

С. А. Роза

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

ВЫСШАЯ ШКОЛА • 1962

С. А. РОЗА

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

*Допущено
Министерством высшего и среднего
специального образования СССР
в качестве учебника
для геологоразведочных
специальностей вузов*



ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
«ВЫСШАЯ ШКОЛА»

Москва 1962

ВВЕДЕНИЕ

1. О предмете механика грунтов

Инженерам-геологам приходится работать в области геологии для целей строительства. Им необходимо, во-первых, выяснять геологические условия различных проектируемых сооружений и решать вопросы о влиянии геологической обстановки на выбор месторасположения, на деформации и устойчивость сооружений. Во-вторых, выяснять как проектируемое сооружение, в процессе его строительства и эксплуатации, может изменять геологическую обстановку.

Прогноз влияния инженерного сооружения на геологическую обстановку производят методами инженерной геологии, которые включают также расчеты и, в частности, расчеты основания сооружений.

Для решения указанных задач инженер-геолог должен получить требуемые исходные данные, которые представляют: геологические карты и разрезы, построенные для района проектируемых сооружений и описывающие его геологическое строение; материалы, отражающие гидрогеологическую обстановку проектируемых сооружений; численные характеристики свойств грунтов, слагающих их основания. Их получают в результате инженерно-геологических изысканий.

При изучении свойств грунтов инженеру-геологу необходимо правильно выбирать места отбора образцов грунтов, для их испытания в лаборатории, обеспечивать их правильный отбор, правильно намечать объем и характер лабораторных испытаний грунтов. Ему необходимо уметь производить обобщение результатов лабораторных определений показателей свойств грунтов и правильно выбирать расчетные характеристики свойств грунтов. Программы изысканий также составляются инженером-геологом. В них необходимо наметить виды и объемы геологоразведочных работ и исследований грунтов с тем, чтобы обеспечить в проекте полное использо-

вание несущих свойств грунтов в основании проектируемых сооружений и разработку эффективных мер борьбы с его разрушением в процессе строительства и после него. При получении исходных данных для расчетов оснований сооружений ему необходимо знать методы этих расчетов.

Кроме того, инженер-геолог участвует в выборе наивыгоднейшего места расположения сооружения и дает обоснованные соответствующими расчетами заключения о пригодности выбранного места для размещения сооружения.

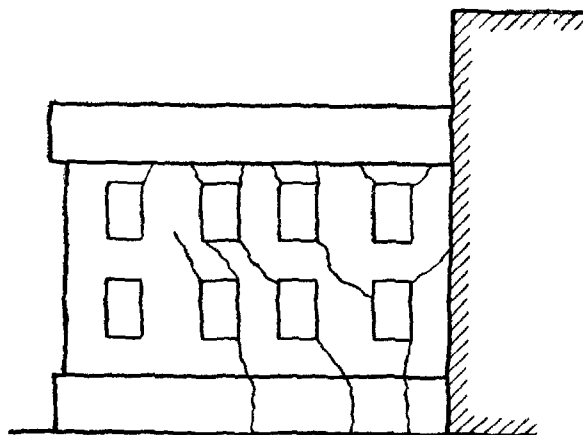


Рис. 1. Схема разрушения жилого дома

Он должен всегда иметь в виду, что инженерные сооружения, возводимые из бетона, кирпича, железа, дерева, грунта и других строительных материалов, нельзя рассматривать изолированно от их оснований, на которых они построены и которые должны их нести с требуемой степенью надежности. Нагрузка, прикладываемая весом сооружения на массив грунта, может вызвать неравномерные осадки этого сооружения, при которых дальнейшая его эксплуатация станет невозможной, или разрушить основание и вместе с ним само сооружение.

Типичными авариями сооружений из-за деформаций их оснований при их нагружении являются: 1. Образование трещин в жилом здании (рис. 1), которые вызваны неравномерными осадками его кирпичной стены. Осадки возникли из-за пристройки к жилому зданию тяжелого сооружения, без учета его влияния на массив грунта под соседним зданием. Трещины настолько разрушили здание, что пришлось его разобрать и заменить новым. 2. Обрушение и повреждение мостовой фермы (рис. 2) из-за перекоса устоя моста. Перекос устоя возник в результате присыпки к нему земляной насыпи после наведения на пролет моста металлической фермы.

Здесь земляная насыпь вызвала деформации основания устоя моста. 3. Разрушение железобетонной рамной конструкции (рис. 3) из-за различной осадки ее двух опор, вызванной различной сжимаемостью грунтов, слагающих их основания. Неравномерные осадки вызвали необходимость заменить разрушенную раму новой, после

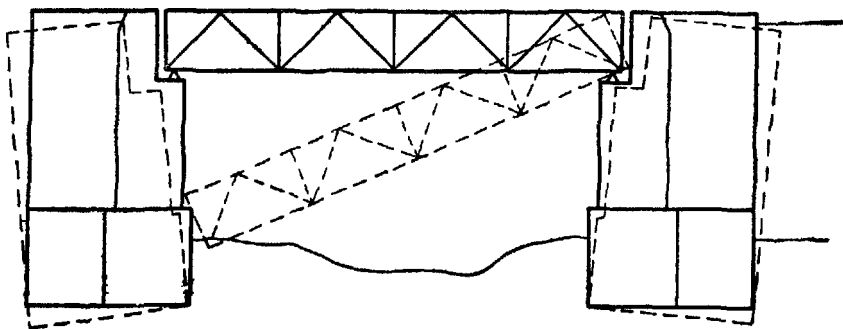


Рис. 2 Схема разрушения моста

переустройства ее фундаментов. 4. Разрушение земляных сооружений, связанное с явлением оползания одного из его откосов, вследствие его недостаточной устойчивости, из-за слабого грунта в его основании, или неправильного метода производства работ. Здесь

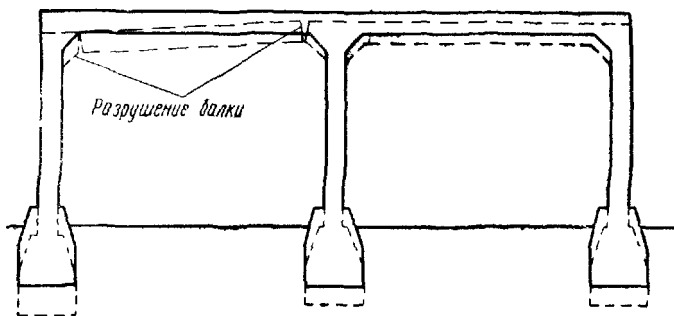


Рис. 3. Разрушение рамной конструкции

ликвидация аварии также связана с большими переделками в сооружении и временным прекращением его эксплуатации (рис. 4). Перечисленные нагрузки на грунт являлись положительными.

К сооружениям, которые разгружают массив грунта относятся: котлованы, карьеры, каналы и другие выемки земли. Аварии таких сооружений также могут быть вызваны недостаточной их устойчивостью. Разгрузка массива грунта, или отрицательная нагрузка на

него, может вызвать выпор дна выемки и оползание ее откоса (рис. 5), оползание естественного откоса, подрезанного выемкой для канала или дороги, и другие виды потери устойчивости основания, связанные с разрушением этих сооружений.

Главными причинами перечисленных аварий сооружений были разрушения их естественных оснований, вследствие изменения напряжений в массиве грунта под действием положительной или отрицательной нагрузки от сооружения и деформации грунта,

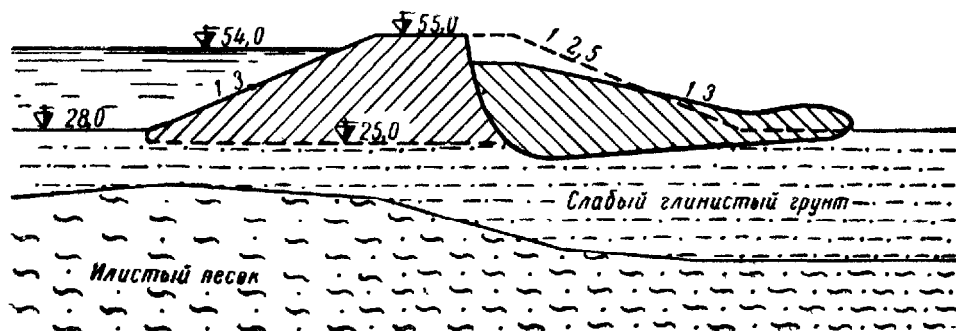


Рис. 4. Оползание откоса земляной водоудерживающей плотины

возникшей как следствие изменения напряжений. Здесь имели место ошибки в расчете основания сооружения по вине проектировщика или ошибки в полученных исходных данных для расчета основания сооружения по вине инженера-геолога. Поэтому инженеру-геологу важно знать механику грунтов, содержащую теорию расчетов оснований сооружений.

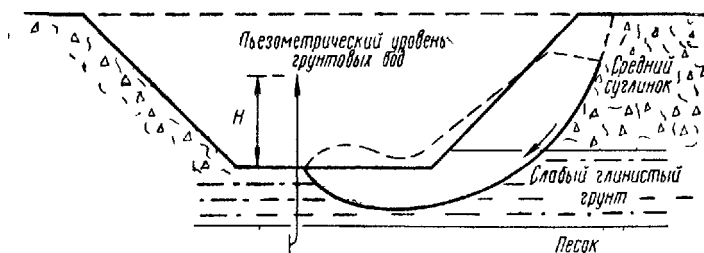


Рис. 5. Разрушение откоса выемки для канала под действием избыточного напора воды H в водоносном горизонте, расположенном ниже его дна

Механика грунтов представляет механику деформируемого дисперсного тела. В ней разработаны методы расчета деформации и устойчивости массива грунта при изменении нагрузки на него. Механика грунтов совместно со смежными естественно историческими науками служит средством для правильного решения задач инженерной геологии.

Значение механики грунтов для инженеров-геологов не ограничивается проектами и строительствами. Она имеет большое значение для правильного понимания развития геологических явлений, так как последние связаны с непрерывными отложениями, или увеличением нагрузок на грунты, и сносами, или разгрузками грунтов, а также тектоническими процессами, которые вызывают в пластах горных пород определенные напряжения и деформации. Причинная взаимосвязь должна всегда даваться при описании геологических условий с требуемой четкостью и ясностью, чтобы иметь возможность обоснованно прогнозировать дальнейшее развитие явлений после возведения крупных сооружений, значительно изменяющих природную обстановку.

Механика грунтов для инженеров-геологов читается параллельно с курсами инженерной геологии и инженерных сооружений. Поэтому вопросы инженерной геологии и инженерных сооружений, вопросы о физико-химической природе грунтов, об инженерно-геологических группах пород, об обработке лабораторных данных и определении нормативных, а также выборе расчетных характеристик свойств грунтов, о грунтовой лаборатории, приборах, видах и методах лабораторных работ, об аппаратуре для полевых опытных работ и обработке данных испытаний грунтов, об улучшении свойств грунтов. Примеры расчетов подпорных стенок, откосов и других сооружений не включены в этот курс, во избежание параллелизма.

В механике грунтов для горных и геологических вузов дано теоретическое обоснование методов расчета оснований сооружений и главным образом основных методов расчета с целью подготовить геологов правильно понимать и широко использовать механику грунтов в их практической деятельности.

Механика грунтов широко использует зависимости, полученные в механике сплошных тел, в теории упругости и пластичности. В книге рассмотрены различия механики грунтов и теории упругости, а также причины отклонений решений по теории упругости от действительности и показана область применения теории упругости к расчету деформаций массива грунта. Далее использованы зависимости, разработанные в гидромеханике, и поэтому рассмотрены также причины отклонений решений теории фильтрации от действительности.

Основание сооружений рассматривается в книге в широком смысле, включая боковые сопряжения сооружений и откосы, как зона изменений напряжений в массиве грунта, возникшая от прило-

жения к нему внешней нагрузки. Расчеты оснований даны по деформациям и устойчивости.

Расчеты по деформациям производят исходя из возможно полного использования несущих свойств грунтов, слагающих эти основания, чтобы среднее давление на грунт от сооружения могло вызвать не только его уплотнение, но даже небольшие сдвиги, которые однако не должны сопровождаться деформацией надфундаментных конструкций, недопустимой для нормальной их эксплуатации (трещинами и другими повреждениями). Необходимые предельные величины деформаций основания для правильного его расчета даются в нормах проектирования естественных оснований сооружений (НитУ 127—55).

В расчетах устойчивости оснований рассмотрены все основные задачи о предельном равновесии, а именно: давление грунта на ограждения, устойчивость оснований сооружений и устойчивость откосов и склонов. Они даны в труде в соответствии с основными гипотезами о формах поверхности скольжения, а также с теорией предельного равновесия (теорией пластичности). Здесь же даны общие сведения о расчете предельного состояния оснований по устойчивости и коэффициенте устойчивости основания.

В книге приведены задачи для упражнений, применительно к материалу соответствующих глав.

В соответствии с нормами строительного проектирования (Строительные нормы и правила, 1954), где для естественных оснований проектируемых зданий и сооружений требуется производить расчеты для определения предельного состояния оснований по деформациям, а при горизонтальных нагрузках на них и основаниях, огражденных откосами, — расчеты предельного состояния по устойчивости, механика грунтов для инженеров-геологов разбита на три раздела. В первом разделе приводится теория расчета напряжений в массиве грунта, вызывающих его деформации, во втором разделе — расчет осадки сооружения и в третьем разделе — расчет устойчивости сооружений.

2. Об основных особенностях грунтов, определяющих их деформации при нагрузке

Грунтами называются все мелко раздробленные горные породы коры выветривания литосферы, поэтому и механика грунтов представляет механику мелко раздробленных горных пород, или механику деформируемых дисперсных тел, к которым относятся песчаные и глинистые грунты, слагающие естественные основания сооружений.

Другие же виды горной породы, крупнообломочные и скальные,

рассматриваются в механике горных пород. Они отличаются от песчаных и глинистых грунтов большей прочностью, малыми деформациями и другими чертами.

Основными особенностями грунтов, определяющими их деформации под действием нагрузки, являются: раздробленность материала, его плотность и прочность связей между частицами (которые в свою очередь зависят от минералогического состава частиц, состава и концентрации электролитов в поровой воде), а также его неоднородность.

На необходимости изучения характера раздробленности материала грунтов можно не останавливаться. Она служит признаком для отнесения грунта к одной из классификационных групп горных пород.

Плотность в механике грунтов измеряют пористостью грунта. Она обусловлена раздробленностью материала. Полости между частицами в грунте представляют собой поры. В основаниях сооружений они обычно полностью заполнены водой. В зоне же колебаний уровня грунтовых вод и выше нее в порах грунта имеются пузырьки воздуха. О количестве воздуха в грунте судят по его степени насыщения G . При полном насыщении грунта водой его степень насыщения равна единице. Если его водосодержание менее полной влагоемкости, то степень насыщения грунта менее единицы. Последняя равна

$$G = \frac{\omega}{\omega_n},$$

где ω — естественная влажность грунта,
 ω_n — полная влагоемкость того же грунта.

Плотность грунта однозначно определяется объемным весом его скелета, зависящим от его пористости и удельного веса или минералогического состава. Удельный вес изменяется для большинства грунтов в узких пределах от 2,6 до 2,8 г/см³.

Различают три объемных веса грунта.

1. Объемный вес скелета грунта, который зависит от пористости n

$$\gamma_{ск} = \Delta_s (1 - n),$$

откуда пористость грунта будет равна:

$$n = \frac{\Delta_s - \gamma_{ск}}{\Delta_s} = 1 - \frac{\gamma_{ск}}{\Delta_s}.$$

В механике грунтов пористость грунта измеряют коэффициентом

пористости равным

$$\varepsilon = \frac{\Delta_s - \gamma_{ск}}{\gamma_{ск}} = \frac{\Delta_s}{\gamma_{ск}} - 1,$$

где $\gamma_{ск}$ — объемный вес скелета грунта;

Δ_s — удельный вес грунта.

2. Действительный объемный вес грунта, соответствующий условиям естественного залегания, включающий вес воды в его порах. Он изменяется в зависимости от содержания воды в порах грунта даже при неизменной его пористости:

$$\gamma = \gamma_{ск} (1 + w).$$

3. Объемный вес грунта, взвешенный в воде, при его залегании на глубине в массиве грунта ниже уровня грунтовых вод, вычисляется по следующей формуле:

$$\gamma^0 = \gamma_{ск} \left(1 - \frac{1}{\Delta_s} \right).$$

При уплотнении водонасыщенного грунта под нагрузкой, уменьшение пористости связано с удалением из его пор части воды. При этом поровая вода испытывает избыточное давление над статическим. Избыточное давление воды в порах грунта называется **поровым давлением**. В глинистых грунтах поровое давление уменьшает сопротивление грунта сдвигу, а в песчаных оно вызывает явления разжижения. Несмотря на большую пористость глинистых грунтов, их водопроницаемость значительно меньше, чем у песчаных грунтов. Наличие пузырьков воздуха в порах грунта увеличивает его сжимаемость и упругость. В песке оно вызывает сцепление.

Пористость грунтов определяет также сопротивление грунта сдвигу. Чем пористость грунта меньше при неизменности прочих свойств, тем его сопротивление сдвигу больше.

Прочность связей в грунте является третьим показателем состояния грунта. У песчаных грунтов они очень слабые и ими пренебрегают. У глинистых грунтов они могут быть от слабых до прочных. Они имеют преимущественно коллоидное происхождение как в агрегатах из мелких частиц, так и между агрегатами. В лёссах они имеют преимущественно кристаллизационный характер.

При увеличении напряжений в массиве грунта его деформации происходят после частичного разрушения связей, когда элементы грунта получают возможность внедриться в объем его пор и умень-

шить пористость грунта. Чем плотность грунта больше, чем связи в грунте прочнее, тем меньше его деформации для данного изменения напряжений.

Процесс уменьшения пористости грунта после разрушения его связей у разных грунтов имеет различный характер. У макропористых лёссовидных грунтов разрушение структурных связей при замачивании под нагрузкой вызывает катастрофические просадочные явления. У мелкозернистых водонасыщенных рыхлосложенных песков разрушение структуры вызывает катастрофические явления разжижения. Разрушенные структурные связи в глинистых грунтах могут с течением времени восстанавливаться, при этом пористость грунта остается неизменной. Свойство восстанавливать структурные связи после каждого их разрушения называется **тиксотропией** глинистого грунта. От прочности связей в грунте зависят как его сжимаемость, так и сопротивление сдвигу.

Уменьшение прочности водонасыщенного глинистого грунта при разрушении его структурных связей тем больше, чем выше его естественная влажность. Отношение сопротивления сдвигу глинистого грунта до разрушения его естественной структуры к сопротивлению сдвигу после ее нарушения называется **чувствительностью** глины. У некоторых глинистых грунтов чувствительность очень высокая и превышает сто.

Массивы грунта всегда **неоднородны**. Различают неоднородность массива грунта и неоднородность в пределах одного слоя грунта. Массив неоднороден, если он сложен слоями с различными свойствами грунтов. Слой грунта рассматривается однородным, если механические свойства его образцов являются выдержанными (не зависят от координат). Оценка выдержанности свойств грунтов производится по величине коэффициента вариации* для показателей свойств грунта. В большинстве случаев за критерий однородности слоя принимают коэффициент вариации 0,30, что значительно больше чем для металла. Но при образцах грунтов больших размеров и отобранных равномерно в пределах слоя требуемый коэффициент вариации уменьшают до 0,10—0,15. Оценка однородности основания сооружения зависит от размера его фундамента.

3. Область механики грунтов

Как уже было отмечено выше, в механике грунтов рассматрива-

* Коэффициентом вариации называется частное от деления среднеквадратичного отклонения значений данного показателя, характеризующего степень их рассеяния, на среднее значение данного показателя свойств грунтов для слоя.

ют теоретические основы расчетов оснований сооружений. Естественные основания сооружений изучают также в инженерной геологии и грунтоведении.

Расчеты оснований сооружений и устойчивости склонов всегда производят после выяснения инженерно-геологической обстановки и гидрогеологических условий в месте расположения сооружения или участка склона, а также выяснения возможных причин и характера деформаций массива грунта, чтобы применительно к ним использовать одно из решений механики грунтов. С другой стороны, механика грунтов, вскрывая механизм деформаций, помогает инженеру-геологу анализировать данное явление и выяснять его особенности и отличия от принятой расчетной модели. Последнее позволяет установить причину неточности в расчете, а иногда и ожидаемую величину ошибки.

Для расчетов массив грунта рассматривают как материальную систему, которая может быть дискретной, состоящей из отдельных точек, или сплошной, представляющей непрерывное распределение абстрактного вещества. В последнем случае систему называют сплошной материальной средой. Различают неизменяемую и изменяемую среду. Примером сплошной неизменяемой среды является абсолютно жесткое тело, изменяемой сплошной средой — упругое, пластическое, жидкое и газообразное тело.

Механика грунтов представляет теоретическую основу для расчетов естественных оснований, а также земляных сооружений, являющихся весьма сложными материальными телами.

В механике грунтов пользуются математическим анализом для разработки методов расчета напряжений в массиве грунта и его деформаций, возникающих под действием приложенных внешних сил (нагрузок от сооружений, воды, ветра и других), а также условий прочности грунтов и устойчивости оснований сооружений. При этом, в зависимости от рассматриваемой задачи, учитывается влияние собственного веса грунта, внешние статические или динамические нагрузки, воздействие объемных фильтрационных сил от установившегося или не установившегося фильтрационного потока, включая явления дренажа и т. п. Изменение напряжений в механике грунтов рассматривают как причину деформаций, а последние как следствие изменения напряжений.

При построении теории приходится природные явления упрощать или схематизировать, отбрасывая при рассмотрении вопроса второстепенные факторы и сохраняя основные, определяющие рассматриваемое явление или процесс. Такое схематизированное представление называется расчетной моделью. При изучении различных вопросов приходится в качестве основных принимать различные факторы. Правильность выбора основных факторов, определяющая ценность построенной на них теории, проверяется объективными экспериментами и практикой (включая наблюдения в период строительства и эксплуатации сооружения). Получив результаты про-

верки принятой расчетной модели, производится ее уточнение и по мере уточнения все более приближают ее к природе явления. Новые сведения о природе деформаций, полученные в грунтоведении, также используют для уточнения расчетной модели.

Определение распределения напряжений в раздробленном массиве (дискретной материальной системе) от внешних нагрузок, исходя из учета местных нормальных и касательных сил в виде сил трения и сцепления на поверхностях соприкосновения смежных зерен, их деформаций, а также крутящих моментов, приложенных к зернам, приводит к настолько сложным уравнениям, что практическая их целесообразность становится сомнительной. Они содержат 36 компонент контактной силы, связанных условиями равенства нулю суммарных моментов, уравнениями равновесия и уравнениями совместности относительных смещений зерен (Миндлин, 1954). Более простые зависимости для дисперсной среды, полученные с применением математической статистики (Кандауров, 1960) и коэффициентов концентрации (Фрелих, 1935), несмотря на хорошее совпадение с экспериментами, которые указывают на различный характер распределения напряжений в песчаном и глинистом грунтах, не являются строгими и требуют экспериментального определения новых грунтовых показателей. Поэтому в механике грунтов, при расчете распределения напряжений в массиве грунта, используют имеющиеся решения механики изменяемой сплошной среды, разработанные в теории упругости и теории пластичности для начально ненапряженного, т. е. невесомого, тела. Необходимую связь между напряжениями и деформациями, для расчета последних, устанавливают экспериментально для каждой разности грунта, входящей в состав естественного основания сооружения. При этом разработка методов механических испытаний также входит в дисциплину механики грунтов. В соответствии с разложением в теории упругости общей деформации тела на деформации сжатия и деформации сдвига разработаны методы расчета деформации сжатия массива грунта и расчета деформации сдвига. В методе расчета деформации сжатия расчетной моделью служит линейно деформируемая среда, а сжатие в механике грунтов рассматривают как результат изменения объема пор в грунте, принимая, что сжатие скелета грунта и воды в его порах не происходит. В методах расчета деформаций сдвига, или прочности грунта, и устойчивости основания сооружения, используют несколько расчетных моделей с линейной зависимостью сопротивления сдвигу от нагрузки.

Зависимости, разработанные в механике грунтов, применимы для песчаных и глинистых грунтов в определенных границах, зависящих от принятой расчетной модели и точности исходных данных, полученных в результате инженерно-геологических исследований, произведенных в районе проектируемых сооружений. Если принять, что точность исходных данных составляет не менее 10%, то та же точность определяет и допустимые отклонения свойств

использованной в механике грунтов расчетной модели от свойств естественного основания сооружения. Так, модель линейно деформируемой среды применима только для таких приращений напряжений, при которых отклонение экспериментальной криволинейной связи между пористостью и давлением на грунт от прямолинейной зависимости не превышает указанной погрешности. Практически это имеет всегда место для небольших приращений напряжений, характерных для оснований сооружений. В противном случае можно нагрузку на грунт разбить на части и просуммировать полученные частные конечные осадки. Для расчета устойчивости основания сооружения расчетная модель имеет линейную зависимость сопротивления сдвигу от нагрузки, которая на заданном интервале приращения напряжений не должна много отклоняться от экспериментальной криволинейной зависимости для реальных грунтов. Практически для малых приращений напряжений в основании сооружения расхождения между пологой экспериментальной кривой и прямой всегда менее указанной выше точности исходных данных для расчетов.

В соответствии с требованиями «Строительных норм и правил» (1954) в состав проекта сооружения включают раздел с расчетом основания сооружения и разработкой мер, предупреждающих разрушение основания, если это необходимо.

4. Развитие механики грунтов

Начальный период развития механики грунтов относится к периоду с конца XVII и до конца XIX в. Он характеризуется весьма слабым применением в строительстве научно обоснованных методов расчета оснований сооружений. Необходимые в то время решения вопросов проектирования и строительства различных сооружений получались почти исключительно на базе накопленного опыта строительства аналогичных сооружений в аналогичных условиях и интуиции строителя. Это сопровождалось в ряде случаев неудачами и авариями, которые в свою очередь способствовали накоплению опыта. Теоретическим исследованием, сохранившим значение до настоящего времени, является работа французского ученого Кулона, решившего задачу о давлении земли на подпорные стенки (1773 г.), а также русского академика Н. И. Фусса, разработавшего в конце XVIII в. способ расчета балок на упругом основании, принимая линейное распределение напряжений на подошве сооружений с введением понятия о коэффициенте постели.

Работы в области механики грунтов в конце XIX и начале XX вв. сводились в основном к определению давления на подпорные стенки и рассмотрению некоторых простейших задач устойчивости откосов и оснований и назывались статикой сыпучих тел.

Следует отметить опубликованную в 60-х годах прошлого столетия известную формулу русского инженера Паукера о допускаемой глубине заложения фундаментов в сыпучих грунтах.

Опытное изучение грунтов, как оснований сооружений, было начато в Петербургском институте путей сообщения В. И. Курдюмовым в 1889 г., положившим в России начало исследованиям в области механики грунтов. Эти работы были продолжены А. И. Прилежаевым в Ленинграде и В. И. Миняевым в Томске в начале текущего столетия.

Значительным вкладом в науку были капитальные работы австрийского профессора К. Терцаги и в СССР профессора Н. М. Герсевича в области расчетов осадки сооружений, выполненные в 20-х годах текущего столетия и давших решения других вопросов механики грунтов. Здесь же необходимо отметить труды Н. П. Пузыревского в СССР и О. К. Фрелиха в Австрии в области расчетов прочности грунтов, слагающих основания сооружений. Дальнейшее развитие теории уплотнения глинистых грунтов было дано в капитальных трудах В. А. Флорина. Необходимо указать также на значительный вклад в советскую науку Н. А. Цытовича, Н. Н. Маслова, И. В. Попова, Г. И. Покровского, Д. Е. Польшина, М. И. Горбунов-Посадова, Б. П. Попова и других советских ученых, труды которых развили механику грунтов, как научную основу для решений задач строительства, возникающих в народном хозяйстве.

В Советском Союзе механика грунтов, развиваясь в тесном контакте с инженерной геологией и грунтоведением, освободилась от многих формалистических концепций, характерных для Запада. Уподобляя грунты тем или иным механическим моделям, советские специалисты по механике грунтов и инженерной геологии учитывают, что имеют дело с естественно-историческими образованиями и поэтому решают вопросы с позиции глубокого анализа всех существующих причинных связей и зависимостей. Вследствие большого строительства в нашей стране, в весьма различных условиях, имеется дальнейшая возможность проверять и уточнять разработанные в механике грунтов методы расчета.

Следует отметить возросшее значение механики грунтов в последние годы, особенно после решений XXII съезда КПСС, о создании материально-технической базы коммунистического общества. При этом намечено затратить большие средства на грандиозное строительство во всех уголках нашей страны. Объекты строительства были перемещены в новые мало освоенные и изученные районы Сибири, ДВК и Средней Азии, где строительство нередко ведется в сложных и неблагоприятных условиях, где мало опыта проектирования и строительства в местных геологических условиях и поэтому роль правильной оценки условий строительства и надежных расчетов естественных оснований сооружений значительно возросли. В связи со строительством различных уникальных

сооружений (высоких плотин, зданий, телевизионных мачт, циклотронов, глубоко заложённых мостовых опор и др.) предъявлены особо высокие требования к естественным основаниям.

Это дает возможность утверждать, что роль механики грунтов в строительном деле будет возрастать и далее, содействуя удешевлению и ускорению строительства и обеспечивая успешное решение технических проблем, возникающих при осуществлении новых объектов строительства.

Раздел I

РАСЧЕТ НАПРЯЖЕНИЙ

5. Основные понятия о напряжениях в массиве грунта

Для определения деформаций массива грунта и деформаций построенных на нем сооружений необходимо выяснить как изменяются в результате постройки сооружений напряжения в грунте, которые являются причиной происходящих деформаций. Принимают, что в невесомом сплошном теле, которое находится в равновесии, под действием внешней силы P , приложенной к точке на его поверхности, возникнут внутренние усилия. Чтобы определить величину внутренних усилий в любой точке M (рис. 6), расположенной внутри этого тела, проводят через тело около места приложения силы P сечение nMt , проходящее через точку M , которое разделит тело на две части A и B . Часть тела A с приложенной силой находится в равновесии под действием внешней силы и внутренних усилий, неравномерно распределенных по проведенному сечению, и представляющих действие одной части тела на другую. Интенсивность распределения внутренних усилий по сечению назовем **напряжением** и обозначим через σ .

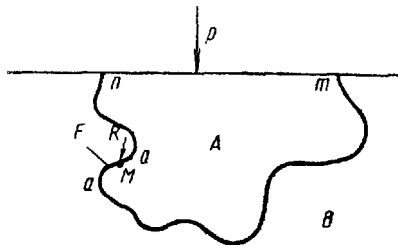


Рис. 6. Напряжения в теле от сосредоточенной нагрузки, приложенной к его горизонтальной поверхности

Величина напряжения находится двумя методами. В случае равномерного распределения напряжений по сечению, например, в теле, которое имеет призматическую форму, для сечения $a-a$, достаточно удаленного от точки приложения силы P , величина напряжения может быть определена делением силы на площадь сечения (рис. 7). В случае же неравномерного распределения напря-

жений по сечению nMt , показанному на рис. 6, выделяют на сечении у точки M элементарную площадку, затем определяют величину равнодействующей R внутренних усилий, действующих на эту элементарную площадку, и производят деление величины равнодействующей R на величину площадки F . При уменьшении размеров площадки предельное значение результата деления R на F даст величину напряжения в точке M :

$$\lim_{F \rightarrow 0} \left| \frac{R}{F} \right| = \sigma \quad (1)$$

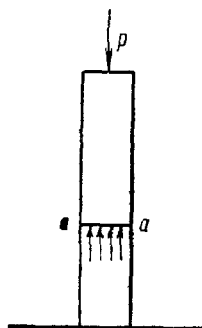


Рис. 7. Напряжения в теле призматической формы

Если сила R выражена в килограммах, а площадь F — в квадратных сантиметрах, то размерность напряжения получается в $кг/см^2$. Площадка F может иметь любое направление, в зависимости от направления проведенного через тело или массив грунта сечения. Отметим, что напряжение в массиве грунта, представляющего мелко раздробленное тело, следует рассматривать не как напряженное состояние его частиц, а как среднее напряжение на мысленно выделенной площадке конечных размеров внутри тела*.

Для данного направления площадки это напряжение может быть выражено вектором, длина которого представляет величину напряжения в определенном масштабе. Величина и направление вектора напряжения зависят не только от величины силы P и координат точки M , но также от направления площадки, для которой определялась равнодействующая внутренних усилий. Угол между направлениями вектора и площадки может быть меньше прямого.

В любых точках массива грунта, имеющего собственный вес, и находящегося под действием внешней нагрузки, при любом направлении площадки, проведенной через заданную точку, в ней всегда будет действовать результирующее напряжение σ . Равнодействующая напряжений, действующих по всем площадкам, которые проходят через точку, равна нулю, так как точка находится в равновесии. Напряжения в точках на поверхности массива грунта, за пределами приложенной внешней нагрузки, также будут равны нулю. Напряжения в точках на поверхности в пределах приложенной внешней нагрузки обозначаются в дальнейшем через p $кг/см^2$.

Если вектор результирующего напряжения наклонен к площадке $a-a$ (рис. 8), его разлагают для удобства расчетов на две составляющие: нормальную (результирующую), перпендикулярную направлению площадки, которую обозначают через σ_n и касательную

* Для раздробленного пористого тела площадь F в уравнении (1) не может уменьшаться до бесконечно малой величины и при уменьшении ее размера результат от деления R на F не будет непрерывной функцией.

(результатирующую), действующую в плоскости площадки, которую обозначают через τ .

Положение точки в массиве грунта определяют прямоугольными координатами. При этом начало координат располагают в контактной плоскости между внешней нагрузкой и массивом грунта (на подошве фундамента) в середине внешней нагрузки, ось z направляют вниз, ось y — слева направо и ось x — под прямым углом к оси y (рис. 9).

В дальнейшем для расчета сжатия грунта, происходящего под действием внешней нагрузки, площадки действия напряжений будем располагать горизонтально и вертикально. Тогда задача о сжатии грунта сводится к задаче о сжатии элементарного кубика, вырезанного из массива грунта у точки M , со сторонами параллельными осям координат (рис. 9). На грани кубика действуют нормальные составляющие напряжения, которые подлежат определению.

Рассмотрим указанные частные случаи расположения площадок действия напряжений, а именно горизонтальное и вертикальное. Нормальные составляющие напряжений, действующих в этих площадках, будут иметь соот-

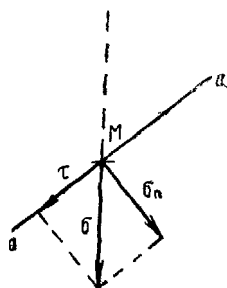


Рис. 8. Нормальные и касательные составляющие напряжения в площадке $a-b$

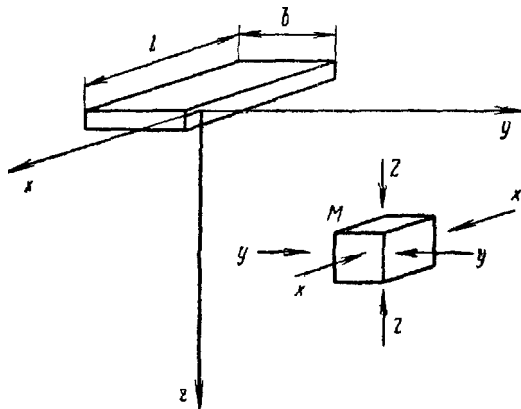


Рис. 9. Положение прямоугольных координатных осей и обозначения нормальных составляющих напряжений в массиве грунта для горизонтальных и вертикальных площадок в объемной задаче

ветственно вертикальное и горизонтальное направления. Вертикальная составляющая будет вызывать сжатие грунта в вертикальном направлении и обуславливать осадки поверхности грунта, а

горизонтальная составляющая — сжатие в горизонтальном направлении, т. е. его боковое сжатие, которое также будет влиять на осадки поверхности.

Возникающую от внешней нагрузки нормальную составляющую напряжения и действующую на горизонтальную грань куба, обозначают через Z , а нормальные составляющие напряжений, действующие на две вертикальные грани куба и направленные горизонтально, — через X и Y (рис. 9).

В плоскости каждой грани куба будут действовать, кроме того, по две касательных составляющих, одна параллельная одной стороне грани, другая — другой. Касательные составляющие, расположенные в плоскости горизонтальной грани, обозначают ZY и ZX , где первая буква указывает на направление нормали к площадке действия, а вторая — на направление самой касательной составляющей. Касательные составляющие, действующие в плоскости вертикальной грани куба, перпендикулярной оси y , будут следующие: YZ и YX . Касательные составляющие ZY и YZ попарно равны между собой. При уменьшении сторон куба до бесконечно малых размеров составляющие напряжений от внешней нагрузки будут соответствовать напряжениям в точке в массиве грунта.

Все грунты имеют собственный вес, который вызывает напряжения в массиве грунта, возрастающие с глубиной. Кроме напряжений от собственного веса, в грунтах имеются напряжения от внутренних сил, например молекулярных, которые также вызывают напряжения, но не зависящие от глубины. Нормальное напряжение на глубине z в горизонтальной площадке от собственного веса грунта, которое представляет начальное напряжение в массиве грунта, обозначают через γz кг/см^2 и от внутренних сил через c кг/см^2 . Результирующее нормальное напряжение в горизонтальной площадке складывается из начального напряжения, его приращения от внешней нагрузки и внутренних сил. Оно равно:

$$\sigma_z = \gamma z + Z + c.$$

Положительное напряжение вызывает сжатие грунта, а отрицательное — его растяжение.

6. Основание сооружения

При постройке сооружения возникает давление не только по подошве его фундамента. Давление от веса сооружения передается массиву грунта и распространяется в нем на значительную глубину от его поверхности. Под действием веса сооружения и нагрузок на него изменяются напряжения, которые были в грунте до постройки сооружения. Это изменение происходит в локальной зоне массива грунта. Границей этой зоны является геометрическое место точек, в которых изменение напряжений настолько мало, что не вызывает практически ощутимого сжатия грунта. Эта зона называется **основанием** сооружения. Поэтому основанием, в широком смысле этого

слова, служит такая часть массива грунта, напряжения в которой изменяются от возводимого инженерного сооружения. К основанию должна быть отнесена не только часть массива грунта под сооружением, но и часть за его боковыми сопряжениями, а если имеются откосы, то и часть массива грунта за откосами.

Таким образом, основанием сооружения называется часть массива грунта, воспринимающая давление от сооружения, в отличие от несущей части сооружения, называемой фундаментом и служащей для передачи веса сооружения на грунт.

Естественное основание неоднородно и имеет разнообразное сложение, вследствие непрерывного изменения условий отложения и формирования грунтов. Механические свойства грунтов связаны с нагрузками, которые в прошлом влияли и на их формирование.

Они изменяются и далее с течением времени, вследствие развивающихся естественно-исторических процессов (процессов диагенеза). Если к строительному материалу, изготовленному в промышленности, или на месте строительства, можно предъявить требования к его качеству и получить его таким, каким он нужен строительству, то материал, слагающий естественное основание, требует специального изучения для каждого крупного сооружения, а также для каждой площадки, на которой проектируется промышленное или жилищное строительство. При этом изучении большое значение имеют механические испытания образцов грунтов, слагающих строительную площадку.

Все искусственные основания (насыпь, или намытая территория) не являются основаниями, а представляют собой инженерные сооружения, которые возведены в соответствии с заранее заданными требованиями к их качеству, прочности и размерам. В случае же, если на искусственной насыпи будет возведено сооружение, то насыпь будет для этого сооружения служить искусственным основанием.

Изменение напряжений в массиве грунта происходит неравномерно по глубине и в стороны от сооружений, в одних точках оно больше, в других — меньше (рис. 10). Оно также является причиной неравномерных деформаций грунта. Если напряжения в некоторых точках становятся больше напряжения, характеризующего прочность грунта, то в этих точках происходит разрушение основания.

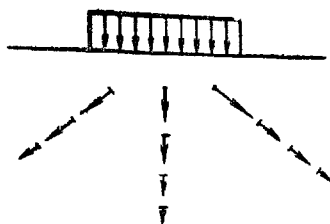


Рис. 10. Векторы напряжений в точках массива грунта

7. Расчетная модель для расчета напряжений

В методах расчета напряжений в массиве грунта и вызываемых ими деформаций оснований сооружений широко использованы

зависимости теории упругости. Ввиду имеющихся различий свойств среды теории упругости и свойств массива грунта необходимо установить условия применимости теории упругости к расчету распределения напряжений в массиве грунта.

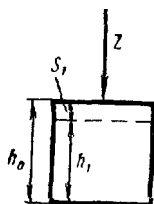


Рис. 11. Схема деформации сжатия

В теории упругости изучают напряжения и деформации, возникающие при действии силы на упругое тело. Здесь разработаны строгие математические зависимости между внешней нагрузкой, координатами точки в гипотетической среде, напряжениями в этой среде и ее деформациями. Среда является сплошной, однородной и упругой, со строгой пропорциональностью между деформацией и напряжением. Ее упругие свойства одинаковы во всех направлениях, поэтому среда изотропная. Она невесомая, поэтому начальные напряжения в ней отсутствуют. Деформации сжатия и растяжения происходят

при действии нормальной составляющей напряжений (рис. 11), а деформации сдвига — при действии касательной составляющей напряжений (рис. 12).

Зависимость между растяжением и напряжением выражается законом Гука:

$$\lambda E_y = \sigma, \quad (2)$$

где λ — относительная деформация, равная отношению величины растяжения призматического упругого тела, к его начальной высоте, бывшей до приложения к нему нагрузки;

σ — напряжение в этом теле, возникающее под действием приложенной к нему нагрузки, кг/см^2 ;

E_y — коэффициент пропорциональности с размерностью кг/см^2 , который в теории упругости называется модулем упругости.

Из зависимости (2) видно, что модуль упругости обратно пропорционален относительной деформации. Чем последняя меньше, тем больше модуль упругости, тем тело прочнее.

Для строгого использования методов механики сплошной среды необходимо, чтобы грунты обладали свойством сплошности, т. е., чтобы напряжения и деформации в этом материале могли рассматриваться как непрерывные функции координат. Кроме того, необходимо, чтобы грунт обладал выдержанными свойствами. При этом выдержанность характеризуется отклонениями показателей для отдельных образцов, от среднего численного значения показателя свойств грунтов, полученного при лабораторных и полевых исследованиях, и оценивается коэффициентом вариации. Деформации сплошной среды описывают уравнениями равновесия и закономерностями, связывающими напряжения и деформации. Уравнения равновесия справедливы для любой среды. Справедливость же закономерностей, связывающих напряжения и деформации, зависит от выдержанности механических свойств среды.

Отклонения свойств среды теории упругости от свойств массива грунта объясняется раздробленностью массива грунта, его пористостью и характером связей между частичками грунта, а также начальными напряжениями в грунте, обусловленными его собственным весом и его неоднородностью.

В теории упругости под действием нагрузки сжимается сама сплошная среда. Она воспринимает растягивающие напряжения. В местах появления растягивающих напряжений она сохраняет сплошность. Сжатие же грунта в основном происходит за счет изменения его порового объема. В массиве сложенном песком, который не воспринимает растягивающих напряжений, распределение напряжений будет больше отличаться от распределения по теории упругости, чем в массиве, сложенном глиной, которая имеет сцепление и сопротивляется растяжению. Измерения показывают, что в песчаном основании фундамента напряжения в точках, расположенных на центральной вертикали, больше, чем по теории упругости, а на краевых вертикалях — меньше. Следует отметить, что различие в осадке фундамента, рассчитанного с учетом отклонений распределения напряжений от распределения по теории упругости и без него, настолько мало, что практического значения не имеет.

Сжатие водонасыщенного грунта сопровождается выжиманием воды, заполняющей поры и взаимным перемещением частиц, что вызывает отставание момента конечного сжатия от момента приложения силы к грунту. В среде теории упругости момент конечного сжатия и момент приложения силы совпадают.

Деформации грунтов частично остаются и после удаления нагрузки. Остаточные или необратимые деформации являются характерными для грунтов и имеют место даже для очень малого изменения напряжений. Упругая или обратимая часть общей деформации грунта меньше чем остаточная часть. В теории же упругости деформации, возникшие в момент приложения силы, полностью исчезают в момент удаления силы.

Остаточная часть деформации возникает в грунте главным образом от смещения зерен одного относительно другого. Кроме того, вследствие раздробленности и наличия полостей в грунте, имеются точечные контакты между зернами, в которых напряжения больше, чем средние напряжения в зерне вокруг контакта. Большие напряжения вызывают разрушение острых углов, или дробление зерна, что влечет за собой смещение частиц грунта под действием приложенной нагрузки. Чем больше объемный вес грунта, тем меньше его пористость, меньше его остаточная деформация и относительно больше упругая. Обратное, с увеличением пористости грунта увеличивается остаточная часть деформации.

Деформации сплошного и пористого тела при одинаковом минералогическом составе существенно различаются. Величина модуля деформации для образца скалы без трещин составляет около

$E=500000 \text{ кг/см}^2$ и для песка, приготовленного из той же скальной породы $E=500 \text{ кг/см}^2$.

Далее грунты неоднородны по размерам зерен и полостей между ними. Они неоднородны также по минералогическому составу зерен, а следовательно, по своей прочности и другим свойствам.

Наконец, грунты не изотропны. Их мелкие частицы имеют чешуйчатую и пластинчатую форму. Во время оседания таких частиц из водной среды их плоская сторона стремится сохранить горизонтальное положение. Поэтому в слое грунта большинство таких частиц ориентировочно более или менее горизонтально (Герцаги, 1948). Большинство грунтов имеют слоистую текстуру, обусловленную также условиями их формирования. Поэтому свойства грунтов зависят от направления действия напряжения.

Что же общего у среды теории упругости и у массива грунта?

Общим является свойство деформироваться при однократном нагружении и небольшом интервале нагрузок в близкой к линейной зависимости от нагрузки. Это свойство указывает на возможность применения теории упругости к грунтам. Отклонения от этой зависимости в грунтах при небольшом изменении напряжений настолько незначительны, что практического значения для расчетов оснований сооружений не имеют. При уменьшении приложенной нагрузки будет происходить разбухание грунта, для которого коэффициент пропорциональности между напряжением и деформацией будет другим, чем при его сжатии.

Грунты, у которых имеется линейная зависимость конечной деформации от нагрузки при однократном приложении этой нагрузки, что имеет место при нагружении массива грунта фундаментом, называются **линейно деформируемой средой**. Эта среда служит расчетной моделью при расчете напряжений. Она характеризуется не модулем упругости, а модулем деформации и последний включает также остаточные деформации. Уравнение аналогичное закону Гука (2) имеет следующий вид:

$$\lambda E = \sigma_2 - \sigma_1,$$

где λ — относительное сжатие;

σ_1 — начальное напряжение в кг/см^2 в поперечном сечении призмы грунта;

σ_2 — конечное напряжение, равное сумме начального напряжения и ее небольшого конечного приращения от внешней нагрузки;

E — модуль деформации грунта с размерностью кг/см^2 .

Вследствие пропорциональности напряжений и деформаций в линейно деформируемой среде, для расчета деформаций, возникающих в точке от нескольких видов внешних нагрузок, возможно производить суммирование напряжений. Если обозначить напряжения, возникающие в точке от трех видов внешней нагрузки, через σ_1 , σ_2 и σ_3 , то при модуле деформации равном E , точка в массиве грунта

переместится под действием этих напряжений на:

$$\lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 = \frac{1}{E} \sigma_1 + \frac{1}{E} \sigma_2 + \frac{1}{E} \sigma_3 = \frac{1}{E} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3). \quad (3)$$

В теории упругости, кроме модуля упругости, характеризующего относительную деформацию элемента в направлении действия напряжения, используют еще одну характеристику, которая позволяет учитывать поперечное изменение размера элемента. Чтобы пояснить роль второй характеристики, выделим в упругоизотропной среде, ограниченной сверху горизонтальной плоскостью, элементарный кубик, который сжимается действующими на его гранях нормальными составляющими напряжений. Ребра кубика имеют длину h_0 и параллельны осям координат (рис. 9). Тогда относительное сжатие кубика, параллельное оси z , обусловленное действием напряжения Z , при беспрепятственном его боковом расширении, может быть выражено следующей формулой (рис. 11):

$$\lambda_z = \frac{S_1}{h_0} = \frac{Z}{E_y}, \quad (4)$$

где E_y — модуль упругости при сжатии.

Поперечное расширение кубика в направлении осей y и x , которое меньше сжатия, равно:

$$\lambda_y = -\mu \frac{Z}{E_y} \quad \text{и} \quad \lambda_x = -\mu \frac{Z}{E_y}. \quad (5) \text{ и } (6)$$

где μ — для малых деформаций постоянная, называемая коэффициентом Пуассона. Знаки у деформаций в выражениях (4) (5) и (6) положительные для сжатия и отрицательные для расширения.

При одновременном действии всех трех нормальных напряжений X , Y и Z , равномерно распределенных по граням кубика, суммарную относительной деформации для каждой грани кубика можно найти с помощью формул (4, 5 и 6). Для получения этой деформации следует алгебраически сложить все соответственные относительные деформации для каждой грани, вызываемые нормальными напряжениями. Полученные выражения для относительных сжатий кубика в направлениях параллельных координатным осям (Тимошенко, 1934) имеют следующий вид:

$$\lambda_x = \frac{1}{E_y} [X - \mu (Y + Z)], \quad (7)$$

$$\lambda_y = \frac{1}{E_y} [Y - \mu (X + Z)], \quad (8)$$

$$\lambda_z = \frac{1}{E_y} [Z - \mu (X + Y)]. \quad (9)$$

Формулы (7), (8) и (9) представляют общие выражения для закона Гука в упругоизотропном материале. Из них видно, что

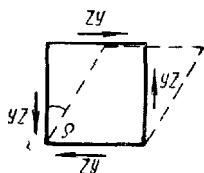
общие зависимости между сжатием и нормальными напряжениями определяются не одной, а двумя характеристиками свойств материала, его модулем упругости и коэффициентом Пуассона.

Коэффициент объемного сжатия равен:

$$\eta = \frac{3(1-2\mu)}{E_y} \quad (10)$$

Если $\mu=0,5$, то $\eta=0$, и объем при деформации остается неизменным.

Другая составляющая напряжений, касательная, вызывает перекашивание или сдвиг материала. В теории упругости деформация сдвига ϱ пропорциональна касательному напряжению:



$$E^c \varrho = ZY, \quad (11)$$

где коэффициент пропорциональности E^c называется модулем сдвига.

Рис. 12. Угол ϱ , характеризующий деформацию сдвига

Для упругоизотропного материала можно деформацию ϱ сдвига выразить через модуль упругости E и коэффициент Пуассона μ . Для малого значения угла скашивания ϱ , показанного на рис. 12, когда этот сдвиг еще не вызвал разрушения в рассматриваемой точке, величина угла скашивания будет равна:

$$\varrho = \frac{ZY}{E^c} = \frac{2(1+\mu)ZY}{E_y}, \quad (12)$$

где ZY — касательная составляющая напряжения, E^c — модуль сдвига.

Из формулы (12) модуль сдвига в упругоизотропном материале может быть выражен через модуль упругости и коэффициент Пуассона следующей зависимостью:

$$E^c = \frac{E_y}{2(1+\mu)}. \quad (13)$$

Приведенные зависимости между составляющими напряжения и деформациями в упругоизотропной среде позволяют определять соответствующие деформации и в массиве грунта, заменяя последний линейно деформируемой средой. Деформации последней характеризуются модулем деформации и коэффициентом бокового расширения грунта, аналогичным коэффициенту Пуассона. Численные значения коэффициента бокового расширения грунта принимают от 0,2 до 0,4.

При выводе формул для расчета напряжений в линейно деформируемой среде, всегда используют свойство этой среды деформироваться в линейной зависимости от напряжений. Поэтому, если в формулах для расчета напряжений и отсутствует модуль дефор-

мации, всегда следует иметь в виду, что они были получены исходя из пропорциональности между напряжениями и деформациями, или закона Гука.

8. Объемная и плоская задачи распределения напряжений

В теории упругости различают две задачи распределения напряжений в полупространстве, нагруженном внешней нагрузкой, плоскую и объемную.

Плоская задача распределения напряжений возникает, когда внешняя нагрузка представляет загруженную полосу бесконечной длины, параллельную координатной оси x , у которой характер

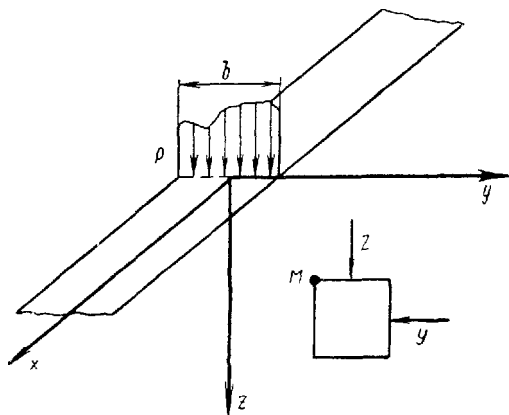


Рис. 13. Положение прямоугольных координатных осей и обозначения нормальных составляющих напряжения в массиве грунта для горизонтальных и вертикальных площадок в плоской задаче

нагрузки изменяется только по ее ширине, параллельной оси y . Ось z как обычно направлена книзу, а оси x и y расположены в горизонтальной плоскости, ограничивающей сверху полупространство, как показано на рис. 13. В этом случае напряжения, возникающие в массиве грунта от внешней нагрузки, параллельны плоскости yz и векторы напряжений в точках, лежащих на перпендикуляре к этой плоскости, одинаковы по величине и направлению, т. е. не зависят от координаты x .

В плоской задаче требуется определить две нормальные составляющие Z и Y , действующие в горизонтальной и вертикальной площадках, проведенных через точку M (рис. 13) и одну касательную ZY , всего три неизвестных переменных, для заданной внешней нагрузки. Для определения трех неизвестных используют для

заданных условий на контуре два уравнения равновесия и одно уравнение связи между напряжением и деформацией, полученное на основе закона Гука, называемое уравнением совместимости.

Уравнения равновесия имеют следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial Z}{\partial z} + \frac{\partial ZY}{\partial y} + F_z &= 0 \\ \frac{\partial YZ}{\partial z} + \frac{\partial Y}{\partial y} + F_y &= 0 \end{aligned} \right\}, \quad (14)$$

где F_z и F_y — проекции объемных сил.

Если объемной силой является только вес тела, то уравнение совместимости будет следующим:

$$\frac{\partial^2}{\partial z^2} (Z + Y) + \frac{\partial^2}{\partial y^2} (Z + Y) = 0. \quad (15)$$

Обозначим через $p(y)$ распределение вертикальной внешней нагрузки по ширине полосы загрузжения шириной b , параллельной координатной оси y и через $q(y)$ — соответственно горизонтальной внешней нагрузки.

Для случая $q(y)=0$, когда в пределах ширины полосы загрузжения

$$-\frac{1}{2}b \leq y \leq \frac{1}{2}b,$$

имеется равномерно распределенная вертикальная нагрузка $p(y)=p_0$, то равнодействующая внешних сил равна $P=bp_0$. Если $b \rightarrow 0$ и $p_0 \rightarrow \infty$, но P остается неизменным, то в пределе получим решение для силы P , равномерно распределенной вдоль прямой, совпадающей с осью x . Аналогичное решение получим для касательной силы $Q=bq_0$ при $b \rightarrow 0$ и $q_0 \rightarrow \infty$.

Объемная задача распределения напряжений возникает, когда внешняя нагрузка представляет загрузженную площадку (рис. 9). Она сложнее плоской задачи, так как здесь число неизвестных нормальных составляющих напряжений в точках полупространства равно трем и касательных составляющих также равно трем.

Если рассматривать малую площадку F с равнодействующей внешней нагрузки $P=Fr_0$, которая остается неизменной при уменьшении площадки $F \rightarrow 0$ и соответственно $r_0 \rightarrow \infty$, то получим решение для сосредоточенной силы, приложенной к точке на поверхности полупространства.

Силы, распределенные вдоль прямой, и сосредоточенная сила в точке на поверхности полупространства являются абстрактными понятиями. В природе таких сил нет. Напряжения, полученные из уравнений теории упругости, для точек полупространства, расположенных в непосредственной близости от точки приложения сосредоточенной внешней нагрузки, получаются здесь бесконечно большими. Они находятся в противоречии с предпосылками, на

основании которых эти уравнения были получены, так как где напряжения бесконечно велики, там утрачивает силу закон Гука. Кроме того, изменяется поле напряжений в точке, где напряжения бесконечные, т. е. в пределах одного кристалла зерна. Здесь нельзя допустить, что материал однороден и изотропен.

Однако по мере удаления от этих точек поле напряжений и деформации, соответствующие сосредоточенной силе, стремятся к полю для нагрузки, распределенной по ширине полосы, поэтому решения задач о распределении напряжений от сосредоточенных сил приобретают большое практическое значение. Они становятся исходными для решений любых задач о распределении напряжений для заданных действительных внешних нагрузок на массив грунта.

В механике грунтов задача о распределении напряжений в линейно деформируемой среде, служащей расчетной моделью массива грунта, или основания сооружения, называется **плоской**, если отношение длины загруженной прямоугольной площадки (подшвы фундамента) к ширине более трех. Задача является **объемной**, если нагрузка приложена к поверхности массива грунта в пределах прямоугольной площадки (рис. 9), у которой отношение длины к ширине менее трех. Если имеются начальные напряжения, например, от собственного веса грунта, то приращение напряжений от внешней нагрузки определяется по тем же формулам как и для начально ненапряженной среды.

Решение элементарной объемной задачи о распределении напряжений в массиве грунта от приложения к его поверхности одной вертикальной сосредоточенной силы также позволит получить и более сложные зависимости в объемной задаче, которые определяют осадку поверхности массива грунта, а следовательно, и деформации расположенных на ней сооружений.

9. Внешняя нагрузка в виде вертикальной сосредоточенной силы

Задача о нахождении составляющих напряжений в любой точке массива грунта от вертикальной сосредоточенной силы P , приложенной к точке на его горизонтальной поверхности, если начальные напряжения были равны нулю, была решена французским ученым Буссинеском в 1885 г.

Величина вертикальной нормальной составляющей напряжения определена из условия пропорциональности напряжений и деформаций и условия равновесия. Положение точки M внутри массива грунта задано, как показано на рис. 14, ее полярными координатами, радиусом-вектором R и полярным углом β .

Сначала определим величину нормального радиального напряжения σ_r в точке M , действующего на площадку $n-n$ перпендикулярную радиусу R . Для этого воспользуемся выражением для относительного радиального сжатия внутри массива грунта, под

действием внешней нагрузки, которое будет пропорциональным искомому напряжению.

Величина сжатия в радиальном направлении будет для разных точек различной. Можно принять, что для точки M эти пере-

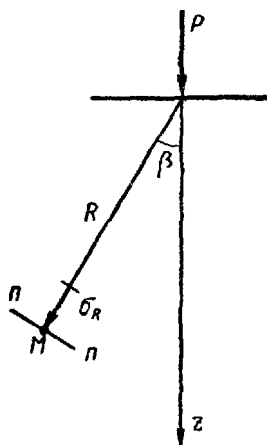


Рис. 14. Полярные координаты расположения точки M в массиве грунта

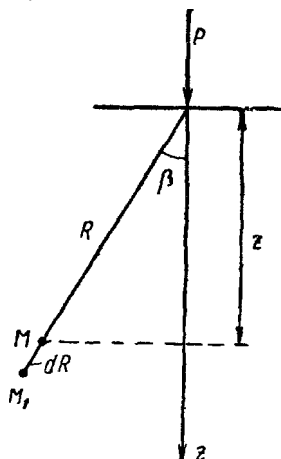


Рис. 15. Расположение точки M_1

мещения будут тем меньше, чем больше будет радиус R и чем больше будет полярный угол β (Цытович, 1951). Наибольшие перемещения будут у точек, расположенных при $\beta=0$ на оси z , проведенной через точку приложения силы P . Наименьшие перемещения в направлении радиуса R , равные нулю, следует ожидать на поверхности массива грунта, при полярном угле $\beta=90^\circ$. Эту закономерность можно выразить следующей формулой:

$$s = A \frac{\cos \beta}{R}, \quad (16)$$

где s — радиальное перемещение точки M ,

A — коэффициент пропорциональности.

Для соседней точки M_1 , удаленной в направлении того же радиуса R , от точки M на величину dR перемещение (рис. 14) в направлении радиуса, будет равно:

$$s_1 = A \frac{\cos \beta}{R + dR}.$$

Относительное же сжатие отрезка dR будет равно:

$$\lambda_R = \frac{s - s_1}{dR} = \left(\frac{A}{R} - \frac{A}{R + dR} \right) \frac{\cos \beta}{dR} = \frac{A \cos \beta}{R^2 + RdR},$$

откуда, вследствие малости величины RdR по сравнению с величиной R^2 , получим:

$$\lambda_R \sim \frac{A}{R^2} \cos \beta. \quad (17)$$

Из условия пропорциональности напряжений и деформаций получим искомую величину напряжения в точке M массива грунта для площадки, направленной перпендикулярно к направлению радиуса-вектора, (рис. 14). Она будет равна:

$$\sigma_R = B \frac{A}{R^2} \cos \beta, \quad (18)$$

где B — коэффициент пропорциональности между относительным перемещением и напряжением.

Постоянные неизвестные коэффициенты A и B находят из условия равновесия части массива грунта, находящегося под действием внешней силы и внутренних усилий. Для этого необходимо определить проекцию всех напряжений, возникающих в сферическом сечении в массиве грунта от силы P , на ось z и приравнять ее этой силе.

Проведем из точки приложения силы P (рис. 16) шаровое сечение радиусом R . Радиальные напряжения в точках, расположенных в этом сечении, определяются полученным выражением (18). Для нахождения проекции всех радиальных напряжений на ось z выделим элементарный пояс на шаровом сечении в массиве грунта с центральным углом $d\beta$. Интенсивность распределения радиальных напряжений по такому поясу примем равномерной и равной σ_R .

Определим проекцию внутренних усилий, приходящихся на площадь пояса, на ось z и проинтегрируем полученное выражение в пределах от $\beta = 0$ до $\beta = \frac{\pi}{2}$. Проекция усилий будет равна $\sigma_R dF \cos \beta$, где площадь пояса $dF = 2\pi (R \sin \beta) (R d\beta)$, откуда

$$\begin{aligned} \sigma_R \cos \beta dF &= AB \frac{\cos^2 \beta}{R^2} 2\pi R^2 \sin \beta d\beta = \\ &= AB 2\pi \cos^2 \beta \sin \beta d\beta. \end{aligned}$$

Величина определенного интеграла для полученного выражения должна равняться силе P . Поэтому можно написать следующее:

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

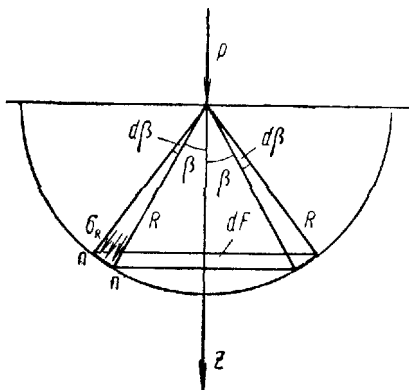


Рис. 16. Расположение элементарного пояса на шаровом сечении в массиве грунта

Решив определенный интеграл, получим:

$$P = AB2\pi \left| -\frac{\cos^3 \beta}{3} \right|_0^{\frac{\pi}{2}} = \frac{2}{3} \pi AB,$$

откуда искомое произведение неизвестных постоянных будет равно:

$$AB = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi},$$

а выражение для радиального напряжения, действующего в площадке, перпендикулярной радиусу R , получит следующий вид:

$$\sigma_R = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi R^2} \cos \beta \quad (19)$$

Для горизонтальной площадки (рис. 17) в той же точке в массиве грунта напряжения будут равны:

$$\sigma'_R = \frac{F_R}{F} \sigma_R = \sigma_R \cos \beta, \quad (20)$$

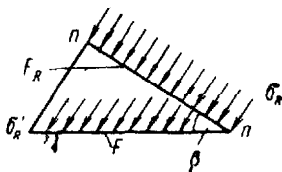


Рис. 17. Радиальная составляющая напряжения в горизонтальной площадке в точке M

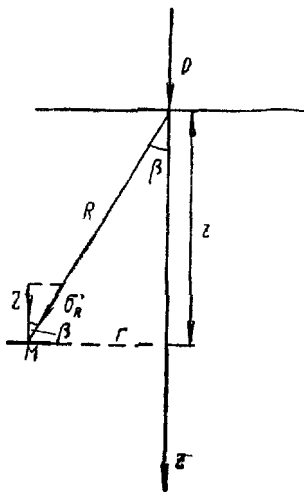


Рис. 18. Нормальная составляющая напряжения в горизонтальной площадке в точке M

где F_R — элементарная площадка, перпендикулярная радиусу;
 F — площадь элементарной горизонтальной площадки;
 β — угол между направлениями обеих площадок, равный полярному углу.

Нормальная же вертикальная составляющая напряжения в точке M может быть получена в виде проекции приведенного радиального напряжения в горизонтальной площадке (рис. 18) на вертикальную ось:

$$Z = \sigma'_R \cos \beta = \sigma_R \cos^2 \beta = \frac{3}{2} \frac{P \cos^3 \beta}{\pi R^2}.$$

Учитывая, что

$$\cos \beta = \frac{z}{R},$$

где z — глубина расположения точки M , получим

$$Z = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi} \frac{z^3}{R^5}. \quad (21)$$

Полученное выражение для вертикальной нормальной составляющей напряжения в точке массива грунта, возникающего от приложения к его поверхности внешней нагрузки в виде сосредоточенной силы, не зависит от характеристик линейно деформируемой среды. Следовательно, величина вертикальной нормальной составляющей для различных линейно деформируемых грунтов будет одинаковой.

Выражения для остальных двух нормальных и трех касательных составляющих напряжений в объемной задаче могут быть получены аналогичным путем. Они выражаются следующими формулами:

$$\left. \begin{aligned} Y &= \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{y^2 z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left(\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)y^2}{(R+z)^2 R^3} - \frac{z}{R^3} \right) \right]; \\ X &= \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{x^2 z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left(\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)x^2}{(R+z)^2 R^3} - \frac{z}{R^3} \right) \right]; \\ YZ &= \frac{3P}{2\pi} \frac{yz^2}{R^5}; \\ XZ &= \frac{3P}{2\pi} \frac{xz^2}{R^5}; \\ XY &= \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{xyz}{R^5} - \frac{1-2\mu}{3} \frac{(2R+z)xy}{(R+z)^2 R^3} \right], \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

откуда видно, что три составляющих напряжения X , Y и XY зависят от характеристики линейно деформируемой среды.

Преобразуем формулу (21), заменив в ней радиус R через расстояние r для точки M от оси z и координату z (рис. 18), согласно равенству $R = \sqrt{r^2 + z^2}$, тогда:

$$Z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{z^5 \left(1 + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{5}{2}}} = \left(\frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left(1 + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{5}{2}}} \right) \frac{P}{z^2}. \quad (23)$$

Обозначая множитель в скобках через K получим:

$$K = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left(1 + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{5}{2}}}. \quad (24)$$

Окончательный вид искомой зависимости будет

$$Z = K \frac{P}{z^2}. \quad (25)$$

Значения коэффициента K , зависящего от отношения координат $\frac{r}{z}$ для точки M даны в табл. 1 для разных значений этого отношения.

Из полученных формул видно, что напряжения в точках массива грунта прямо пропорциональны силе P . Вблизи точки приложения силы к поверхности грунта сжимающие напряжения достигают

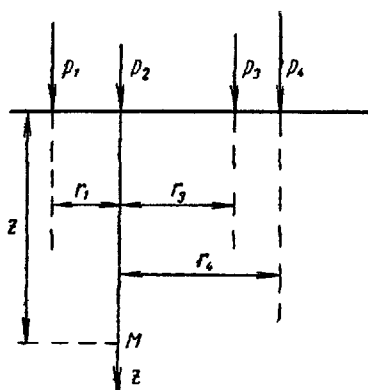


Рис. 19. Схема расположения нескольких сосредоточенных сил на поверхности массива грунта

очень большой величины и материал здесь должен разрушаться. Поэтому область вокруг этой точки исключается из рассмотрения и напряжения для практических целей определяются только на некотором расстоянии от точки приложения сосредоточенной силы.

Полученные выражения для составляющих напряжения в точке массива от действия сосредоточенной силы, приложенной на поверхности грунта, являются основным решением объемной задачи. Они служат для расчетов изменения напряжений в массиве грунта, возникающих от различного характера нагрузок на его поверхности. Эти расчеты производят методом суммирования напряжений.

Например, для случая, когда к поверхности грунта приложено (рис. 19) несколько сосредоточенных сил P_1, P_2, P_3, P_4 , нормальная вертикальная составляющая напряжения в любой точке массива грунта находится по следующей зависимости:

$$Z = K_1 \frac{P_1}{z^2} + K_2 \frac{P_2}{z^2} + K_3 \frac{P_3}{z^2} + K_4 \frac{P_4}{z^2}, \quad (26)$$

где $K_1 = f\left(\frac{r_1}{z}\right)$; $K_2 = f\left(\frac{r_2}{z}\right)$; $K_3 = f\left(\frac{r_3}{z}\right)$; $K_4 = f\left(\frac{r_4}{z}\right)$.

Если эти силы равны одна другой $P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = P$, то выражение для искомого напряжения будет следующим:

$$Z = \frac{P}{z^2} (K_1 + K_2 + K_3 + K_4), \quad (27)$$

т. е., достаточно сложить напряжения в этой точке от единичных сил, приложенных на поверхности грунта, и умножить результат на величину силы P , а при различных P расчет производится по формуле:

$$Z = \frac{1}{z^2} (K_1 P_1 + K_2 P_2 + K_3 P_3 + K_4 P_4). \quad (28)$$

Таблица 1

$\frac{r}{z}$	K	$\frac{r}{z}$	K	$\frac{r}{z}$	K
0,00	0,4775	0,36	0,3521	1,1	0,0658
0,02	0,4770	0,38	0,3408	1,2	0,0513
0,04	0,4756	0,40	0,3294	1,3	0,0402
0,06	0,4732	0,42	0,3181	1,4	0,0317
0,08	0,4699	0,44	0,3068	1,5	0,0251
0,10	0,4657	0,46	0,2955	1,6	0,0200
0,12	0,4607	0,48	0,2843	1,7	0,0166
0,14	0,4548	0,50	0,2733	1,8	0,0129
0,16	0,4482	0,55	0,2466	1,9	0,0105
0,18	0,4409	0,60	0,2214	2,0	0,0085
0,20	0,4329	0,65	0,1978	2,5	0,0034
0,22	0,4242	0,70	0,1762	3,0	0,0015
0,24	0,4151	0,75	0,1565	3,5	0,0007
0,26	0,4054	0,80	0,1386	4,0	0,0004
0,28	0,3954	0,85	0,1226	4,5	0,0002
0,30	0,3849	0,90	0,1083	5,0	0,0001
0,32	0,3742	0,95	0,0956	5,5	—
0,34	0,3632	1,0	0,0844	6,0	—

Упражнение № 1. Объемная задача. Определить величины вертикальных составляющих напряжений, возникающих в точках в массиве грунта от приложения к его поверхности сосредоточенной силы равной 10 т, для точек, расположенных на глубинах: 2 м, 4 м, 6 м и в расстояниях от вертикали, проходящей через точку приложения силы, равных: 0 м, 1 м, 2 м, 3 м, 4 м и 5 м, вправо и влево от нее. Составить таблицу с точностью чисел до третьего знака. Форма таблицы:

$P=10$ т.

$\begin{matrix} r \\ z \end{matrix}$	5	4	3	2	1	0	1	2
2	---	---	---	---	---	---	---	---
4	---	---	---	---	---	---	---	---

10. Изобары, эпюры и линии влияния

Для изображения распределения напряжений в массиве грунта пользуются изобарами и эпюрами.

Изобарой называется линия, представляющая геометрическое место точек в массиве грунта с равными напряженными. На рис. 20 проведены две изобары для напряжений $0,05 \text{ кг/см}^2$, и $0,1 \text{ кг/см}^2$, возникающих в точках в массиве грунта от действия сосредоточенной силы равной 10 т на его поверхности. Они позволяют определить

в массиве грунта характер и размеры основания сооружения. Если опытом было установлено, что приращение напряжений менее $0,01 \text{ кг/см}^2$ не вызывает сжатия грунта, то соответствующая изолиния будет служить границей основания проектируемого сооружения и таким образом определит размеры основания.

Это имеет существенное значение для инженеров-геологов. Полученные с помощью изобар размеры основания указывают на тре-

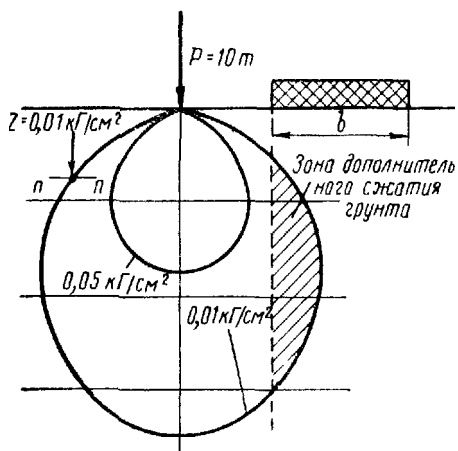


Рис. 20. Изобары напряжений в массиве грунта

буемые при инженерно-геологических изысканиях глубины разведочных скважин и расстояния между ними, для выяснения строения основания. Они позволяют далее установить требуемые места отбора образцов грунта и их количество, для определения компрессионными испытаниями этих образцов характеристик сжимаемости грунтов, слагающих основание сооружения. Кроме того, если изобара выходит за пределы проектируемого фундамента и распространяется под соседний фундамент, то положение этой изобары позволяет судить о влиянии нового фундамента

на соседний, которое вызовет его перекося. На рис. 20 показана штриховкой зона дополнительного сжатия грунта под соседним фундаментом.

Другим методом изображения распределения напряжений в массиве грунта являются эпюры распределения напряжений. Они представляют графическое изображение распределения напряжений по горизонтальным и вертикальным сечениям в массиве грунта. Эти эпюры подобны сжатию грунта в горизонтальных сечениях и по глубине массива грунта. Построение эпюр облегчает расчет осадки сооружений.

Эпюры для горизонтальных сечений указывают на характер влияния нагрузки, приложенной к поверхности грунта, на напряжения, имеющиеся в разных точках массива грунта на одинаковой глубине от его поверхности. На рис. 21 показана эпюра распределения напряжений в горизонтальном сечении массива грунта. Ее ординаты представляют в заданном масштабе величины изменений напряжений в искомых точках от сосредоточенной нагрузки P или влияние этой нагрузки на поверхности массива грунта на напряжения в заданных точках. Поэтому эпюру распределения напряжений в горизонтальном сечении на глубине z можно назвать линией влияния.

Линию влияния удобно использовать также для расчета напряжений в заданной точке M , расположенной на глубине z в массиве грунта, от нескольких сил, приложенных к поверхности грунта. Для этой цели линию влияния строят для глубины z от единичной силы. На рис. 21 изображена эпюра распределения напряжений на глубине z , от поверхности грунта для силы равной 1 кг и пунктиром — та же эпюра для ее использования как линии влияния и нахождения напряжения в точке M . Ордината f_0 эпюры распределения напряжений в точке M равна ординате f линии влияния под заданной силой, равной единице и приложенной на поверхности грунта. Следовательно, для расчета напряжений в точке M следует линию влияния расположить так, чтобы ее вершина приходилась под точкой, в которой напряжение является искомым и отсчитать ординату, расположенную под заданной силой. Если сила равна $P \text{ кг}$, то ординату f на линии влияния (пунктир на рис. 21), взятую в определенном масштабе, следует умножить на величину приложенной силы P . Если на поверхности приложено несколько сил, расположенных по одной прямой, то следует все ординаты линии влияния, расположенные под каждой из этих сил, умножить на величину соответствующей силы и просуммировать полученные результаты. Такой метод расчета напряжений называется **методом линии влияния**.

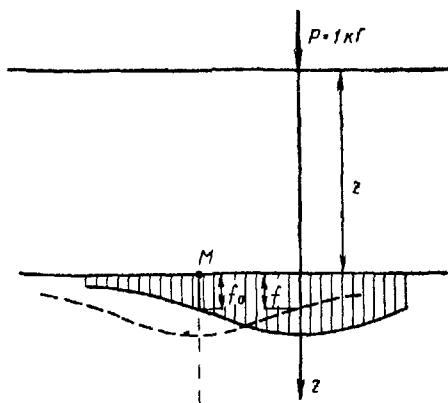


Рис. 21. Эпюра распределения напряжений (заштрихована) и линия влияния (пунктир)

Для определения искомого напряжения в заданной точке M в массиве грунта от нескольких сил P_1 , P_2 и P_3 получим следующее выражение:

$$Z = f_1 \frac{P_1}{P_0} + f_2 \frac{P_2}{P_0} + f_3 \frac{P_3}{P_0}, \quad (29)$$

где f_1, f_2, f_3 — ординаты линии влияния под заданными силами;
 P_0 — сила, равная 1 кг , для которой построена линия влияния;

P_1, P_2, P_3 — величины приложенных сил, кг .

Если $P_1 = P_2 = P_3 = P$, то выражение для искомого напряжения упрощается:

$$Z = \frac{P}{P_0} (f_1 + f_2 + f_3). \quad (30)$$

Здесь следует иметь в виду, что размерность ординат линии влияния, построенной для силы $P=1$ кг, равна $\text{кг}/\text{см}^2$, так как эти ординаты рассчитывают по формуле (25).

Если на поверхности грунта задана равномерно распределенная нагрузка по прямой, длиной l см, интенсивностью p $\text{кг}/\text{см}$, то можно

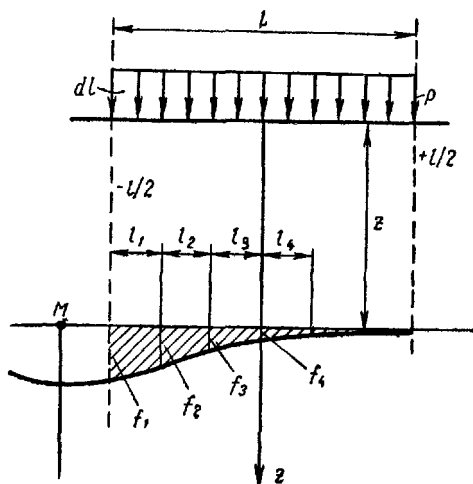


Рис. 22. Расчетная схема для определения напряжения в точке M от равномерно распределенной нагрузки по отрезку прямой, расположенной на поверхности массива грунта

ее рассматривать как состоящую из отдельных отрезков, бесконечно малой длины dl , в центре (середине) которых приложена равнодействующая сила (рис. 22). Построив эпюру для единичной силы и заданной глубины расположения сечения в массиве грунта, располагают ее вершину на вертикали, проходящей через точку M , в которой напряжение является искомым. Расчет напряжения производят по формуле:

$$Z = f_1 \frac{pdl}{P_0} + f_2 \frac{pdl}{P_0} + \dots = \frac{p}{P_0} \int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} f dl = \frac{p}{P_0} F. \quad (31)$$

Заменяя интегрирование суммированием, получим:

$$F = \frac{f_1 + f_2}{2} l_1 + \frac{f_2 + f_3}{2} l_2 + \frac{f_3 + f_4}{2} l_3 + \dots,$$

где f_n — ординаты линии влияния, $\text{кг}/\text{см}^2$;
 p — заданная интенсивность нагрузки, $\text{кг}/\text{см}$;

dl — длина бесконечно малого элемента длины, см;

F — площадь эпюры с размерностью кг/см , в пределах равномерно распределенной нагрузки.

При подсчете площадки эпюры удобно пользоваться ординатами линии влияния, подсчитанными через 1 м по длине в пределах заданной на поверхности равномерно распределенной нагрузки. Таким образом, отрезки l_n рекомендуется брать по 100 см, кроме крайнего отрезка, который следует принять таким, каким он получится в зависимости от протяженности заданной равномерно распределенной нагрузки и расположения точки с искомым напряжением.

Упражнение № 2. Построить для полученного в задаче № 1 распределения напряжений:

а) эпюры напряжений по горизонтальным и вертикальным сечениям для заданных глубин и вертикалей. Графики вычерчиваются в масштабе 1 : 100 и $0,05 \text{ кг/см}^2$ в 1 см. Масштаб для вертикальных расстояний 1 : 100 и горизонтальных 1 : 50.

б) изобары для напряжений $0,05 \text{ кг/см}^2$, $0,02 \text{ кг/см}^2$, $0,01 \text{ кг/см}^2$.

Упражнение № 3. Объемная задача. Определить величины нормальных вертикальных составляющих напряжений, возникающих в массиве грунта от приложения к его поверхности пяти сосредоточенных сил по 10 т каждая, которые расположены в одном створе и на расстоянии 1 м одна от другой. Вычислить таблицу и построить эпюры напряжений по горизонтальным сечениям, расположенным на глубинах: 2 м, 4 м и по вертикалям, проходящим через точки приложения средней и крайней сил. Пользоваться методом линий влияния. Масштаб напряжений: $0,1 \text{ кг/см}^2$ в 1 см. Масштаб расстояний 1 : 50. Форма таблицы дана в тексте.

$z, \text{ м}$	Вертикали	
	Краевая	Средняя
2	---	---
4	---	---

Упражнение № 4. Объемная задача. Определить методом линий влияния величины нормальных вертикальных составляющих напряжений, возникающих в массиве грунта от приложения к его поверхности нагрузки, равномерно распределенной по прямой с интенсивностью 10 т/м , на длине 5 м. Вычислить таблицу и построить эпюры напряжений по горизонтальным сечениям на глубинах: 2 м, 4 м и по вертикалям, проходящим через середину нагрузки и через ее края. Масштаб напряжений $0,1 \text{ кг/см}^2$ в 1 см. Масштаб расстояний 1 : 50. Форма таблицы такая же, как в упражнении № 3.

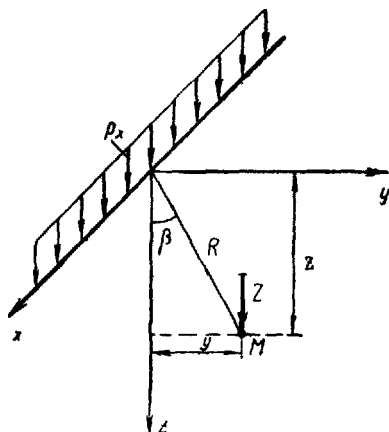
11. Внешняя вертикальная равномерно распределенная нагрузка по прямой

Решение задачи о распределении напряжений в массиве грунта от внешней вертикальной нагрузки, равномерно распределенной по

бесконечно длинной прямой (рис. 23), является основным решением плоской задачи. Оно используется для расчета распределения напряжений в плоской задаче от различных видов внешней нагрузки.

Решение исходных дифференциальных уравнений (14) и (15) для внешней нагрузки, равномерно распределенной по прямой, свя-

зано со сложными математическими выкладками, которые здесь не приводятся. Полученные выражения для двух нормальных составляющих напряжений и одной касательной, если положение точки в массиве грунта задано в полярной системе координат (Цытович, 1951), согласно рис. 23, будут следующие:



$$Z = \frac{2p_x}{\pi} \cdot \frac{\cos^3 \beta}{R} \quad (32)$$

$$Y = \frac{2p_x}{\pi} \cdot \frac{\sin^2 \beta \cos \beta}{R} \quad (33)$$

$$ZY = \frac{2p_x}{\pi} \cdot \frac{\sin \beta \cos^2 \beta}{R}, \quad (34)$$

Рис. 23. Равномерно распределенная по бесконечно прямой нагрузка и полярная система координат в плоской задаче

где β — угол, составляемый радиусом-вектором R , проведенным из начала координат до рассматриваемой точки M , и осью z ;

p_x — интенсивность нагрузки на единицу длины прямой, направление которой совпадает с осью x .

В приведенных формулах, как и в задаче для сосредоточенной силы, можно $\cos \beta$ заменить отношением $\frac{z}{R}$ и $\sin \beta$ — отношением $\frac{y}{R}$. Тогда составляющие напряжений примут следующий вид:

$$Z = \frac{2p_x}{\pi} \cdot \frac{z^3}{R^4} \quad (35)$$

$$Y = \frac{2p_x}{\pi} \cdot \frac{y^2 z}{R^4} \quad (36)$$

$$ZY = \frac{2p_x}{\pi} \cdot \frac{y z^2}{R^4}. \quad (37)$$

Расстояние от оси z до точки M , параллельное оси y , здесь обозначено через y , в отличие от объемной задачи, где это расстояние было обозначено через r , так как там напряжение не зависело от направления координатных осей y и x , а только от глубины расположения точки и ее расстояния до оси z .

Выражение вертикальной составляющей напряжения (35) можно представить в следующем виде, заменив радиус-вектор R координ-

натами z и y для точки M .

$$Z = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{y^2}{z^2}\right)^2} \cdot \frac{p_x}{z} = (K-1) \cdot \frac{p_x}{z}. \quad (38)$$

Значения для $K-1$ даны в табл. 2.

Из сопоставления полученного значения для вертикальной составляющей напряжения (38) с решением задачи для сосредоточенной силы (25), видно, что полученная вертикальная составляющая напряжения также пропорциональна нагрузке на поверхности, но убывает она по глубине значительно медленнее, чем под сосредоточенной силой. Последнее объясняется влиянием боковых нагрузок от внешних сил на напряжения в точках в массиве грунта.

Упражнение 5. Плоская задача. Определить нормальные вертикальные напряжения, возникающие в массиве грунта от приложения к его поверхности нагрузки, равномерно распределенной по бесконечно длинной прямой, интенсивностью равной 10 т/м . Вычислить

Таблица 2

$\frac{y}{z}$	$K-1$	$\frac{y}{z}$	$K-1$	$\frac{y}{z}$	$K-1$
0,0	0,638	0,9	0,191	1,8	0,036
0,1	0,630	1,0	0,151	1,9	0,031
0,2	0,590	1,1	0,129	2,0	0,027
0,3	0,532	1,2	0,105	2,5	0,011
0,4	0,470	1,3	0,088	3,0	0,006
0,5	0,402	1,4	0,069	4,0	0,002
0,6	0,340	1,5	0,060	5,0	0,0007
0,7	0,285	1,6	0,050		
0,8	0,236	1,7	0,042		

таблицу для точек, указанных в упражнении 1 и построить:

- эпюры распределения напряжений по горизонтальным сечениям, расположенным на глубинах 2 м и 4 м . Масштаб напряжений: $0,1 \text{ кг/см}^2$ в 1 см . Масштаб расстояний такой же, как в упражнении 2.
- изобары для напряжений: $0,05 \text{ кг/см}^2$ и $0,02 \text{ кг/см}^2$.

12. Вертикальная равномерно распределенная нагрузка по гибкой полосе

Расчет распределения напряжений от полосовой равномерно распределенной нагрузки представляет плоскую задачу, имеющую большое практическое значение. Здесь длина полосы загрузки очень велика и направление напряжений в массиве грунта является параллельным плоскости yz .

Случай полосовой равномерно распределенной нагрузки соответствует напряженному состоянию в грунте под ленточными фундаментами для стен зданий, под длинными подпорными стенками и набережными и другими сооружениями, длина которых значительно превосходит их поперечные размеры.

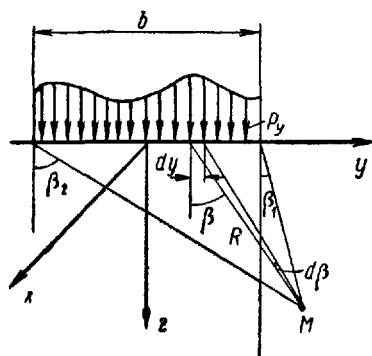


Рис. 24. Нагрузка, распределенная неравномерно поперек гибкой полосы загрузки

Кроме распределения напряжений, в массиве грунта от внешней нагрузки в виде ленточного центрально нагруженного фундамента будут рассмотрены еще две плоские задачи, также имеющие большое практическое значение: треугольная нагрузка, соответствующая внецентренной нагрузке на ленточный фундамент, а также нагрузка на массив грунта от откоса земляного сооружения, и горизонтальная равномерно распределенная нагрузка по подошве фундамента для гидротехнических напорных сооружений и

подпорных стенок, воспринимающих горизонтальную нагрузку.

Рассмотрим случай вертикальной нагрузки, распределенной на гибкой полосе с любым характером неравномерного ее распределения поперек полосы (рис. 24), используя для ее решения полученные формулы для нагрузки, равномерно распределенной по прямой.

Переменная интенсивность нагрузки по полосе шириной b , совпадающей с осью y , равна p_y $\kappa\Gamma/\text{см}^2$. Разобьем полосу (рис. 24) загрузки по ее ширине на бесконечно тонкие полосы, параллельные длине, или оси x . Интенсивность нагрузки, приходящейся на такую тонкую элементарную полосу, равна:

$$dp_x = p_y dy,$$

где dy — бесконечно малое расстояние по ширине полосы нагружения или по оси y .

Искомые зависимости для напряжений в точках массива грунта даны в полярных координатах, так как в этой системе координат получаются выражения, удобные для интегрирования. Координатами будут служить: радиус-вектор R и полярный угол β между направлением радиуса-вектора и вертикалью (рис. 24).

Величина dy может быть выражена через радиус-вектор R и угол β следующей зависимостью (рис. 25):

$$dy = \frac{R d\beta}{\cos \beta}, \text{ тогда } dp_x = \frac{p_y R d\beta}{\cos \beta}, \quad (39)$$

где $d\beta$ — угол видимости для отрезка dy у точки M .

Для определения вертикальной нормальной составляющей напряжения в точке M примем элементарную нагрузку dp_x за интенсивность равномерно распределенной нагрузки по бесконечной прямой. Тогда можно использовать зависимость (32) и просуммировать напряжения в точке M от отдельных элементарных полос, параллельных оси x , по всей ширине, в пределах изменения полярного угла β от β_2 до β_1 (рис. 24). В результате суммирования получим величину искомой составляющей напряжения в точке M от действия любой полосовой нагрузки, приложенной на поверхности массива грунта.

Для замены суммирования интегрированием необходимо в зависимости (32) для вертикальной нормальной составляющей напряжения, за интенсивность равномерно распределенной нагрузки по прямой принять выражение (39). Тогда получим:

$$dZ = \frac{2dp_x}{\pi} \cdot \frac{\cos^3 \beta}{R} = \frac{2}{\pi} \cdot p_y \frac{Rd\beta}{\cos \beta} \cdot \frac{\cos^3 \beta}{R}. \quad (40)$$

Суммарное напряжение от действия вертикальной нагрузки, распределенной по всей полосе, получим после интегрирования выражения (40) от значения полярного угла β_2 до угла β_1 :

$$Z = \frac{2}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} p_y \cos^2 \beta d\beta. \quad (41)$$

Аналогично могут быть получены остальные две составляющие напряжения:

$$Y = \frac{2}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} p_y \sin^2 \beta d\beta \quad (42)$$

$$ZY = \frac{2}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} p_y \sin \beta \cos \beta d\beta. \quad (43)$$

Если полоса загружена не произвольным видом нагрузки, а равномерно распределенной, то результаты интегрирования этих уравнений для $p_y = p = \text{const}$ получаются в следующем виде:

$$Z = \frac{p}{\pi} \left[\beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - (\pm \beta_2) - \frac{1}{2} \sin (\pm 2\beta_2) \right] \quad (44)$$

$$Y = \frac{p}{\pi} \left[\beta_1 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - (\pm \beta_2) + \frac{1}{2} \sin (\pm 2\beta_2) \right] \quad (45)$$

$$ZY = \frac{p}{\pi} [\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1]. \quad (46)$$

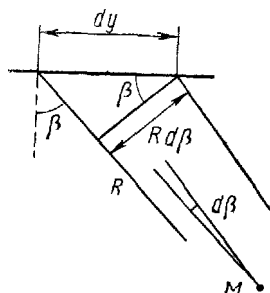


Рис. 25. Расчетная схема для определения величины отрезка dy в полярной системе координат, в зависимости от его угла видимости $d\beta$ у точки M

Угол β может отсчитываться вправо и влево от вертикали (рис. 26). Знак плюс перед β принимается для точек, лежащих вне полосы нагрузки и знак минус — для точек в пределах полосы.

Для системы прямоугольных координат уравнения для составляющих напряжений принимают следующий вид (Польшин, 1933):

$$Z = \frac{p}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{n}{m^2 + n^2 - \frac{1}{4}} - \frac{n \left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right)}{\left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right)^2 + 4m^2n^2} \right] \quad (47)$$

$$Y = \frac{p}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{n}{m^2 + n^2 - \frac{1}{4}} + \frac{n \left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right)}{\left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right)^2 + 4m^2n^2} \right] \quad (48)$$

$$ZY = \frac{p}{\pi} \cdot \frac{2mn^2}{\left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right)^2 + 4m^2n^2}, \quad (49)$$

где $m = \frac{y}{b}$ — относительные горизонтальные расстояния:

$h = \frac{z}{b}$ — относительные глубины.

Здесь ось z проходит через середину ширины полосы (рис. 26) и направлена книзу, а ось y лежит в контактной плоскости между нагрузкой и грунтом и направлена вправо.

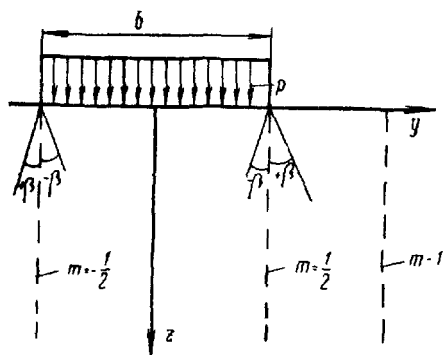


Рис. 26. Расчетная схема для полосовой равномерно распределенной нагрузки

Из приведенных выражений для напряжений, возникающих от равномерно распределенной по полосе внешней нагрузки, расположенной на горизонтальной поверхности массива грунта, видно, что они не зависят от характеристик линейно деформируемой среды (модуля деформации и коэффициента бокового расширения). Далее, все составляющие напряжений пропорциональны интенсивности внешней нагрузки p и

зависят от относительных координат точек (по отношению к ширине полосы загрузения). При одинаковой интенсивности распределения внешней нагрузки напряжения в точках с одинаковыми относительными координатами под разными фундаментами будут одинаковыми.

Для равномерно распределенной по полосе нагрузки, при ее интенсивности равной 1 кг/см^2 , величины составляющих напряже-

ний для точек, расположенных в массиве грунта, приведены в табл. 3 для вертикальной нормальной составляющей напряжения Z , с размерностью кг/см^2 ,

Таблица 3

Для напряжения Z

$\frac{z}{b} \backslash \frac{y}{b}$	0,0	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00
0,00	1,00	1,00	0,50	0,00	0,00	0,00
0,25	0,96	0,90	0,50	0,02	0,00	0,00
0,50	0,82	0,74	0,48	0,08	0,02	0,00
0,75	0,67	0,61	0,45	0,15	0,04	0,02
1,00	0,55	0,51	0,41	0,19	0,07	0,03
1,25	0,46	0,44	0,37	0,20	0,10	0,04
1,50	0,40	0,38	0,33	0,21	0,11	0,06
1,75	0,35	0,34	0,30	0,21	0,13	0,07
2,00	0,31	0,31	0,28	0,20	0,13	0,08
3,00	0,21	0,21	0,20	0,17	0,13	0,10
4,00	0,16	0,16	0,15	0,14	0,12	0,10
5,00	0,13	0,13	0,10	0,12	0,11	0,09
6,00	0,11	0,10	0,10	0,10	0,10	0,09

в табл. 4 для горизонтальной нормальной составляющей напряжения Y и в табл. 5 для касательной составляющей напряжения ZY .

В верхней строке табл. 3—5 даны относительные горизонтальные расстояния m от оси z до вертикали, на которой расположены точки с искомыми напряжениями, в соответствии с рис. 27. В первой графе табл. 3—5 даны относительные глубины n расположения точек на каждой вертикали. Чтобы получить величину составляющей напря-

Таблица 4

Для напряжения Y

$\frac{z}{b} \backslash \frac{y}{b}$	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00
0,00	1,00	1,00	0,50	0,00	0,00	0,00
0,25	0,45	0,39	0,35	0,17	0,07	0,04
0,50	0,18	0,19	0,13	0,21	0,12	0,07
0,75	0,08	0,10	0,14	0,22	0,14	0,10
1,00	0,04	0,05	0,09	0,15	0,14	0,13
1,25	0,02	0,03	0,06	0,11	0,12	0,11
1,50	0,01	0,02	0,04	0,08	0,10	0,10
1,75	—	0,01	0,03	0,06	0,09	0,09
2,00	—	—	0,02	0,05	0,07	0,08
4,00	—	—	—	0,01	0,02	0,03

Таблица 5

Для напряжения ZY

$\frac{z}{b}$ \ $\frac{y}{b}$	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00
0,00	0,00	0,00	0,32	0,00	0,00	0,00
0,25	0,00	0,13	0,30	0,05	0,01	0,00
0,50	—	0,16	0,26	0,13	0,04	0,02
0,75	—	0,13	0,20	0,16	0,07	0,04
1,00	—	0,10	0,16	0,16	0,10	0,05
1,50	—	0,06	0,10	0,13	0,10	0,07
2,00	—	0,03	0,06	0,10	0,10	0,08
4,00	—	0,01	0,02	0,03	0,05	0,05

жения, для заданной интенсивности нагрузки, отличной от 1 кг/см^2 , необходимо умножить число, приведенное в таблице, на заданную величину интенсивности равномерно распределенной нагрузки.

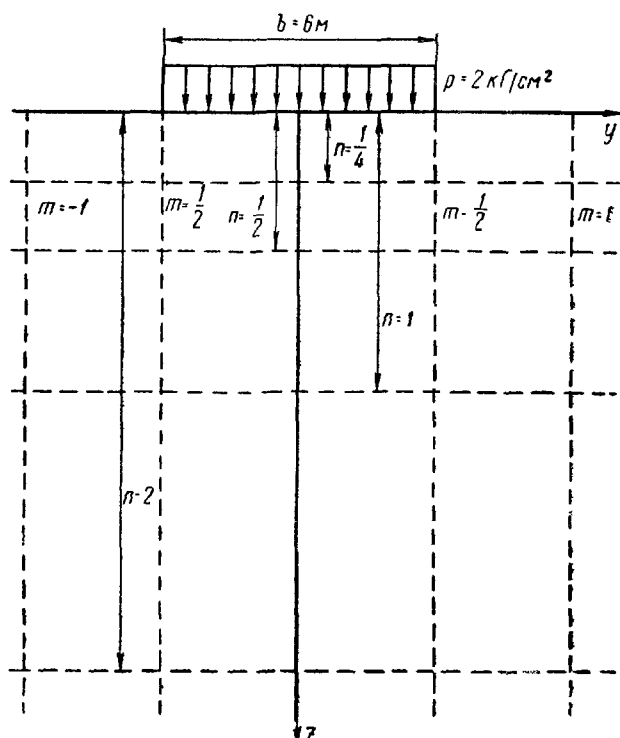


Рис 27. Схема расположения вертикалей и горизонтальных сечений в упражнении № 6

Распределение напряжений под полосой с равномерно распределенной нагрузкой симметрично относительно оси z . Поэтому в таблицах 3—5 даны напряжения только для точек, расположенных в правой части основания.

Для изучения распределения напряжений в основании полосовой нагрузки строят эпюры напряжений по горизонтальным и вертикальным сечениям, из которых видно, что наибольшие сжимающие напряжения под гибкой полосовой нагрузкой будут в зоне по оси симметрии. С увеличением глубины расположения точек и с удалением в стороны оси симметрии напряжения уменьшаются. Это усматривается также из рис. 28, где даны изобары для интенсивности нагрузки равной 1 кг/см^2 .

Нормальные составляющие в вертикальных площадках быстро убывают по глубине и медленно — в стороны от оси симметрии. На глубине равной 1,5 ширины полосы они равны нулю. Касательные составляющие напряжений концентрируются под краями полосы нагрузки и медленно убывают с глубиной.

Если, например, принять за границу зоны изменения напряжений изобару для нормальных составляющих напряжений в горизонтальных площадках, или сжимающих напряжений, равную 10% от интенсивности нагрузки на поверхности массива, то граница

основания по глубине будет расположена глубже, чем шестикратная ширина полосы, что указывает на большую глубину распространения сжимающих напряжений от внешней полосовой нагрузки. Такой характер распределения напряжений должен всегда учитываться при составлении программы изучения оснований сооружений с ленточными фундаментами. При назначении мест отбора образцов следует иметь в виду, что сжатие распространяется глубоко под отметкой заложения фундамента, что боковое давление распространяется за пределы полосы нагрузки и что зоны выдавливания грунта из основания расположены под краями полосы нагрузки.

Упражнение № 6. Плоская задача. К горизонтальной поверхности массива грунта приложена равномерно распределенная нагрузка, интенсивностью 2 кг/см^2 , на гибкой полосе шириной 6 м. Вычислить по таблицам нормальные и касательные составляющие напряжений для вертикальных и горизонтальных площадок в точках массива грунта. Эти точки расположены на пересечениях вертикалей, про-

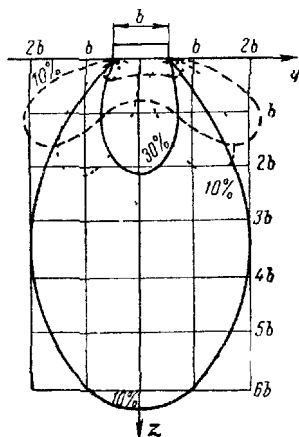


Рис. 28 Изобары для напряжений, равных 10% и 30% от величины интенсивности нагрузки. Составляющие Z даны сплошными линиями. Составляющие Y даны прерывистыми линиями. Составляющие ZY даны пунктиром

ходящих через середину загруженной полосы, через ее края и в расстоянии полуширины полосы от ее края, с горизонтальными сечениями на глубинах, равных: 1,5 м, 3,0 м, 6,0 м и 12 м (рис. 27). По вычисленным напряжениям построить:

а) эпюры нормальных напряжений в горизонтальных площадках для точек, расположенных на указанных горизонтальных сечениях. Масштаб $0,5 \text{ кг/см}^2$ в 1 см. Масштаб расстояний такой же как в задаче № 2;

б) изобары всех трех составляющих напряжений для $1,0 \text{ кг/см}^2$, $0,5 \text{ кг/см}^2$ и $0,2 \text{ кг/см}^2$.

13. Жесткий ленточный фундамент

Распределение напряжений в массиве грунта под жестким ленточным фундаментом с центральной нагрузкой отличается от распределения напряжений под гибкой плитой с равномерно распределенной нагрузкой. У последней все точки на ее подошве не имеют взаимной связи. Напряжения в этих точках одинаковые и равны интенсивности равномерно распределенной нагрузки. Осадки гибкой плиты в разных ее точках различные. На средней вертикали, где напряжения в основании больше, чем по крайевым вертикалям, и осадка плиты будет больше, чем по ее краям. При нагружении гибкой плиты равномерно распределенной нагрузкой ее середина прогнется в сторону массива грунта.

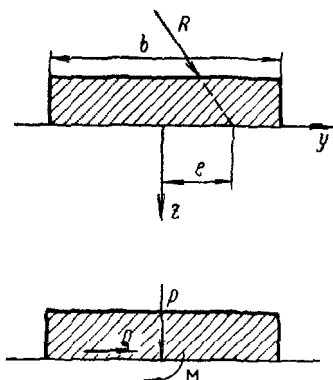


Рис. 29. Замена равнодействующей внешних сил, приложенных к жесткому фундаменту, центральной вертикальной силой, моментом и горизонтальной силой

У жесткого же фундамента, где точки прочно связаны, при центрально приложенной вертикальной нагрузке середина фундамента не будет иметь прогиба и осадки точек на подошве будут одинаковые, несмотря на различное распределение напряжений в массиве грунта под фундаментом по его ширине. Распределение напряжений в массиве грунта под жестким фундаментом будет отличаться от распределения напряжений в основании гибкой плиты (47—49).

Если найти распределение напряжений по подошве жесткого фундамента (контактная задача), то можно будет получить и распределение напряжений в массиве грунта, как линейно деформируемой среде, от приложения к ее поверхности бесконечно длинной нагруженной недеформируемой полосы — жесткого ленточного фундамента.

Любые силы, действующие на жесткий фундамент, могут быть приведены (рис. 29) к одной равнодействующей R , линия действия которой пересекает подошву в расстоянии e от середины фундамента. Силу R можно заменить центральной вертикальной силой P , горизонтальной силой Q , приложенной к плоскости подошвы фундамента, и парой сил с моментом равным $M = eP$, где e — величина эксцентриситета приложения силы R в плоскости подошвы фундамента.

Рассмотрим действие на массив грунта центрально приложенной к ленточному жесткому фундаменту вертикальной силы P кг/см, приходящейся на 1 см длины фундамента.

Для нахождения распределения напряжений в массиве грунта от жесткого фундамента с центрально приложенной к нему силой P сначала следует найти такое распределение напряжений по подошве фундамента, при котором все точки, расположенные в плоскости подошвы, будут перемещаться под действием нагрузки одинаково. Найденное распределение напряжений по подошве фундамента будет той внешней нагрузкой для массива грунта, которая изменит в нем напряжения и вызовет соответствующие деформации.

Общее решение этой задачи в теории упругости, с учетом сил трения грунта по подошве фундамента, производится приближенно, с помощью степенных рядов или комплексных переменных.

Точное решение задачи о распределении напряжений по подошве жесткого ленточного фундамента, без учета влияния сил трения грунта по подошве фундамента на распределение напряжений в его основании, было получено Садовским (1928). Если расположить оси координат так, чтобы ось z проходила через середину поперечного сечения жесткого фундамента и была направлена книзу, а ось y совпадала с подошвой и была направлена вправо (рис. 30), то распределение напряжений по подошве жесткого ленточного фундамента выразится следующей формулой:

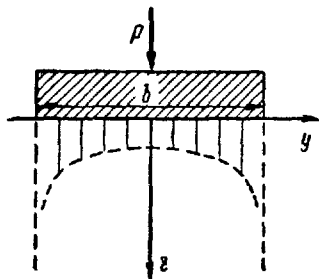


Рис. 30. Жесткий ленточный фундамент с центрально приложенной вертикальной нагрузкой и эпюрой распределения нормальных напряжений по его подошве

$$p_y = \frac{P}{\pi \sqrt{\frac{b^2}{4} - y^2}} = \frac{P_c}{\pi \sqrt{\frac{1}{4} - \frac{y^2}{b^2}}}, \quad (50)$$

где b — ширина полосы загрузения, или подошвы фундамента, см,
 $\frac{y}{b}$ — относительное расстояние точек на подошве от начала координат,

p_c — среднее давление по подошве жесткого фундамента, на каждый 1 см его ширины, равное $\frac{P}{b}$, с размерностью кг/см^2 .

Из формулы (50) видно: 1) напряжения по подошве жесткого фундамента пропорциональны внешней нагрузке; 2) они неравномерны по ширине подошвы фундамента; 3) при $\frac{y}{b}$ равно нулю, p_y меньше среднего давления p_c ; 4) от приближения точек на подошве фундамента к его краю, знаменатель дроби уменьшается, а напряжения по подошве растут; 5) когда $\frac{y}{b}$ равно половине, знаменатель дроби равен нулю, а p_y равно бесконечности.

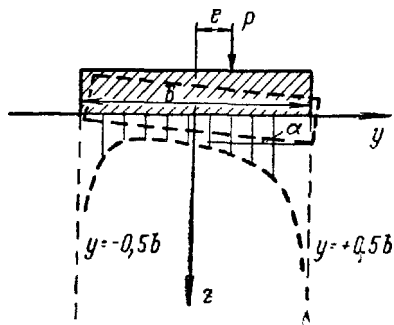


Рис. 31. Жесткий ленточный фундамент с эксцентрично приложенной вертикальной нагрузкой и эпюрой распределения нормальных напряжений по его подошве

Ординаты полученной эпюры распределения напряжений по подошве жесткого фундамента, для среднего давления равного $p_c = 1 \text{ кг/см}^2$ и разных относительных расстояний от начала координат, даны в табл. 6.

В случае эксцентричного приложения вертикальной силы к жесткому фундаменту (рис. 31), при котором величина эксцентриситета равна e , внешние силы можно рассматривать в виде центрально приложенной силы P и момента $M = eP$. Если пренебречь влиянием трения по подошве, то распределение напряжений на

поверхности массива грунта в пределах ширины жесткого фундамента с учетом действия момента M , можно выразить следующим уравнением (Егоров, 1938):

Таблица 6

y/b	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
p_y	∞	1,06	0,796	0,695	0,650	0,640	0,650	0,695	0,796	1,06	∞

$$p_y = \frac{\left(1 + 8 \frac{ey}{b^2}\right) P}{\pi \sqrt{\frac{b^2}{4} - y^2}} = \frac{\left(1 + 8 \frac{e}{b} \cdot \frac{y}{b}\right) p_c}{\pi \sqrt{\frac{1}{4} - \frac{y^2}{b^2}}}, \quad (51)$$

где $\frac{e}{b}$ — относительная величина эксцентриситета;

$\frac{y}{b}$ — относительное расстояние от начала координат для точек, расположенных на подошве жесткого фундамента;
 p_c — среднее давление по подошве жесткого фундамента, равное $\frac{P}{b}$, с размерностью кГ/см^2 .

Выражение (51) состоит из двух слагаемых: напряжений, передаваемых на грунт от центрально приложенной к фундаменту силы P и напряжений от действия момента $M=eP$ на тот же фундамент:

$$p_y = \frac{P}{\pi \sqrt{\frac{b^2}{4} - y^2}} + \frac{8yM}{\pi b^2 \sqrt{\frac{b^2}{4} - y^2}}.$$

Если величина относительного эксцентриситета равна нулю, то второе слагаемое также равно нулю, и формула (51) приводится к формуле (50) для центрально приложенной силы P .

Учитывая, что отношение $\frac{y}{b}$ может быть и положительным и отрицательным, то и числитель выражения (51) может стать равным нулю, или отрицательным. Это означает, что по подошве жесткого фундамента у левого его края, имеющего отрицательную абсциссу, могут возникать растягивающие напряжения. Для левого края, у которого относительное расстояние $\frac{y}{b} = -0,5$, числитель выражения (51) будет равным нулю при $\left(1 - 4\frac{e}{b}\right) = 0$. Следовательно, когда $\frac{e}{b} = \frac{1}{4}$, то $p_y = 0$. Если же величина эксцентриситета будет более $0,25b$, то напряжения, передаваемые на грунт у левого края жесткого фундамента (рис. 31), противоположному месту приложения силы P , будут отрицательными, и для $y = -0,5b$, они будут равны бесконечности. Здесь возникнут растягивающие напряжения на участке подошвы фундамента от его левого края до точки, где напряжения меняют свой знак. При этом уменьшается полезная опорная площадь (в пределах сжимающих напряжений) у фундамента, что недопустимо. Таким образом, величина эксцентриситета силы P , которая более $0,25b$, у жесткого фундамента указывает на допущенную ошибку в назначении его размера. Ее можно исправить, увеличив ширину проектируемого фундамента.

Ординаты эпюры распределения напряжений, передаваемых на грунт, по подошве жесткого фундамента, для среднего напряжения по подошве фундамента, равного $p_c = \frac{P}{b} = 1 \text{ кГ/см}^2$, для разных значений относительного эксцентриситета $\frac{e}{b}$ и разных относительных расстояний от начала координат $\frac{y}{b}$ даны в табл. 7.

Таблица 7

$\frac{e}{b} \backslash \frac{y}{b}$	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,00	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
0	∞	1,06	0,80	0,70	0,65	0,64	0,65	0,70	0,80	1,06	∞
1/6	∞	0,50	0,48	0,51	0,56	0,64	0,74	0,88	1,11	1,63	∞
1/4	0,00	0,21	0,32	0,41	0,52	0,64	0,78	0,97	1,37	1,91	∞
3/8	$-\infty$	-0,15	0,08	0,28	0,46	0,64	0,85	1,11	1,61	2,33	∞

Величины напряжений под центром фундамента для различных эксцентриситетов одинаковые. При эксцентриситете равном $0,25b$, у края фундамента со стороны приложения силы P напряжения остаются большими, а у противоположного края они равны нулю.

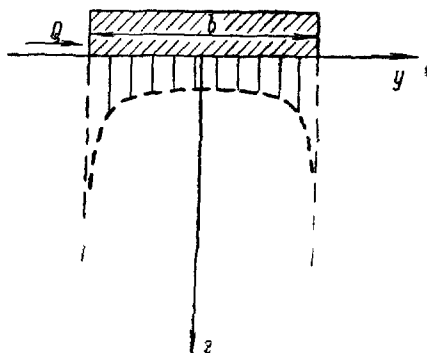


Рис. 32. Жесткий ленточный фундамент с горизонтальной нагрузкой и эпюрой распределения касательных напряжений по его подошве

Горизонтальная сила Q , приложенная к жесткому фундаменту в плоскости его подошвы, вызовет в ней касательные напряжения q_y , распределение которых по ширине подошвы фундамента будет неравномерным и таким же, как для нормальных напряжений по подошве ленточного жесткого фундамента при его нагружении вертикальной центральной приложенной силой P . Эпюра

распределения напряжений q_y дана на рис. 32. Поэтому для средней горизонтальной нагрузки, приложенной в подошве, и равной:

$$q_c = \frac{Q}{b} = 1 \text{ кг/см}^2,$$

касательные напряжения q_y будут равны напряжениям, приведенным ранее в табл. 6, для центральной вертикальной нагрузки на жесткий фундамент, у которой $p_c = 1 \text{ кг/см}^2$.

Из формулы (51) для расчета напряжений, передаваемых на грунт от жесткого фундамента, нагруженного вертикальной силой P , и формулы (50), которая применима также для горизонтальной нагрузки жесткого фундамента силой Q , видно, что эти напряжения пропорциональны величине приложенной к фундаменту силы. Поэтому, чтобы получить напряжения, передаваемые на грунт от жесткого фундамента, необходимо величины, приведенные в таблицах 6 и 7, умножить на заданную величину среднего нормального напряжения по подошве фундамента, или данные табл. 6 — на заданную величину среднего касательного напряжения.

Для определения распределения напряжений в точках массива грунта под жестким фундаментом, нагруженным центрально приложенной вертикальной нагрузкой P или горизонтальной силой Q , заменяют жесткий фундамент полученной эпюрой распределения напряжений по его подошве, как показано на рис. 33. При одновременной нагрузке жесткого фундамента силами P и Q суммируют полученные напряжения в точках массива грунта от каждого вида нагрузки на фундамент.

Чтобы получить напряжения в точках массива грунта, под жестким фундаментом разбивают эпюру распределения напряжений по ширине подошвы жесткого ленточного фундамента на малые элементы (рис. 33) и принимают нагрузку на такой элемент за интенсивность равномерно распределенной нагрузки по прямой, параллельной длине ленточного фундамента. Искомые напряжения в точках массива грунта находят суммированием влияний на напряжения в заданной точке всех элементарных внешних нагрузок, равномерно распределенных по параллельным прямым, направленным вдоль длины ленточного фундамента, в пределах ширины жесткого ленточного фундамента.

При уменьшении ширины малого элемента до бесконечно малого размера ее можно обозначить через dy и заменить суммирование интегрированием. Общий вид определенных интегралов для каждой составляющей напряжения был приведен выше в формулах (41), (42) и (43).

Из решений полученных определенных интегралов (Егоров, 1938) наиболее простой вид имеют выражения для напряжений в точках, расположенных на центральной вертикали. Если ось z проходит через середину фундамента, а ось y совпадает с подошвой фундамента и направлена вправо, то выражения для нормальных и касательной составляющих напряжений в точках на центральной вертикали имеют следующий вид:

$$Z_{y=0} = \frac{2p_c}{\pi} \left[\frac{1}{\sqrt{1+4n^2}} + \frac{n^2}{\sqrt{(1+4n^2)^3}} \right] \quad (52)$$

$$Y_{y=0} = \frac{2p_c}{\pi} \left[\frac{1}{\sqrt{1+4n^2}} - \frac{n^2}{\sqrt{(1+4n^2)^3}} \right] \quad (53)$$

$$ZY_{y=0} = \frac{2p_c}{\pi} \cdot \frac{2 \frac{e}{b} \cdot n}{\sqrt{(1+4n^2)^3}}, \quad (54)$$

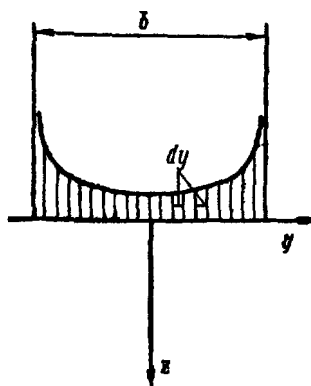


Рис. 33. Эпюра нагрузки на грунт при жестком ленточном фундаменте

где p_c — среднее давление по подошве фундамента в кГ/см^2 ,
 n — относительная глубина расположения точки с искомыми напряжениями, равная $\frac{z}{b}$,

$\frac{e}{b}$ — величина относительного эксцентриситета.

Все составляющие напряжений пропорциональны средней нагрузке на фундамент и не зависят от характеристик упругости массива грунта. Нормальные составляющие напряжений Z и Y для точек, расположенных на центральной вертикали, не зависят от величины эксцентриситета, а зависят только от относительной глубины расположения точки. Касательная составляющая ZY зависит от эксцентриситета.

Для выяснения влияния жесткости фундамента на распределение напряжений в линейно деформируемой среде в плоской задаче даны в табл. 8 напряжения для полосовой равномерно распреде-

Таблица 8

$\frac{z}{b}$ \ $\frac{y}{b}$	0		0,5		1,0		2,0	
	Гиб- кий	Жест- кий	Гиб- кий	Жест- кий	Гиб- кий	Жест- кий	Гиб- кий	Жест- кий
0,00	1,00	0,64	0,50	—	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	0,96	0,68	0,49	0,71	—	—	—	—
0,50	0,82	0,68	0,48	0,54	0,08	0,10	0,005	0,006
0,75	0,67	0,60	—	—	—	—	—	—
1,0	0,55	0,51	0,409	0,407	0,185	0,188	0,029	0,031
1,5	0,40	0,38	0,334	0,329	0,211	0,215	0,059	0,061
2,0	0,31	0,30	0,275	0,271	0,205	0,209	0,083	0,085

ленной нагрузки без учета жесткости при $p=1 \text{ кГ/см}^2$ и для жесткого ленточного фундамента при $p_c=1 \text{ кГ/см}^2$. Распределение напряжений в основании гибкого и жесткого ленточного фундамента имеет существенное различие в зоне, прилегающей к подошве фундамента, до глубины, равной ширине фундамента.

Особое значение в распределении напряжений по подошве жесткого фундамента приобретают напряжения у его краев, где они теоретически достигают бесконечно большой величины. В действительности таких больших напряжений на грунт от фундамента не передается, так как до их появления возникнет пластическое течение грунта из-под края фундамента. Грунт теряет здесь способность нести нагрузку и поэтому происходит перераспределение напряжений по подошве фундамента. Они несколько возрастают под средней частью подошвы жесткого фундамента и уменьшаются под ее краями, по сравнению с теоретическим распределением (51), полученным в теории упругости. Поэтому действительное

отличие в распределении в массиве грунта для жесткого и гибкого фундаментов меньше, чем дано в табл. 8 и в большей части основания напряжения практически одинаковые. Это позволяет пользоваться для расчета осадок сооружений в плоской задаче, простыми зависимостями, полученными для полосовой нагрузки, без учета ее жесткости.

Упражнение № 7. Плоская задача. Построить эпюры напряжений по подошве жесткого ленточного фундамента шириной 6 м при различных эксцентриситетах приложения равнодействующей нагрузки на фундамент. Нагрузки принять следующие:

а) центрально расположенную вертикальную нагрузку, равную 1,2 т на каждый 1 см длины фундамента;

б) ту же нагрузку, но приложенную с эксцентриситетом, равным 1 м;

в) ту же нагрузку, но с эксцентриситетом 1,5 м;

г) ту же нагрузку, но с эксцентриситетом 2,25 м;

д) горизонтальную нагрузку, равную 1,2 т. Масштаб напряжений принять $0,5 \text{ кг/см}^2$ в 1 см.

Упражнение № 8. Плоская задача. Построить совмещенные эпюры нормальных вертикальных составляющих напряжений для гибкого и жесткого ленточного фундамента шириной 6 м при средней нагрузке на его подошву, равной 1 кг/см^2 . Эпюры построить для вертикалей, проходящих через середину фундамента, через его край и в расстоянии полуширины фундамента от его края. Масштаб $0,5 \text{ кг/см}^2$ в 1 см.

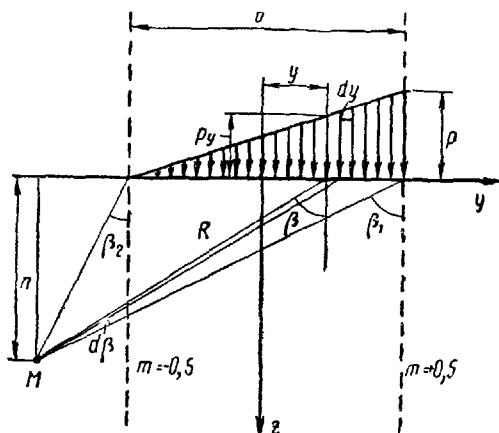
14. Треугольная вертикальная нагрузка на гибкую полосу

Случай неравномерной нагрузки на поверхности массива грунта интенсивность которой в пределах гибкой полосы меняется по линейному закону от нуля до определенной нагрузки, т. е. треугольной нагрузки, имеет место, например, от откосов земляных сооружений.

Распределение напряжений от треугольной нагрузки в линейно деформируемой среде на ее поверхности находится методом суммирования напряжений, возникающих в такой среде от приложения к ее поверхности ряда нагрузок, равномерно распределенных по параллельным прямым и направленных вдоль полосы загрузки. Для этого треугольник нагрузки разбивают на малые элементы по ширине полосы и принимают, что нагрузка от каждого такого элемента сосредоточена в его центре тяжести. Затем, пользуясь полученными выше формулами, для составляющих напряжений от нагрузки, равномерно распределенной по прямой, составляют выражения для напряжений в дифференциальной форме и затем производят интегрирование в пределах всей ширины полосы с треугольной нагрузкой.

Для упрощения интегрирования решение задачи производят в системе полярных координат. Поэтому координатами точек в мас-

Если обозначить расстояния точек, расположенных на поверхности грунта от середины треугольника вправо, вдоль его катета,



через y , а глубину расположения точек ниже поверхности — через z , то закон изменения нагрузки на поверхности линейно деформируемой среды согласно рис. 34 будет следующим:

где p — заданная наибольшая ордината треугольной нагрузки, в кг/см^2 ;

Интегральное выражение для нормальной вертикальной составляющей напряжения в точке массива грунта в этом случае, согласно изложенному ранее (41), имеет следующий вид:

После подстановки в это выражение значения ρ_y из (55) и решения определенного интеграла, получим следующую формулу для нормальной вертикальной составляющей напряжения в точках массива грунта от треугольной нагрузки на его поверхности:

56

Полярный угол β может отсчитываться вправо и влево от вертикали. Знак плюс у β_1 и β_2 принимается для точек, лежащих вне полосы нагрузки и знак минус — для точек, находящихся в пределах полосы.

Остальные составляющие напряжения Y и ZY имеют более сложный вид. Все составляющие напряжений пропорциональны наибольшей ординате треугольной нагрузке p и не зависят от упругих свойств массива грунта.

Выражения для составляющих напряжений в прямоугольной системе координат, когда ось z проходит через середину полосы и направлена книзу, а ось y расположена в плоскости, ограничивающей массив грунта сверху и направлена вправо, имеют следующий вид (Польшин, 1933):

$$Z = \frac{p}{\pi} \left[(m + 0,5) \operatorname{arctg} \frac{n}{m^2 + n^2 - \frac{1}{4}} - \frac{n \left\{ 2mn^2 + (m + 0,5) \left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right) \right\}}{\left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right)^2 + 4m^2n^2} \right] \quad (57)$$

$$Y = \frac{p}{\pi} \left[(m + 0,5) \operatorname{arctg} \frac{n}{m^2 + n^2 - \frac{1}{4}} + \frac{n \left\{ 2mn^2 + (m + 0,5) \left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right) \right\}}{\left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right)^2 + 4m^2n^2} \right] \quad (58)$$

$$ZY = \frac{p}{\pi} n \left[\frac{n \left\{ 2(m + 0,5)m - \left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right) \right\}}{\left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right)^2 + 4m^2n^2} - \operatorname{arctg} \frac{n}{m^2 + n^2 - \frac{1}{4}} \right], \quad (59)$$

где m — относительное расстояние точки до центральной вертикали, равное $\frac{y}{b}$;

n — относительная глубина расположения точки ниже поверхности грунта, равная $\frac{z}{b}$.

Величины нормальных вертикальных составляющих напряжений в плоской задаче при действии на поверхности массива грунта вертикальной нагрузки, изменяющейся от нуля до 1 кг/см^2 на полосе шириной b , без учета ее жесткости, даны в табл. 9, применительно к указанной системе прямоугольных координат.

Названия вертикалей здесь даны в относительных расстояниях от начала координат, по отношению к ширине загруженной полосы b . Ввиду несимметричности внешней нагрузки распределение напряжений в массиве грунта также не симметрично по отношению к центральной вертикали. Поэтому напряжения приведены для точек,

Таблица 9

Для напряжений Z											
$\frac{z}{b}$ \ $\frac{y}{b}$	-2,0	-1,5	-1,0	-0,50	-0,25	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00
0,00	—	—	—	—	0,25	0,50	0,75	0,50	—	—	—
0,25	—	—	—	0,08	0,26	0,48	0,64	0,42	0,02	—	—
0,50	—	—	0,02	0,13	0,26	0,41	0,48	0,35	0,06	0,02	0,00
0,75	0,01	0,02	0,04	0,15	0,25	0,34	0,36	0,29	0,11	0,02	0,01
1,00	0,01	0,03	0,06	0,16	0,22	0,28	0,28	0,24	0,13	0,05	0,01
1,50	0,02	0,05	0,10	0,15	0,18	0,20	0,20	0,19	0,12	0,06	0,04
2,00	0,03	0,06	0,09	0,13	0,15	0,16	0,16	0,15	0,11	0,07	0,05
3,00	0,05	0,06	0,08	0,10	0,10	0,10	0,11	0,10	0,09	0,07	0,05
5,00	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,07	0,06	0,05	0,05

расположенных на вертикалях справа и слева от центральной вертикали. Вертикали, расположенные справа от центральной вертикали, имеют положительный знак, а слева — отрицательный.

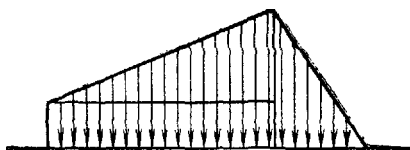


Рис. 35. Приведение сложного очертания эпюры внешней нагрузки к прямоугольным и треугольным эпюрам нагрузок

Глубины расположения сечений в массиве грунта, в которых находятся точки с искомыми напряжениями, даны также относительные, по отношению к ширине загруженной полосы равной b . Чтобы получить напряжения от заданной треугольной нагрузки, необходимо напряжения, приведенные в табл. 9, умножить на величину заданной наибольшей нагрузки.

Напряжения в линейно деформируемой среде под треугольной нагрузкой затухают по глубине быстрее, чем под равномерно распределенной нагрузкой.

Приведенные в табл. 3 и 9 значения нормальных вертикальных составляющих напряжений в плоской задаче дают возможность решать задачи распределения напряжений в массиве грунта от любой нагрузки на его поверхности, так как нагрузку любого очертания можно свести к комбинациям прямоугольников и треугольников, как показано на рис. 35 и рассчитать частные напряжения в точках, а затем произвести их суммирование.

Упражнение № 9. Плоская задача. К горизонтальной поверхности массива грунта приложена нагрузка, равномерно возрастающая (треугольная) от нуля до своего наибольшего значения, равного 2 кг/см^2 , на гибкой полосе, шириной 6 м. Построить эпюры нормальных вертикальных составляющих напряжений в точках, расположенных по горизонтальным сечениям на глубинах, равных: 1,5 м, 3,0 м и 6,0 м для вертикалей, проходящих через середину полосы, оба ее края и в расстоянии полуширины полосы от каждого края. Масштаб $1,0 \text{ кг/см}^2$ в 1 см. Также построить изобары для следующих напряжений: $1,0 \text{ кг/см}^2$ и $0,5 \text{ кг/см}^2$.

15. Горизонтальная равномерно распределенная нагрузка на гибкой полосе

Остается рассмотреть еще одну типовую плоскую задачу распределения напряжений в линейно деформируемой среде от действия на ее поверхности равномерно распределенной горизонтальной нагрузки интенсивностью равной q на гибкой полосе шириной b ,

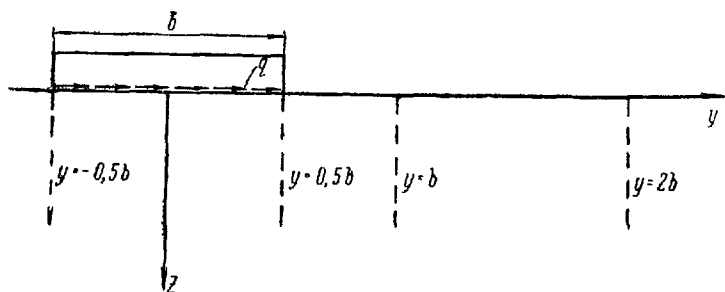


Рис. 36. Горизонтальная нагрузка равномерно распределенная по гибкой полосе и расчетные вертикали в ее основании

имеющей существенное значение, при расчете оснований гидротехнических сооружений (рис. 36). В этом случае напряжения касательные составляющие напряжений $ZY \rightarrow$ равны нормальным составляющим напряжений $Y \downarrow$ в тех же точках от вертикальной равномерно распределенной нагрузки на такой же полосе. Последние были приведены в табл. 4 для интенсивности нагрузки $p = 1 \text{ кг/см}^2$. Они равны касательным напряжениям от горизонтальной равномерно распределенной нагрузки по поверхности массива грунта на полосе шириной b при $q = 1 \text{ кг/см}^2$ в тех же точках в массиве грунта. Они пропорциональны интенсивности внешней нагрузки. Путем умножения на заданную интенсивность нагрузки получают искомое решение.

Нормальные же вертикальные составляющие напряжений $Z \rightarrow$ в точках под полосой, нагруженной горизонтальной равномерно

распределенной нагрузкой, равны касательным составляющим напряжений $ZY \downarrow$ в тех же точках от вертикальной равномерно распределенной нагрузки на такой же полосе, расчет которых производится согласно данным табл. 5. Однако эти напряжения имеют разные знаки. Под краем слева от центральной вертикали, со стороны приложения горизонтальной нагрузки, они отрицательные, а справа — положительные.

Таким образом, если напряжения от горизонтальной нагрузки привести слева, а от вертикальной — справа, то имеется следующая аналогия:

$$ZY \rightarrow = Y \downarrow$$

$$Z \rightarrow = ZY \downarrow$$

Горизонтальные нормальные составляющие напряжений в точках линейно деформируемой среды от горизонтальной равномерно распределенной нагрузки на полосе шириной b отличаются от аналогичных напряжений для вертикальной равномерно распределенной нагрузки по той же полосе. Они рассчитываются по следующей формуле (Польшин, 1933):

$$Y = \pm \frac{q}{\pi} \left[\ln \frac{(m-0,5)^2 + n^2}{(m+0,5)^2 + n^2} + \frac{2mn^2}{\left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4}\right)^2 + 4m^2n^2} \right]. \quad (60)$$

Знак минус в формуле (60) берется для напряжений в точках, расположенных на вертикалях слева от центральной вертикали, при направлении горизонтальной равномерно распределенной нагрузки слева направо, как показано на рис. 36, а знак плюс — для точек, расположенных на вертикалях справа от центральной вертикали.

Таблица 10

Для напряжений Y

$\frac{z}{b} \backslash \frac{y}{b}$	0,00	0,50	1,00	2,00
0,00	0,00	0,50	0,70	0,32
0,25	—	0,60	0,57	0,32
0,50	—	0,26	0,39	0,29
0,75	—	0,12	0,24	0,25
1,00	—	0,06	0,15	0,20
1,50	—	0,02	0,06	0,14
2,00	—	0,01	0,03	0,08
3,00	—	—	0,01	0,04
6,00	—	—	—	0,02

Величины нормальных горизонтальных напряжений Y для интенсивности горизонтальной равномерно распределенной нагрузки равной 1 кг/см^2 приведены в табл. 10. Чтобы получить величину напряжения в данной точке от заданной нагрузки $q \text{ кг/см}^2$, достаточно умножить данные табл. 10 на величину интенсивности q .

16. Вертикальная равномерно распределенная нагрузка по гибкому прямоугольнику

Если отношение длины подошвы фундамента сооружения к ее ширине менее 3, то для расчета распределения напряжений в массиве грунта приходится решать объемную задачу. Такая нагрузка на поверхности массива грунта называется также местной нагрузкой (рис. 37).

Для расчета распределения напряжений в линейно деформируемой среде от местной вертикальной нагрузки разбивают грузовой прямоугольник на малые прямоугольники и принимают нагрузку, приходящуюся на каждый малый прямоугольник, за сосредоточенную силу, которая приложена в центре малого прямоугольника. Составляющие напряжения в точках линейно деформируемой среды находят как суммарное напряжение от всех полученных сосредоточенных сил, по формулам теории упругости для сосредоточенной вертикальной силы, приложенной на поверхности.

Для прямоугольной грузовой площадки, без учета ее жесткости, задачу о распределении напряжений можно решить в общем виде, уменьшив размеры малых прямоугольников до бесконечно малых размеров и заменив суммирование напряжений от сосредоточенных сил интегрированием, в пределах контура загруженной площадки.

Общие выражения для напряжений в точках линейно деформируемой среды, без учета жесткости загруженной прямоугольной площадки, для равномерно распределенной нагрузки, получаются весьма сложными.

Более простыми получаются выражения для напряжений в точках, расположенных на вертикалях, проходящих через центр прямоугольной или круглой площадки (вертикаль b на рис. 37) и через угол прямоугольной площадки (вертикаль a на рис. 37). Величина нормальной вертикальной составляющей напряжений в точках, расположенных по вертикали, проходящей через центр равномерно загруженной прямоугольной площадки со сторонами

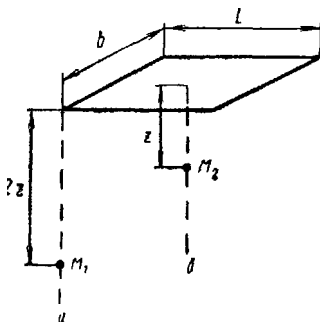


Рис. 37. Прямоугольная гибкая площадка с равномерно распределенной нагрузкой, центральная и угловая вертикали в ее основании

b и l , выражается следующей формулой (Короткин, 1938):

$$Z_u = \frac{2\rho}{\pi} \left[\frac{2mn}{\sqrt{1+m^2+4n^2}} \cdot \frac{1+m^2+8n^2}{(1+m^2+4n^2)4n^2+m^2} + \arcsin \frac{m}{\sqrt{(m^2+4n^2)(1+4n^2)}} \right], \quad (61)$$

где ρ — интенсивность равномерно распределенной нагрузки в пределах прямоугольной площадки,

m — относительная длина площадки, равная $\frac{l}{b}$, в объемной задаче, в отличие от плоской,

n — относительная глубина, равная $\frac{z}{b}$ для точки, в которой определяется напряжение.

Если вертикаль проходит через угол прямоугольной равномерно нагруженной плиты со сторонами l и b , то величина нормальной вертикальной составляющей напряжения в точках на ней, называемой угловым напряжением, выражается следующей формулой (Короткин, 1938):

$$Z_y = \frac{\rho}{2\pi} \left[\frac{mn}{\sqrt{1+m^2+n^2}} \cdot \frac{1+m^2+2n^2}{(1+m^2+n^2)n^2+m^2} + \arcsin \frac{m}{\sqrt{(m^2+n^2)(1+n^2)}} \right], \quad (62)$$

где условные обозначения приняты те же. Для интенсивности равномерно распределенной вертикальной нагрузки, равной 1 кГ/см^2 , величины нормальной вертикальной составляющей напряжений даны в табл. 11.

При круглой гибкой плите (рис. 38) с равномерно распределенной вертикальной нагрузкой, выражение для расчета нормальной вертикальной составляющей напряжений в точках, расположенных на центральной вертикали, имеет следующий вид:

$$Z = \rho \left[1 - \left(1 + \frac{a^2}{z^2} \right)^{-\frac{3}{2}} \right], \quad (63)$$

где a — радиус круглой площадки, z — глубина расположения точки под плитой.

Рис. 38. Круглая гибкая площадка с равномерно распределенной нагрузкой

Напряжения в точках массива грунта пропорциональны интенсивности внешней нагрузки и зависят не от абсолютных размеров загруженной плиты и глубины расположения точки, а от их относительных значений.

Таблица 11

Для напряжений Z

$\alpha \backslash m$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	3,0	4,0	8,0
0,0	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
0,2	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249
0,4	0,240	0,242	0,243	0,243	0,244	0,244	0,244	0,244	0,244	0,244	0,244	0,244
0,6	0,223	0,228	0,230	0,232	0,232	0,233	0,233	0,233	0,234	0,234	0,234	0,234
0,8	0,200	0,201	0,212	0,215	0,217	0,218	0,218	0,219	0,219	0,220	0,220	0,220
1,0	0,175	0,185	0,191	0,196	0,198	0,200	0,201	0,202	0,203	0,203	0,204	0,205
1,2	0,152	0,163	0,171	0,176	0,179	0,182	0,184	0,185	0,186	0,187	0,188	0,189
1,4	0,131	0,142	0,151	0,157	0,161	0,164	0,167	0,169	0,170	0,171	0,173	0,174
1,6	0,112	0,124	0,133	0,140	0,145	0,148	0,151	0,153	0,155	0,157	0,159	0,160
1,8	0,100	0,108	0,117	0,121	0,129	0,133	0,137	0,139	0,141	0,143	0,146	0,148
2,0	0,084	0,095	0,103	0,110	0,116	0,120	0,121	0,126	0,128	0,131	0,135	0,137
3,0	0,045	0,052	0,058	0,064	0,069	0,073	0,078	0,080	0,083	0,087	0,093	0,098
4,0	0,027	0,032	0,036	0,040	0,044	0,047	0,051	0,054	0,056	0,060	0,067	0,075
5,0	0,018	0,021	0,024	0,027	0,030	0,033	0,036	0,038	0,040	0,044	0,050	0,060
7,0	0,009	0,011	0,013	0,015	0,016	0,018	0,020	0,021	0,022	0,025	0,031	0,041
10,0	0,005	0,006	0,007	0,007	0,008	0,009	0,010	0,011	0,012	0,013	0,017	0,026

Следовательно, напряжения в двух точках массива грунта M_1 и M_2 , показанных на рис. 39, под двумя различными прямоугольными площадками, но с одинаковой равномерно распределенной нагрузкой, одинаковым отношением их длины к ширине, расположенных на одинаковых вертикалях и одинаковых относительных глубинах, одни и те же.

Рассмотрим еще одну особенность распределения напряжений в точках линейно деформируемой среды, под прямоугольной равномерно загруженной площадкой.

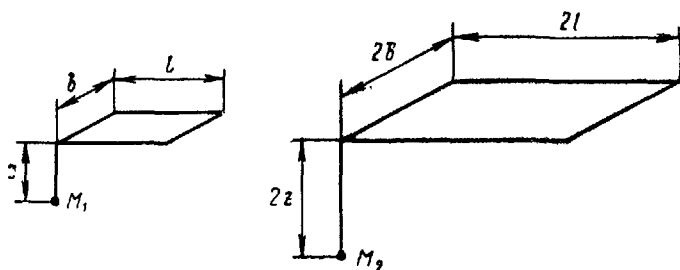


Рис. 39. Подобные прямоугольные гибкие площадки с равномерно распределенной нагрузкой и их угловые вертикали

Если при сопоставлении формул для расчета напряжений в точках на центральной вертикали (61) и на угловой вертикали (62) заменить в формуле (61) глубину $\frac{z}{b} = n$ половиной этой глубины $\frac{0,5z}{b} = \frac{n}{2}$, то можно установить, что в этом случае выражения в прямых скобках в обеих формулах будут одинаковыми. Напряжения же, рассчитанные по формуле (61) для точек на центральной вертикали, будут в этом случае в четыре раза больше напряжений, рассчитанных для точек на угловой вертикали по формуле (62).

Следовательно, нормальная вертикальная составляющая напряжения для точки M_1 , расположенной на угловой вертикали a на глубине $2z$ под прямоугольной площадкой с равномерно распределенной нагрузкой, равна четвертой части от величины нормальной вертикальной составляющей напряжения в точке M_2 , расположенной на центральной вертикали b на глубине z , показанной на рис. 37.

В табл. 12 приведены значения вертикальных составляющих напряжений в точках на центральной вертикали под прямоугольной площадкой с равномерно распределенной нагрузкой, интенсивностью, равной 1 кг/см^2 , для различной относительной длины площадок. В последней графе табл. 12 даны напряжения под полосовой нагрузкой.

Таблица 12

$n \backslash m$	1,0	3,0	5,0	10,0	20,0	∞
0,25	0,996	0,956	0,957	0,959	0,960	0,960
0,50	0,701	0,814	0,818	0,819	0,820	0,820
1,00	0,336	0,526	0,545	0,548	0,550	0,550
2,00	0,108	0,241	0,285	0,303	0,308	0,310
5,00	0,019	0,053	0,080	0,108	0,125	0,130

Распределение напряжений под прямоугольной плитой при ее относительной длине менее трех существенно отличается от распределения напряжений под полосой с равномерно распределенной нагрузкой. Для целей же расчетов распределения напряжений в массиве грунта от внешней нагрузки, когда относительная длина прямоугольной плиты с равномерно распределенной нагрузкой более трех, можно пользоваться решениями плоской задачи. Далее из табл. 12 видно, что напряжения под квадратной плитой затухают по глубине (объемная задача) интенсивнее, чем под ленточным фундаментом (плоская задача).

В табл. 13 (во второй строке) даны напряжения Z_s в точках массива грунта, рассчитанные по формуле (63), для равномерно распределенной нагрузки по круглой плите с интенсивностью равной 1 кг/см^2 без учета жесткости плиты. Относительные глубины даны в ней по отношению к величине диаметра круга, равного $2a$.

Таблица 13

$\frac{z}{2a}$	0	0,25	0,50	1,00	2,00	5,00
Z_s	1,000	0,910	0,648	0,282	0,088	0,015
$Z_{ок}$	0,500	0,560	0,437	0,262	0,085	0,015

Сравнивая данные, приведенные в табл. 13 с данными в табл. 12, для квадратной плиты, можно установить, что напряжения под круглой плитой, при одинаковой интенсивности распределения нагрузки по обеим плитам, несколько меньше, чем под квадратной плитой на тех же относительных глубинах. Это объясняется тем, что равнодействующая внешних сил в этом случае для круглой плиты меньше, чем для квадратной плиты.

17. Метод угловых точек

Метод угловых точек представляет простой и наглядный прием для решения объемной задачи о распределении напряжений в массиве

ве грунта под прямоугольной площадкой с равномерно распределенной нагрузкой, без учета жесткости фундаментной плиты.

Если прямоугольную площадку (рис. 40) с равномерно распределенной вертикальной нагрузкой разбить на четыре равные части, то центральная вертикаль основного прямоугольника станет одновременно и угловой вертикалью для каждой из его четырех частей, а длина его стороны — в два раза больше, чем сторона у каждой его

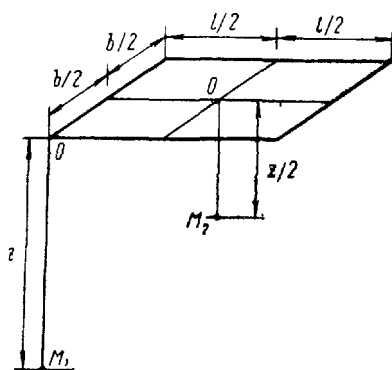


Рис. 40. Разбивка прямоугольной площадки на четыре равные части

части. Относительные же длины основной площадки и ее четырех частей будут одинаковыми. Если точка M_1 расположена на угловой вертикали основного прямоугольника на глубине, вдвое большей, чем точка M_2 на центральной вертикали того же прямоугольника, то относительная глубина расположения точки M_2 на угловой вертикали малого прямоугольника будет равна относительной глубине расположения точки M_1 на угловой вертикали большого прямоугольника. Напряжение в точке M_1 от нагрузки в пределах большого прямоугольника будет равно напряжению в точке M_2 от нагрузки в пределах малого прямоугольника. Следовательно, суммарное напряжение в точке M_2 на центральной вертикали большого прямоугольника от четырех равных малых прямоугольников будет в четыре раза больше, чем напряжение в точке M_1 на угловой вертикали большого прямоугольника, которая расположена в два раза глубже, чем точка M_2 на центральной вертикали. Методом сложения напряжений получен тот же результат, как и ранее.

Метод угловых точек применяется для расчета напряжений в объемной задаче, если площадка с равномерно распределенной нагрузкой может быть разбита на прямоугольные части, на угловой вертикали которых будет расположена точка с искомым напряжением. Здесь могут встретиться три случая: когда вертикаль $O-1$ расположена на контуре загруженного прямоугольника, когда вертикаль $O-2$ расположена внутри контура прямоугольника и когда вертикаль $O-3$ находится вне загруженного прямоугольника, как показано на рис. 41.

В первом случае необходимо основной прямоугольник с равномерно распределенной нагрузкой разбить на две части так, чтобы вертикаль $O-1$ стала бы угловой для каждой из прямоугольных частей. Тогда искомое напряжение в точке, расположенной на вертикали, проходящей через $O-1$, может быть определено как сумма из двух напряжений от нагрузок, равномерно распределенных по

площади двух вспомогательных прямоугольников $OABC$ и $OCDE$. Обозначим площадку $OABC$ через I и площадку $OCDE$ через II. Тогда искомое напряжение будет равно:

$$Z_0 = (Z'_I + Z'_{II}) p,$$

где p — заданная равномерно распределенная нагрузка, Z' — напряжение для равномерно распределенной нагрузки, равной 1 кг/см^2 , из табл. 11.

Во втором случае основной прямоугольник разбивают на четыре части так, чтобы вертикаль $O-2$ стала бы угловой для каждой из этих вспомогательных площадок. Искомые напряжения определяют сложением напряжений от четырех площадок (схема б) с равномерно распределенной нагрузкой $O FAB$, $OBCD$, $O DEI$ и $OIKF$. Обозначим площадку $O FAB$ через I, площадку $OBCD$ через II, площадку $O DEI$ через III и площадку $OIKF$ через IV. Тогда искомое напряжение будет равно:

$$Z_0 = (Z'_I + Z'_{II} + Z'_{III} + Z'_{IV}) p.$$

Здесь необходимо обратить внимание на напряжения в точках, расположенных на контуре, внутри которого приложена равномерно распределенная нагрузка. Если интенсивность распределения нагрузки в пределах контура гибкого прямоугольника равна 1 кг/см^2 , то напряжения в точках на углах контура принимают по $0,25 \text{ кг/см}^2$. После суммирования напряжений на углах контуров четырех частей прямоугольника, внутри контура основного прямоугольника, по второму случаю, получим напряжение, равное 1 кг/см^2 . Напряжения в точках, расположенных на основном контуре, между его углами, можно рассматривать как сумму напряжений в углах контуров двух смежных частей гибкого прямоугольника, по первому случаю. Они получатся равными $0,5 \text{ кг/см}^2$.

В третьем случае основной прямоугольник с равномерно распределенной нагрузкой следует нарастить вспомогательными прямоугольниками так, чтобы вертикаль $O-3$ попала бы на контур нового прямоугольника. Тогда напряжение в заданной точке на вертикали $O-3$ находится алгебраическим сложением напряжений, возникаю-

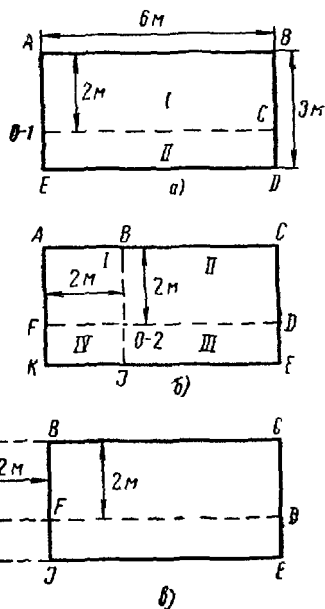


Рис. 41. Три схемы разбивки вспомогательных площадок

щих от равномерно распределенной нагрузки по площади четырех вспомогательных прямоугольников (схема в): со знаком плюс у $OACD$ и $ODEK$ и со знаком минус у $OABF$ и $OFIK$. Если обозначить эти прямоугольники последовательно через I , II , III и IV , то для всех точек на вертикали $O-3$ величины вертикальных составляющих напряжений будут равны:

$$Z_0 = (Z'_I + Z'_{II} - Z'_{III} - Z'_{IV}) \rho.$$

Расчет напряжений в точках массива грунта методом угловых точек производится с помощью табл. 11, содержащей напряжения в точках на угловой вертикали прямоугольника с равномерно распределенной вертикальной нагрузкой, равной 1 кг/см^2 . В ней обозначены через m относительные длины прямоугольных площадок, равных $m = \frac{l}{b}$, где l — длина и b — ширина каждой площадки; через n — относительные глубины расположения точки на угловой вертикали, равные $n = \frac{z}{b}$, где z — глубина расположения точки под площадкой.

Упражнение № 10. Объемная задача. Прямоугольная гибкая плита размером $3 \times 6 \text{ м}$ нагружена равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью, равной 2 кг/см^2 . Рассчитать методом угловых точек нормальные вертикальные составляющие напряжений и построить эпюры распределения этих напряжений для вертикалей, проходящих через точки на плите: $O-1$, $O-2$ и $O-3$. Точки на вертикалях расположить от подошвы плиты через 1 м до глубины, равной 6 м . Составить таблицу и вычертить эпюры в масштабе: $1,0 \text{ кг/см}^2$ в 1 см . Последовательность расчета напряжений дана в следующей таблице.

Вертикаль $O-1$, для условий упражнения № 10

Глубина от подошвы плиты	Вспомогательная грузовая площадка I			Вспомогательная грузовая площадка II
	Относительная длина площадки	Относительная глубина точки	Напряжения, кг/см^2	
0				
1 м				
2 м				
...				

18. Жесткий круглый фундамент

Из объемных задач распределения напряжений по подошве фундамента, с учетом его жесткости, рассмотрим задачу о распределении напряжений по подошве круглого жесткого фундамента, нагруженного центрально приложенной вертикальной силой P .

Распределение напряжений по подошве круглого жесткого фундамента в теории упругости дается следующей формулой:

$$p = \frac{p_c}{2 \sqrt{1 - \left(\frac{r}{a}\right)^2}}, \quad (64)$$

где p_c — среднее давление по подошве, равное $\frac{P}{\pi a^2}$, (здесь P — центрально приложенная сила, a — радиус круга), r — расстояние от центра круглой площадки подошвы до любой точки в пределах ее площади.

Из формулы (64) видно, что в центре подошвы, при $r=0, p=0,50p_c$; при увеличении расстояния от центра до точки на подошве уменьшается знаменатель дроби и увеличивается напряжение в точках на подошве фундамента. При $r=0,50a$ напряжения по подошве равны $p=0,58p_c$ и при $r=a$, в точках, расположенных на краю фундамента, напряжения бесконечно большие. Таким образом, наименьшие напряжения на подошве круглого жесткого фундамента имеют место в центральной точке. Они постепенно возрастают от центра к краю фундамента (пунктир на рис. 42).

Напряжения под краями жесткого круглого фундамента в действительности не достигают теоретических значений, полученных по формуле (64), вследствие появления под краями фундамента пластических деформаций грунта при больших напряжениях. Происходит перераспределение напряжений по подошве: по краям они становятся меньше теоретических, а под серединой — больше теоретических, рассчитанных по формуле (64), и их эпюра распределения по подошве приобретает седлообразный характер, как показано на рис. 42.

Распределение вертикальных нормальных составляющих напряжений $Z_{\text{жс}}$ в точках, расположенных на центральной вертикали под жестким круглым фундаментом, при среднем давлении p_c рассчитывается по формуле (Егоров, 1938):

$$Z = p_c \left[\frac{0,5}{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2} + \frac{\left(\frac{z}{a}\right)^3}{\left\{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2\right\}^2} \right], \quad (65)$$

где z — глубина расположения точки под подошвой фундамента, a — радиус круглого фундамента.

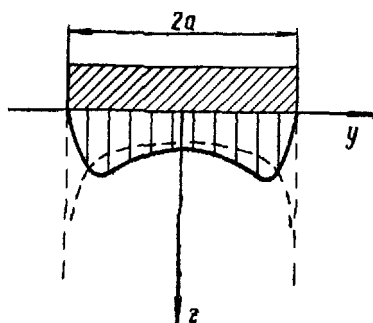


Рис. 42. Седлообразная эпюра распределения напряжений по подошве жесткого круглого фундамента с центрально приложенной нагрузкой (вертикальная штриховка)

Их значения для $p_c = 1 \text{ кг/см}^2$ приведены в третьей строчке табл. 13, откуда видно, что распределение вертикальных нормальных составляющих напряжений по глубине под фундаментом, начиная с глубины, равной диаметру подошвы круглого фундамента, и глубже, мало отличается от распределения напряжений, полученного под круглой площадкой с равномерно распределенной нагрузкой, без учета ее жесткости.

19. Экспериментальная проверка распределения напряжений в массиве грунта от внешней нагрузки

Полученное расчетом распределение напряжений в массиве грунта от внешней нагрузки подвергалось многосторонней и многократной экспериментальной проверке в СССР и за границей, в лабораторных и полевых условиях, на грунтах, а также на упругих материалах.

Эксперименты в СССР для проверки расчетных напряжений по подошве жесткого фундамента производились в больших лабораторных лотках, на больших опытных железобетонных плитах и быках мостов в полевых условиях. Кроме краевых напряжений, при малых нагрузках на грунт, когда область пластических деформаций весьма мала, эти напряжения удовлетворительно совпадали с решениями теории упругости. Эпюры напряжений по подошве жестких фундаментов, при малых нагрузках, везде получались седлообразными. Напряжения вблизи краев фундамента были больше, чем напряжения на середине фундамента. При больших же нагрузках, когда пластические деформации под жестким фундаментом имеют значительное развитие, эпюра напряжений по его подошве приобретала параболический характер с вершиной под серединой фундамента. В этом случае напряжения у краев фундамента получались меньше, чем под его серединой. Во всех экспериментах было установлено, что характер эпюр напряжений по подошве фундамента не зависел от рода грунта. Однако в иностранных источниках часто приводятся результаты экспериментов, в которых для песка средняя ордината эпюры напряжений по подошве жесткого фундамента больше крайних, а для глины средняя ордината меньше крайних. Такие результаты следует рассматривать ошибочными, так как в них не учтена роль нагрузки. Для песка можно получить эпюру, у которой средние ординаты менее крайних, но при очень малых нагрузках, при которых в песке не возникнут еще пластические деформации, несмотря на подвижность песка, из-за отсутствия в нем сцепления.

Из числа исследований, приведенных для проверки теоретического распределения напряжений в массиве грунта под фундаментом, следует остановиться на обстоятельных экспериментах в СССР, которые были произведены на песчаном основании (Хакимов, 1939). Всего для этой цели было произведено семь полевых опыт-

ных нагрузок железобетонных плит различных размеров. Плиты нагружались чугунными чушками. Размеры плит приведены в табл. 14. На рис. 43 показаны результаты опытных нагрузок.

Были замерены осадки точек в массиве грунта под плитами на разных глубинах с помощью глубинных реперов. Из полученных результатов полевых опытов можно сделать следующие выводы:

Таблица 14

1. Осадки грунта под плитами квадратной формы прекращались на глубине около 2,5 ширины каждой плиты.

2. Для ленточного фундамента эта глубина получилась значительно больше указанной глубины.

3. Осадки плит возрастали пропорционально произведению их сторон.

Площадь плиты	Отноше- ние сторон	Коли- чество плит
8 м ²	1 : 8	Одна
0,5 м ²	1 : 1	Две
4,0 м ²	1 : 1	Две
8,0 м ²	1 : 1	Одна
15,0 м ²	1 : 1	Одна

Эти выводы совпадают с расчетами осадки на основе теоретического распределения напряжений в основании фундаментов.

В других полевых опытах были заложены на разных глубинах под нагруженной железобетонной плитой измерительные приборы,

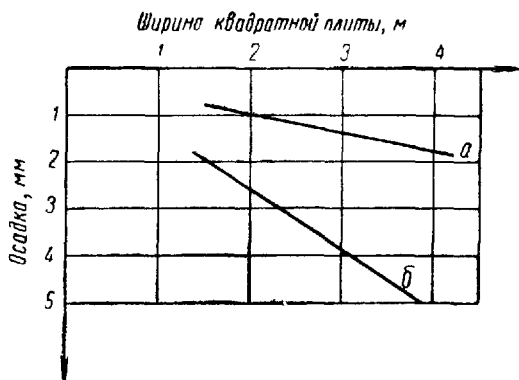


Рис. 43. Зависимость осадки квадратной плиты от ее ширины для нагрузки 1 кг/см² (а) и для 2 кг/см² (б), (Хакимов)

с помощью которых представилась возможность замерить изменения напряжений в массиве песка (мессдозами). Было установлено, что напряжения в грунте, с ростом внешней нагрузки до ее предельной величины, увеличиваются пропорционально изменению этой нагрузки. При достижении же нагрузки, от которой появляются значительные пластические деформации, указанная пропорциональность нарушается. Эти результаты подтвердили возмож-

ность использования решений для линейно деформируемой среды в расчетах оснований при отсутствии пластических деформаций в грунте под фундаментом.

Аналогичные результаты измерений напряжений под нагруженной плитой были получены в лабораторных условиях при увеличении напряжений в грунте с помощью центрифуги.

Существенное значение имеют экспериментальные исследования распределения напряжений в линейно деформируемой среде для плоской задачи, которые производились при нагружении ребра тонкой пластинки из упругого материала. В этих исследованиях изменение напряжений измерялось оптическим методом, называемым ОМИНом. Последний основан на зависимости оптических явлений в прозрачной пластинке из стекла, бакелита, или целлулоида, от ее деформаций, или напряжений, при действии нагрузки в плоскости этой пластинки. Если через нагруженную по торцу пластинку пропускать поляризованный луч света, т. е. такой, у которого преобладают колебания в одной плоскости, то пластинка приобретает свойство двойного лучепреломления, величина которого зависит от напряжений в данной точке пластинки. Последнее и дает возможность измерять возникшие в пластинке напряжения. При различном нагружении торца пластинки общий характер распределения напряжений, а также для большинства точек напряженной области, измеренная величина напряжений подтверждает теоретические решения. Отклонения наблюдаются только около подошвы жесткой нагрузки в местах возникновения больших напряжений.

20. Расчет напряжений от собственного веса грунта

Напряжения в массиве грунта от внешних нагрузок, полученные расчетом, отличаются от действительных напряжений в основании сооружения на величину напряжений от собственного веса грунта, которая в рассмотренных выше методах расчета не учитывалась.

Напряжения от собственного веса грунта в большинстве случаев определяют начальное распределение напряжений в массиве грунта перед постройкой нового сооружения. Начальными напряжениями являются также напряжения в основании ранее выстроенного здания перед тем как к нему пристроили новое здание. Для установления конечного или нового напряженного состояния, возникающего в основании сооружения, производится суммирование напряжений от собственного веса грунта и напряжений от внешней нагрузки, или приращений напряжений в массиве грунта от построенного нового здания.

Напряжения от собственного веса грунта зависят от: объемного веса грунта, глубины расположения точки в массиве грунта, в которой напряжение является искомым, глубины залегания грунто-

вых вод от поверхности земли, напорности подземных вод и их движения. Изменением объемного веса грунта в зоне капиллярного поднятия пренебрегают и принимают только различный вес грунта в зоне выше уровня грунтовых вод и ниже этого уровня. При этом грунт, расположенный ниже уровня грунтовых вод, принимают полностью насыщенным водой, т. е. степень его насыщения равной единице.

Нормальные напряжения в горизонтальных площадках от собственного веса грунта обозначают через $Z_{с.г.}$, и нормальные напряжения в вертикальных площадках — через $Y_{с.г.}$. Если поверхность грунта горизонтальна, то

$$Z_{с.г.} = \gamma z \quad (66)$$

$$Y_{с.г.} = \zeta Z_{с.г.} = \zeta \gamma z, \quad (67)$$

где γ — объемный вес грунта,

z — глубина расположения точки от поверхности земли.

В формуле (67) через ζ обозначен коэффициент бокового давления грунта в его естественном залегании при горизонтальной поверхности земли. Он представляет собой отношение нормальных составляющих напряжений в вертикальной и горизонтальной площадках в точках массива грунта. Для разных грунтов, а также для условий нарастания и убывания нагрузок он имеет различное значение.

Обе нормальные составляющие напряжений увеличиваются с ростом глубины расположения точки в массиве грунта и находятся также в зависимости от изменения объемного веса грунта с глубиной. Направление полного напряжения в горизонтальной площадке совпадает с направлением силы тяжести. Касательная составляющая в этой площадке отсутствует. Она отсутствует для напряжений от собственного веса грунта также в вертикальной площадке.

Ординаты эпюры напряжений $Z_{с.г.}$ в точках M_1 и M_2 , расположенных на одной вертикали (рис. 44), будут следующие:

$$\text{Для точки } M_1 : Z_{с.г.} = \gamma_1 h_1$$

$$\text{Для точки } M_2 : Z_{с.г.} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2,$$

где γ_1 и γ_2 — средний объемный вес грунта на глубине от 0 до h_1 и от h_1 до $(h_1 + h_2)$.

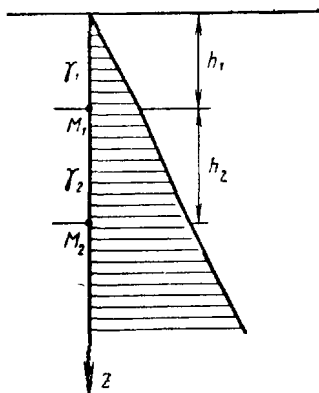


Рис. 44. Распределения напряжений по вертикали от собственного веса грунта

Если точка с искомым напряжением расположена ниже уровня грунтовых вод (рис. 45), то напряжение от собственного веса будет равно.

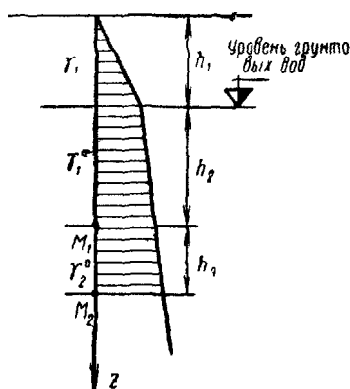


Рис. 45 Эпюра распределения напряжений от собственного веса грунта при наличии уровня грунтовых вод

$$Z_{с.в} = \gamma_1 h_1 + \gamma_1^0 h_2,$$

где γ_1 — объемный вес грунта выше уровня грунтовых вод,

γ_1^0 — объемный вес грунта ниже уровня грунтовых вод.

Напорность подземных вод дополнительно уменьшает напряжения в грунте, расположенном ниже водоупора, на величину избыточного давления воды на подошву водоупора. В этом случае для точки M_3 получим (рис. 46)

$$Z_{с.в} = \gamma_1 h_1 + \gamma_1^0 h_2 + \gamma_2^0 h_3 + \gamma_3^0 h_4 - H \Delta_e,$$

где H — величина избыточного напора воды над зеркалом грунтовых вод,

Δ_e — удельный вес воды.

Влияние избыточного давления воды на распределение напряжений от собственного веса грунта можно учесть также иначе, введя действие фильтрационных сил. Фильтрационные силы дей-

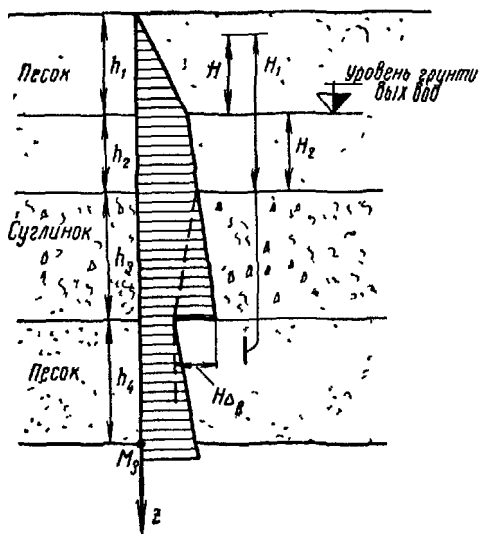


Рис. 46 Эпюра распределения напряжений от собственного веса при наличии избыточного напора воды в залегающем на глубине водоносном горизонте

ствуют в направлении движения воды. Если толщина слабопроницаемых грунтов имеет мощность h_3 и залегает между сильнопроницаемыми грунтами, а разность отметок пьезометра из водоносного горизонта, расположенного под слабопроницаемым слоем, и уровня грунтовых вод в верхнем сильнопроницаемом слое равна H (рис. 46), то при фильтрации воды из нижнего горизонта вверх, через слабопроницаемый слой, возникнет фильтрационное давление в этом слое, равное, для его полной мощности:

$$D = I \Delta_e h_3 \omega, \quad (68)$$

где I — фильтрационный градиент, при равномерной восходящей фильтрации, равный $I = \frac{H}{h_3}$,

h_3 — мощность слабопроницаемой толщи, см,

ω — площадь сечения потока, равная 1 см^2 .

Фильтрационное давление представляет собой сумму нормального давления фильтрационного потока на грунтовый скелет и сил трения воды по его поверхности. Если выделить призму грунта вдоль движения грунтовой воды (рис. 47) длиной h_3 , сечением ω , то при движении вода теряет часть избыточного напора ($H_1 - H_2$). Нормальное давление фильтрационного потока на грунтовый скелет в выделенной призме будет равно:

$$\Phi = \Delta_e (1 - n) \omega (H_1 - H_2) = \Delta_e (1 - n) \cdot I \cdot \omega \cdot h_3, \quad (69)$$

где n — пористость грунта,

$\omega h_3 = V$ — объем призмы.

Полученное выражение можно написать также в следующем виде:

$$\Phi = I \Delta_e \frac{V}{1 + e}.$$

Сила трения воды по поверхности грунтового скелета при равномерном движении воды равна (Бурлай, 1950):

$$T = I \Delta_e \frac{eV}{1 + e} \quad (70)$$

Следовательно, полное фильтрационное давление на грунт равно:

$$D = \Phi + T = I \Delta_e V \quad (71)$$

Следует отметить, что полученное выражение для фильтрационного давления нельзя рассматривать как точное, так как в действительности движение воды неравномерное.

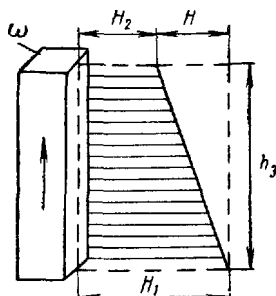


Рис. 47. Расчетная схема для определения фильтрационного давления воды

При учете фильтрационного давления от восходящей фильтрации напорность дополнительно не учитывается, так как она вызывает фильтрационную силу. Эпюра распределения напряжений от собственного веса грунта по вертикали, с учетом давления фильтрующей воды, показана пунктиром на рис. 46. Для расчетов устойчивости массива грунта можно действие фильтрации заменять внешней нагрузкой, приложенной по контуру и равной $H\Delta_v$.

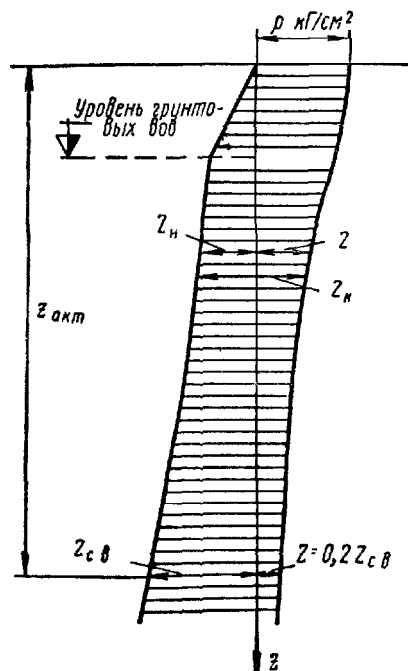


Рис. 48. Эпюры распределения начальных напряжений Z_n и конечных Z_k по глубине в массиве грунта от равномерно распределенной нагрузки p кг/см² по полосе, расположенной на его поверхности. $Z_{с в.}$ — напряжения от собственного веса, Z — напряжения от внешней нагрузки

При большом фильтрационном градиенте напряжения в слабопроницаемом слое при восходящей фильтрации через него могут с ростом глубины уменьшаться (пунктир на рис. 46), вызывая разбухание грунта с приближением к кровле водоносного горизонта.

Из изложенного видно, что эпюры распределения напряжений от собственного веса грунта по глубине имеют треугольное очертание с нулевой ординатой наверху у поверхности земли и ломаной ограничивающей линией.

Эпюры начальных и конечных напряжений показаны на рис. 48. Часть заштрихованной эпюры слева от оси z представляет изменение по глубине для начальных напряжений, а вся заштрихованная эпюра — распределение по глубине для конечных напряжений.

21. Активная зона

При решении плоской и объемной задач о распределении напряжений в массиве грунта от внешней нагрузки было установлено, что глубина распространения напряжений от внешней нагрузки, приложенной к поверхности массива грунта, очень велика. Изменение же напряжений на большой глубине очень мало, настолько, что эти изменения напряжений не вызовут ощутимой осадки сооружения. Поэтому при расчете осадки целесообразно ограничивать

эпюру распределения напряжений от внешней нагрузки по вертикали. Важно выяснить, до какой глубины следует рассчитывать распределение напряжений по вертикали или величину зоны практического сжатия грунта под сооружением. Эта глубина называется активной зоной для расчета осадок.

Из решений плоской и объемной задач о распределении напряжений можно установить, что активная зона будет зависеть от размера фундамента сооружения и величины нагрузки на него. Кроме того, учитывая сжимаемость грунтов в основании, она будет зависеть от условий залегания грунтов, слагающих основание, и их сжимаемости. Если сильно сжимаемые грунты будут залегать в нижней части основания, то активная зона будет больше, чем в случае, когда в соответствии с увеличением объемного веса грунта с глубиной его сжимаемость будет уменьшаться.

Действующими строительными нормами, НИТУ 127—55 на проектирование естественных оснований зданий и производственных сооружений, рекомендуется определять глубину активной зоны $z_{акт}$ из условий, чтобы напряжение от внешней нагрузки на этой глубине было бы равным 20% от напряжения, вызываемого собственным весом грунта на той же глубине, как показано на рис. 48. При этом напряжения от внешней нагрузки определяются для точек на такой вертикали, на которой напряжения являются наибольшими. Хотя этот расчетный прием является условным, он дает для сравнительно однородных грунтов в основании сооружений, представляющих промышленные и жилые здания, удовлетворительные результаты. На рис. 49 показаны две эпюры распределения напряжений по центральной вертикали, для квадратного (а) и ленточного (б) фундаментов одинаковой ширины без учета их жесткости и при интенсивности равномерно распределенной нагрузки, равной 1 кг/см^2 . На относительной глубине, равной двум, напряжения под квадратным фундаментом составляют $0,11p \text{ кг/см}^2$, а для ленточного — $0,30p \text{ кг/см}^2$, т. е. в 2,7 раза больше. Глубина активной зоны для квадратного фундамента значительно меньше, чем для ленточного. Поэтому при прочих равных условиях осадка квадратного фундамента меньше осадки ленточного.

Однако можно назначать глубину активной зоны при сильно неоднородном сложении основания по глубине и несколько отлич-

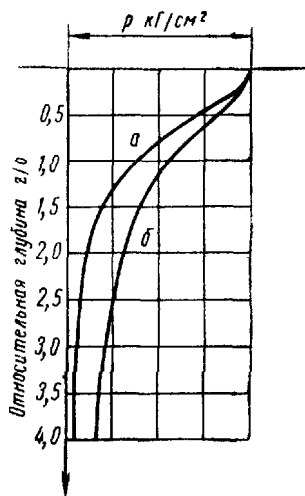


Рис. 49. Эпюры распределения напряжений в точках на центральной вертикали для квадратного (а) и ленточного (б) фундаментов

ную от нормативной величины. Когда грунты на глубине слабо сжимаемые и при определении послойной осадки последняя получается для слоя, мощностью равного ширине подошвы сооружения, менее 0,5 м, то в этом случае за активную зону принимают глубину, на которой была получена малая послойная осадка, даже если полученная активная зона и менее нормативной, и обратное — она будет больше нормативной глубины при наличии сильно сжимаемых грунтов на глубине. Если в пределах активной зоны залегает скала, то активная зона принимается по глубине залегания скалы.

Упражнение № 11. Построить совмещенную эпюру нагрузок для центральной вертикали ленточного и квадратного фундамента шириной 4 м, без учета его жесткости, по точкам через 1 м по глубине, до глубины 4 м и через 2 м до глубины 12 м. Равномерно распределенная нагрузка равна 2 кг/см^2 . Масштаб $0,5 \text{ кг/см}^2$ в 1 см. Определить в обоих случаях глубину активной зоны при объемном весе грунта, равном $1,0 \text{ т/м}^3$.

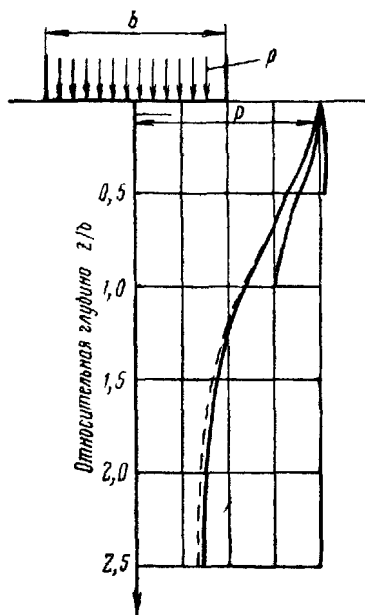


Рис. 50. Эпюры распределения напряжений от внешней нагрузки при наличии жесткого подстилающего слоя

22. Влияние жесткости подстилающего слоя грунта

Если в основании сооружения на некоторой глубине от его подошвы залегают скальные грунты, то эта глубина будет не только определять величину активной зоны, но и изменять распределение напряжений от внешней нагрузки.

На рис. 50 показаны эпюры вертикальных нормальных составляющих напряжений в точках на центральной вертикали для случаев, когда относительная глубина до жесткого подстилающего слоя равна 0,5, 1,0 и 2,5. Из него видно, что в случае, когда относительная глубина до жесткого подстилающего слоя равна 0,5, то напряжения в сжимаемом слое не изменяются по

глубине. Пунктиром на том же рисунке показана эпюра распределения напряжений по глубине для однородного массива грунта. Сравнение пунктира и сплошных линий указывает на концентрацию напряжений под средней частью фундамента в случае, когда на небольшой глубине залегает жесткий подстилающий слой (Егоров, 1939; Горбунов-Посадов, 1946). При наличии слабого слоя грунта

под фундаментом напряжения в этом слое будут меньше, чем в тех же точках в однородном массиве грунта. Верхний более жесткий слой грунта перераспределяет нагрузку от фундамента на большую площадь, чем в однородном массиве грунта. Если модуль деформации у слабого слоя в пять раз меньше, чем у верхнего, более прочного слоя грунта, то уменьшение вертикальных нормальных составляющих напряжений в точках на центральной вертикали на кровле слабого слоя для разных ее относительных глубин залегания (по отношению к ширине равномерно загруженной гибкой полосы), в процентах от напряжений в однородном массиве грунта будет следующим (табл. 15).

Таблица 15

$\frac{h}{b}$	0,5	1,0	1,7	2,5
$\Delta\sigma\%$	23	32	33	37

В случае, когда модуль деформации в массиве грунта в вертикальном направлении больше, чем в горизонтальном, то также происходит концентрация напряжений в средней части основания сооружения.

Из изложенного видно, что распределение напряжений в основании при его неоднородном сложении отличается от распределения в однородном основании сооружения. Произведенные теоретические исследования в этой области позволяют наметить область применения для неоднородных оснований решений задач о распределении напряжений в однородном основании и характер отклонений от этих решений. В большинстве же задач строительного дела при наличии скалы на небольшой глубине ее влияние не учитывается, так как жесткость фундаментов влияет на распределение напряжений в обратном направлении.

23. Разгрузка массива грунта

Разгрузка массива грунта происходит при устройстве котлована под фундамент, при рытье канала, при подготовке к открытой разработке залежи полезных ископаемых, при устройстве карьеров и других видов выемок. Она происходит также при эрозионной деятельности проточных вод.

Если при нагрузке на поверхности массива грунта происходит опускание его точек, или осадка, то при разгрузке наблюдается подъем дна котлована или другой выемки. В эрозионных долинах можно наблюдать, что при горизонтальной кровле коренных пород в средней части долины их слои несколько приподняты над теми же слоями в ее бортах. Изменение напряжений в точках массива грунта при его разгрузке можно рассматривать, как отрицательные

приращения напряжений, полученные от отрицательной нагрузки, приложенной на уровне дна выемки, как показано на рис. 51.

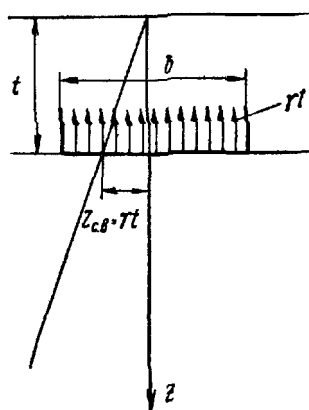


Рис. 51. Расчетная схема для определения разгрузки массива грунта

Новые напряжения, которые возникнут в массиве грунта после его разгрузки, представляют результат алгебраического сложения напряжений от собственного веса грунта с отрицательными приращениями напряжений.

При необходимости учета разгрузки массива грунта, для расчета осадки, расчет напряжений с учетом разгрузки позволяет уточнить начальные напряжения.

Разгрузка массива грунта всегда является отрицательной нагрузкой, которая не имеет жесткости. Отрицательные приращения напряжений в точках массива грунта рассчитывают в плоской задаче по табл. 3 для равномерно распределенной нагрузки и по табл. 9 для треугольной нагрузки, возрастающей от нуля до своего наибольшего значения. Треугольной разгрузкой учитывают влия-

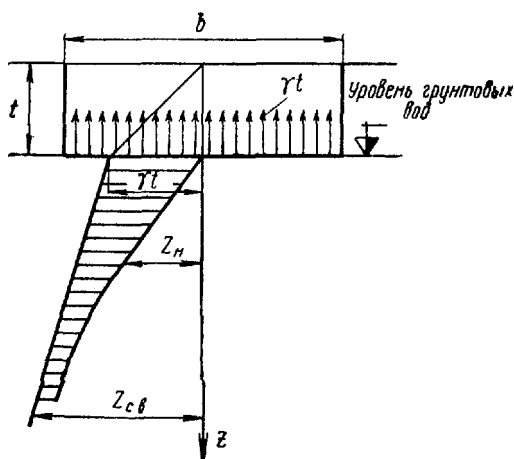


Рис. 52. Эпюра распределения напряжений по глубине в массиве грунта от собственного веса при его разгрузке в результате устройства котлована шириной b

ние откосов выемки на уменьшение напряжений в основании сооружений. Эпюра начальных напряжений от собственного веса грунта с учетом разгрузки показана на рис. 52.

Наблюдения за подъемом дна котлована, предшествующие возведению сооружения, столь же важны, как и исследования грунтов, производимые для расчета осадки этого сооружения. В ряде случаев величина осадки зависит от предшествующего подъема дна котлована. Наблюдения за подъемом дна котлована позволяют уточнять расчетную схему для расчета осадки, а также уточнять принятые расчетные характеристики грунтов.

24. Влияние заглубления фундамента

При решении задач о распределении напряжений в массиве грунта от внешней нагрузки последнюю в расчетной схеме располагали на поверхности грунта. В действительности же приходится фундаменты сооружений заглублять ниже земной поверхности по следующим причинам:

1. По условиям промерзания грунта, так как в зоне промерзания происходит его морозное пучение, которое вызывает повреждения зданий.

2. По условиям ухудшения свойств грунтов в зоне выветривания и большой неоднородности свойств грунтов в этой зоне, что также может вызвать повреждения здания. Для земляной плотины также требуется подготовка основания в виде удаления верхнего слоя грунта, разрушенного процессами выветривания и почвообразования.

3. По условиям конструкции здания, в состав которого входит подвальное помещение.

Размеры котлована определяются: 1) размерами сооружения и фундаментов, 2) способом производства работ, в зависимости от размещения землеройных механизмов и от способа кладки подземной части сооружений. Они зависят также от свойств грунтов в основании фундамента и конструкции здания.

При удалении из котлована грунта, имеющего определенный вес, производят местную разгрузку грунтового массива. При этом отрицательные напряжения в грунте ниже дна котлована алгебраически суммируют с напряжениями от собственного веса грунта, для получения начальных напряжений, и с напряжениями от возводимого фундамента, для получения конечных напряжений. Здесь могут быть два случая.

Первый случай. При устройстве котлована вынутый из него грунт быстро заменяют кладкой фундамента, или сборным фундаментом, и грунт ниже дна котлована не успевает измениться от действия разгрузки.

В этом случае только избыточный вес внешней нагрузки над весом грунта, вынутого из котлована, изменяет напряжения в точках массива грунта ниже дна котлована. Если вес вынутого из котлована грунта равен внешней нагрузке, то напряжения в грунте, расположенном ниже дна котлована, не изменятся. Для расчета

$$p = p_c - \gamma t, \quad (72)$$

где t — величина заглубления фундамента,
 γ — объемный вес грунта, с учетом положения грунтовых вод,
 p_c — средняя нагрузка от фундамента, с учетом взвешивания,
 так как фундамент расположен ниже уровня грунтовых вод.

где t — величина заглубления фундамента,
 γ — объемный вес грунта, с учетом положения грунтовых вод,
 p_c — средняя нагрузка от фундамента, с учетом взвешивания,
 так как фундамент расположен ниже уровня грунтовых вод.

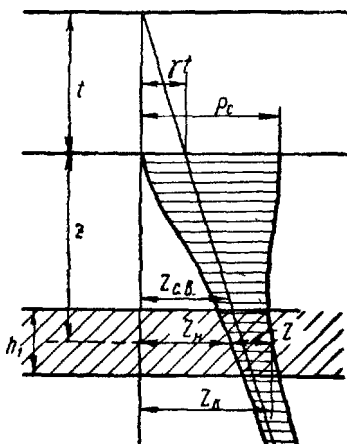


Рис. 54. Эпюра распределения напряжений от внешней нагрузки (заштрихована) при медленной замене веса грунта фундамента

В этом случае при разгрузке происходят изменения напряжений в грунте ниже дна котлована от постепенного удаления грунта из него или при длительном выдерживании котлована открытым. Дно котлована в этом случае поднимается, т. е. наблюдается отрицательная осадка, соответствующая отрицательной нагрузке, приложенной ко дну котлована.

82

Приращение напряжений в грунте под фундаментом в этом случае определяют для его полного веса:

$$p = p_c \quad (73)$$

Расчет изменения напряженного состояния массива грунта от разгрузки, при учете влияния продолжительно открытого котлована, производят до такой глубины ниже земной поверхности, на которой этот учет уже не имеет практического значения, в зависимости от имеющихся грунтовых условий и конкретных особенностей сооружения. Принято глубину влияния разгрузки, от вынутого грунта из котлована, ограничивать напряжениями, составляющими 20% от напряжений, обусловленных собственным весом грунта.

В котлованах, вырытых ниже уровня грунтовых вод, особое значение имеет водоотлив из котлована. При больших размерах котлована последний становится дренажной для водоносного горизонта, расположенного ниже его дна. Осушенный котлован изменяет картину движения грунтовых вод и резко повышает скорости движения около стенок и дна котлована. С увеличением скорости фильтрации возрастает и фильтрационное давление грунтовых вод и если движение происходит снизу вверх, то такое движение разгружает массив ниже дна котлована и вызывает дополнительную разгрузку, которая в свою очередь влияет на величину подъема дна котлована и ожидаемые осадки сооружения. Например, если средний фильтрационный градиент у подземных вод, движущихся к котловану, составляет в зоне дна котлована $I=0,5$, то объемный вес в этой зоне будет уже не единица, с учетом статического взвешивания, а на половину меньше и равен $0,5 \text{ т/м}^3$. Естественно, что такое изменение веса грунта существенно уменьшит его давление на нижележащую толщу грунта и вызовет его дополнительную разгрузку.

Упражнение № 12. Рассчитать нормальные вертикальные составляющие напряжений и построить эпюры распределения этих напряжений для условий упражнения № 10:

а) с учетом собственного веса грунта и заглубления плиты на 3 м. Котлован устраивается под защитой шпунтового ограждения. Размеры котлована такие же, как у плиты. Выемка грунта и замена его весом плиты с ее нагрузкой производится быстро (рис. 53). Глубина расположения точек отсчитывается от подошвы плиты;

б) то же, но с учетом большой продолжительности открытого котлована; глубина расположения точек отсчитывается от подошвы плиты (рис. 54).

Грунты имеют объемный вес выше уровня грунтовых вод — $2,0 \text{ т/м}^3$ и ниже — $1,1 \text{ т/м}^3$. Уровень грунтовых вод залегает на глубине равной 3 м.

Схемы расположения вертикалей О-1, О-2 и О-3 даны на рис. 41. Формы таблиц для расчета напряжений в точках на каждой вертикали следующие:

Вертикаль 0-1, для а)

Глубина от подошвы плиты	Напряжения от собственного веса грунта	Вспомогательная грузовая площадка I		Вспомогательная грузовая площадка II		
		напряжения от внешней нагрузки	суммарные напряжения			
0						
1 м						
2 м						
...						

Вертикаль 0-1, для б)

Глубина от подошвы плиты	Напряжение от собственного веса грунта	Вспомогательная грузовая площадка I				Вспомогат. грузовая площадка II		
		раз-груз-ка	остаточные напряжения от собственного веса	напряжения от внешней нагрузки	суммарные напряжения			
0								
1 м								
2 м								
...								

25. Взаимное влияние фундаментов

В результате исследований распределения напряжений в линейно деформируемой среде было установлено, что изменение напряжений в массиве грунта под действием нагрузки на ее поверхности, распространяется в глубину и в стороны от фундамента, за пределы вертикальных плоскостей, проходящих через края фундамента.

Поэтому, если возводится новый фундамент по соседству с ранее построенным, то начальные напряжения в основании нового фундамента со стороны существующего будут больше, чем от собственного веса грунта, а изменение напряжений в грунте от нового фундамента распространится за пределы его подошвы, в сторону основания выстроенного фундамента, как показано пунктиром на рис. 55. Последнее вызовет перекося существующего фундамента в сторону нового. Влияние же существующего фундамента на основание нового показано на рис. 55 штриховкой. Оно вызовет перекося нового фундамента в сторону от существующего, так как грунт со стороны существующего фундамента уже был уплотнен последним и меньше уплотнится под весом нового фундамента, чем грунт с противоположной стороны.

Влияние соседних сооружений может вызвать перекося, нерав-

номерные осадки, которые могут сопровождаться повреждениями фундаментов и даже их авариями (рис. 1). Влияние существующего фундамента на соседний новый и нового фундамента на ранее выстроенный не всегда учитывается при строительстве, ни геологами, ни строителями и служит причиной ошибок в принятых решениях.

Размер рассматриваемого влияния зависит от расстояния между фундаментами и от размеров нового фундамента, а также его нагрузки и свойств грунта.

Метод учета взаимного влияния заключается в определении изменений напряжений под существующим фундаментом от вновь возводимого по таблицам 3—5 для точек в массиве грунта, расположенных на вертикалях, проходящих за пределами нового фундамента.

Необходимость учета взаимного влияния двух нагрузок, положительных или отрицательных, приложенных к поверхности грунта, возникает в следующих случаях:

1. Пристройка одного здания к другому, нового здания к ранее выстроенному, надстройка примыкающего здания, пристройка котельной к дымовой трубе.
2. Рытье котлована рядом с существующим фундаментом для нового здания или траншеи для подземных сооружений — водопровода, канализации, электрокабеля и других, которые длительное время остаются открытыми.
3. Навал большого груза к стене здания и длительное его хранение на этом месте.
4. Подведение земляной насыпи к построенному устою моста (рис. 2).
5. Примыкание здания гидроэлектростанции к ранее выстроенной плотине.

Из изложенного видно, как важно инженеру-геологу своевременно указывать на необходимость учета в проекте нового сооружения изменений напряжений в массиве грунта под ранее выстроенным.

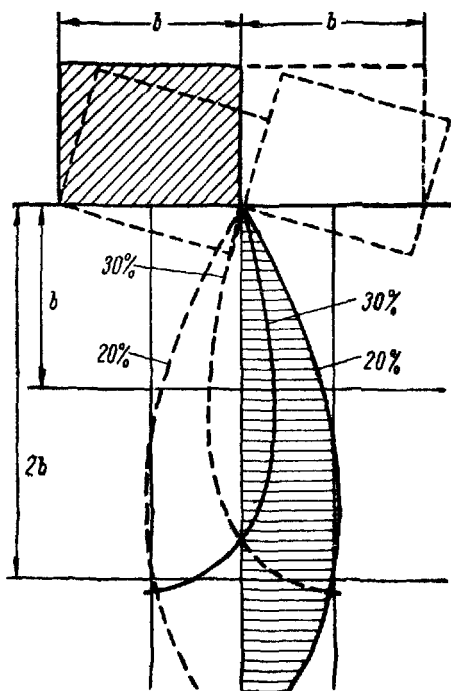


Рис. 55. Взаимное влияние фундаментов на напряжения в их основаниях

Раздел II

РАСЧЕТ ОСАДКИ СООРУЖЕНИЯ

26. Одноразмерное конечное сжатие слоя грунта

Сжатие грунта представляет один из двух видов его деформаций при изменении напряжений от внешней нагрузки. Оно происходит под действием нормальных составляющих напряжений. Сжатие грунта, слагающего основание сооружений, вызывает их осадку.

Расчет осадки зданий и сооружений или расчет их оснований по деформациям имеет своей задачей определить ожидаемые деформации надфундаментных конструкций. Согласно нормам проектирования оснований (НитУ 127—55) эти деформации ограничены такими пределами, которые гарантируют от появления в конструкциях недопустимых для нормальной эксплуатации трещин и повреждений (Токарь, 1956). Поэтому необходимо, чтобы

$$s \leq f,$$

где s — расчетная величина деформации основания,

f — предельная величина деформации основания, устанавливаемая нормами или проектной организацией.

При этом расчет оснований по деформациям производится для нормативных нагрузок, определяемых по указаниям строительных норм и правил (1955).

Осадка сооружения может быть рассчитана, если известны: 1) геологическое строение основания и его гидрогеологическая обстановка, 2) теоретическое изменение напряжений от сооружения в точках массива грунта, служащем его основанием, и 3) характер экспериментальной связи между изменением напряжений в грунте и его сжатием.

Расчет осадки производится двумя методами:

а) без учета возможности бокового расширения грунта, при его одноразмерном сжатии,

б) с учетом возможности бокового расширения грунта в основании сооружения, при его двух- и трехразмерном сжатии.

Область применения каждого метода зависит от соотношения размера загруженной площадки (фундамента) и мощности сжимаемой толщи грунта.

Расчет осадки сооружения без возможности бокового перемещения грунта в его основании производят, если внешняя нагрузка значительно распространена во все стороны, или когда мощность сжимаемого слоя грунта значительно меньше, чем ширина загруженной площадки (рис. 56). Например, при намыве территории,

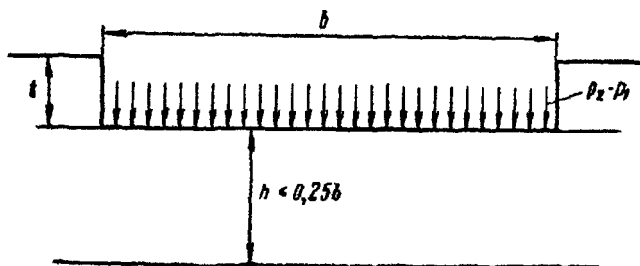


Рис. 56. Расчетная схема одномерного сжатия, при определении конечной осадки, для слоя грунта, примыкающего к фундаменту

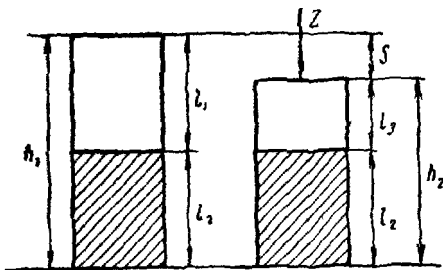
когда эта территория велика, осадка поверхности грунта происходит без возможности его бокового перемещения или при геологических процессах отложения осадков из воды, или из воздушных течений на больших территориях. Сжатие грунта происходит одномерное, т. е. только в одном направлении. Это направление обычно совпадает с направлением вертикали. Здесь нормальные напряжения в сжимаемом слое грунта, от приложенной к его поверхности вертикальной равномерно распределенной нагрузки, параллельны этой нагрузке, по глубине постоянны и равны интенсивности распределения нагрузки.

Аналогичное сжатие будет происходить в вертикальной призме грунта, выделенной в основании сооружения, если боковое перемещение грунта будет невозможным. Расчетная формула для определения одномерного сжатия слоя грунта выводится из следующей расчетной схемы.

Вертикальная призма грунта, выделенная в основании, имеет начальную высоту h_1 . Под действием силы Z она уменьшается до конечной высоты h_2 (рис. 57). Осадкой слоя грунта мощностью h_1 называется изменение высоты призмы $s = h_1 - h_2$. В механике грунтов это изменение высоты призмы грунта связывают только с изменением его порового объема. Следовательно, имея изменение пористости грунта, для данного изменения давления, можно рассчитать и осадку слоя грунта.

Если в выделенной призме грунта, показанной на рис. 57, мысленно сосредоточить весь материал скелета в нижней части

призмы, то в верхней части призмы получим объем пор, представляющий призму высотой l_1 . Высоту другой части призмы обозначим через l_2 . После приложения к грунту давления Z он сожмется, при этом высота l_2 останется неизменной, так как материал скелета грунта принимается в расчетной схеме несжимаемым, а объем пор уменьшится и высота верхней части призмы станет равной l_3 . Осадка призмы грунта будет равна:



$$s = l_1 - l_3.$$

Рис. 57. Расчетная схема для определения однородного сжатия слоя грунта

Объем пор в грунте измеряют двумя показателями. Первый представляет отношение

$\frac{l_1}{l_2}$, его называют начальным коэффициентом пористости грунта e_1 , при этом $l_1 = e_1 l_2$. Второй представляет собой другое отношение $\frac{l_1}{h_1}$, который называют начальной пористостью n_1 , при этом $l_1 = n_1 h_1$.

Если принять за показатель объема пор e , то после сжатия призмы грунта, под действием давления Z , ее конечный коэффициент пористости будет равняться $e_2 = \frac{l_3}{l_2}$. Величина осадки призмы грунта будет следующей:

$$s = l_1 - l_3 = l_2 e_1 - l_2 e_2 = l_2 (e_1 - e_2)$$

Начальная высота призмы h_1 может быть также выражена через l_2 и e_1 :

$$h_1 = l_1 + l_2 = e_1 l_2 + l_2 = l_2 (e_1 + 1).$$

Откуда неизменная при сжатии грунта высота части призмы, в которой сосредоточен материал скелета грунта, будет равна

$$l_2 = \frac{h_1}{1 + e_1}. \quad (74)$$

Она будет в дальнейшем называться приведенной мощностью слоя грунта (h_0). Тогда относительная осадка призмы,

$$\frac{s}{h_1} = e$$

может быть выражена через коэффициенты пористости грунта по следующей зависимости:

$$e = \frac{l_2 (e_1 - e_2)}{l_2 (1 + e_1)} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}. \quad (75)$$

Откуда расчетной формулой для расчета одноразмерного сжатия слоя грунта, будет следующая:

$$s = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h_1. \quad (76)$$

В дальнейшем объем пор в грунте будет измеряться только одним показателем e , по следующим причинам. Если использовать другой показатель n , то конечная пористость будет равна $n_2 = \frac{l_3}{h_2}$ и величина осадки будет:

$$s = l_1 - l_3 = h_1 n_1 - h_2 n_2,$$

а для относительной осадки зависимость получается следующей:

$$e = n_1 - n_2 \frac{h_2}{h_1}, \quad (77)$$

Сравнивая два выражения (75) и (77), видно, что первое зависит от одной переменной, конечного коэффициента пористости e_2 , а второе — от двух переменных, конечной пористости n_2 и конечной высоты призмы грунта h_2 . В первом уменьшение объема пор измеряется по отношению к неизменному объему части призмы грунта, в которой сосредоточен материал его несжимаемого скелета, а во втором — по отношению к переменной высоте всей призмы грунта. Поэтому для расчета относительной осадки при одноразмерном сжатии грунта предпочитают более простую формулу (75) перед формулой (77).

Здесь осадка слоя грунта была рассмотрена так, как если бы она происходила одновременно с приложением внешней нагрузки. В действительности это не так. Осадка призмы грунта, или сжатие слоя грунта, происходит постепенно, с течением времени, при длительном выдерживании неизменной внешней нагрузки. Поэтому различают осадку конечную и изменяющуюся с течением времени. Наблюдениями было установлено, что конечная осадка слоя для разных грунтов, размеров слоя грунта и нагрузок на него получается через различные промежутки времени после приложения нагрузки. Осадка песчаных грунтов достигает своей конечной величины раньше, чем в глинистых. Это объясняется различным характером изменения объема пор в грунтах, заполненных водой, а также различным характером связей в грунте. В песчаных грунтах водопроницаемость лучше, чем в глинистых, а связи между частицами значительно слабее, чем в глинистых.

Конечная осадка слоя грунта при его одноразмерном сжатии, когда распределение напряжений по его глубине равномерное, обусловлена таким же сжатием грунта, как и в компрессионном приборе, в условиях без возможности бокового расширения грунта. Относительное сжатие, полученное из его компрессионных испытаний, можно переносить на сжатие малых слоев грунта в основа-

нии сооружений. Тогда для расчета конечной осадки слоя грунта для заданного интервала нагрузки служат следующие формулы, полученные по выражению (76):

$$s = eh_1 = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h_1$$

или

$$s = \frac{a(p_2 - p_1)h_1}{1 + e_1}, \quad (78)$$

где e_1 — начальный коэффициент пористости грунта при его мощности, равной h_1 , когда к слою грунта приложена нагрузка p_1 (напряжение от собственного веса грунта),

e_2 — конечный коэффициент пористости грунта, полученный под действием нагрузки p_2 (конечное напряжение),

a — коэффициент уплотнения грунта, для интервала нагрузок от p_1 до p_2 кг/см^2 .

Расчет осадки производят в следующей последовательности. Вначале устанавливают из геологического разреза основания сооружения начальную мощность h_1 для сжимаемого слоя грунта и его глубину залегания, с учетом глубины заложения фундамента, как показано на рис. 53. Затем определяют интервал нагрузки на грунт от начального напряжения, для собственного веса грунта, определенного с учетом условий разгрузки массива грунта при рытье котлована и влияния соседних сооружений, равного p_1 кг/см^2 , для среднего сечения сжимаемого слоя грунта, до суммарного напряжения p_2 кг/см^2 , состоящего из напряжения от собственного веса грунта p_1 и приращения напряжения от внешней нагрузки, равного Z . Получив затем из имеющихся результатов компрессионных испытаний образцов грунтов, отобранных из данного слоя при инженерно-геологических исследованиях, среднюю компрессионную кривую для сжимаемого слоя, определяют по ней начальный коэффициент пористости грунта e_1 для нагрузки p_1 кг/см^2 , а также конечный коэффициент пористости e_2 для нагрузки p_2 кг/см^2 и рассчитывают по формуле (76) искомую величину конечной осадки.

Но можно произвести расчет конечной осадки и по формуле (78), определив по компрессионной кривой коэффициент уплотнения грунта a , для заданного интервала нагрузок ($p_2 - p_1$) кг/см^2 .

27. Компрессионные испытания

Компрессионные испытания грунта в лабораторных условиях производят в компрессионных приборах в условиях одностороннего сжатия. Образец грунта помещают в жесткое кольцо и к нему прикладывают ступенями возрастающую нагрузку. Измерение сжатия грунта прекращают после затухания осадки на каждой ступени нагрузки (рис. 58). Полученная компрессионная кривая характе-

ризует конечные осадки слоя грунта. Выбор ступеней нагрузки при компрессионных испытаниях грунтов производят в соответствии с ожидаемой величиной напряжения в основании сооружения, по глубине в массиве грунта.

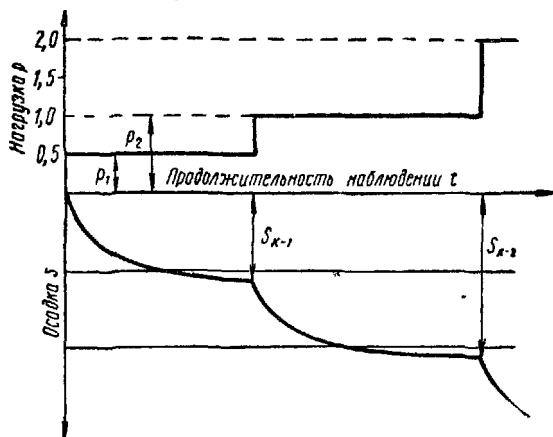


Рис. 58. Сжатие слоя грунта по времени ступенями возрастающей нагрузки. $s_{к-1}$ — конечная осадка под ступенью нагрузки p_1 , $s_{к-2}$ — конечная осадка под ступенью нагрузки p_2 .

Результаты компрессионных испытаний грунтов изображают одной из следующих кривых: 1) зависимостью изменения коэффициента пористости грунта от нагрузки, рассчитанного по замеренной конечной осадке для каждой ступени нагрузки, или 2) зависимостью относительного сжатия грунта, представляющего результат от деления замеренной осадки, для каждой нагрузки на грунт, на начальную высоту образца грунта в приборе. Для первой кривой, показанной на рис. 59, на оси абсцисс наносят давление на грунт, а на оси ординат откладывают соответствующие ему коэффициенты пористости. Для второй кривой, показанной на рис. 60, на оси абсцисс наносят также давление на грунт, а по оси ординат — относительное сжатие грунта, выраженное в процентах от начальной высоты образца, замеренной в кольце прибора перед прило-

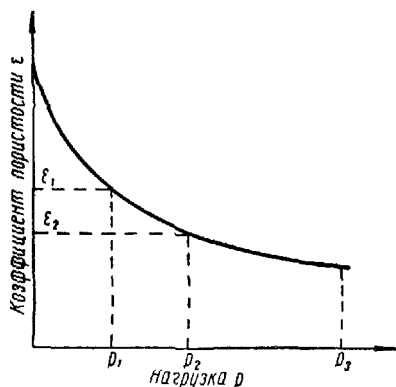


Рис. 59. Компрессионная кривая в координатной системе коэффициент пористости — нагрузка

жением нагрузки. На последней кривой должен быть нанесен начальный коэффициент пористости грунта, чтобы кривая была привязана к определенному начальному состоянию образца грунта.

Требуемая для расчета осадки сооружения экспериментальная связь между давлением на грунт и его сжатием характеризуется коэффициентом уплотнения, полученным в результате испытания грунта в компрессионном приборе, т. е. без возможности бокового расширения, или модулем деформации, полученным в результате испытания грунта полевыми опытными нагрузками, при возможности бокового расширения испытываемого грунта. Приборами для трехосного сжатия грунта пользуются преимущественно для исследовательских целей.

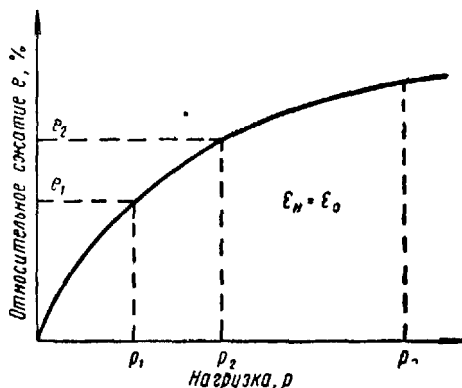


Рис. 60 Компрессионная кривая в координатной системе относительное сжатие — нагрузка

Кoeffициент уплотнения представляет собой коэффициент пропорциональности

между изменением давления на грунт или его напряжения (причиной деформации) и конечным изменением коэффициента пористости грунта (следствие приращения в нем напряжения), без возможности его бокового расширения:

$$(p_2 - p_1) a = p a = (\epsilon_n - \epsilon_k), \quad (79)$$

где $p_1 = Z_n$ — начальное давление на грунт, загруженный в кольцо компрессионного прибора, кг/см^2 ,

$p_2 = Z_k$ — конечное давление на грунт для данной ступени нагрузки, кг/см^2 ,

p — приращение давления или напряжений, кг/см^2 ,

a — коэффициент уплотнения грунта, для данного интервала давлений на него, с размерностью $\text{см}^2/\text{кг}$,

ϵ_n — начальный коэффициент пористости грунта, соответствующий его состоянию при нагрузке на грунт, равной p_1 ,

ϵ_k — конечный коэффициент пористости грунта, полученный для конечной осадки грунта под нагрузкой p_2

Для нахождения коэффициента уплотнения грунта спрямляют участок компрессионной кривой, соответствующий малому изменению нагрузок, при котором спрямление существенно не отклоняется от кривой. Тогда сжимаемость грунта на этом интервале нагрузок можно характеризовать угловым коэффициентом полу-

ченной прямой, который равен коэффициенту уплотнения для данного интервала нагрузок. При изменении нагрузок от p_1 до p_2 угловой коэффициент полученной прямой для этого интервала нагрузок (рис. 61) будет равен:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = a, \quad (80)$$

где

$$(e_1 - e_2) = \left(\frac{l_1}{l_2} - \frac{l_3}{l_2} \right)$$

представляет изменение объема пор грунта в интервале изменения нагрузок от p_1 до p_2 .

Если компрессионная кривая дана в виде зависимости относительного сжатия грунта от нагрузки, то изменение коэффициента пористости грунта связано с относительной осадкой следующей зависимостью (75)

$$e_0 - e_1 = e_1 (1 + e_0) = \frac{s(1 + e_0)}{h_0}, \quad (81)$$

где s — осадка призмы грунта под нагрузкой, равной p_2 ,

h_0 — начальная высота призмы грунта в кольце компрессионного прибора, перед его загрузкой (при нулевой нагрузке), когда его начальный коэффициент пористости равен e_0 .

Приращение относительной осадки (рис. 60) по отношению к начальной высоте образца грунта, при увеличении нагрузки от p_1 до p_2 равно:

$$e_2 - e_1 = \frac{e_0 - e_2 - e_0 + e_1}{1 + e_0} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_0} = \frac{a(p_2 - p_1)}{1 + e_0} \quad (82)$$

Для заданных начального коэффициента пористости и интервала увеличения нагрузки с увеличением относительной осадки, или сжимаемости грунта, увеличивается его коэффициент уплотнения.

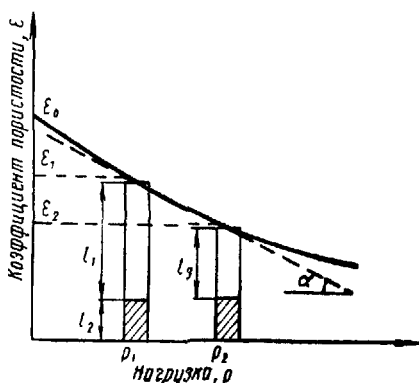


Рис. 61. Расчетная схема для определения коэффициента уплотнения грунта

28. Характер сжатия песчаных и глинистых грунтов

Сжатие песчаного грунта при увеличении нагрузки на него происходит в основном от разрушения острых ребер и углов у зерен и их перемещения в сторону пор из-за превышения касательными напряжениями на контактах сил трения между зернами.

Перемещение одних зерен вызывает смещение других. Пористость песчаного грунта уменьшается. Эти перемещения зерен происходят сравнительно быстро. Ввиду большой водопроницаемости песка процесс отжатия из него воды не ограничен скоростью фильтрации и продолжительность осадки не зависит от мощности слоя. Обычно в слое песчаного грунта основная часть осадки происходит в течение одних суток после увеличения нагрузки на него. Затем скорость изменения осадки медленно затухает, а величина осадки приближается к своему конечному значению (рис. 62, кривая *a*).

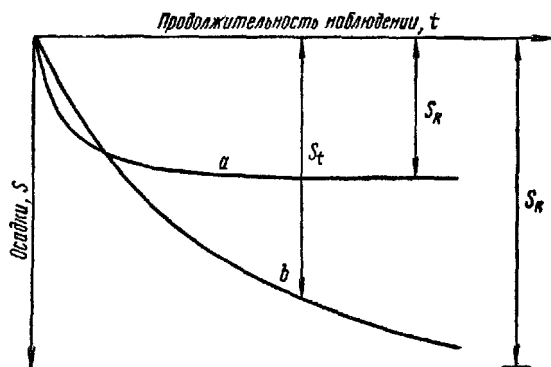


Рис. 62. Ход сжатия слоя песчаного грунта (*a*) и глинистого грунта (*b*) с течением времени

Сжатие песчаного грунта зависит от его начальной пористости. Чем меньше начальная пористость песчаного грунта, тем больше количество контактов между его зернами, тем меньше свобода их перемещения, и меньше его сжимаемость. Чем больше пористость песчаного грунта, тем меньше контактов между его зернами, и больше величина сжатия. При снятии нагрузки только часть осадки является обратимой (упругая часть), другая, большая часть конечной осадки, имеет необратимый характер. Сжимаемость песка под статической нагрузкой очень малая по сравнению с сжимаемостью глинистых грунтов. Давление, которое передается от зерна к зерну, вызывает силы трения между ними, которые препятствуют смещению зерна по зерну. Сжатие песка под ударной или вибрационной нагрузкой значительно больше, чем под статической. При вибрационной нагрузке контакты между зернами и сопротивление трения нарушаются и зерна укладываются плотно. Поэтому, чем больше была начальная пористость песчаного грунта, тем больше получается его осадка при вибрационной нагрузке.

В связи с большим и быстрым уменьшением объема пор песчаного грунта, при его динамической нагрузке, здесь приобретает существенное значение его водопроницаемость, если до приложения динамической нагрузки песчаный грунт был водонасыщен.

При большой водопроницаемости песка лишняя вода быстро удаляется и его уплотнение не осложняется. Если же имелся мелкозернистый водонасыщенный рыхлосложенный песчаный грунт, то вслед за нарушением контактов между зернами, в период, пока лишняя вода не будет отжата, водонасыщенный песок временно превращается в жидкую смесь песка и воды. Тяжелые предметы в ней тонут, а в откосе она расплывается. Такое состояние песка очень опасно и называется **разжижением**.

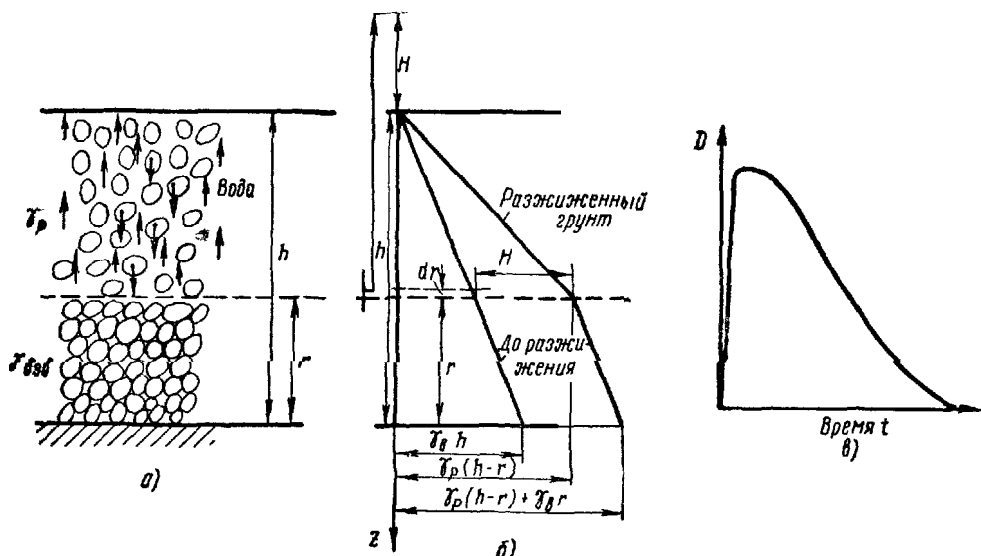


Рис. 63 Расчетная схема разжижения песка. Перекладка зерен песка (а). Давление в поровой воде по высоте слоя h (б). Изменение порового давления $D = H\Delta_s$ с течением времени (в).

Объемный вес разжиженного песка γ_p складывается из веса зерен песка, заключенных в единице объема, и веса воды, заполняющей пространство между частицами:

$$\gamma_p = \frac{\varepsilon \Delta_s + \Delta_w}{1 + \varepsilon}, \quad (83)$$

где ε — коэффициент пористости песка, до его разжижения, Δ_s, Δ_w — удельный вес воды и зерен песка.

Процесс обратной укладки зерен в новое, более плотное сложение, начинается с нижней части слоя и постепенно распространяется вверх, как показано на рис. 63, а. Здесь через h обозначена мощность слоя рыхлого мелкозернистого песка и r — его уплотнившаяся часть. Стрелками обозначено движение зерен песка и воды в его порах. На рис. 63, б показана эпюра напоров воды по глубине слоя песка на определенный момент времени. Избыточный напор воды

на глубине $(h-r)$ равен

$$H = (h-r) \frac{\Delta_a - \Delta_g}{\Delta_g (1 + \epsilon)}. \quad (84)$$

Изменение избыточных напоров по времени показано на рис. 63, в. Опасность разжижения песка зависит от продолжительности разжиженного состояния песка, которая в свою очередь зависит от его водопроницаемости. Ее расчет может быть получен при следующих предположениях (Иванов, 1956). Новая укладка зерен песка в части r имеет коэффициент пористости, равный ϵ_2 , а выше-расположенная часть слоя еще находится в состоянии разжижения с коэффициентом пористости, равным ϵ_1 . Выделим на границе этих частей (рис. 63, б) элементарный слой толщиной dr и рассмотрим баланс воды в этом слое. Количество воды, проходящее за время dt через поверхность элементарного слоя dr , равно изменению водосодержания в этом слое за тот же период времени:

$$u dt = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{1 + \epsilon_1} dr$$

или

$$\frac{dr}{dt} = \frac{u (1 + \epsilon_1)}{\epsilon_1 - \epsilon_2}, \quad (85)$$

где u — скорость фильтрации.

Зависимость Дарси-Герсеванова, учитывающая относительное движение зерен и воды между ними, имеет следующий вид:

$$u - \epsilon_1 v = k_p \frac{dH}{dz}, \quad (86)$$

где v — скорость движения скелета грунта,

k_p — коэффициент фильтрации разжиженного песка.

В случае одномерной задачи, имея в виду, что

$$u = -v,$$

можно из зависимости (85) получить следующее уравнение:

$$\frac{dr}{dt} = \frac{k_p}{\epsilon_1 - \epsilon_2} \cdot \frac{dH}{dz} \quad (87)$$

Учитывая, что приращение избыточного напора воды по высоте равно (84):

$$\frac{dH}{dz} = \frac{\Delta_a - \Delta_g}{\Delta_g (1 + \epsilon)},$$

уравнение (87) может быть представлено в виде

$$\frac{dr}{dt} = \frac{k_p (\Delta_a - \Delta_g)}{\Delta_g (1 + \epsilon_1) (\epsilon_1 - \epsilon_2)}, \quad (88)$$

откуда, после интегрирования, находим:

$$r = \frac{k_p t (\Delta_s - \Delta_0)}{\Delta_0 (1 + \varepsilon_1) (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)} \quad (89)$$

Коэффициент фильтрации песка в разжиженном состоянии с достаточной для практических целей точностью может быть принят равным коэффициенту фильтрации песка до разрушения структуры, следовательно: $r = \frac{k t (\Delta_s - \Delta_0)}{\Delta_0 (1 + \varepsilon_1) (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}$, (90), продолжительность разжижения песка зависит от водопроницаемости и мощности слоя.

В случае наличия на поверхности грунта дренирующей пригрузки q процесс укладки частиц разжиженного песка происходит одновременно как в верхней, так и нижней частях слоя. Наличие дренирующей пригрузки резко ускоряет процесс уплотнения песка. Так, например, уплотнение слоя разжиженного мелкозернистого песка, мощностью 5 м, без пригрузки протекает в течение 27 мин, а при наличии пригрузки интенсивностью 1 кг/см² — в течение 6 мин. Поэтому устройство дренирующих пригрузок, является мероприятием по борьбе с вредными проявлениями явлений разжижения.

В глинистом грунте процесс сжатия под статической нагрузкой происходит по-иному, в основном не за счет разрушения его элементарных частиц, а вследствие перемещения глинистых частиц при частичном разрушении природной структуры грунта, его связей. Малая водопроницаемость глинистого грунта в основном и определяет скорость сжатия, если связи слабые и влажность водонасыщенного грунта большая. Малая водопроницаемость глинистого грунта, а также медленное разрушение его связей под нагрузкой, обуславливает весьма медленное изменение осадки с течением времени при постоянной нагрузке (рис. 62, кривая b). Продолжительность осадки у слоя глинистого грунта зависит от мощности слоя и достигает своего конечного значения через большой промежуток времени. Его сжимаемость сравнительно большая. При снятии нагрузки, как и в песке, только часть осадки носит упругий характер, большая же часть сжатия необратимая.

В глинистом грунте большое значение имеет прочность его структурных связей. Если связи прочные, то сжатие начинается только при сравнительно большой нагрузке, которая вызовет разрушение некоторых наиболее слабых связей. Оно зависит от начальной пористости только при больших нагрузках.

Практикой исследований оснований сооружений установлено, что свойства грунтов весьма изменчивы, даже в пределах одной строительной площадки, для грунтов одного возраста и одних условий образования. Поэтому целесообразно для более правильного изучения сжимаемости грунтов

отбирать образцы для лабораторных исследований достаточно часто, из разных мест естественного основания и производить их компрессионные испытания. Последние не громоздки и стоимость их меньше, чем опытных нагрузок в полевых условиях. Последними пользуются редко, ввиду их громоздкости и дороговизны, что ограничивает их количество и глубину испытаний на строительной площадке.

29. Одноразмерное сжатие, изменяющееся с течением времени

Показатели сжатия грунтов, рассмотренные выше, характеризуют конечную осадку слоя грунта под приложенной нагрузкой. Эта осадка не возникает одновременно с приложением нагрузки, а нарастает постепенно и зависит не только от водопроницаемости

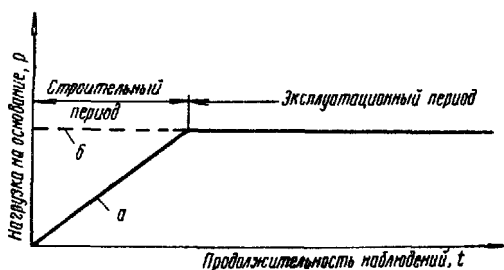


Рис. 64. График изменения нагрузки на основание, фактический (a) и расчетный (b)

грунта и прочности его связей, но также от характера нагрузки. На рис. 64 показаны сплошной линией нарастание нагрузки в строительный период и следующий за ним период эксплуатации с постоянной нагрузкой. Перелом на графике указывает на достижение нагрузкой своего конечного значения или на окончание строительного периода. Однако такой график невозможно выразить непрерывной функцией. Поэтому, учитывая, что период эксплуатации несоизмеримо больше строительного, наиболее распространенным расчетным характером изменения нагрузки на поверхности грунта является мгновенная нагрузка, показанная пунктиром на рис. 64. Здесь пренебрегают периодом нарастания нагрузки, что не влечет за собой большой ошибки в характере изменения осадки по времени.

Постепенное развитие осадки под мгновенной нагрузкой показано кривой b на рис. 62. Здесь конечная осадка обозначена s_k и осадка, изменяющаяся с течением времени s_t . Последняя возрастает от нуля до значения конечной осадки, которая остается без изменений неопределенно долгое время.

Основным вопросом является вопрос о расчете конечной осадки при мгновенной нагрузке на массив грунта. Вопрос же расчета

изменения осадки слоя грунта в основании сооружения, происходящего с течением времени, в большинстве случаев является второстепенным и решается более приближенно, чем расчет конечной осадки. Он приобретает существенное значение для расчета устойчивости откосов и напорных гидротехнических сооружений в связи с их устойчивостью, когда горизонтальная нагрузка может быть приложена к сооружению только при степени уплотнения близкой единице (106) для слоя глины в основании, когда нагрузка передается на скелет глины в результате ее уплотнения. Период затухания осадки определяют в этом случае по наблюдениям за первоначальными осадками частей сооружения по ходу строительства и обобщением их с использованием зависимостей для одномерного сжатия, изменяющегося с течением времени.

Для расчета одномерного сжатия, изменяющегося с течением времени, рассмотрим случай равномерно распределенной мгновенной нагрузки, приложенной к поверхности слоя водонасыщенной глины. Поры в глине полностью заполнены водой и постепенное изменение осадки слоя с течением времени при постоянной нагрузке на него будет происходить лишь по мере отжимания поровой воды. Следовательно, для расчета осадки слоя, изменяющейся с течением времени, необходимо иметь, кроме характеристики сжатия, также сведения о водопроницаемости грунта. Последние получают в результате прямых определений в фильтрационном приборе.

Необходимо отметить, что изменение осадки слоя глины с течением времени зависит от разрушения связей в грунте в процессе его сжатия. Эти связи воспринимают на себя часть нагрузки. Они медленно деформируются под влиянием постоянной нагрузки, обуславливая явление ползучести в скелете грунта. Фильтрационное уплотнение, которое зависит от водопроницаемости глины, заканчивается при достаточно прочных структурных связях быстрее, чем в перемятой глине, где эти связи нарушены. Ползучее уплотнение слоя глины происходит одновременно с фильтрационным уплотнением и после его окончания весьма продолжительное время со скоростью значительно меньшей, чем скорость фильтрационного уплотнения. Ввиду недостаточной изученности процесса ползучего уплотнения слоя глины при расчетах оснований сооружений принимают, что скорость уплотнения слоя глины зависит только от ее водопроницаемости, а не от прочности связей в глине. Конечная же осадка зависит от прочности структурных связей.

В расчетной схеме принимают, что грунт тщательно размят при влажности, близкой к влажности на пределе текучести и что структурные связи в глинистом грунте не возникают. Нарастание осадки слоя водонасыщенной глины происходит в соответствии с выжиманием воды из нее. Слой водонасыщенной глины мощностью h имеет горизонтальное залегание и расположен ниже уровня грунтовых вод между двумя слоями песка, как показано на рис. 65.

К слою мгновенно приложена равномерно распределенная нагрузка, равная $(p_2 - p_1)$, где p_1 — начальная нагрузка на слой и p_2 — конечная нагрузка на него. В момент приложения нагрузки вода еще не начала фильтровать и скелет грунта, вследствие неизменного объема пор, занятого водой, не может сжаться в соответствии

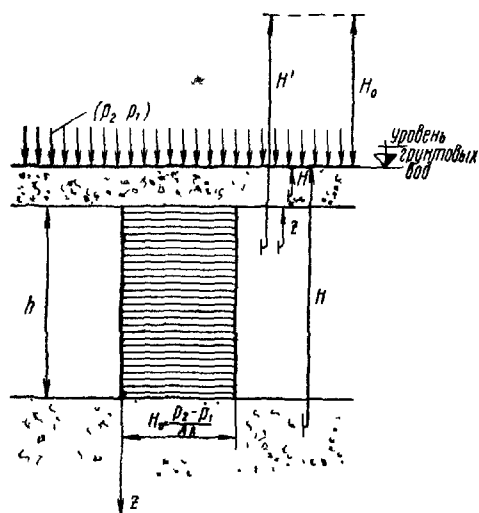


Рис. 65. Расчетная схема для определения изменения осадки слоя глинистого грунта с течением времени

с изменением пористости по компрессионной кривой от ϵ_1 до ϵ_2 при изменении нагрузки от p_1 до p_2 . В поровой воде по всей высоте слоя возникнет избыточный напор воды, показанный на рис. 65 и равный

$$H_0 = \frac{p_2 - p_1}{\Delta \sigma}. \quad (91)$$

Эпюра избыточного напора воды по высоте слоя в этот момент будет прямоугольной (она показана на рис. 65 штриховкой). Ось z направлена книзу. Начало координат расположено на кровле слоя глины. Под действием избыточного напора воды в порах грунта начнется фильтрация от середины слоя

кверху и книзу. В слоях песка избыточный напор воды, после приложения нагрузки, равен нулю, так как здесь напоры воды не изменились после приложения нагрузки и соответствовали уровню грунтовых вод, совпадающему с верхней границей верхнего слоя песка. Наибольшие градиенты напора воды, а следовательно, и наибольшая скорость фильтрации будут иметь место у кровли и подошвы слоя глины. Зависимость скорости фильтрации от градиента напора воды принимается по Дарси:

$$u = -kI = -k \frac{\partial H}{\partial z}, \quad (92)$$

где u — скорость фильтрации,

k — коэффициент фильтрации,

$I = \frac{\partial H}{\partial z}$ отношение приращения избыточного напора воды в порах глины к высоте слоя или градиент избыточного напора воды.

Здесь знак минус указывает на направление скорости фильтрации, которая обратна направлению роста напора воды в слое глины, так как фильтрация происходит из области большего напора в область с меньшим напором воды.

С момента начала фильтрации избыточные напоры H_0 в поровой воде будут уменьшаться, а нагрузка на скелет грунта возрастать. По мере удаления части воды из объема пор скелет грунта начнет сжиматься. Эпюры порового давления ΔH_0 в слое глины на разные моменты времени t_1 , t_2 и t_3 показаны на рис. 66. Из него видно, что наименьший градиент избыточного напора воды в глине, а сле-

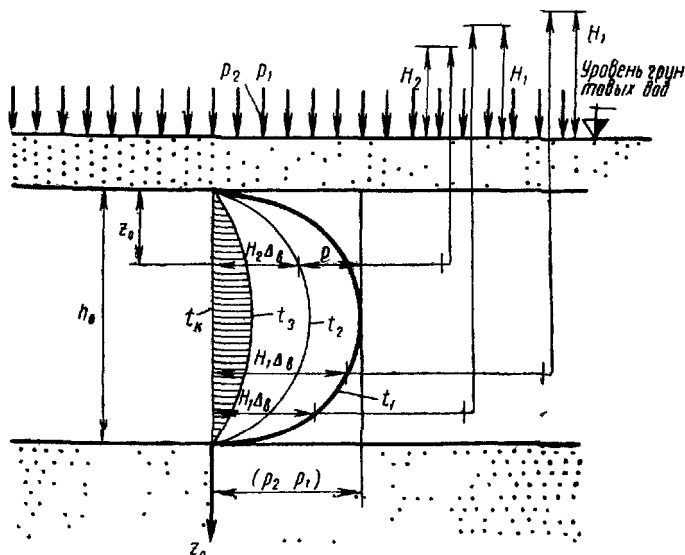


Рис. 66 Эпюры распределения порового давления по высоте слоя глинистого грунта, для различной продолжительности t_1 , t_2 , t_3 приложения внешней равномерно распределенной нагрузки на этом слое h_0 — приведенная мощность слоя глинистого грунта, z_0 — приведенная глубина расположения сечения в слое, p — нагрузка на скелет грунта, t — время, t_k — конечный момент времени при бесконечно продолжительном приложении внешней нагрузки на слой

довательно, и скорость фильтрации будет вблизи от середины слоя. В середине слоя будет расположена граница между двумя направлениями фильтрации кверху и книзу.

Расходы воды через любое горизонтальное сечение на глубине z_0 в слое глины состояются из расхода от уменьшения пористости при сжатии в данном сечении и транзитного расхода из соседней зоны слоя глины. Поэтому расход воды и потери напора воды в направлении фильтрации возрастают и фильтрация носит неравномерный характер. Водопроницаемость песка настолько больше водопроницаемости глины, что вода, отжимаемая из глины в слой песка, отводится из последнего с ничтожно малыми потерями напора, которыми можно пренебречь и принять, что напор воды в песке за время фильтрационного уплотнения глины не меняется.

Когда площадь эпюры избыточных напоров воды по высоте слоя глины, уменьшаясь с течением времени станет, равной нулю, вся внешняя нагрузка передается на скелет грунта и осадка слоя достигнет своей конечной величины.

Здесь следует отметить, что движение поровой воды, при сжатии водонасыщенной глины, происходит одновременно с движением скелета глины, но в прямо противоположном направлении. Если при порах, полностью заполненных водой, последняя фильтрует через кровлю слоя кверху, то сама кровля перемещается книзу на величину, равную осадке слоя. Таким образом, из условий сплошности грунта вытекает, что направление скорости движения воды равно и противоположно направлению скорости движения скелета глины. Для упрощения построения уравнения неравномерной фильтрации в порах глины, при осадке слоя с течением времени, можно заменить: а) высоту слоя глины — приведенной высотой (74)

$$h_0 = \frac{h}{1 + \varepsilon},$$

б) расстояние от кровли слоя до горизонтального сечения в слое — приведенным расстоянием:

$$z_0 = \frac{z}{1 + \varepsilon}, \quad (93)$$

в) коэффициент фильтрации — приведенным коэффициентом фильтрации:

$$k_0 = \frac{k}{1 + \varepsilon}. \quad (94)$$

Тогда зависимость Дарси для скорости фильтрации в порах глины будет иметь следующий вид:

$$u = -kI = -k_0 \frac{\partial H}{\partial z_0}. \quad (95)$$

Приведенная мощность слоя грунта в принятой расчетной схеме не изменяется в процессе сжатия и положение начала координат в этом случае будет постоянным.

Исходное дифференциальное уравнение для неравномерной одномерной фильтрации должно связать скорость изменения избыточных напоров воды с изменением скорости фильтрации по высоте слоя. Оно может быть получено из сопоставления изменения скорости фильтрации в порах водонасыщенной глины по высоте слоя с изменением ее пористости. При фильтрации из слоя глины под действием равномерно распределенной нагрузки расход воды нарастает в направлении ее движения от одного горизонтального сечения в слое к другому. Увеличение же расхода воды по высоте слоя водонасыщенной глины, или скорости фильтрации, равно скорости уменьшения объема пор в грунте между этими сечениями. В частных производных это положение может быть выражено в следующем

виде:

$$-\frac{\partial u}{\partial z_0} = -\frac{(1+\varepsilon)}{\partial z} \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}, \quad (96)$$

где u — скорость фильтрации;

t — продолжительность приложения к слою глины равномерно распределенной нагрузки.

Для получения искомого дифференциального уравнения необходимо члены $\frac{\partial u}{\partial z_0}$ и $\frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$ в равенстве (96) выразить через избыточный напор воды в порах глины.

Для $\frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$, исходя из выражения (79), где уменьшение коэффициента пористости грунта, при малых интервалах изменения нагрузки, пропорционально изменению нагрузки на скелет грунта, имеем следующее:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = -a \frac{\partial p}{\partial t}, \quad (97)$$

где a — коэффициент уплотнения грунта для данного интервала нагрузки, полученный из компрессионной кривой.

Выше было отмечено, что по мере фильтрации избыточный напор воды в порах глины уменьшается, а нагрузка на скелет грунта увеличивается, пока избыточный напор воды не исчезнет и нагрузка на скелет грунта будет равна внешней равномерно распределенной нагрузке. Последняя в течение всего процесса фильтрации (рис. 66) всегда равна сумме избыточного давления воды и приращения нагрузки на скелет грунта:

$$(p_2 - p_1) = H\Delta_s + p_c, \quad (98)$$

где $H\Delta_s$ — избыточное давление воды в порах глины в $\kappa\Gamma/\text{см}^2$ на глубине z ;

p_c — приращение нагрузки на скелет глины в сечении на глубине z , $\kappa\Gamma/\text{см}^2$.

Выражение (98) в частных производных по времени примет следующий вид:

$$\frac{\partial p_c}{\partial t} = -\Delta_s \frac{\partial H}{\partial t}. \quad (99)$$

Теперь скорость уменьшения пористости глины (97) можно связать с изменением избыточного давления воды (99) и искомая зависимость для $\frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$ будет иметь следующий вид:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = a\Delta_s \frac{\partial H}{\partial t}. \quad (100)$$

Для $\frac{\partial u}{\partial z_0}$, после дифференцирования уравнения (95), получим искомое выражение в следующем виде:

$$-\frac{\partial u}{\partial z_0} = k_0 \frac{\partial^2 H}{\partial z_0^2}. \quad (101)$$

Заменив теперь в уравнении (96) члены $\frac{\partial v}{\partial t}$ и $\frac{\partial u}{\partial z_0}$ их выражениями через избыточные напоры воды в порах глины, получим исходное дифференциальное уравнение неравномерной и неустойчивой одномерной фильтрации воды из слоя глины, для расчета изменения его осадки с течением времени:

$$k_0 \frac{\partial^2 H}{\partial z_0^2} = a \Delta_s \frac{\partial H}{\partial t} . \quad (102)$$

Полученное дифференциальное уравнение (102) показывает, что при одномерном сжатии слоя водонасыщенной глины под действием равномерно распределенной нагрузки изменение избыточного напора воды в порах глины по времени происходит пропорционально изменению приращения избыточного напора воды по глубине слоя. Оно получено в виде однородного линейного уравнения в частных производных второго порядка, с постоянным коэффициентом и решается путем определения частных решений, удовлетворяющих граничным условиям, и составления из частных решений полного, применяя ряды Фурье. Граничными условиями для решения уравнения (102) являются следующие:

а) в момент приложения нагрузки избыточные напоры воды в слое глины постоянны по высоте слоя и равны (91):

$$H = H_0 = \frac{p_2 - p_1}{\Delta_s} ,$$

б) для следующих моментов времени на кровле и подошве слоя избыточные напоры воды равны $H=0$.

Решение уравнения (102) для заданных граничных условий приводит к следующему выражению для избыточного напора воды в порах глины в зависимости от глубины z , расположения сечения в слое и времени t , при мгновенном приложении нагрузки на слой, после замены приведенных расстояний действительными:

$$H = H_0 \left[\frac{4}{\pi} \sum_{i=1, 3, 5, \dots}^{\infty} \frac{1}{i} e^{-i^2 N} \sin i \pi \frac{z}{h} \right] = H_0 \cdot T(N), \quad (103)$$

где H_0 — начальный избыточный напор воды в порах глины,

$$\text{равный } H_0 = \frac{p_2 - p_1}{\Delta_s} ,$$

N — переменная, пропорциональная времени t и равная

$$N = \pi^2 \frac{ct}{h^2} , \quad \text{где } c = \frac{k(1 + \varepsilon_0)}{a \Delta_s} ,$$

z — расстояние от кровли слоя до заданного в нем сечения, см.

Для заданной глубины z расположения сечения в слое глины величина избыточного напора воды H в точках, расположенных в этом сечении, будет определяться величиной переменной N и

постоянным напором H_0 . Чем больше мощность слоя h , тем лучше сходимость ряда, заключенного в прямых скобках. Переменная N пропорциональна периоду времени, считая от момента мгновенного приложения полной нагрузки на слой глины до заданного момента. Она является безразмерным числом, что видно из следующего:

$$N = \pi^2 \frac{k(1+\varepsilon)t}{a\Delta_g h^2} \frac{\text{см} \cdot \text{кг} \cdot \text{см}^3 \text{ год}}{\text{год} \cdot \text{см}^2 \cdot \text{кг} \cdot \text{см}^2}. \quad (104)$$

Численные значения множителя $T(N)$ в формуле (103) для разных сечений по глубине слоя глины и разных значений числа N даются в табл. 16.

Таблица 16

$z \backslash N$	0,1	0,5	1,0	2,0	3,0
0	0	0	0	0	0
0,25 h	0,93	0,55	0,33	0,13	0,04
0,50 h	1,00	0,76	0,47	0,18	0,06
0,75 h	0,93	0,55	0,33	0,13	0,04
1,00 h	0	0	0	0	0

Из данных, приведенных в табл. 16, видно, что уменьшение избыточных напоров воды в порах глины начинается у кровли и подошвы слоя и что избыточные напоры воды в порах глины уменьшаются от середины слоя к его кровле и подошве, у которых расположены дренирующие прослойки песка, в течение всего процесса передачи давления на скелет глины.

Величина же сжатия слоя глины по времени равна количеству отжатой воды или количеству воды, профильтровавшей из слоя глины через его кровлю и подошву. Она может быть получена с учетом условий симметрии из следующего выражения:

$$s_t = -2(q)_{z=0} = 2k \int_0^t \left[\left(\frac{\partial H}{\partial z} \right)_{z=0} \right] dt = \\ = \frac{ha_{cp}(p_2 - p_1)}{1 + \varepsilon_{cp}} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1, 3, 5 \dots}^{\infty} \frac{1}{i^2} e^{-i^2 N} \right], \quad (105)$$

где s_t — осадка слоя глины, изменяющаяся с течением времени, см,
 h — мощность слоя глинистого грунта, см,
 ε_{cp} — средний коэффициент пористости слоя глинистого грунта для периода его уплотнения под нагрузкой,
 a_{cp} — средний коэффициент уплотнения для слоя глинистого грунта и данного интервала изменения нагрузки, см/ 2 кг.

В выражении (105) множитель у прямых скобок представляет конечную осадку слоя глины, значение же функции, заключенной в прямые скобки, зависит только от числа N , равного (104):

$$N = \pi^2 \frac{ct}{h^2},$$

где c — коэффициент скорости уплотнения, равный $\frac{k(1+\varepsilon)}{a\Delta\sigma}$ см²/год,
 t — продолжительность периода уплотнения от момента приложения мгновенной нагрузки на слой глины в годах.
 Выражение (105) можно представить в следующем виде:

$$s_t = s_h Q(N), \quad (106)$$

где s_h — конечная осадка слоя, равная

$$\frac{ah(p_2 - p_1)}{1 + \varepsilon},$$

$Q(N)$ — степень уплотнения слоя, которая приведена в табл. 17, в зависимости от числа N , вычисленного для заданного промежутка времени t , и данных, характеризующих слой глинистого грунта.

Таблица 17

Q	N	Q	N
0,05	0,005	0,55	0,59
0,10	0,02	0,60	0,71
0,15	0,04	0,65	0,84
0,20	0,08	0,70	1,00
0,25	0,12	0,75	1,18
0,30	0,17	0,80	1,40
0,35	0,24	0,85	1,69
0,40	0,31	0,90	2,09
0,45	0,39	0,95	2,80
0,50	0,49	1,00	∞

С увеличением продолжительности t , для периода приложения нагрузки на слой глины, степень уплотнения слоя приближается к единице, а следовательно, осадка во времени приближается к конечной осадке слоя, для данной нагрузки на него (рис. 67).

Расчет изменения осадки слоя глины под действием длительно приложенной равномерно распределенной нагрузки производится в следующей последовательности. Вначале определяют значения безразмерного числа N для заданных значений различной продолжительности приложения к слою равномерно распределенной нагрузки. Значение коэффициента скорости уплотнения находят по экспериментально определенным коэффициенту фильтрации и коэффициенту уплотнения для заданного интервала нагрузки

на слой глины. Затем находят по табл. 17 степени уплотнения слоя $Q(N)$ для каждого заданного промежутка времени и по вычисленной

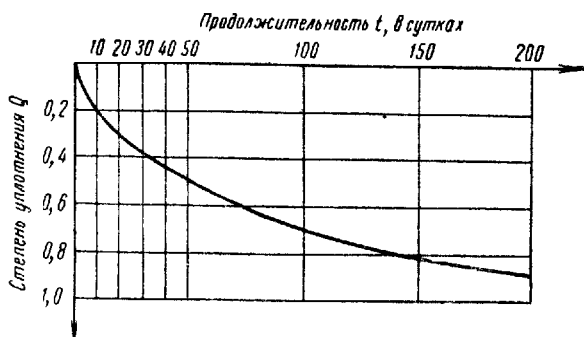


Рис 67 Осадка слоя глины во времени

осадке слоя определяют изменение его осадки во времени. Расчет удобно производить по следующей форме:

t	t_1	t_2	t_3	t_4	t_5	∞
N						
Q						1,0
S_t						

Пользуясь табл. 17 и формулой (104) для числа N , можно решить обратную задачу и найти время, необходимое для уплотнения слоя глины до заданной степени его уплотнения под заданной нагрузкой.

$$t = \frac{h^2}{\pi^2} N. \quad (107)$$

Из формулы (107) видно, что для принятой расчетной схемы определения продолжительности осадки, в случае двух слоев одного и того же глинистого грунта, но различной мощности, продолжительность осадки этих слоев изменяется пропорционально квадрату их мощности*

$$\frac{t_1}{t'_1} = \left(\frac{h_1}{h'_1} \right)^2 \quad (108)$$

* Для водонасыщенных грунтов, имеющих структурные связи, а также коллоидную сетку в поровом объеме, обуславливающую начальный фильтрационный градиент, показатель степени имеет значение менее двух

Если нагрузка на слой приложена не мгновенно, а возрастает постепенно, начиная от нуля, и равномерно с течением времени $p = \alpha t$, где α — постоянная скорость увеличения нагрузки на слой, то выражение для изменения осадки слоя глины с течением времени, имеет следующий вид:

$$s_t = \frac{2\alpha ah^3}{\pi^2 c (1 + \varepsilon_{cp})} \left[\frac{\pi^2}{2} \cdot \frac{ct}{h^2} - \frac{\pi^2}{4} + \frac{4}{\pi^2} \sum_{i=1, 3, 5, \dots}^{\infty} \frac{1}{i^4} e^{-i^2 N} \right] =$$

$$= \frac{2\alpha ah^3}{\pi^2 c (1 + \varepsilon_{cp})} F(N), \quad (109)$$

где N — безразмерное число, равное $\pi^2 \frac{ct}{h^2}$.

Значение функции $F(N)$ дано в табл. 18 в зависимости от числа N .

Таблица 18

N	0,0	1,0	2,0	3,0	4,0
$F(N)$	0,00	0,024	0,065	0,111	0,159

При непрерывно и равномерно возрастающей нагрузке на слой глины осадка, согласно принятой расчетной схеме, тоже растёт в соответствии с нагрузкой.

Если слой глины расположен на водонепроницаемой скале и при его уплотнении фильтрация происходит только в одном направлении (снизу вверх), то формула для расчета числа N будет иметь следующий вид:

$$N = \pi^2 \frac{ct}{4h^2},$$

где h — мощность слоя глины.

Распределение избыточных напоров воды по высоте слоя глины рассчитывается также с помощью табл. 16, но только для верхней его половины, принимая «0,50 h » за водонепроницаемую подошву слоя глинистого грунта. Остальные зависимости, полученные для расчета осадки слоя глинистого грунта, остаются без изменений.

Слой глинистого грунта может быть обжат также фильтрационным давлением (Роза, 1937). Наиболее простая расчетная схема представлена на рис. 68. Плотина построена на слое глинистого грунта, который изолирует нижерасположенный водоносный горизонт от водохранилища. Этот горизонт связан с нижним бьефом. Поэтому его пьезометрический уровень равен уровню воды в реке ниже плотины. Разность пьезометрического уровня и уровня воды

в водохранилище равна $(H_2 - H_1)$. Эта разность напоров воды вызовет фильтрацию воды из водохранилища в водоносный горизонт через слой глинистого грунта, при которой фильтрационное давление $H\Delta_b$, направленное сверху вниз, будет уплотнять слой глины в течение неустановившейся фильтрации, пока нисходящая фильтрация не станет равномерной.

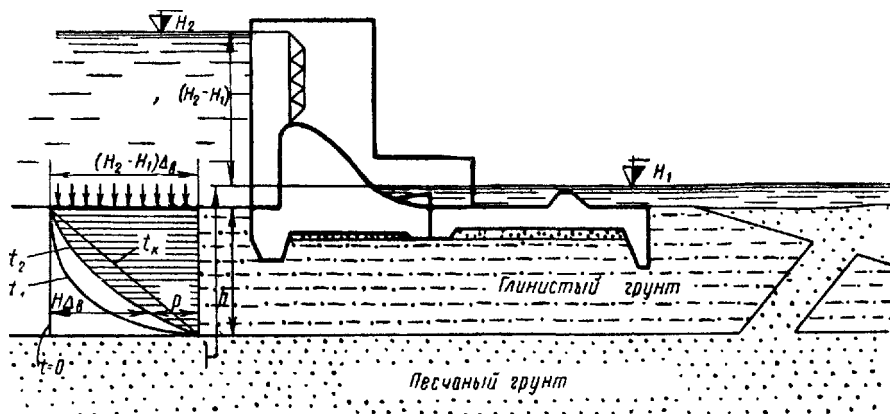


Рис. 68. Расчетная схема для определения уплотнения слоя глинистого грунта под действием нисходящей фильтрации. h — мощность слоя глинистого грунта, p — нагрузка на скелет грунта, t — время от момента начала фильтрации через слой глинистого грунта, t_k — конечный момент времени при бесконечно продолжительной фильтрации через слой

Изменение осадки слоя глинистого грунта под действием нисходящей фильтрации рассчитывается по следующей формуле:

$$s_t = \frac{ah(H_2 - H_1)\Delta_a}{2(1 + e_{cp})} Q(N), \quad (110)$$

где a — коэффициент уплотнения грунта при увеличении нагрузки на него на $(H_2 - H_1)\Delta_b$ кг/см^2 .

Степень уплотнения рассчитывается по табл. 17 для безразмерного числа, равного $N = \pi^2 \frac{ct}{4h^2}$, где h — мощность слоя глинистого грунта.

На рис. 69 дана другая расчетная схема с фильтрационным давлением. Здесь водоносный горизонт связан с водохранилищем и изолирован от реки ниже плотины. Под плотинной, для уменьшения противодавления уложен плоский дренаж, связанный с нижним бьефом. В этом случае разность пьезометрического уровня и уровня воды в реке равна $(H_2 - H_1)$, но фильтрация направлена снизу вверх. Следовательно, и фильтрационное давление направлено в нижнем бьефе плотины снизу вверх и вызывает разгрузку и разбухание слоя глинистого грунта, которое ухудшит устойчивость плотины, что должно быть учтено в проекте.

Разбухание слоя глины при восходящей фильтрации часто имеет место в строительных котлованах при поверхностном водоотливе, которое следует устранять устройством разгрузочных скважин, для уменьшения напора грунтовых вод

Характер разбухания слоя глинистого грунта рассчитывается по той же формуле (110), только вместо коэффициента уплотнения в формулу (110) вводится коэффициент разбухания для соответствующего интервала разгрузки

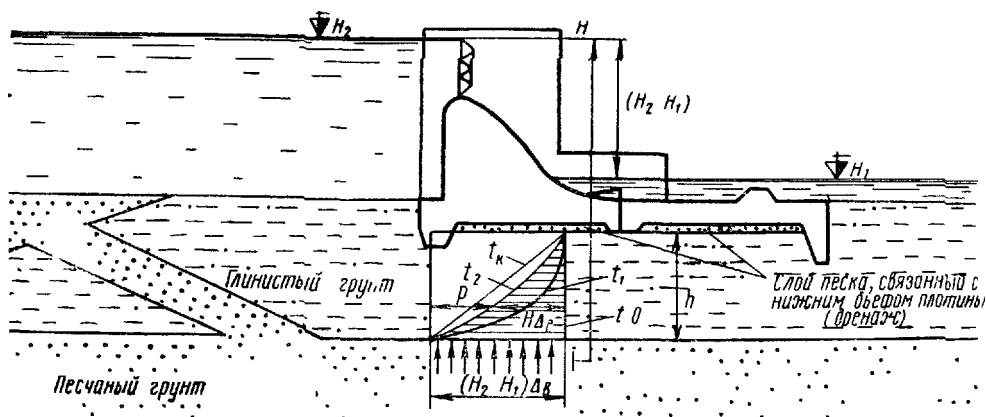


Рис. 69 Расчетная схема для определения разбухания слоя глинистого грунта под действием восходящей фильтрации $H\Delta p$ — поровое давление

Если при нисходящей фильтрации будет наблюдаться осадка сооружений, построенных на слое глинистого грунта, например, устои и быки мостов в районе водохранилища, то при восходящей фильтрации следует ожидать оживления оползневой деятельности в нижнем бьефе на склонах долины, в основании которых залегает слой глинистого грунта. Здесь важно отметить, что уплотнение глинистого грунта при нисходящей фильтрации, а также разбухание слоя глинистого грунта при восходящей фильтрации начнется у его подошвы. Поэтому оживление оползневой деятельности на склонах долины и ухудшение устойчивости сооружения наступят быстро вслед за появлением восходящей фильтрации.

В приведенных расчетных схемах было принято, что конечная осадка слоя глины соответствует отсутствию избыточного напора воды в порах глинистого грунта. Однако наблюдениями было установлено, что при мощности однородного водонасыщенного слоя глины более 20 см избыточный напор воды в порах глины, при ее влажности, близкой к влажности на пределе раскатывания, после стабилизации осадки, отличается от нуля. Также было установлено, что фильтрация в глине отклоняется от зависимости Дарси и ско-

рость фильтрации изменяется криволинейно с изменением градиента напора воды (Роза, 1950).

Остаточные избыточные напоры воды в порах плотного глинистого грунта, после стабилизации осадки слоя, обусловлены явлениями взаимодействия поровой воды и твердых частиц скелета грунта, которые при градиенте напора воды менее определенного (начального) градиента настолько тормозят фильтрацию, что ее скорость становится весьма малой и можно принять отсутствие фильтрации. Последняя происходит только при градиенте напора воды более начального градиента.

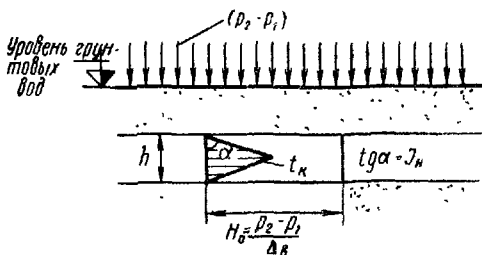


Рис. 70. Конечная эпюра остаточного порового давления в слое глинистого грунта при его малой мощности

В новой расчетной схеме (Цытович, 1951) можно принять, что эпюра остаточных избыточных напоров воды в порах водонасыщенной плотной глины имеет форму треугольника или трапеции, в зависимости от соотношения начального градиента напора I_n , мощности слоя глины h и нагрузки на нее $(p_2 - p_1)$.

Если

$$\frac{p_2 - p_1}{I_n \Delta_s} > \frac{h}{2}, \quad (111)$$

то эпюра остаточных избыточных напоров воды (для $t = t_k$) имеет форму треугольника (рис. 70) и конечная осадка слоя глины с учетом начального градиента напора воды рассчитывается по следующей формуле:

$$s_k = \frac{ah}{1 + \varepsilon} [(p_2 - p_1) - 0.25 h I_n \Delta_s]. \quad (112)$$

Следовательно, при малой величине начального градиента и малой высоте слоя глины, например, в компрессионном приборе при испытаниях глины, влияние начального градиента на конечную осадку слоя мало.

Если

$$\frac{p_2 - p_1}{I_n \Delta_s} < \frac{h}{2}, \quad (113)$$

то эпюра остаточных избыточных напоров воды (для $t = t_k$) имеет форму трапеции (рис. 71) и конечная осадка определяется по формуле:

$$s_k = \frac{a}{1 + \varepsilon} \cdot \frac{(p_2 - p_1)^2}{I_n \Delta_s}. \quad (114)$$

Здесь осадка слоя зависит не от его мощности, а от величины начального градиента напора воды, которая определяется экспериментально в лаборатории для каждой разновидности водонасыщенной глины. Она возрастает с уменьшением влажности или увеличением уплотнения глины. С увеличением начального градиента напора воды конечная осадка слоя уменьшается.

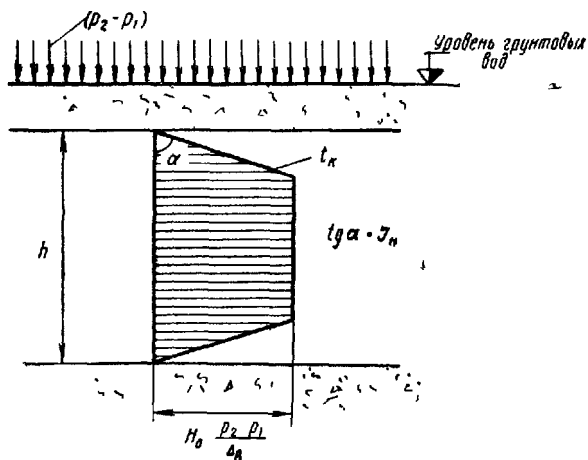


Рис 71 Конечная эпюра остаточного порового давления в слое глинистого грунта при его значительной мощности

Упражнение № 13. Одноразмерная задача. Для двух слоев грунта, пластичного суглинка мощностью 2 м и плотной глины мощностью тоже 2 м, для которых средняя нормативная компрессионная кривая по ветви уплотнения дается в следующей табл. 19,

Таблица 19

Нагрузка кг/см ²	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
Суглинок	0,906	0,842	0,813	0,792	0,777	0,766	0,758	0,752	0,747
Глина	0,710	0,680	0,669	0,664	0,661	0,659	0,657	0,656	0,655

следует рассчитать:

а) показатели сжатия грунта a , e , для интервалов нагрузки от 0,5 до 1,5 кг/см² и от 2,0 до 3,0 кг/см²;

б) величину конечной осадки в одноразмерной задаче для слоя суглинка и слоя глины при мгновенно приложенной нагрузке с теми же интервалами;

в) ход осадки для условий б) через каждые 5 суток на период одного месяца от момента приложения нагрузки. Коэффициент фильтрации для суглинка 10 см/год и для глины 1 см/год . Вычертить графики осадки, изменяющейся с течением времени.

30. Сжатие грунта при возможности его бокового расширения

Расчет осадки сооружения, происходящей от сжатия грунта в его основании при возможности бокового расширения, производится преимущественно в случаях, когда на поверхности массива грунта приложена местная нагрузка, а площадь, по которой она приложена, ограничена небольшими размерами, например, у фундамента под стены здания, когда сжимаемую толщу на всю ее глубину можно принять однородной. Если для расчета осадки сооружения был определен коэффициент бокового расширения грунта, аналогичный коэффициенту Пуассона в теории упругости, то можно определить осадку также и для крупных фундаментов с учетом возможности бокового расширения грунта в его основании и неоднородности сложения последнего.

В обоих случаях вертикальная составляющая напряжений в точках массива грунта, возникающих от внешней нагрузки, уменьшается с глубиной, а грунт в основании сооружения может перемещаться не только в вертикальном направлении, но и в боковом. Характеристикой сжимаемости здесь служит модуль деформации грунта.

Если кубик, вырезанный из массива грунта, с начальной высотой h_0 нагрузить вертикальным давлением Z , а к его боковым граням не прикладывать усилий (рис. 72) и допускать беспрепятственное боковое расширение грунта, то его высота изменится не только от сжатия, но и от его бокового расширения. Относительное сжатие призмы грунта, при возможности ее свободного расширения, обозначенное в этом случае через λ_z , будет пропорционально давлению Z :

$$\lambda_z E = Z,$$

где E — коэффициент пропорциональности, или модуль деформации грунта, имеющий размерность кг/см^2 . Откуда, с учетом (4), осадка призмы грунта будет равна:

$$s = \frac{Z}{E} h_0.$$

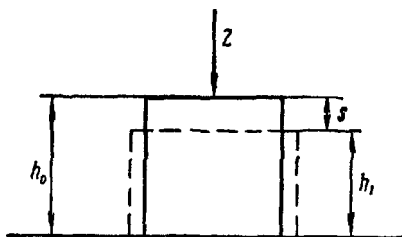


Рис. 72. Деформация кубика под действием вертикальной нагрузки

Однако в действительности такого изменения высоты у призмы, выделенной в массиве грунта, при ее сжатии под действием внешней нагрузки, приложенной к этому массиву, не происходит. На боковых гранях призмы возникнут боковые усилия или нормальные

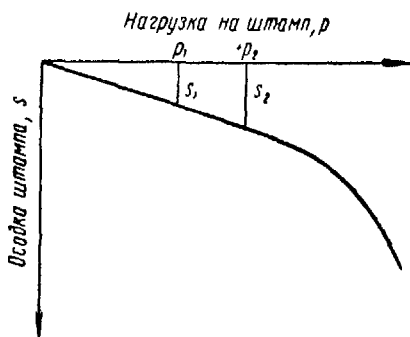


Рис. 73. Осадка штампа при опытной нагрузке грунта

горизонтальные составляющие напряжений от внешней нагрузки и боковое расширение грунта будет затруднительно.

Модуль деформации грунта получают из полевых опытных нагрузок на него, которые производят квадратным штампом в шурфах, шахтах и штольнях и круглым штампом — в скважинах. Расчет модуля деформации производят по наблюдаемой осадке штампа, показанной на рис. 73, на прямолинейном участке графика зависимости осадки штампа от нагрузки на него, по формуле для расчета осадки фундамента на однородном основании:

$$E = \frac{Ab(p_2 - p_1)}{s_2 - s_1}, \quad (115)$$

где b — ширина квадратного штампа, см,

A — коэффициент, равный 0,9 для квадратного жесткого штампа,

$(p_2 - p_1)$ — расчетный интервал нагрузки на штамп, в пределах линейного характера зависимости осадки от нагрузки, кг/см²,

$(s_2 - s_1)$ — приращение осадки на этом интервале нагрузок, см.

Для данного интервала нагрузок с увеличением приращения осадки или сжимаемости грунта модуль деформации уменьшается. Если при разгрузке грунта по ходу полевых испытаний была измерена его упругая деформация, то соответствующий коэффициент пропорциональности E_u называется модулем упругости грунта для данного интервала нагрузки, а из компрессионных испытаний — коэффициентом разбухания.

Можно показать, что модуль деформации грунта E связан с коэффициентом уплотнения грунта a определенной зависимостью. Она может быть получена в предположении, что грунт в компрессионном приборе представляет упругую, однородную и изотропную среду. Для анализа можно использовать зависимости между нормальными составляющими напряжений и составляющими относительного сжатия из теории упругости (7), (8) и (9), для условий, когда грунт в компрессионном приборе не имеет возможности перемещаться в боковом направлении.

Если к грунту в компрессионном приборе (рис. 74) приложена нагрузка, равная $(p_2 - p_1)$, то при невозможности бокового расширения грунта, относительное боковое сжатие λ_x , параллельное оси x , и относительное сжатие λ_y , параллельное оси y , равны нулю. Напряжения X и Y равны в компрессионном приборе одно другому, а напряжение $Z = (p_2 - p_1)$.

Подставляя эти значения в выражение (7) для λ_x или λ_y , получим следующую величину бокового напряжения для условий сжатия грунта в компрессионном приборе, в котором боковое расширение грунта невозможно из-за жесткого кольца прибора:

$$X = Y = \frac{\mu}{1 - \mu} (p_2 - p_1). \quad (116)$$

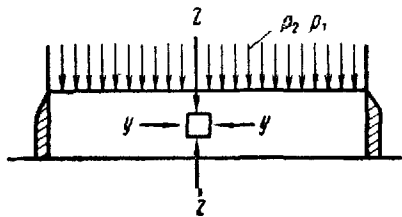


Рис 74. Схема напряженного состояния грунта в компрессионном приборе

Коэффициент $\frac{\mu}{1 - \mu}$ называется коэффициентом бокового давления и обозначается через ξ . Он характеризует отношение горизонтальной нормальной составляющей напряжения к вертикальной при невозможности бокового расширения грунта. При нарастании вертикальной нагрузки он менее единицы и при убывании — более единицы. Для разных грунтов он различный. Коэффициент бокового расширения грунта определяют при нарастании нагрузки и в этом случае он всегда менее 0,5.

Заменяем теперь в формуле (9) для вертикальной составляющей относительной деформации, при возможности бокового расширения грунта λ_z , параллельной оси z , горизонтальные нормальные составляющие напряжений X и Y полученными выражениями (116), для случая без возможности бокового расширения грунта. Тогда относительное сжатие грунта в вертикальном направлении без бокового расширения грунта можно представить в следующем виде:

$$e = \lambda_z = \frac{p_2 - p_1}{E} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \right). \quad (117)$$

Полученная связь между относительной осадкой без возможности бокового расширения грунта и модулем деформации при возможности бокового расширения грунта, после обозначения в формуле (117) выражения в скобках через β примет следующий вид:

$$e = \frac{p_2 - p_1}{E} \beta. \quad (118)$$

Величина β определяется опытным путем. При отсутствии эксперимента она может быть принята согласно указаниям НИТУ 127-55, приведенным в табл. 29.

Таблица 20

Вид грунта	Коэффициенты		
	ξ	μ	β
Песок	0,40	0,29	0,76
Супесь	0,45	0,31	0,72
Суглинок	0,60	0,37	0,57
Глина	0,70	0,41	0,43

Искомую связь между модулем деформации грунта и его коэффициентом уплотнения теперь можно получить с учетом формулы (78):

$$e = \frac{a(p_2 - p_1)}{1 + e} = \frac{p_2 - p_1}{E} \beta,$$

откуда $E = \frac{1 + e}{a} \beta.$ (119)

С увеличением сжимаемости грунта коэффициент уплотнения увеличивается, а его модуль деформации уменьшается. С увеличением же жесткости грунта его модуль деформации увеличивается, а коэффициент уплотнения уменьшается.

Показатели сжимаемости грунта всегда привязывают к определенному интервалу нагрузки. Для одного и того же грунта, но для разных интервалов нагрузки показатели сжимаемости будут различными.

Для песка, имеющего пологое очертание компрессионной кривой, можно произвести ее спрямление, без существенного ущерба для точности расчета, от нагрузки, равной 2 кг/см^2 до 6 кг/см^2 . Значения средних показателей сжимаемости песка приведены в табл. 21.

Таблица 21

Интервал нагрузки	Коэффициент уплотнения	Модуль деформации	Относительное сжатие
2 кг/см^2 $— 6 \text{ кг/см}^2$	$0,004 \text{ см}^2/\text{кг}—$ $— 0,003 \text{ см}^2/\text{кг}$	400 кг/см^2 $— 550 \text{ кг/см}^2$	$1,0\%—0,8\%$

При изменении нагрузки от 2 кг/см^2 до 6 кг/см^2 сжатие слоя песка на каждый метр его мощности будет составлять 1 см .

Для глины, у которой компрессионная кривая не имеет пологого очертания, спрямление возможно произвести на небольшом интервале нагрузок, например, от 2 кг/см^2 до 3 кг/см^2 . В табл. 22 приведены показатели сжимаемости для двух глин, одной с начальным коэффициентом пористости $e_0 = 3,00$ и другой $e_0 = 0,50$.

Сжатие глины под нагрузкой, равной 1 кг/см^2 , в интервале

от 2 кг/см^2 до 3 кг/см^2 , будет составлять от 10 см до 1 мм на каждый 1 м мощности слоя.

Таблица 22

Интервал нагрузки	Коэффициент уплотнения	Модуль деформации	Относительное сжатие
2 кг/см^2 — 3 кг/см^2	$0,40 \text{ см}^2/\text{кг}$	10 кг/см^2	10%
Тот же	$0,001 \text{ см}^2/\text{кг}$	1000 кг/см^2	0,1%

Оба показателя сжимаемости грунта, коэффициент уплотнения и модуль деформации, являются характеристиками линейно деформируемой среды, для которой применимы зависимости теории упругости, а следовательно, эти характеристики могут быть использованы для расчетов осадки сооружений.

Сжатие грунта при возможности его бокового расширения различают двух видов. Оно — двухразмерное, когда происходит только в двух направлениях, например, в вертикальном и боковом, в соответствии с плоской задачей распределения напряжений в массиве грунта, и трехразмерное, когда оно происходит во всех трех направлениях, в соответствии с объемной задачей распределения напряжений в массиве грунта от внешней нагрузки.

Здесь необходимо отметить, что осадка сооружений при двух- и трехразмерном сжатии грунта происходит не только от изменения объема пор в грунте, но и от сжатия массива грунта в стороны от фундамента, при неизменном объеме пор в грунте. Такая деформация происходит одновременно с приложением внешней нагрузки. Она характеризуется мгновенным модулем упругости, который в 5—10 раз больше модуля деформации, обусловленного изменением объема пор в грунте. Однако в расчетной практике ограничивают задачу расчетом только осадки, обусловленной изменением объема пор в грунте, так как этот вид осадки представляет основную часть деформации массива грунта, служащего основанием сооружения.

Наиболее общей задачей расчета конечной осадки сооружения является расчет осадки при трехразмерном сжатии грунта в его основании. Двухразмерное сжатие представляет то же трехразмерное, если длина загруженной прямоугольной площадки значительно больше, чем ее ширина.

Расчет трехразмерного сжатия грунта, слагающего основание сооружения, производят двумя методами. Первый метод применяют для однородного сложения массива грунта, служащего основанием сооружения. Второй метод применяют для неоднородного сложения массива грунта, служащего основанием сооружения, с учетом и без учета бокового расширения грунта. В последнем случае метод получил название «метода послойного суммирования».

31. Однородное сложение массива грунта

Массив грунта, служащий основанием сооружения, принимается при расчете осадки однородным, если он имеет в пределах активной зоны для данного фундамента одинаковый литологический состав грунтов, постоянные объемный вес скелета и показатели сжимаемости. Принимая ту же расчетную модель для массива грунта, как и при расчете напряжений, расчет осадки производят по формулам теории упругости, где показателем сжимаемости всего основания служит модуль деформации E . Однако можно пользоваться также коэффициентом уплотнения a . В этом случае расчет осадки производится методом эквивалентного слоя.

Расчетную формулу для конечной осадки прямоугольной или круглой площадки, с учетом и без учета ее жесткости, получают из решения Буссинеска для сосредоточенной силы, приложенной к поверхности упругой, сплошной однородной и изотропной среды теории упругости (рис. 14). Вертикальное перемещение w для точек, расположенных в расстоянии R от точки приложения сосредоточенной силы P и на глубине z от поверхности, выражается следующей формулой:

$$w = \frac{P(1+\mu)}{2\pi E} \left[\frac{z^2}{R^3} + \frac{2(1-\mu)}{R} \right], \quad (120)$$

где E — постоянный для всей среды теории упругости модуль упругости.

Откуда вертикальные перемещения точек, лежащих на поверхности гипотетического тела, будут равны:

$$w = \frac{P(1-\mu^2)}{\pi RE}. \quad (121)$$

Если заданную площадку с равномерно распределенной нагрузкой разбить на элементарные площадки, сосредоточить их нагрузку в центре тяжести каждой площадки и уменьшать размеры элементарных площадок до бесконечно малых размеров, то осадка загруженной площадки может быть получена путем двойного интегрирования выражения (121).

Формула для расчета осадки точек, расположенных в пределах гибкого контура прямоугольной площадки с равномерно распределенной нагрузкой, была получена Шлейхером (1928) в следующем виде:

$$s = \frac{\alpha p \sqrt{F}(1-\mu^2)}{E},$$

где α — безразмерный коэффициент, зависящий от отношения длины и ширины загруженной площадки и ее жесткости,
 F — площадь загрузки.

Если площадь загрузки заменить через

$$F = (mb) \cdot b = mb^2,$$

где m — относительная длина прямоугольной площадки, то формуле для расчета осадки можно придать следующий общий вид:

$$s = \frac{\omega p b (1 - \mu^2)}{E}, \quad (122)$$

где ω — коэффициент, зависящий от размеров, формы и жесткости загруженной площадки,

p — интенсивность равномерно распределенной нагрузки для гибкой плиты или $p = (p_c - \gamma t)$ кг/см², где p_c — средняя нагрузка от жесткого фундамента,

b — ширина, или диаметр площадки загрузки, см,

E — модуль деформации массива грунта в кг/см², рассматриваемого как линейно деформируемая среда.

Величины коэффициента ω для расчета: осадки центральной точки прямоугольной площадки с равномерно распределенной нагрузкой; средней осадки этой площадки, при отсутствии жесткости, и осадки жесткого прямоугольного фундамента, даны в табл. 23.

Таблица 23

Относительная длина площадки m	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0	20,0	100,0
Центр	1,12	1,36	1,53	1,78	1,96	2,10	2,23	2,42	2,53	2,95	4,00
Средняя	0,95	1,15	1,30	1,53	1,70	1,83	1,96	2,12	2,25	2,64	3,69
Жесткий	0,88	1,08	1,22	1,44	1,61	1,72	—	—	2,12	—	—

Различие в средней осадке фундаментной плиты, полученной без учета ее жесткости, и жесткого фундамента, при их одинаковых размерах и одинаковой нагрузке, невелико и составляет в среднем около 6%. Поэтому при допустимой погрешности в расчете осадки, равной 10%, можно заменять расчет осадки жесткого фундамента более простым расчетом средней его осадки без учета жесткости. Осадка ленточного фундамента больше осадки квадратного фундамента, при одинаковой их ширине.

Таблица 24

Центр	Средняя осадка	Жесткий фундамент
1,00	0,85	0,79

Осадка в углах прямоугольной гибкой площадки с равномерно распределенной нагрузкой составляет половину осадки в ее центре.

Расчет осадки круглой плиты производят по той же формуле (122) после замены ширины прямоугольной площадки на диаметр

круга. Величины коэффициента ω для равномерно загруженной круглой гибкой площадки и для жесткого круглого фундамента даны в табл. 24.

Осадка круглого фундамента с диаметром, равным стороне квадрата, меньше осадки квадратного фундамента. Расчет осадки точек, расположенных в пределах и за пределами загруженной

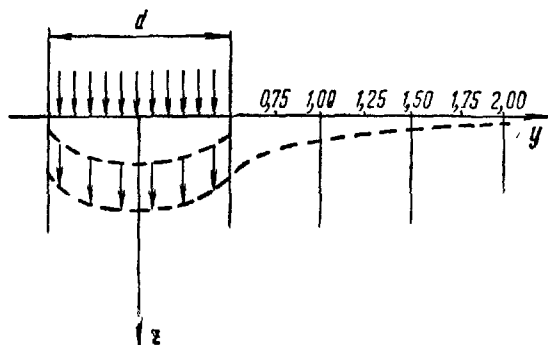


Рис. 75. Равномерно распределенная нагрузка по гибкой круглой площадке

круглой площадки, в различных расстояниях от ее центра, без учета жесткости, с равномерно распределенной нагрузкой, определяют по той же формуле (122). Осадки этих точек показаны на рис. 75. Величина коэффициента ω для точек в пределах площадки дана для разных относительных расстояний $\frac{y}{d}$ от центра площадки в табл. 25.

Таблица 25

$\frac{y}{d}$	0,0	0,10	0,20	0,30	0,40	0,45	0,50
ω	1,00	0,99	0,96	0,90	0,81	0,71	0,64

Величины коэффициентов ω для точек за пределами круглой и квадратной площадок и ω^1 для квадратной площадки даны в табл. 26.

Таблица 26

$\frac{y}{d}$	0,50	0,55	0,60	0,80	1,00	1,50	3,00
ω	0,64	0,52	0,46	0,32	0,25	0,17	0,10
ω^1	0,68	0,57	0,52	0,37	0,29	0,19	0,12

Осадки точек, расположенных за пределами загруженной площадки, теоретически получаются на расстояниях, значительно превышающих два диаметра круглой площадки от ее центра.

Формула (122) хорошо подтверждается экспериментально для однообразного геологического строения основания, небольших размеров нагруженных плит, площадью не более $12-15 \text{ м}^2$, и небольшой нагрузки на них, не более 3 кг/см^2 , как показано на рис. 76 и 77. При больших размерах плиты уже сказывается уплотнение грунта с глубиной под действием собственного веса и его сжимаемость уже нельзя рассматривать как одинаковую по глубине в пределах активной зоны. При больших же нагрузках размеры областей пластических деформаций в грунте под подошвой фундамента уже достигают таких размеров, при которых указанная линейная зависимость также нарушается. Пределы применимости формулы (122) к реальным грунтам зависят от абсолютных размеров подошвы фундамента и нагрузки на него и не зависят от относительной длины фундамента. Расчет осадки сооружений производят по формулам теории упругости при однообразном геологическом строении его основания на глубину 6—8 м, если у фундамента, близкого к ленточному, ширина подошвы не более 1 м и у фундамента, близкого к квадратному, ширина подошвы не более 3 м, а среднее напряжение, передаваемое на грунт от фундамента, менее 3 кг/см^2 .

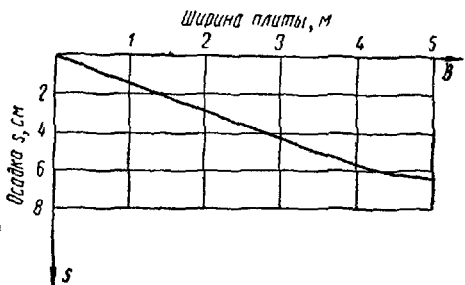


Рис. 76. График осадки квадратной плиты, при различной ее ширине, для постоянного среднего напряжения по ее подошве, равного 1 кг/см^2

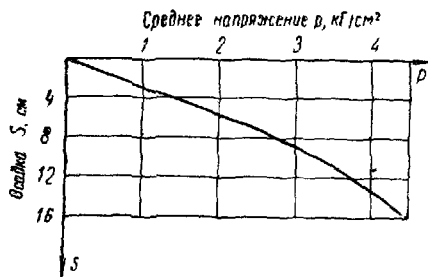


Рис. 77. График осадки квадратной плиты при различной нагрузке на нее для постоянной ее ширины, равной 2 м

Если жесткий фундамент нагружен эксцентрично и равнодействующая внешних сил наклонна, то он наклоняется в сторону действия горизонтальной составляющей равнодействующей. Величина эксцентриситета определяется по расстоянию от места пересечения направления равнодействующей с подошвой фундамента до его середины (рис. 29). Тангенс угла наклона (рис. 31) подошвы

жесткого ленточного фундамента выражается следующей формулой (Флорин, 1948):

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{16 e P}{\pi b^2} \cdot \frac{1 - \mu^2}{E} \sim 4,6 \frac{e P}{b^2 E} = 0,38 \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{E}, \quad (123)$$

где α — угол наклона фундамента к горизонту;

E — модуль деформации грунта в основании фундамента, $\kappa\Gamma/\text{см}^2$;

P — вертикальная сила, приходящаяся на 1 см длины фундамента;

e — эксцентриситет, выраженный в см;

b — ширина фундамента, см;

σ_1 и σ_2 — краевые напряжения у фундамента.

Под действием горизонтальной силы Q , приложенной в плоскости подошвы жесткого ленточного фундамента, последний наклонится в сторону действия этой силы. Тангенс угла наклона фундамента вычисляется по формуле:

$$\operatorname{tg} \alpha = 0,21 \frac{Q}{bE} = 0,21 \frac{q_c}{E}, \quad (124)$$

где $q_c = \frac{Q}{b}$ — среднее касательное напряжение по подошве фундамента, $\kappa\Gamma/\text{см}^2$;

Q — горизонтальная сила, приходящаяся на 1 см длины фундамента.

Общую деформацию жесткого фундамента получают в результате суммирования осадки от центрально приложенной силы P , перекоса от момента $M = eP$ и перекоса от горизонтальной силы Q .

Формулы для расчета перекоса фундамента даны для плоской задачи, т. е. для ленточного фундамента. Их применение для определения наклона прямоугольных фундаментов, отличных от ленточного, не вносит существенных погрешностей. Последнее видно из сравнения наклона ленточного жесткого фундамента, который можно представить в следующем виде:

$$\operatorname{tg} \alpha = 5,1 \frac{pe}{b} \cdot \frac{(1 - \mu^2)}{E}$$

и наклона круглого жесткого фундамента (Егоров, 1938):

$$\operatorname{tg} \alpha = 4,7 \frac{pe}{d} \cdot \frac{(1 - \mu^2)}{E}.$$

Здесь p — среднее напряжение по подошве жесткого фундамента. В обеих формулах численные коэффициенты отличаются менее чем на 10%, что допустимо при расчете осадки сооружения.

Упражнение № 14. Определить осадку и перекос сооружения, построенного на сплошной жесткой плите, с ее относительной длиной, равной пяти, опирающейся на однородное основание с постоянным по глубине модулем деформации $E = 1000 \kappa\Gamma/\text{см}^2$, для условий загрузки, приведенных в упражнении № 7.

32. Метод эквивалентного слоя

Разработанный Н. А. Цытовичем (1951) метод эквивалентного слоя позволяет привести расчет двух- и трехразмерного сжатия грунта по формуле (122) к расчету одноразмерного сжатия по формуле (76) или (78).

Действительно, если заменить в формуле (122) модуль деформации E его выражением через коэффициент уплотнения a , с помощью зависимости (119)

$$E = \frac{1+\varepsilon}{a} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right),$$

то формула (122) теории упругости для осадки поверхности массива под местной нагрузкой примет следующий вид:

$$s = \omega p b \frac{(1-\mu^2) a (1-\mu)}{(1-\mu-2\mu^2)(1+\varepsilon)} = \frac{ap}{1+\varepsilon} \left[\frac{(1-\mu)^2}{1-2\mu} \cdot \omega b \right]. \quad (125)$$

Здесь множитель в прямых скобках имеет размерность длины и представляет по Цытовичу мощность h_s эквивалентного слоя грунта, осадка которого под заданной равномерно распределенной нагрузкой, равной p , без возможности бокового расширения, равна осадке поверхности линейно деформируемой среды под местной нагрузкой, у которой среднее напряжение, передаваемое на грунт, равно p , при возможности бокового расширения грунта в ее основании. Мощность эквивалентного слоя прямо пропорциональна ширине фундамента и зависит от формы и жесткости фундамента, а также от коэффициента бокового расширения грунта. Расчет конечной осадки фундамента методом эквивалентного слоя производится по формуле:

$$s = \frac{ap}{1+\varepsilon} h_s, \quad (126)$$

где a — коэффициент уплотнения грунта для интервала нагрузки от p_1 до p_2 , в $\text{см}^2/\text{кг}$,

$$p = (p_2 - p_1) \text{ кг/см}^2,$$

$$h_s = \frac{(1-\mu)^2}{1-2\mu} \omega b = Ab \text{ см.}$$

Коэффициент эквивалентного слоя A зависит от размеров и жесткости фундамента, от коэффициента бокового расширения грунта, а мощность эквивалентного слоя пропорциональна ширине фундамента. Значения коэффициента эквивалентного слоя A даются в табл. 27 для песка, имеющего $\mu = 0,30$, в соответствии с обозначениями табл. 24.

Для пластичных суглинков и глин, имеющих $\mu = 0,40$, все числа табл. 27 следует умножить на $K_1 = 1,47$, а для твердых суглинков и глин, имеющих $\mu = 0,20$, — соответственно на $K_2 = 0,88$.

Таблица 27

$m = \frac{l}{b}$	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
Центр	1,37	1,66	1,88	2,18	2,41	2,58	2,72	2,84	2,94	3,03	3,12
Средняя	1,17	1,40	1,60	1,89	2,09	2,25	2,41	2,51	2,61	2,69	2,77
Жесткий	1,08	1,32	1,49	1,76	1,97	2,11	—	—	—	—	2,60

Из табл. 27 видно, что разница в величинах коэффициента эквивалентного слоя A , пропорциональных величине осадки, для жесткой плиты и для средней осадки плиты без учета ее жесткости составляет 6%. Следовательно, при требуемой точности расчета осадки, равной 10%, можно заменять и в методе эквивалентного слоя расчет осадки жесткой плиты или фундамента расчетом осадки без учета жесткости.

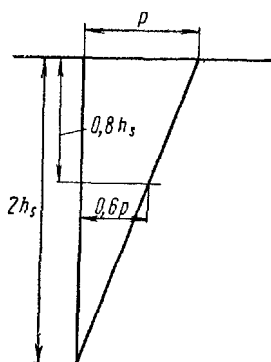


Рис. 78. Схематизированная эпюра распределения напряжений по вертикали от внешней нагрузки (Цытович)

Для расчета коэффициента уплотнения в интервале нагрузок от p_1 , представляющего напряжение от действия собственного веса грунта, до p_2 , представляющего суммарное напряжение от собственного веса грунта и внешней нагрузки на него, эпюру напряжений по вертикали принимают треугольной. Верхний катет равен внешней нагрузке, а вершина треугольника направлена книзу (рис. 78). Высота треугольной эпюры уплотняющих напряжений принимается равной $h = 2h_s$. Интервал изменения напряжений в массиве грунта, для расчета коэффициента уплотнения, при треугольной эпюре изменения напряжений по глубине, относят не к середине высоты эпюры, как это можно было бы делать при линейной зависимости уплотнения от нагрузки, а, учитывая криволинейный характер компрессионной кривой, к сечению, расположенному на глубине $0,8h_s$ от подошвы фундамента. Начальное и конечное напряжения определяют для этой глубины (рис. 78). Напряжение по подошве фундамента $p = (p_c - \gamma t)$, где p_c — среднее напряжение на подошве жесткого фундамента.

Нагрузки для расчета коэффициента уплотнения принимаются следующие:

$$p_1 = 0,8h_s\gamma^0 + \gamma t \quad \text{и} \quad p_2 = p_1 + 0,6(p_c - \gamma t),$$

где γ^0 — объемный вес грунта с учетом взвешивания, если глубина заложения фундамента совпадает с глубиной расположения уровня грунтовых вод, t — глубина заложения фундамента.

Требуемую компрессионную кривую находят как среднюю из результатов компрессионных испытаний образцов грунтов, отобранных во время инженерно-геологических исследований строительной площадки, с разных глубин ниже отметки заложения проектируемого фундамента, в пределах треугольной эпюры изменения напряжений. Она дается в табличной форме для коэффициента пористости грунта при нарастающих нагрузках на него с интервалами по $0,5 \text{ кг/см}^2$ в соответствии с формулой (76). Коэффициенты пористости грунта для расчета осадки рассчитывают с точностью до трех знаков после запятой. Такая кривая служит нормативной компрессионной кривой.

Здесь необходимо отметить две особенности компрессионных испытаний, которые важно учитывать при расчете осадки сооружений. Первая особенность заключается в том, что образец грунта, при его отборе из массива грунта, разгружается и разбухает. При расчете осадки принимают, что напряжение от собственного веса грунта или начальная нагрузка, приложенная к образцу в компрессионном приборе, приводит пористость грунта к природным или начальным условиям. Поэтому начальный коэффициент пористости грунта берется с компрессионной кривой для природной нагрузки на него, равной $p_1 \text{ кг/см}^2$. Вторая особенность заключается в том, что при разгрузке образца грунта в компрессионном приборе получают ветвь разбухания. Причем, ветви разбухания для разных предварительных нагрузок на грунт получаются практически параллельными одна другой (рис. 79). Поэтому показатели разбухания грунта дают в таблице для средней компрессионной кривой независимо от величины предварительной нагрузки грунта, в виде приращений коэффициентов пористости в тысячных долях единицы, для каждого интервала разгрузки, равного $0,5 \text{ кг/см}^2$.

Поэтому показатели разбухания грунта дают в таблице для средней компрессионной кривой независимо от величины предварительной нагрузки грунта, в виде приращений коэффициентов пористости в тысячных долях единицы, для каждого интервала разгрузки, равного $0,5 \text{ кг/см}^2$.

Пример расчета. Определить среднюю осадку фундамента размером $2 \times 10 \text{ м}$, со средним давлением на грунт, равным $p_c = 2,0 \text{ кг/см}^2$. Глубина заложения фундамента равна 2 м . Основание сложено пластичным суглинком. Его объемный вес равен $0,9 \text{ т/м}^3$, для зоны ниже уровня грунтовых вод, при степени насыщения грунта равном единице. Уровень грунтовых вод совпадает с дном котлована. Коэффициент бокового расширения грунта равен $\mu = 0,40$. Нормативная компрессионная кривая дана в табл. 28.

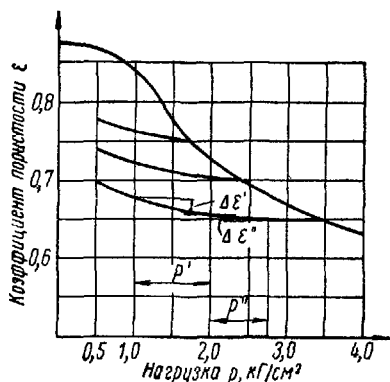


Рис. 79. Положение ветвей разбухания, полученных в результате компрессионных испытаний грунта. Для интервала разгрузки p' изменение пористости грунта равно $\Delta \varepsilon'$, а для интервала разгрузки p'' оно равно $\Delta \varepsilon''$.

Таблица 28

Нагрузка, кг/см ²	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
Коэффициенты пористости при уплотнении	0,905	0,842	0,813	0,792	0,777	0,766	0,758	0,752	0,747
Приращение коэффициента пористости при разбухании Δe	15	6	3	1	1	0	0	0	

Приращение коэффициента пористости при разбухании, приведенное в табл. 28, представляет тысячные доли единицы.

Расчет осадки фундамента методом эквивалентного слоя начинают с определения мощности эквивалентного слоя по табл. 27 с поправочным коэффициентом для пластичной глины $\mu=0,40$, равным $K_1=1,47$.

Относительная длина фундамента равна:

$$m = \frac{10}{2} = 5,0,$$

Мощность эквивалентного слоя равна:

$$h_s = A \cdot b \cdot K_1 = 2,25 \cdot 2,00 \cdot 1,47 = 6,60 \text{ м.}$$

Расчетная нагрузка на основание с учетом быстрой замены веса вынутого из котлована грунта весом фундамента равна:

$$p = 2,0 - 2,0 \cdot 1,9 \cdot 0,1 = 1,62 \text{ кг/см}^2.$$

Здесь объемный вес грунта, находящегося выше уровня грунтовых вод, равен $1,90 \text{ т/м}^3$.

Интервалы напряжений в грунте основания для расчета коэффициента уплотнения будут следующие (рис. 78):

$$p_1 = 0,8 \cdot 6,60 \cdot 0,9 \cdot 0,1 + 2,0 \cdot 1,9 \cdot 0,1 = 0,48 + 0,38 = 0,86 \text{ кг/см}^2.$$

$$p_2 = 0,86 + 0,6 \cdot 1,62 = 1,83 \text{ кг/см}^2,$$

Искомый расчетный коэффициент уплотнения для полученного интервала напряжений определяется по средней компрессионной кривой, приведенной в табл. 28.

Для начальной нагрузки $p_1=0,86 \text{ кг/см}^2$ начальный коэффициент пористости грунта будет равен:

$$e_1 = 0,842 - \frac{0,842 - 0,813}{0,50} (0,86 - 0,50) = 0,821.$$

Для конечной нагрузки $p_2 = 1,83 \text{ кг/см}^2$, конечный коэффициент пористости грунта будет равен:

$$e_2 = 0,777 + \frac{0,792 - 0,777}{0,50} (2,00 - 1,83) = 0,782.$$

Расчетный коэффициент уплотнения будет следующий:

$$a = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,821 - 0,782}{1,83 - 0,86} = 0,04 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

Конечная средняя осадка фундамента будет равна:

$$s_h = \frac{ap}{1 + e} h_s = \frac{0,04 \cdot 1,62}{1,821} \cdot 660 = 23,4 \text{ см}.$$

Расчет изменения осадки во времени выполняется указанным ранее методом.

33. Неоднородное сложение массива грунта

Расчет осадки сооружения при неоднородном сложении массива грунта и его трех- или двухразмерном сжатии производят суммированием послойных осадок с учетом бокового расширения грунта и без учета его.

Неоднородность массива грунта может быть обусловлена различным литологическим составом грунта, слагающим основание сооружения, и изменением объемного веса грунта по глубине, даже в случае однообразного литологического его состава. Последнее имеет место при большой ширине подошвы сооружения, когда по глубине активной зоны уже нельзя пренебрегать увеличением объемного веса скелета грунта.

В этом случае делят основание сооружения на расчетные слои, которые по возможности должны совпадать со слоями генетических разностей грунтов, а также со стратиграфическими границами, выделяемыми на геологических разрезах, при инженерно-геологических исследованиях площадки, намеченной под строительство. В пределах расчетных слоев объемный вес скелета грунта и его сжимаемость должны быть выдержанными в соответствии с требованиями, изложенными во введении. Затем производят расчет осадки каждого расчетного слоя для напряжения от внешней нагрузки и суммирование послойных осадок по глубине.

Для расчета конечной осадки слоя грунта при его трехразмерном сжатии и с учетом его бокового расширения от внешней нагрузки выделим в массиве грунта элементарную вертикальную призму с размерами каждой грани равными единице. Объем этой призмы также будет равен единице. Под действием внешней нагрузки объем призмы уменьшится. Величина уменьшения ее объема, или относительное изменение объема, около данной точки в массиве грунта будет равно:

$$\Phi = 1 - (1 - e_x)(1 - e_y)(1 - e_z),$$

где e_x, e_y, e_z — линейные составляющие деформации призмы, параллельные трем осям координат.

Если линейные составляющие e_x, e_y, e_z малы по сравнению с единицей, то, отбрасывая малые слагаемые второго и третьего порядков, получим выражение для относительного изменения объема призмы грунта в следующем виде:

$$\vartheta = e_x + e_y + e_z.$$

Зависимость составляющих относительного трехразмерного сжатия призмы, выделенной в упругой сплошной изотропной и однородной среде теории упругости, от нормальных составляющих напряжений (7), (8) и (9) была получена ранее.

После суммирования относительных деформаций при $h=1$, получим относительное изменение объема призмы грунта:

$$e_x + e_y + e_z = \frac{1-2\mu}{E} (X + Y + Z).$$

С другой стороны, для относительного изменения объема грунта, по отношению к его начальному объему, было получено следующее выражение (75):

$$e_x + e_y + e_z = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}.$$

Приравнивая правые части полученных равенств, можно величину модуля деформации, при возможности бокового расширения, в отличие от модуля деформации, полученного из полевой опытной нагрузки, где он принимается постоянным для данной разности грунта, выразить в виде переменного показателя сжимаемости грунта, в соответствии с криволинейным очертанием компрессионной кривой, в зависимости от напряженного состояния в точке массива грунта:

$$E = (1 - 2\mu) (X + Y + Z) \frac{1 + e_1}{e_1 - e_2}. \quad (127)$$

Если принять, что пористость грунта зависит от суммы трех нормальных составляющих напряжений (Герсеванов, 1937), то при использовании компрессионной кривой для расчета конечной осадки слоя грунта при трехразмерном сжатии, имея в виду, что

$$Z = \rho \text{ и } X = Y = \frac{\mu}{1 - \mu} \rho,$$

сумма трех нормальных составляющих напряжения будет равна:

$$X + Y + Z = \frac{1 + \mu}{1 - \mu} \rho. \quad (128)$$

Следовательно, приращение нагрузки на компрессионной кривой, соответствующее трехразмерному сжатию, будет равно:

$$\rho = (X + Y + Z) \frac{1 - \mu}{1 + \mu}, \quad (129)$$

а относительное сжатие может быть дано в следующем виде:

$$\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} = \frac{ap}{1 + e_1} = \frac{a(X + Y + Z)(1 - \mu)}{(1 + e_1)(1 + \mu)} \quad (130)$$

После подстановки (130) в выражение (127) получим известную взаимосвязь модуля деформации и переменного по глубине коэффициента уплотнения грунта, так как последний изменяется с изменением интервала нагрузки по глубине в массиве грунта (119):

$$E = \frac{(1 - 2\mu)(1 + \mu)}{(1 - \mu)} \cdot \frac{1 + e_1}{a} = \beta \frac{1 + e_1}{a}.$$

Подставляя теперь выражение (127) в формулу (9) для вертикальной относительной деформации, получим расчетную зависимость для расчета конечной осадки слоя грунта при его трехразмерном сжатии в следующем виде (Флорин, 1948):

$$s = \frac{1}{1 - 2\mu} \cdot \frac{Z - \mu(X + Y)}{X + Y + Z} \cdot \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h_1. \quad (131)$$

Здесь e_1 — коэффициент пористости грунта, соответствующий давлению p_1 в середине слоя грунта мощностью h_1 , от собственного веса грунта, когда он не имеет возможности бокового расширения,

e_2 — коэффициент пористости грунта, зависящий при трехразмерном сжатии от суммы трех нормальных составляющих напряжений, действующего в данной точке.

Коэффициент пористости e_1 берется из компрессионной кривой, согласно (129), для p_1 , с учетом, что в естественном залегании грунта и при горизонтальной поверхности земли, нормальные составляющие напряжений в точках массива грунта равны:

$$Z = \gamma t + \Sigma \gamma^0 z, \quad X = Y = \frac{\mu}{1 - \mu} Z,$$

тогда

$$p_1 = (X + Y + Z) \frac{1 - \mu}{1 + \mu} = \gamma t + \Sigma \gamma^0 z. \quad (132)$$

Конечный коэффициент пористости грунта e_2 , при трехразмерном сжатии, может быть определен также при помощи компрессионной кривой для нагрузки p_2 , равной сумме напряжений от собственного веса грунта в середине слоя $p_1 = \gamma t + \Sigma \gamma^0 z$ и полученного напряжения по формуле (129):

$$p_2 = p_1 + \frac{1 - \mu}{1 + \mu} (X + Y + Z), \quad (133)$$

где X, Y, Z — нормальные составляющие напряжений от внешней нагрузки.

Величина коэффициента бокового расширения грунта должна быть определена из лабораторных экспериментов или для ориентировочных целей по табл. 20. Три нормальных

составляющих напряжения в точках массива грунта от внешней нагрузки находят решением объемной задачи распределения напряжений от местной нагрузки.

Учитывая, что требуемый для расчета конечной осадки слоя грунта при его трехразмерном сжатии с учетом бокового расширения грунта коэффициент бокового расширения не может быть получен достаточно точно современными методами исследований естественных оснований сооружений, а также для упрощения расчета, обычно исходят из следующих предположений: 1) сжатие слоя грунта в основании сооружения определяется главным образом величиной вертикальной нормальной составляющей напряжений, 2) сжатие слоя грунта в основании сооружения очень близко к сжатию без его бокового расширения. В этом случае расчет осадки сооружения производят послойно, но без учета бокового расширения грунта методом послойного суммирования.

Расчет распределения напряжений в массиве грунта от внешней нагрузки производят по объемной или плоской задаче для вертикальной нормальной составляющей напряжений, а связь между изменением напряжений и сжатием грунта принимают по компрессионной кривой, полученной экспериментально без бокового расширения грунта. Сжатие каждого слоя грунта в основании фундамента принимают одномерным, т. е. распределение напряжений по глубине для каждого расчетного слоя принимают равномерным и равным напряжению, полученному при решении объемной задачи для среднего сечения в расчетном слое. Конечные осадки на заданной вертикали для всех выделенных в основании сооружения расчетных слоев грунта суммируют.

Действующими нормами и техническими условиями проектирования естественных оснований для расчета осадки сооружений рекомендована следующая формула:

$$S_k = \sum_1^n p_i h_i \frac{\beta_i}{E_i}, \quad (134)$$

которая, используя зависимость (119), может быть преобразована в следующую, где расчет конечной осадки сооружения производится по формулам (78) для одномерного сжатия слоя грунта:

$$s_k = \sum_1^n \frac{e_n - e_{n+1}}{1 + e_n} h_i, \quad \text{или} \quad s_k = \sum_1^n \frac{a h_n (p_m - p_{m-1})}{1 + e_n}, \quad (135)$$

где p_{m-1} — напряжение от собственного веса грунта в среднем сечении каждого расчетного слоя;

p_m — суммарное напряжение от собственного веса грунта и напряжения в середине слоя, полученного при решении объемной задачи для заданной внешней нагрузки;

- $(p_m - p_{m-1})$ — приращение напряжений в среднем сечении каждого расчетного слоя, или расчетный интервал нагрузок;
 ε_n — начальный коэффициент пористости каждого слоя грунта при мощности расчетного слоя, равном h_n ;
 ε_{n+1} — конечный коэффициент пористости грунта, после его сжатия в интервале нагрузок, равного $(p_m - p_{m-1})$;
 a — коэффициент уплотнения грунта, для интервала нагрузки, равной $(p_m - p_{m-1})$.

Можно расчет производить также по формуле:

$$s_k = \Sigma e h, \quad (136)$$

где e — относительная осадка слоя (рис. 60), полученная для интервала нагрузки $(p_m - p_{m-1})$. Компрессионная кривая $e = f(p)$ может быть построена для начального коэффициента пористости ε_1 , или компрессионная кривая строится для ε_0 , полученного в образце, при его зарядке в прибор, а относительную осадку слоя получают по разности между относительными осадками для нагрузок p_m и p_{m-1} .

Аналогично производится расчет осадки слоя при его двухразмерном сжатии.

34. Метод послойного суммирования

Расчет осадки сооружения методом послойного суммирования является общим методом расчета осадки. Он применяется для расчета осадки сооружения, имеющего любые размеры и нагрузки, разнообразное геологическое строение основания, различную продолжительность открытого котлована и производства водоотлива из него, различное влияние соседних нагрузок, положительных и отрицательных, с учетом возможности бокового расширения грунта в основании и без возможности бокового расширения. Этот метод позволяет учитывать любые силовые воздействия на основании сооружения, включая фильтрационное давление у гидротехнических сооружений. При этом представляется возможность корректировать полученные расчетом конечные осадки по наблюдениям за осадками во времени по ходу строительства (Роза, 1959).

Для расчета осадки сооружения необходимо иметь следующие данные:

1) о расположении на генеральном плане строительства контуров проектируемого фундамента для выяснения расположения соседних сооружений, о форме и степени жесткости проектируемого сооружения, нагрузках на него и на грунт от соседних сооружений;

2) о геологическом строении и гидрогеологических условиях для основания проектируемого и соседних с ним сооружений, а также показатели строительных свойств грунтов, составляющих основание: объемный вес грунта, его влажность и показатель его сжимаемости;

3) о перераспределении земляных масс по соседству с проектируемым сооружением, для которого производится расчет осадки.

Определение послойных осадок и их суммирование по глубине производят для отдельных вертикалей в массиве грунта. На плане фундамента намечают расположение поперечных разрезов и расчетных вертикалей. Поперечные разрезы намечают поперек длины фундамента, в ее середине и на краях (рис. 80). На каждый разрез наносят геологическое строение основания, уровни грунтовых вод

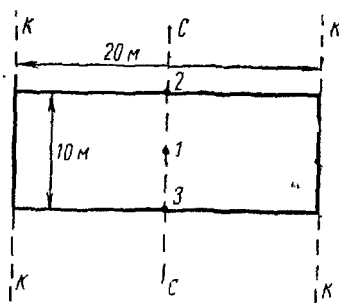


Рис. 80. Расположение расчетных вертикалей на плане фундаментной плиты

и напоры подземных водоносных горизонтов. После построения геологического разреза его упрощают путем сглаживания границ слоев и объединения слоев грунта, близких по их свойствам и условиям геологического формирования, однако при обязательном сохранении всех песчаных прослойков, служащих дренами для отвода выжимаемой из глинистых слоев воды. Выделенные слои должны быть однородными.

Расчет осадки производится для среднего разреза $с-с$, для трех вертикалей, проходящих через центр плиты и через середины двух ее длинных сторон и для крайних разрезов $к-к$, как показано на рис. 80. Если фундаментная плита имеет большую длину, а условия залегания грунтов в ее основании неоднородны, то намечают дополнительные поперечные разрезы, расположенные между средним и краевым разрезами. Частота расположения поперечных разрезов зависит также от очертания в плане фундамента и всего сооружения, а также характера нагрузок на него и расположения соседних сооружений. Расчетные вертикали на каждом разрезе дополнительно к трем, указанным выше, если они потребуются при неоднородном геологическом строении или при несимметричной нагрузке от сооружения, или для расчета влияния соседнего сооружения, располагают между средней и краевой вертикалями.

После выяснения характера нагрузок на фундаментную плиту находят величину и положение равнодействующей. Затем определяют ее вертикальную и горизонтальную составляющие, величину эксцентриситета приложения равнодействующей в плоскости подошвы фундамента сооружения и далее распределение напряжений по подошве.

Для случая, когда равнодействующая направлена вертикально и приложена к фундаменту эксцентрично, расчет распределения напряжений на грунт по подошве сооружения производят по формуле внецентренного сжатия, где использованы два уравнения равновесия: равенство нулю суммы проекций всех сил на вертикальное

направление (нормаль к подошве сооружения) и суммы моментов приложенных сил относительно центра подошвы фундамента. Третьим уравнением статики, представляющим равенство нулю суммы проекций приложенных сил на горизонтальное направление (плоскость подошвы фундамента), пользуются для случая, когда равнодействующая имеет наклонное направление к вертикали, и необходимо производить проверку устойчивости сооружения.

Краевые напряжения в плоской задаче, определяющие очерта-ние эпюры распределения вертикальных нормальных напряжений на грунт по подошве фундамента (краевые напряжения, которые для получения эпюры распределения напряжений соединяются прямой), получаются следующими:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} \cdot \left(1 + \frac{eN}{W} \right) m/m^2,$$

где N — величина нормально направленной равнодействующей сил, приложенных к фундаменту, m/m ;

e — эксцентриситет приложения равнодействующей на уровне подошвы фундамента, m ;

F — площадь подошвы фундамента на 1 m его длины, m^2 ;

W — момент сопротивления для сечения по подошве фундамента, m^3 .

Приведенная расчетная формула может быть преобразована в следующие:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= p_c \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \kappa \Gamma / cm^2, \\ \sigma_{\min} &= p_c \left(1 - \frac{6e}{b} \right) \kappa \Gamma / cm^2, \end{aligned} \right\} \quad (137)$$

где p_c — среднее напряжение по подошве фундамента, $\kappa \Gamma / cm^2$;

e — эксцентриситет приложения равнодействующей сил, приложенных к фундаменту, cm ;

b — ширина фундамента, в cm .

После этого намечают расчетные слои в основании сооружения. Их намечают в соответствии с характером эпюры распределения напряжений в массиве грунта по вертикали и границами в основании между глинистыми и песчаными разностями грунтов (рис. 81). Требование о соответствии мощности расчетных слоев очертанию эпюры распределения напряжений по вертикали вытекает из криволинейного очертания последней и необходимости, чтобы среднее напряжение для каждого расчетного слоя отличалось бы, по возможности менее, от величины напряжения в середине каждого слоя. Кровля первого расчетного слоя совпадает с подошвой сооружения. Его мощность, как и второго расчетного слоя, принимают равной $1/4$ ширины фундаментной плиты. Третий, четвертый и пятый слои намечают равными по $1/2$ ширины плиты. Шестой и другие расчетные слои намечают по одной ширине фундаментной плиты. Минимальная мощность расчетного слоя желательна не менее 1 m .

При одноразмерном сжатии каждого расчетного слоя грунта производят расчет только для вертикальной нормальной составляющей напряжения Z , без учета жесткости фундамента.

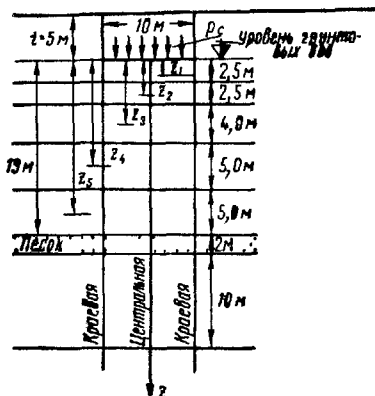


Рис. 81. Схема разбивки основания сооружения в методе послойного суммирования на семь расчетных слоев грунта. Ширина ленточного фундамента равна 10 м, p_c — среднее давление по подошве фундамента, z — глубина от подошвы фундамента до среднего сечения для пяти первых расчетных слоев грунта

Влияние заглубления фундамента на распределение напряжений в основании сооружения учитывают по двум расчетным схемам: 1) для быстрой замены веса грунта весом фундамента; и 2) с учетом разбухания грунта, залегающего ниже дна котлована.

В первой расчетной схеме (рис. 53) начальные напряжения в слое массива грунта на глубине ниже отметки заложения фундамента будут:

$$p_1 = [\gamma t + \gamma^0 z] \quad (138)$$

и соответствующий коэффициент пористости грунта определяется по ветви уплотнения компрессионной кривой.

Конечные напряжения в основании фундамента будут:

$$p_2 = [\gamma t + \gamma^0 z] + (p_c - \gamma t) \alpha, \quad (139)$$

где α — коэффициент, характеризующий уменьшение напряжений с глубиной на данной вертикали от внешней нагрузки, положительной или отрицательной, который при $z = 0$ будет равен 1.

Во второй расчетной схеме (рис. 54) начальные напряжения в слое массива грунта на глубине ниже отметки заложения фундамента определяются с учетом разгрузки:

$$p_1 = [\gamma t + \gamma^0 z - (\gamma t) \alpha], \quad (140)$$

где α — тот же коэффициент. Соответствующий коэффициент пористости грунта определяют по ветви разбухания компрессионной кривой на интервале от $\gamma t + \gamma^0 z$ до $\gamma^0 t(1 - \alpha) + \gamma^0 z$.

Конечные напряжения в основании фундамента будут:

$$p_2 = [\gamma t + \gamma^0 z - (\gamma t) \alpha] + p_c \alpha. \quad (141)$$

Выражения для конечных напряжений в обеих расчетных схемах тождественны, следовательно и величины конечных напряжений одинаковы. Однако вследствие различной кривизны ветвей компрессионной кривой для грунта при его уплотнении (положительная нагрузка) и разбухании (отрицательная нагрузка) вычисленные осадки слоя грунта по обеим расчетным схемам будут различными.

Если ветвь разбухания прямолинейная и горизонтальная, то осадки слоя грунта, вычисленные по обеим расчетным схемам, будут одинаковыми. Наибольшее различие в вычисленных осадках будет иметь место, если ветвь разбухания совпадает с ветвью уплотнения.

В следующих двух примерах приводится расчет осадки сооружения методом послойного суммирования.

35. Быстрая замена веса грунта весом фундамента

Сооружение имеет жесткую фундаментную плиту. Длина фундаментной плиты равна 20 м и ширина 10 м. Нагрузка на фундамент приложена центрально. Среднее напряжение по подошве плиты равно 3 кг/см^2 . Глубина заложения равна 5 м. Соседние здания расположены в расстоянии 10 м и более от запроектированного. Размеры каждого из их фундаментов менее 10 м. Они не будут влиять на напряжения в рассчитываемом основании.

После упрощения геологического строения в разрезе выделены два слоя глинистых грунтов, залегающих параллельно подошве сооружения, разделенные слоем песка: верхний слой представляет четвертичные озерные суглинки, мощность которых вместе с небольшим растительным слоем составляет 24 м. Они подстилаются слоем песка мощностью 2 м. Под песками залегают коренные глины, мощность которых не была вскрыта буровой разведкой. Отметка уровня грунтовых вод совпадает с отметкой заложения фундамента (рис. 81). Суглинки с растительным слоем, расположенные выше уровня грунтовых вод, имеют средний объемный вес $\gamma = 1,9 \text{ т/м}^3$. Грунты выше уровня грунтовых вод имеют степень насыщения, равную единице. Объемные веса с учетом взвешивания равны для суглинка $\gamma_1^0 = 0,9 \text{ т/м}^3$ и для глины $\gamma_2^0 = 1,0 \text{ т/м}^3$. Нормативная компрессионная кривая для суглинков, выраженная в коэффициентах пористости грунта в зависимости от нагрузки на него, была приведена ранее в примере расчета осадки по методу эквивалентного слоя в табл. 28, а для глины дана в табл. 29.

Таблица 29

Нагрузка, кг/см^2	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
Коэффициенты пористости при уплотнении	0,710	0,690	0,669	0,664	0,661	0,659	0,657	0,656	0,655
Приращение коэффициента пористости при разбухании Δe	10	3	1	1	0	0	0	0	

Для фундаментной плиты размером 10×20 м расчетные слои в пределах толщи суглинков ниже глубины заложения фундамента даны в табл. 30 (рис. 81).

Размер третьего слоя определен заданным расположением слоя песка. Поэтому подошва пятого расчетного слоя совпадает с заданной границей слоя песка.

Таблица 30

Номер слоя	Расчет мощности слоев	Мощность расчетного слоя, м
1	$1/4 \times 10$	2,5
2	$1/4 \times 10$	2,5
3	—	4,0
4	$1/2 \times 10$	5,0
5	$1/2 \times 10$	5,0

В коренных глинах выделено два расчетных слоя, мощностью по 10 м каждый (рис. 81).

Расчет производится для вертикалей, расположенных на среднем разрезе. Таких вертикалей намечено три: центральная и две крайние (рис. 80). Расчет для вертикалей, расположенных на краевых разрезах, производится аналогично. Глубины расположения средних сечений в каждом расчетном слое от подошвы фундамента даны на рис. 81.

Сначала определяют эпюру напряжений от собственного веса грунта (138), принимая поверхность земли горизонтальной, по напряжениям в точках пересечений вертикалей и среднего сечения в каждом слое. Затем определяют приращения напряжений от внешней нагрузки в тех же точках, для равномерно распределенной нагрузки, равной:

$$p = p_c - \gamma t = 3,00 - 1,90 \cdot 5,0 \cdot 0,1 = 2,05 \text{ кг/см}^2.$$

Относительная длина фундаментной плиты равна $20 : 10 = 2,0$. Она меньше трех, поэтому приращения напряжений от внешней нагрузки находят решением объемной задачи методом угловых точек по таблице для равномерно распределенной нагрузки в 1 кг/см^2 . Затем, для получения искоемых напряжений умножают полученные значения на 2,05.

Определив начальные и конечные напряжения (139) в точках на заданных вертикалях, находят по нормативным компрессионным кривым, приведенным в табл. 28 и 29, искомые коэффициенты пористости грунта, для расчета послойных осадок без учета разбухания грунта и без учета возможности его бокового расширения. Расчет осадки каждого слоя грунта по намеченным вертикалям производят в табличной форме по формуле (78):

$$s_n = \frac{\epsilon_n - \epsilon_{n+1}}{1 + \epsilon_n} h'_n.$$

Осадки слоев, полученные на каждой вертикали, суммируют. Расчет осадки на центральной вертикали приведен в табл. 31.

Из сравнения напряжений от внешней нагрузки и от собственного веса грунта видно, что глубина активной зоны составляет 17,0 м, таким образом можно было бы ограничиться расчетом

Таблица 31

Вертикаль 1 (центральная). Ширина фундамента $b=10$ м

№ слоя	h	z	$n = \frac{z}{b}$	$p = 1,0, Z_1$	$p = 2,05, Z$	$p_1, \gamma t + \gamma^0 z$	$p_2, \gamma t + \gamma^0 z + Z$	e_1	e_2	$\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}$	s_n
1	2,5	1,25	0,125	0,99	2,04	1,06	3,10	0,811	0,757	0,030	7,5
2	2,5	3,75	0,375	0,88	1,80	1,29	3,09	0,802	0,757	0,025	6,3
3	4,0	7,00	0,700	0,66	1,35	1,58	2,93	0,790	0,759	0,017	6,8
4	5,0	11,50	1,150	0,41	0,84	1,98	2,82	0,778	0,760	0,010	5,0
5	5,0	16,50	1,650	0,26	0,53	2,43	2,96	0,768	0,759	0,005	2,5
6	2,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	10,0	26,0	2,600	0,12	0,25	3,34	3,59	0,656	0,656	0,00	0,0
8	10,0	36,0	3,600	0,07	0,14	4,34	4,48	0,655	0,655	0,00	0,0

Суммарная осадка всех слоев 28,1 см

последней осадки в пятом слое. Произведенный расчет показывает, что для седьмого и восьмого слоев осадки нулевые. Обычно глубоко залегающие слои всегда менее сжимаемы, чем расположенные вблизи от поверхности земли.

Из табл. 31 далее видна важность определения величины коэффициента пористости, для расчета осадки, с точностью трех знаков, а для слоев мощностью более 10 м количество требуемых знаков должно быть доведено до четырех, чтобы точность расчета наслонной осадки составляла бы 1 см.

Расчет послонной осадки по вертикали, проходящей через середину большой стороны загруженного прямоугольника, приводится в табл. 32.

Таблица 32

Вертикаль 2 (краевая). Ширина фундамента $b=10$ м

№ слоя	h	z	$n = \frac{z}{b}$	$p = 1,0, Z_1$	$p = 2,05, Z$	$p_1, \gamma t + \gamma^0 z$	$p_2, \gamma t + \gamma^0 z + Z$	e_1	e_2	$\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}$	s_n
1	2,5	1,25	0,125	0,50	1,03	1,06	2,09	0,811	0,775	0,020	5,0
2	2,5	3,75	0,375	0,48	0,99	1,29	2,28	0,802	0,771	0,017	4,3
3	4,0	7,00	0,700	0,42	0,86	1,58	2,44	0,790	0,767	0,013	5,2
4	5,0	11,50	1,150	0,31	0,64	1,98	2,62	0,778	0,764	0,008	4,0
5	5,0	16,50	1,650	0,22	0,45	2,43	2,88	0,768	0,760	0,004	2,0
6	2,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	10,0	26,0	2,600	0,11	0,23	3,34	3,57	0,656	0,656	0,000	0,0
8	10,0	36,0	3,600	0,06	0,12	4,34	4,46	0,655	0,655	0,000	0,0

Суммарная осадка всех слоев 20,5 см

Суммарная осадка на третьей вертикали, ввиду симметричности решения, будет такой же, как и на второй, приведенной в табл. 32.

Из табл. 31 и 32 видно, что конечное давление в грунте p_2 в пределах активной зоны для данного размера фундамента слабо изменяется с увеличением глубины расположения среднего сечения в расчетном слое.

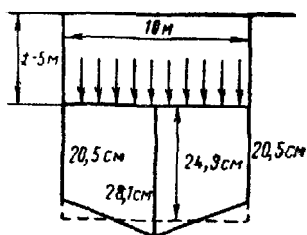


Рис. 82. Эпюра суммарных осадок для заданного поперечного разреза фундамента

По полученным суммарным осадкам строят эпюру осадок для каждого поперечного разреза фундаментной плиты (рис. 82). Ординаты эпюры осадок, рассчитанные без учета жесткости фундаментной плиты, приведены в табл. 33.

Полученные осадки приводят к условиям жесткого фундамента, исходя из требования, чтобы площадь эпюры осадок, полученная без учета жесткости, равнялась бы площади эпюры для жесткого фундамента. Полученную эпюру осадок преобразовывают так, чтобы высота новой прямоугольной эпюры, умноженная на ширину фундамента, была бы равна площади начальной эпюры. Высота новой прямоугольной эпюры осадок будет равна:

$$s_k = \frac{20,5 + 28,1}{2} = 24,3 \text{ см.}$$

Таким образом, расчетная осадка жесткой фундаментной плиты, нагруженной средней нагрузкой, равной $3,0 \text{ кг/см}^2$, если пренебречь разбуханием грунтов, залегающих ниже дна котлована, составляет $24,3 \text{ см}$.

При внецентренной нагрузке на фундамент, вызывающей его наклон, осадки на двух крайних вертикалях не будут равными. Преобразование эпюры осадок, полученной без учета жесткости фундаментной плиты, в эпюру осадок жесткого фундамента производится в этом случае также с условием сохранения равенства площадей обеих эпюр. Наклон же фундамента получается по наклону прямой, соединяющей расчетные осадки на двух крайних вертикалях.

Зная конечную осадку фундамента, производят ориентировочный расчет изменения осадки во времени для такого слоя глинистого грунта в основании проектируемого сооружения, который имеет наименьшую водопроницаемость и наибольшую мощность.

Таблица 33

Номер вертикали	2	1	3
Осадка, см . . .	20,5	28,1	20,5

36. Учет разбухания грунта

Расчет осадки фундамента, но с учетом разбухания грунтов, залегающих ниже дна котлована, для случая длительного периода открытого котлована и медленной замены веса выемки грунта весом фундамента, производится по тем же вертикалям

(рис. 80). Здесь приходится предварительно рассчитать влияние разгрузки грунта от выемки котлована и принять за начальные напряжения результаты, полученные от учета разгрузки (140), а конечные напряжения (141) в точках на расчетных вертикалях, равные сумме начального напряжения и напряжения от внешней нагрузки. Расчет приведен в табл. 34 и 35. В них приведены три значения нормальных вертикальных составляющих напряжений для трех напряженных состояний грунта основания (до его разгрузки, после его разгрузки и после постройки всего сооружения), а также соответствующие три коэффициента пористости грунта. Изменение коэффициента пористости грунта при разгрузке рассчитывается по кривым разгрузки, полученным при компрессионных испытаниях, расчетные значения которых приведены в табл. 28 и 29. Относительная осадка для каждого расчетного слоя грунта определяется по формуле (76), в знаменателе которой приводится коэффициент пористости грунта для его начальных условий, бывших до его разгрузки и соответствующих начальной высоте слоя грунта, приведенной во второй графе табл. 34, замеренной при этой пористости грунта.

Расчет осадки для центральной вертикали дается в табл. 34. В ней приняты следующие обозначения для внешних нагрузок: p_1 — напряжения от собственного веса грунта до устройства котлована для фундамента; p_2 — напряжения от собственного веса грунта с учетом разгрузки; p_3 — суммарные напряжения от собственного веса грунта с учетом разгрузки массива грунта и напряжений от фундамента (рис. 83).

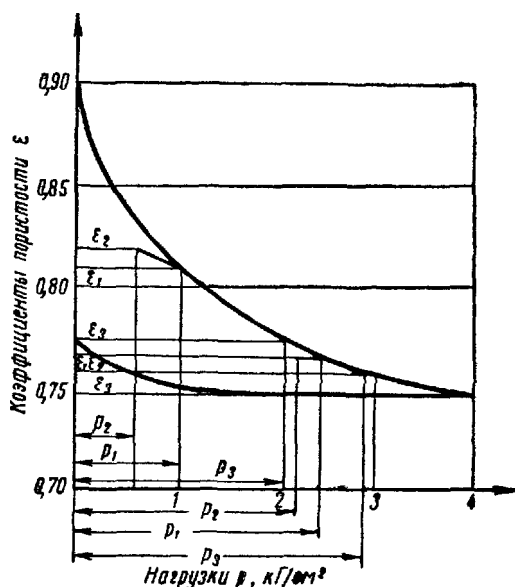


Рис. 83. Расчетная схема для определения осадки с учетом разбухания грунта

Таблица 34

Вертикаль 1 (центральная)

№ слоя	h	$\rho=1,0,$ Z_1	$\rho=3,0,$ Z	$\rho=-0,95,$ Z_p	$\rho_1,$ $\gamma^2 z + \gamma t$	ρ_2	ρ_3	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_3	$\frac{\epsilon_2 - \epsilon_3}{1 - \epsilon_1}$	s_n
1	2,5	0,99	2,97	-0,94	1,06	0,12	3,09	0,811	0,829	0,757	0,039	9,7
2	2,5	0,88	2,64	-0,84	1,29	0,45	3,09	0,802	0,810	0,757	0,029	7,2
3	4,0	0,66	1,98	-0,63	1,58	0,95	2,93	0,790	0,794	0,759	0,020	8,0
4	5,0	0,41	1,23	-0,39	1,98	1,59	2,82	0,778	0,780	0,761	0,011	5,5
5	5,0	0,26	0,78	-0,25	2,43	2,18	2,96	0,768	0,769	0,758	0,006	3,0
6	2,0	—	—	—	2,74	—	—	—	—	—	—	—
7	10,0	0,12	0,36	-0,11	3,34	3,23	3,39	0,656	0,656	0,656	0,000	0,0
8	10,0	0,07	0,21	-0,07	4,34	4,27	4,49	0,654	0,654	0,654	0,000	0,0

Суммарная осадка всех слоев 33,4 см

Вертикаль 2 (краевая)

№ слоя	h	$\rho=1,0, \frac{\rho}{Z_1}$	$\rho=3,0, \frac{\rho}{Z}$	$\rho=-0,95, \frac{\rho}{Z_p}$	$\frac{\rho_1}{\gamma t - \gamma^2 z}$	ρ_2	ρ_3	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_3	$\frac{\epsilon_2 - \epsilon_3}{1 + \epsilon_1}$	s_n
1	2,5	0,50	1,50	-0,47	1,06	0,59	2,09	0,811	0,816	0,775	0,023	5,8
2	2,5	0,48	1,44	-0,46	1,29	0,83	2,27	0,802	0,810	0,771	0,021	5,3
3	4,0	0,42	1,26	-0,40	1,58	1,18	2,44	0,790	0,793	0,767	0,014	5,6
4	5,0	0,31	0,93	-0,29	1,98	1,69	2,62	0,778	0,779	0,764	0,008	4,0
5	5,0	0,22	0,66	-0,21	2,43	2,22	2,88	0,768	0,768	0,760	0,005	2,5
6	2,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	10,0	0,11	0,33	-0,10	3,34	3,24	3,57	0,656	0,656	0,656	0,000	0,0
8	10,0	0,06	0,18	-0,06	4,34	4,28	4,46	0,655	0,655	0,655	0,000	0,0

Суммарная осадка всех слоев 23,2 см

В таблице p_1 и p_2 равны соответственно $(\gamma t + \gamma^* z - Z_p)$ и $(\gamma t + \gamma^* z - Z_p + Z)$.

Расчет осадки на вертикали, проходящей через середину большей стороны фундамента, приводится в табл. 35.

Из табл. 34 и 35 видно, что давление p_2 от собственного веса грунта с учетом его разгрузки в точках на краевой вертикали больше, чем в точках на центральной вертикали. Интервалы нагрузок на расчетной компрессионной кривой для расчетов коэффициентов пористости грунта показаны на рис. 83. Из последнего видно, что в случае отсутствия разбухания грунта при его разгрузке, когда кривая разгрузки горизонтальна, $e_2 - e_1 = 0$, и расчет осадки сводится к расчету по табл. 31 и 32, как при быстрой замене веса грунта весом фундамента. Следует отметить, что p_2 и e_2 в табл. 31 и 32 равны соответственно p_3 и e_3 , приведенными в табл. 34 и 35.

Ординаты эпюры осадки фундамента с учетом разбухания грунта приведены в табл. 36.

Для приведения полученной эпюры осадки к условиям жесткости фундамента определяют высоту равновеликой эпюры прямоугольного очертания:

$$s_h = \frac{23,2 + 34,4}{2} = 28,3 \text{ см.}$$

Таким образом, расчетная осадка жесткого фундамента с учетом разбухания грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, составляет 28,3 см, что несколько больше, чем при расчете осадки

Таблица 36

Номера вертикали	1	2	3
Суммарная осадка, см	23,2	33,4	23,2

без учета разбухания грунта, при быстрой замене веса грунта весом фундамента. Такие результаты были получены, несмотря на то, что начальный коэффициент пористости e_1 в обоих расчетных случаях был одним и тем же. Увеличение осадки произошло вследствие увеличения ко-

эффициента пористости e_2 для собственного веса грунта с учетом его разгрузки перед приложением нагрузки от фундамента.

Из приведенных расчетов осадки видны вредные последствия продолжительного периода открытого котлована и необходимость ускорения производства работ в открытом котловане, для уменьшения ожидаемой осадки.

Если исходными характеристиками сжатия грунта служит компрессионная кривая в виде зависимости относительного сжатия от нагрузки, то последовательность расчета и форма расчетных таблиц остаются те же, что и в случае, когда необходимая характеристика сжимаемости грунта дана в виде зависимости коэффициента пористости от нагрузки.

Упражнение № 15. Трехразмерная задача. Рассчитать среднюю конечную осадку следующих фундаментов:

а) размер плиты 2×4 м. Интенсивность нагрузки 2 кг/см^2 . Заглубление — 3 м. Основание сложено однородным пластичным суглинком с объемным весом $1,9 \text{ т/м}^3$ и коэффициентом бокового расширения равным 0,40. Расчет произвести методом эквивалентного слоя. Нормативная компрессионная кривая дана в табл. 28;

б) размер плиты 3×6 м. Интенсивность нагрузки 3 кг/см^2 . Заглубление — 3 м. Основание сложено слоем суглинка мощностью 2 м и слоем глины мощностью 2 м, разделенных слоем песка тоже мощностью 2 м. Под слоем глины залегают пески, мощность которых велика и не была вскрыта разведкой. Кровля суглинков совпадает с подошвой плиты. Уровень грунтовых вод залегает на глубине 3 м от поверхности земли. Напряжения, включая начальные, берутся из упражнения 12 а) для условий быстрой замены веса грунта весом фундамента с нагрузкой. Нормативные компрессионные кривые даны в табл. 28 и 29. Сжатием песка пренебрегают. Расположение разреза на плане плиты принять согласно рис. 41, через точки $O-1$ и $O-2$, а за расчетные слои — два слоя глинистого грунта, указанные в упражнении. Расчет произвести по двум вертикалям, обозначенным на рис. 41 точками $O-1$ и $O-2$ в левой части плиты, и другим двум, расположенным симметрично в правой части плиты.

Раздел III

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ

37. Деформация сдвига

Деформации сдвига массива грунта, служащего основанием сооружения, возникают под действием касательной составляющей напряжения. Они возникают от собственного веса грунта и от внешних нагрузок.

В природе обе деформации, сжатие под действием нормальной составляющей напряжения и сдвиг под действием касательной составляющей напряжения, происходят одновременно. Они появляются от приложения к поверхности массива грунта нагрузки в виде веса сооружения или в виде разгрузки от выемки грунта. Для расчетных целей удобно обе деформации рассматривать отдельно. При этом сжатие грунта рассматривают как объемную деформацию, происходящую за счет уменьшения объема пор в грунте, но без сдвига, а деформацию сдвига — как деформацию сдвига, но без изменения объема пор грунта.

Касательная составляющая напряжения представляет проекцию полного напряжения, действующего в точке O_1 в данной площадке $a-a$ (рис. 84), на ее направление.

При наклоне площадки к горизонту под углом α , касательная составляющая полного напряжения σ обозначается через τ_α , а нормальная составляющая — через σ_α .

В частных случаях, когда площадка в точке O_2 направлена гори-

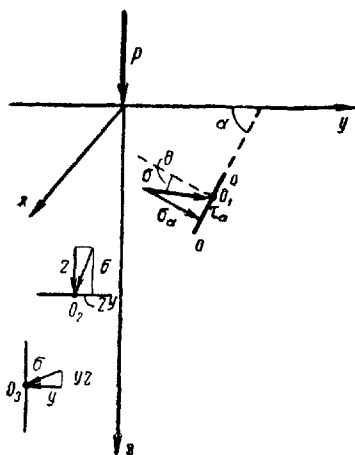


Рис. 84. Разложение полного напряжения на касательную и нормальную составляющие

горизонтально, а площадка в точке O_3 направлена вертикально (рис. 84), то касательные составляющие в плоской задаче имеют условные обозначения ZY и YZ , и обе нормальные составляющие — Z и Y .

Величина касательной составляющей напряжения зависит от расположения точки O в массиве грунта, внешней нагрузки на него и направления площадки.

При возникновении касательного напряжения в грунте появляется сопротивление сдвигу, которое возрастает с увеличением касательного напряжения, до предельного (максимального) сопротивления сдвигу. Сопротивление сдвигу в грунте растет с увеличением также нормального напряжения и имеет разное значение для различных грунтовых разностей.

Деформация сдвига имеет несколько видов. Она может представлять перекашивание массива грунта, как упругое, так и остаточное, без образования поверхностей скольжения.

Она может представлять медленное течение, или ползучую деформацию, в грунте, тогда его смещение при неизменной нагрузке не затухает. При этом поверхность скольжения четко не выражена. Наконец, она представляет сравнительно быстрое смещение одной части грунта по другой, с образованием определенной поверхности скольжения.

Последний вид сдвиговой деформации наступает тогда, когда сумма всех касательных напряжений для всех площадок, расположенных по поверхности скольжения, как показано на рис. 85, стала больше предельного (максимального) сопротивления сдвигу в грунте по той же поверхности скольжения.

Если осадка представляет явление, к которому сооружение может быть приспособлено, то деформации сдвига с образованием поверхности скольжения в основании сооружения не допустимы. Основание сооружения должно быть так рассчитано, чтобы эта деформация отсутствовала и была бы обеспечена устойчивость основания и безаварийная работа построенного сооружения. Первый же и второй виды деформаций сдвига допустимы, если конструкция сооружения к ним приспособлена.

Из рис. 85 видно, что кривая скольжения представляет цепочку площадок скольжения. Последние расположены под различными углами к горизонту. В них будут действовать различные нормальные и касательные напряжения. Напряжения в площадках, проведенных через точку под любым углом к горизонту, можно полу-



Рис. 85. Смещение части основания по поверхности скольжения

чить, если известны напряжения, действующие в горизонтальной и вертикальных площадках в той же точке в массиве грунта.

Исследования изменения нормальной и касательной составляющих напряжений в соответствии с изменением направления площадки в данной точке производятся исходя из общего положения о равновесии сил, действующих на точку без ограничений относительно свойств материала. Они производятся на основе геометрических зависимостей строительной механики, которые являются справедливыми как для любых материалов, так и для грунтов в любом их состоянии.

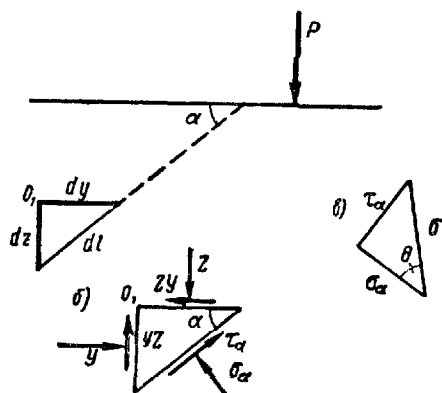


Рис. 86. Элементарная призма грунта у площадки, проходящей через точку O_1 , с вертикальной и горизонтальной гранями; а) длины граней, б) напряжения, действующие по граням, в) угол отклонения θ полного напряжения в площадке

Выделим в грунте для плоской задачи бесконечно малый объем в виде прямоугольной призмы у точки O_1 длиной, равной единице, с бесконечно малыми гранями dy , dz , и dl (рис. 86). Одна грань наклонена к горизонту под углом α , а по двум другим, горизонтальной и вертикальной, действуют заданные напряжения Z , Y , и ZY . Последние были получены при решении задачи о распределении напряжений в массиве грунта для заданной внешней нагрузки, по теории упругости. Если выделенная призма находится в равновесии под действием

всех приложенных сил $dy \cdot 1 \cdot Z$; $dy \cdot 1 \cdot ZY$; $dz \cdot 1 \cdot Y$ и т. д., то проекции этих сил на любое направление должны быть равны нулю.

Определим из условий равновесия призмы составляющие напряжения, действующего в площадке, наклоненной к горизонту под углом α . Для этого спроектируем все действующие силы на направлении искомых составляющих напряжения, нормальную σ_α и касательную τ_α . После простых преобразований получим:

$$\sigma_\alpha = Z \cos^2 \alpha + Y \sin^2 \alpha + ZY \sin 2\alpha, \quad (142)$$

$$\tau_\alpha = \frac{Z-Y}{2} \sin 2\alpha - ZY \cos 2\alpha. \quad (143)$$

Полное напряжение на наклонной грани призмы будет равно геометрической сумме напряжений:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_\alpha^2 + \tau_\alpha^2}. \quad (144)$$

Угол между направлением полного напряжения и вертикалью к площадке называется углом отклонения и обозначается через θ (рис. 86, в).

Из полученных зависимостей видно, как с изменением угла наклона α , для площадки длиной dl , изменяются величины нормальной и касательной составляющих напряжений в данной точке.

Определим углы наклона площадок, в которых действуют наибольшее и наименьшее нормальное напряжение. Берем первую производную от выражения (142) по α и приравниваем ее нулю. Откуда получим:

$$\operatorname{tg} 2\alpha_n = \frac{2ZY}{Z-Y}, \quad (145)$$

где α_n — угол наклона площадки с наибольшим нормальным напряжением к горизонту.

Полученной величине тангенса искомого угла наклона (145) будут отвечать два угла, отличающиеся на 180° один от другого. При одном значении угла нормальное напряжение будет максимальным, при другом — минимальным, что определяется знаком u второй производной выражения (142).

Следовательно, в каждой точке массива грунта можно найти две взаимно перпендикулярные площадки, в которых действуют максимальное и минимальное нормальные напряжения.

Для выяснения значения касательного напряжения в этих площадках преобразуем выражение (145) в следующий вид:

$$\frac{Z-Y}{2} = \frac{ZY \cdot \cos 2\alpha_n}{\sin 2\alpha_n}.$$

Если эту зависимость ввести в (143), то получим:

$$\tau_\alpha = ZY \frac{\cos 2\alpha_n}{\sin 2\alpha_n} \cdot \sin 2\alpha_n - ZY \cos 2\alpha_n = 0,$$

откуда видно, что эти площадки не имеют касательных напряжений. Следовательно, направление полного напряжения совпадает с нормалью к такой площадке.

Полученные направления площадок называют главными, а действующие в них полные напряжения — главными напряжениями в данной точке. Они обозначаются через σ_1 и σ_2 .

Для всех других направлений площадок в данной точке направление полного напряжения отклоняется от нормали к площадке и появляются касательные составляющие напряжения. Чем больше касательное напряжение, тем больше вероятность появления сдвига и разрушения грунта в данной точке.

Определим направление площадки, для которого касательное напряжение будет наибольшим. Для этого берем первую производную по углу α от выражения (143) и приравниваем ее нулю. Тогда получим:

$$\operatorname{tg} 2\alpha_l = -\frac{Z-Y}{2ZY}, \quad (146)$$

где α_i — угол наклона площадки для наибольшего касательного напряжения.

Сравнивая выражение (146) с выражением (145), видим, что углы $2\alpha_n$ и $2\alpha_i$ отличаются один от другого на 90° , а следовательно, углы α_n и α_i отличаются один от другого на 45° .

Таким образом, наибольшая и наименьшая касательные составляющие напряжения действуют по площадкам, направления которых составляют угол равный 45° к направлению главной площадки.

Величины главных напряжений, а также наибольшей и наименьшей касательных составляющих напряжения, могут быть определены для заданной внешней нагрузки и координат точки в массиве грунта по составляющим полных напряжений, действующим в горизонтальной и вертикальной площадках в этой точке: Z , Y , и ZY . Для этого необходимо исключить из выражений (142) и (143) с помощью уравнений (145) и (146) угол наклона площадки к горизонту α . Искомые зависимости будут следующие:

$$\sigma_{1,2} = \frac{Z+Y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(Z-Y)^2 + 4ZY^2} \quad (147)$$

$$\tau_{\max/\min} = \pm \frac{1}{2} \sqrt{(Z-Y)^2 + 4ZY^2}. \quad (148)$$

Важным выводом из формулы (147) является следующий:

$$\sigma_1 + \sigma_2 = Z + Y,$$

указывающий на то, что сумма главных напряжений равна сумме нормальных составляющих напряжений для горизонтальной и вертикальной площадок.

Полученные зависимости позволяют установить критерий применимости теории упругости к расчету естественного основания сооружения, по углу отклонения полного напряжения.

Упражнение № 16. Вычислить величины полных напряжений для условий упражнения № 6, для точек, расположенных на краевой и центральной вертикалях, и углы наклона этих напряжений к горизонту. Нанести векторы напряжений на чертеже с изобарами из упражнения № 6.

38. Угол отклонения

Если направление полного напряжения в данной площадке $a-a$ (рис. 84), проведенной через точку O_1 , не совпадает с нормалью к ней, а отклоняется от нормали на угол θ , то этот угол называется **углом отклонения**. Он зависит, как показано на рис. 84, от величины касательной и нормальной составляющих напряжения в точке массива грунта:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\tau_\alpha}{\sigma_\alpha}, \quad (149)$$

т. е. от величины и характера внешней нагрузки и координат точки O и изменяется с изменением угла наклона α площадки к горизонту. Касательная составляющая в площадке, для которой полное напряжение отклоняется на угол θ от нормали к ней, равно:

$$\tau_{\alpha} = \sigma_{\alpha} \operatorname{tg} \theta. \quad (150)$$

Если напряжение является главным, то угол отклонения θ равен нулю. С увеличением угла отклонения растет касательное напряжение τ_{α} в данной точке. В каждой точке в массиве грунта может быть найдено такое положение площадки, для которой угол отклонения будет наибольшим для данной внешней нагрузки.

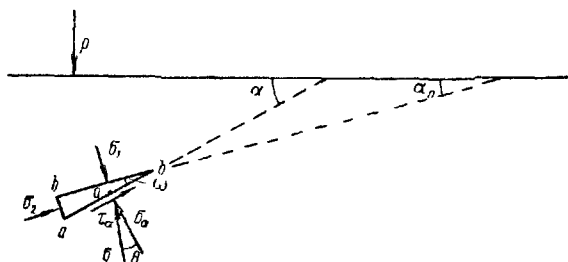


Рис. 87. Элементарная призма грунта с гранями, совпадающими с главными площадками $b-b$ и $b-a$. α — угол наклона заданной площадки к горизонту, α_n — угол наклона главной площадки к горизонту, ω — угол между направлениями заданной и главной площадок, θ — угол отклонения

Величина наибольшего угла отклонения θ_{\max} определяется расчетом в зависимости от внешней нагрузки на массив грунта и местоположения точки в этом массиве. Если сопоставить величину касательной составляющей, соответствующей θ_{\max} , и сопротивление грунта сдвигу, экспериментально установленного в лаборатории или в полевых условиях для данной нагрузки на грунт, то можно выделить зоны в основании сооружения, где касательная составляющая (150) для θ_{\max} будет меньше, равна или больше максимального сопротивления грунта сдвигу. В последней зоне равновесие в грунте будет нарушено.

Формулы (142) и (143), которыми пользуются для расчета наибольшего угла отклонения, могут быть значительно упрощены. Для этого угол α необходимо отсчитывать не от горизонта, а от направления главной площадки $b-b$, т. е. элементарная призма, показанная на рис. 87, должна быть расположена так, чтобы две ее грани совпали с главными направлениями и на эти грани действовали бы главные напряжения σ_1 и σ_2 . В этом случае следует положить в формулах (142) и (143) касательные напряжения равными

нулю. Тогда получим следующие выражения:

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_1 \cos^2 \omega + \sigma_2 \sin^2 \omega \quad (151)$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\omega, \quad (152)$$

где ω — угол между заданным направлением площадки и главным направлением.

Учитывая, что наибольшее касательное напряжение действует в площадке, направленной под углом 45° к главному направлению, формула (152) для этого случая примет следующий вид:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}, \quad (153)$$

т. е. максимальное касательное напряжение равно полуразности главных напряжений.

Если использовать зависимости (151) и (152) для определения угла отклонения, то получим следующее выражение:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\omega}{2\sigma_1 \cos^2 \omega + 2\sigma_2 \sin^2 \omega} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \operatorname{tg} \omega}{\sigma_1 + \sigma_2 \operatorname{tg}^2 \omega}. \quad (154)$$

Теперь можно будет найти направления площадок с наибольшими значениями угла отклонения. Взяв первую производную от правой части выражения (154) по ω и приравняв ее нулю, получим значение $\operatorname{tg} \omega$, соответствующее наибольшему углу отклонения:

$$\operatorname{tg} \omega = \pm \sqrt{\frac{\sigma_1}{\sigma_2}}. \quad (155)$$

Далее можно формулу (154) представить в следующем виде:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\left(1 - \frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right) \operatorname{tg} \omega}{1 + \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \operatorname{tg}^2 \omega}.$$

Заменив в ней $\operatorname{tg} \omega$ по выражению (155), после преобразований, получим следующую зависимость, содержащую наибольший угол отклонения:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{(1 \pm \sin \theta_{\max})^2}{\cos^2 \theta_{\max}}. \quad (156)$$

Если σ_1 и σ_2 представляют главные напряжения в точке массива грунта от его собственного веса, при горизонтальной поверхности земли, и одна главная площадка с напряжением σ_1 направлена горизонтально, а другая с напряжением σ_2 — вертикально, то отношение $\frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ представляет коэффициент бокового давления грунта ξ .

Отношение главных напряжений можно представить также в следующем виде:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ \mp \frac{\theta_{\max}}{2} \right). \quad (157)$$

Из этой зависимости видно, что наибольшее значение угла отклонения в точках массива грунта получается для двух направлений площадок в этих точках. Если взять знак минус, то отношение главных напряжений можно представить в следующем виде:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{(1 - \sin \theta_{\max})^2}{(1 + \sin \theta_{\max})(1 - \sin \theta_{\max})} = \frac{1 - \sin \theta_{\max}}{1 + \sin \theta_{\max}},$$

откуда величина наибольшего угла отклонения будет равна:

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}. \quad (158)$$

Если же заменить главные напряжения через составляющие напряжения Z , Y и ZY по формуле (147), то получим:

$$\sin^2 \theta_{\max} = \frac{(Z - Y)^2 + 4ZY^2}{(Z + Y)^2}. \quad (159)$$

Наибольший угол отклонения для разных точек в массиве грунта зависит от напряженного состояния, характеризуемого главными напряжениями или составляющими напряжения в этих точках.

39. Круг напряжений Мора

Определение наибольшего угла отклонения для данной точки в массиве грунта и данной нагрузки на него, а также исследование зависимости угла отклонения от угла наклона площадки, может быть выполнено геометрическим построением.

Если направление горизонтальной оси в прямоугольной системе координат совместить с главным направлением для плоской задачи, как показано на рис. 88, и на этой оси отложить заданные нормальные составляющие напряжения Z и Y в горизонтальной и вертикальной площадках в виде отрезков $O'D$ и $O'C$, а касательные составляющие ZY отложить параллельно вертикальной оси кверху от точки C и книзу от точки D в виде отрезков AC и BD и соединить точки A и B , то в месте пересечения этой прямой с горизонтальной осью получим точку O , которая является центром круга напряжений Мора. Радиус круга равен OA или OB .

Если провести прямую AE , то угол, образованный ею с горизонтальной осью, обозначенный на рис. 88 через ω , будет углом наклона вертикальной площадки с нормальным напряжением Y к главному направлению. Изменяя направление площадки, можно уменьшить касательную составляющую ZY до нуля и тогда отре-

зоток $O'F$ станет максимальным главным напряжением σ_1 , а отрезок $O'E$ минимальным главным напряжением σ_2 .

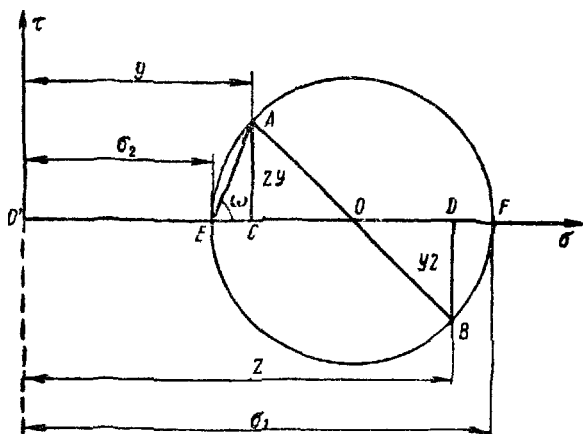


Рис. 88. Круг напряжений Мора

Докажем, что для площадки, наклоненной к главному направлению под углом ω , координаты точки M , полученной пересечением направления площадки и круга напряжений, представляют нормаль-

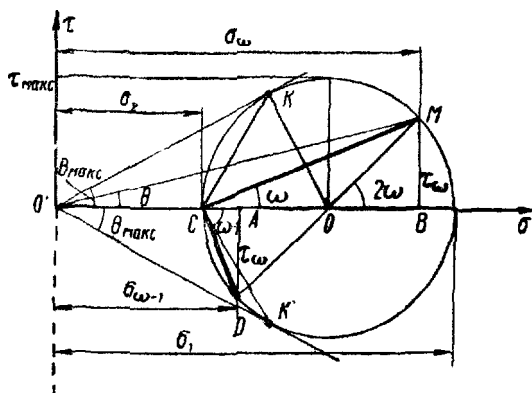


Рис. 89. Основные взаимосвязности на круге Мора между напряжениями в точке массива грунта

ную и касательную составляющие в этой площадке. Нанесем направление площадки MC , составляющей с главным направлением угол ω , на рис. 89, и соединим точку M с центром круга напряжений O . Тогда угол MOB будет равен 2ω , как внешний угол. Ордината точки

M , равная MB , может быть выражена через радиус круга, равный

$$r = OM = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

и $\sin \angle MOB = \sin 2\omega$,

откуда величина отрезка MB будет равна:

$$MB = OM \sin 2\omega = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\omega,$$

что совпадает с выражением (152) для касательного напряжения τ_α , полученного ранее аналитическим путем.

Абсцисса точки M , равная отрезку $O'B$, может быть получена из следующего выражения:

$$O'B = O'O + \frac{MB}{\operatorname{tg} 2\omega} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\omega \frac{\cos 2\omega}{\sin 2\omega},$$

откуда

$$O'B = \sigma_1 \cos^2 \omega + \sigma_2 \sin^2 \omega,$$

что совпадает с выражением (151) для нормальной составляющей напряжения σ_α , полученного ранее аналитическим путем.

Далее, если угол MCD (рис. 89) равен 90° , как угол, вершина которого лежит на окружности, а стороны которого опираются на диаметр круга, то площадки MC и CD расположены под прямым углом одна к другой, а следовательно, для $\sigma_{\omega-1}$ и σ_ω — нормальных составляющих напряжений в любых взаимно перпендикулярных площадках, проведенных через заданную точку в массиве грунта, будет справедливым следующее равенство:

$$\frac{\sigma_{\omega-1} + \sigma_\omega}{2} = \frac{O'A + O'B}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}. \quad (160)$$

Полученное же ранее равенство $Z + Y = \sigma_1 + \sigma_2$ представляет частный случай от (160).

Таким образом, сумма нормальных напряжений, действующих в двух взаимно перпендикулярных площадках в данной точке, для данной внешней нагрузки является величиной постоянной.

Далее, если точка M будет скользить по окружности круга напряжений к точке K , то угол наклона площадки ω будет вначале возрастать от нуля до 45° и далее до 90° . При этом касательная составляющая в этой площадке будет вначале возрастать от нуля до ее максимального значения, а затем уменьшаться до нуля. Максимальное значение касательной составляющей, как это видно из рис. 89, равно (153):

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}.$$

Полное напряжение σ равно отрезку $O'M$ и угол отклонения полного напряжения от нормали к площадке равен:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\tau_\omega}{\sigma_\omega}. \quad (161)$$

Наибольший угол отклонения θ_{\max} получится для площадки, проходящей через точку K , представляющей точку касания для касательной к кругу напряжений, проведенной через начало координат O' , как показано на рис. 89.

Площадки $СК$ и $СК'$ являются площадками с наибольшим углом отклонения. Для всех других площадок, не проходящих через точки K и K' , углы отклонения будут меньше θ_{\max} .

Важно отметить, что касательное напряжение для площадки с наибольшим углом отклонения меньше максимального, а угол отклонения для площадки с максимальным касательным напряжением меньше θ_{\max} .

Из прямоугольного треугольника $ОКО'$ видно, что

$$OK = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad \text{и} \quad O'O = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2},$$

а следовательно,

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}. \quad (162)$$

Для площадки с наибольшим углом отклонения, как это видно из рис. 89, в треугольнике $ОКО'$, угол наклона ω связан следующей зависимостью с углом θ_{\max} :

$$\theta_{\max} + (180^\circ - 2\omega) = 90^\circ,$$

откуда

$$\omega = 45^\circ + \frac{\theta_{\max}}{2}. \quad (163)$$

Для решения вопросов устойчивости массива грунта под заданной нагрузкой необходимо сравнить касательные напряжения в отдельных точках для площадок с наибольшим углом отклонения с сопротивлением сдвигу для нормальной составляющей напряжения в той же площадке.

40. Экспериментальное определение сопротивления грунта сдвигу

Экспериментальное определение сопротивления грунта сдвигу производят в полевых и лабораторных условиях. Сопротивление сдвигу в лабораторных условиях определяют при срезе образца грунта в односрезном приборе, в результате непосредственного приложения к грунту сдвигающего усилия, или при его разрушении приложением главных напряжений в приборе для трехосного сжатия образца грунта.

В большинстве производственных лабораторий сопротивление грунта сдвигу определяют на односрезных приборах с двумя рамками, из которых верхняя является подвижной, а другая — неподвижной или верхняя — неподвижная, а нижняя — подвижная. Предпочтительным является прибор с нижней подвижной рамкой,

у которого вертикальная нагрузка не участвует в смещении грунта при его сдвиге. Смещение происходит в горизонтальном направлении.

Сопротивление грунта сдвигу определяют по величине наибольшего сдвигающего усилия, при котором образец еще не срезается или скорость смещения подвижной рамки с частью образца еще затухает, т. е. не стала равномерной.

Результаты определения максимального сопротивления грунта сдвигу под нагрузкой $p=1,0 \text{ кг/см}^2$ показаны на рис. 90. Здесь на горизонтальной оси отложены замеренные смещения s мм и на вертикальной оси — сдвигающие усилия. Через τ_p обозначено разрушающее усилие и через $\tau_{\text{макс}}$ — максимальное сопротивление сдвигу. Последнее настолько мало отличается от разрушающего усилия, что практически его принимают за максимальное сопротивление грунта сдвигу.

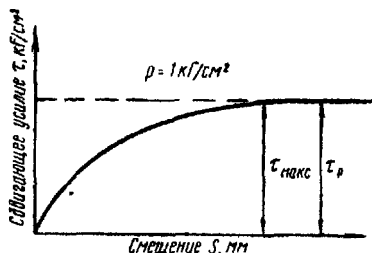


Рис. 90. Экспериментальная зависимость смещения грунта от величины сдвигающей силы

Наблюдениями было установлено, что максимальное сопротивление сдвигу у грунтов зависит от признаков условного затухания смещения образца. Максимальное сопротивление грунта сдвигу тем меньше, чем меньше скорость смещения, принятая за признак ее затухания. Смещение можно наблюдать до его полного затухания, пока приложенное к подвижной рамке прибора сдвигающее усилие меньше 50% — 80% от максимального сопротивления грунта сдвигу. Это сопротивление соответствует длительной прочности. При большой продолжительности выдерживания ступени сдвигающего усилия, близкого к максимальному сопротивлению грунта сдвигу, смещение не будет затухать и можно получить разрушение образца при усилении, которое меньше «максимального».

У большинства грунтов с течением времени происходит их упрочнение и очень медленное смещение грунта в основании сооружения не вызывает их аварии. Сооружения существуют благополучно, хотя принятое при расчете их устойчивости сопротивление сдвигу больше, чем длительная прочность грунта, определенная в лаборатории. Только в редких случаях приходится считаться с явлением незатухающего смещения, или ползучестью грунта, для данного сдвигающего усилия и тогда специально изучают это явление, для его учета при расчете устойчивости основания сооружения.

Величина наибольшего сдвигающего усилия зависит от нагрузки на грунт. Поэтому сопротивление грунта сдвигу определяют для разных нагрузок на него, желательно не менее трех, с интервалами, близкими к интервалам нагрузок в основании сооружения.

Полученная зависимость сопротивления грунта сдвигу от нагрузки на него слабо отклоняется от линейной зависимости и на небольшом интервале нагрузок может быть заменена прямой, как показано на рис. 91. Экстерполяция экспериментально полученной прямой, т. е. ее продолжение до пересечения с вертикальной осью τ показана пунктиром. Это формальное построение дает возможность получить геометрические параметры экспериментальной прямой $a-a$ для данного интервала нагрузки от p_1 до p_3 .

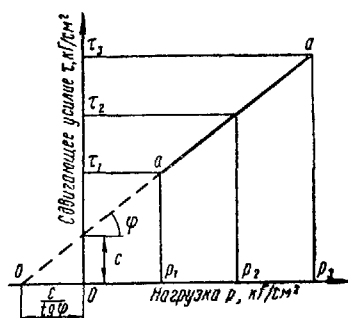


Рис. 91. Экспериментальная зависимость сопротивления грунта сдвигу от нагрузки на него. Продолжение прямой пунктиром отсекает отрезок на оси абсцисс

Параметрами прямой являются: ее угловой коэффициент $\operatorname{tg} \varphi$ и отрезок, отсекаемый на вертикальной или горизонтальной осях (рис. 91), который, как и величины, откладываемые на этих осях, имеет размерность $\text{кг}/\text{см}^2$. Если экспериментально

полученная прямая отсекает отрезок на вертикальной оси, его обозначают через c $\text{кг}/\text{см}^2$ и называют **сцеплением**, представляющим часть сопротивления грунта сдвигу:

$$\tau_{\max} = p \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (164)$$

где τ_{\max} — максимальное сопротивление грунта сдвигу,
 p — вертикальная нагрузка, приложенная к образцу грунта,
 $\operatorname{tg} \varphi$ — угловой коэффициент прямой, называемый коэффициентом трения.

Если отрезок отсекается на горизонтальной оси, он обозначается через $\frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$ и рассматривается как **внутреннее** (молекулярное) давление сжатия в грунте. Его суммируют с напряжением от внешней нагрузки. В последнем случае для удобства переносят начало координат в точку O' и уравнение для определения сопротивления сдвигу принимает следующий вид:

$$\tau_{\max} = \left(p + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \right) \operatorname{tg} \varphi. \quad (165)$$

Угловой коэффициент экспериментальной прямой характеризует интенсивность нарастания сопротивления сдвигу с увеличением нормального давления на грунт. Оба параметра $\operatorname{tg} \varphi$ и c характеризуют общее сопротивление сдвигу. Коэффициент трения не только характеризует трение в грунте, а содержит также сопротивление сцепления, так как последнее растет с увеличением нагрузки

на грунт. Сцепление же, определенное как отрезок на одной из координатных осей, содержит также сопротивление трению. Максимальное сопротивление сдвигу определяется по началу непрерывного смещения образца грунта по поверхности сдвига, когда сцепление по площадке сдвига значительно разрушено. Поэтому полученный на координатной оси отрезок физического смысла не имеет.

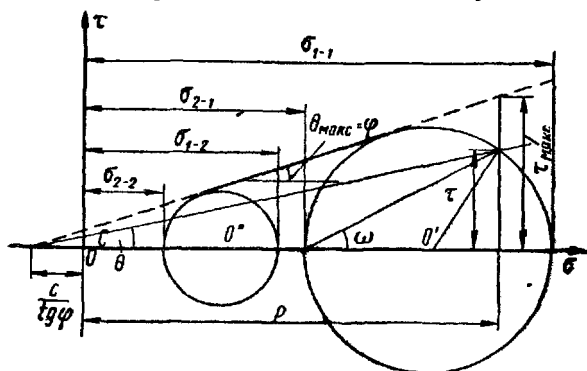


Рис. 92. Положение касательной к двум кругам напряжений σ_{1-1} и σ_{2-1} — главные напряжения на момент разрушения первого образца грунта, σ_{1-2} и σ_{2-2} — главные напряжения на момент разрушения второго образца грунта

Величины обоих параметров линейной зависимости сопротивления грунта сдвигу от нормального напряжения одинаково достоверны и нельзя отбрасывать одно из слагаемых уравнения (164), рассматривая другое как более достоверное. В расчетах следует пользоваться полным сопротивлением сдвигу грунта.

В большинстве научно-исследовательских лабораторий сопротивление сдвигу изучают на приборах с трехосным сжатием. К цилиндрическому образцу грунта, заключенному в резиновую оболочку, прикладывают гидростатическое всестороннее давление, а разрушение производят увеличением вертикальной нагрузки при постоянном горизонтальном давлении на образец или уменьшением горизонтального давления при постоянной вертикальной нагрузке. В обоих случаях образец глинистого или песчаного грунта имеет возможность бокового расширения.

Параметры сопротивления сдвигу определяют для состояния предельного равновесия по положению касательных (предельных) прямых к кругам напряжений Мора, построенных для двух или трех давлений на скелет глинистого грунта и для одного давления на песчаный грунт (рис. 89), при которых образец разрушился. Получив из опыта наибольшее вертикальное главное напряжение при заданном горизонтальном или искомое горизонтальное главное напряжение при заданном вертикальном, с учетом давления воды в порах грунта (рис. 92), строят круги напряжений и определяют τ_{gf} и c , поэтому нагрузке p соответствует сопротивление грунта сдвигу τ_{\max} . Для определения искомых параметров можно пользоваться также аналитическими зависимостями между максимальным углом отклонения и главными напряжениями (158).

Параметры экспериментальной зависимости сопротивления грунта сдвигу от нагрузки на него зависят не только от вида грунта, но и метода определения сопротивления сдвигу. При нагрузке на образец водонасыщенной глины в ее порах возникает избыточный напор воды. В этом случае нагрузка не передается полностью на скелет грунта. Давление на скелет грунта может быть определено по разности между нагрузкой на грунт в приборе и величиной измеренного порового давления. Чем больше это давление, тем меньшая доля нагрузки на образец грунта передается на его скелет, тем меньше сопротивление грунта сдвигу.

При выборе метода испытаний образцов грунтов необходимо руководствоваться условиями, в которых при лабораторных исследованиях грунт будет работать так же, как и в основании сооружения, и которые будут соответствовать принятой при определении его устойчивости расчетной схеме.

Различают следующие методы испытаний: 1) мгновенный сдвиг, когда нагрузку и сдвигающее усилие прикладывают к грунту одновременно, скорость нарастания сдвигающего усилия большая и сдвиг происходит быстро, в течение 2—3 мин; 2) сдвигающее усилие прикладывают без предварительного обжатия грунта под той же нагрузкой, при которой он испытывается, но медленно, продолжительность сдвига составляет около 20 мин; 3) сдвигающее усилие прикладывают медленно, после предварительного обжатия грунта той же нагрузкой, при которой производят испытания. В двух первых методах испытания сопровождают измерением давления в воде, заполняющей поры грунта.

Результаты применения различных методов определения сопротивления сдвигу получаются различными, кроме результатов для плотных глинистых грунтов, у которых поровое давление практически отсутствует и различия малы. При работе с приборами, у которых сдвигающее усилие прикладывается к грунту непосредственно, распространен третий метод, когда продолжительность предварительного обжатия образца определяется уменьшением порового давления до 5% от обжимающей нагрузки, для условий, когда сооружение воспринимает сдвигающее усилие после того как оно построено и его осадка стабилизировалась.

Далее, если необходимо получить параметры сопротивления грунта сдвигу при постоянной плотности образца, например, для расчета устойчивости откоса, то образец глинистого грунта предварительно уплотняют нагрузкой, которая больше нагрузок, при которых образец сдвигают.

Различают сопротивление сдвигу по заранее заданной и без заданной поверхности сдвига.

Характер разрушения скелета грунта под действием сдвигающего усилия наиболее наглядно выражен при испытании образца грунта в приборе, в котором сдвигающее усилие приложено

к образцу через динамометр, определяющий величину этого усилия, а перемещение одной из опор динамометра производят с равномерной скоростью и образец принудительно срезается. Зависимость смещения грунта от величины сдвигающего усилия имеет тогда вид, показанный на рис. 93.

Можно выделить два основных типа разрушения грунта: хрупкое и пластичное. Хрупкое разрушение показано на рис. 93, а пластичное — на рис. 90. Хрупкое разрушение характерно для грунтов с кристаллическими связями и жестким скелетом, а пластичное — для грунтов с коллоидными связями и гибким скелетом.

При хрупком разрушении последнее наступает быстро и внезапно при достижении сдвигающим усилием максимального сопротивления грунта сдвигу. Здесь состояние предельного равновесия выражено достаточно четко. Оно наступает, когда при малейшем превышении сдвигающим усилием максимального сопротивления грунта сдвигу грунт разрушается.

При пластичном разрушении под действием приложенного сдвигающего усилия состояние предельного равновесия в грунте носит условный характер, так как разрушение образца может произойти при длительном приложении усилия, которое меньше «максимального сопротивления грунта сдвигу».

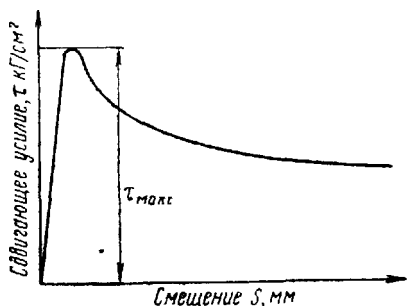


Рис. 93. Хрупкое разрушение грунта

41. Зона предельного равновесия

Зоной предельного равновесия в основании сооружения называют часть массива грунта, ограниченную кривой, в точках которой наибольший угол отклонения θ_{\max} равен углу φ . Такие зоны расположены под краями фундамента и похожи на области, ограниченные изолиниями равных касательных напряжений. По размерам этих зон можно судить об устойчивости грунта в основании и о применимости теории упругости для расчета основания проектируемого сооружения.

Если сравнить величину угла, соответствующего коэффициенту трения грунта на рис. 91, полученному экспериментально, с величиной угла наибольшего отклонения на рис. 92, полученному для напряженного состояния по теории упругости в точке массива грунта, а также выражения (165) и (150), то можно установить, что касательное напряжение τ_a для σ_a , равного $\left(p + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}\right)$, если $\operatorname{tg} \theta_{\max}$ равно $\operatorname{tg} \varphi$, будет равно максимальному сопротивлению грунта сдвигу.

Такое состояние в грунте называют предельным равновесием. Таким образом, признаком предельного равновесия в точке в массиве грунта является наибольший угол отклонения, равный углу, соответствующему коэффициенту трения этого грунта, если всестороннее давление $\frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$ суммировать с нагрузкой на скелет грунта. При $\operatorname{tg} \theta_{\max} > \operatorname{tg} \varphi$ грунт будет смещаться в направлении площадки с наибольшим углом отклонения, а если $\operatorname{tg} \theta_{\max} < \operatorname{tg} \varphi$, то в данной точке не возникнет сдвига.

Если наибольший угол отклонения на рис. 89 равен углу, соответствующему коэффициенту трения грунта, то точки, расположенные на рис. 89 выше прямой $O'K$ или ниже прямой $O'K'$, будут точками, в которых потенциально возможны сдвиги в грунте, а точки, расположенные внутри угла $KO'K'$, будут устойчивыми. Поэтому прямые, наклоненные на круге Мора под углом φ к оси σ , называют предельными прямыми, а уравнение этой прямой называется гипотезой прочности Мора. Абсциссы σ и ординаты τ точек касания этой прямой с кругами напряжений представляют нормальные и касательные составляющие напряжений в площадках с предельным равновесием. При этом рассматривается только переход грунта из условий равновесия (среда теории упругости) в состояние хрупкого или пластичного разрушения. Состояние предельного равновесия в точках с $\theta_{\max} = \varphi$ соответствует хрупкому сдвигу (рис. 93) или пластической деформации в точках с $\theta_{\max} = \varphi$ при пластичном сдвиге (рис. 90). Пластическая деформация может иметь характер пластичного течения грунта, возникающего при сдвигающем усилении, которое несколько меньше максимального сопротивления грунта сдвигу, с меньшей скоростью, чем при максимальном сопротивлении грунта сдвигу. Поэтому условие отсутствия сдвига грунта в точке, у которой $\theta_{\max} < \varphi$, при пластическом характере его разрушения, не имеет строгого смысла и признак отсутствия сдвига грунта является здесь условным, зависящим от того, насколько наибольший угол отклонения θ_{\max} меньше угла φ .

Учитывая отмеченный условный характер отсутствия пластических деформаций у грунтов с пластическим разрушением, в отличие от грунтов с хрупким разрушением, будем в дальнейшем принимать, что условие отсутствия возможности появления сдвига в любом грунте может быть выражено через главные напряжения следующей зависимостью (158):

$$\sin \varphi \geq \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \sin \theta_{\max} \quad (166)$$

Если экспериментальная прямая не проходит через начало координат, то условие отсутствия зон предельного равновесия, выраженное через главные напряжения, будет иметь следующий вид:

$$\sin \varphi \geq \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2 \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}} \quad (167)$$

или

$$\sigma_1 - \sigma_2 \leq 2 \sin \varphi \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \right). \quad (168)$$

Последнее можно представить также в следующем виде, встречающимся в литературе по предельному равновесию:

$$\frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \operatorname{tg} \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \leq c. \quad (169)$$

Если напряжения в грунте изменяются таким образом, что состояние предельного равновесия будет не в одной точке, а распространится на соседние, то образуется область предельного равновесия, характерная тем, что во всех точках этой области касательные напряжения достигают максимального сопротивления сдвигу.

Зоны основания сооружения, в которых грунт находится в состоянии предельного равновесия, рассматриваются, как зоны, в которых при малейшем нарушении равновесия между напряжением и сопротивлением грунта сдвигу следует ожидать сдвиговых деформаций. Эти зоны называются также зонами пластических деформаций.

Напряжения в точках внутри такой зоны, полученные по теории упругости, перераспределяются на соседние точки, в которых θ_{\max}

по расчету меньше угла φ и увеличивают его до значения $\theta_{\max} = \varphi$. Размеры зоны пластических деформаций при этом увеличатся и в действительности будут больше, чем по расчету, как показано пунктиром на рис. 94. Это различие будет тем больше, чем значительнее размеры зоны, в которой напряженное состояние, полученное по теории упругости, характеризуется наибольшим углом отклонения большим углом φ .

Следовательно, определение размеров зон предельного равновесия в основном сооружении, пользуясь распределением напряжений по теории упругости, можно производить только пока эти зоны небольшие и перераспределение напряжений захватило небольшие области вокруг зон, когда можно еще пренебрегать расхождением между распределением напряжений по теории упругости и действительным распределением, обусловленным сопротивлением грунта сдвигу.

При больших размерах зон предельного равновесия в основании сооружения они не могут определять степени его устойчивости, так как получены на основе решений теории упругости, где пластические деформации отсутствуют. При малых размерах зон предель-



Рис. 94. Зоны предельного равновесия в основании сооружения

ного равновесия устойчивость грунта сохраняется и если требования о размере и характере ожидаемой осадки по условиям сжатия грунта будут удовлетворены, то условия нормальной эксплуатации сооружения не будут нарушены.

Если зоны равновесия получаются большими, то необходимо изменить распределение нагрузок в сооружении и уменьшить нагрузку на данный фундамент, изменить размеры или конструкцию фундамента, заглубить фундамент или устроить его на свайном основании, или заменить слабый грунт песком в зонах предельного равновесия. Последнее решение применяют часто, если приходится строить здания на слабых грунтах. Такая замена слабого грунта в основании называется устройством подушки из песка под фундаментом. Размеры подушки устраивают всегда несколько больше, чем полученные по расчету размеры зон предельного равновесия.

В случае же слабо сжимаемых грунтов и малой ожидаемой осадки сооружения, пластические деформации в зонах предельного равновесия не могут проявиться, из-за невозможности выпора грунта у краев фундамента, вследствие небольшой сжимаемости грунта под средней частью подошвы фундамента. При этом происходит перераспределение напряжений на подошве фундамента. Края жесткого фундамента разгружаются за счет увеличения напряжений в средней части подошвы. Чем больше ширина подошвы фундамента, тем менее опасны зоны предельного равновесия, так как размеры этих зон по отношению к размерам всей верхней части основания в этом случае невелики.

По нормам проектирования ННТУ 127—55 для естественных оснований сооружений допустимые размеры зон предельного равновесия зависят от ширины фундамента. Их глубина распространения под фундаментом не должна превышать четверти ширины фундамента. В этом случае для расчета основания можно пользоваться теорией упругости. Фундамент следует также перепроектировать, если зона предельного равновесия отсутствует и не использована несущая способность грунта в основании сооружения.

Определение глубины распространения зоны предельного равновесия в плоской задаче согласно норм проектирования естественных оснований ННТУ 127—55 производят по уравнению (полученному по упрощенной расчетной схеме) граничной кривой, которая огибает зону предельного равновесия.

Для выяснения характера этих упрощений ниже приводится сопоставление глубины зоны предельного равновесия, полученной по расчету угла отклонения θ_{\max} для точек на угловой вертикали, и сравнению его величины с экспериментально полученным углом ϕ для грунта, слагающего основание, с аналитическим решением. Угол отклонения θ_{\max} рассчитывается по нормальной и касательной составляющим суммарного напряжения от внешней нагрузки и собственного веса грунта, а также с учетом свойств грунта по фор-

муле (159):

$$\sin^2 \theta_{\max} = \frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}{(\sigma_z + \sigma_y)^2} < \sin^2 \varphi, \quad (170)$$

где

$$\begin{aligned} \sigma_z &= Z + \gamma t + \gamma^0 z + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \\ \sigma_y &= Y + \frac{\mu}{1-\mu} (\gamma t + \gamma^0 z) + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \\ \tau &= ZY \end{aligned}$$

Z , Y , ZY — нормальные и касательные составляющие для напряжений в вертикальной и горизонтальной площадках в заданной точке массива от внешней нагрузки, рассчитанные по теории упругости;

γ и γ^0 — объемные веса грунта с учетом положения уровня грунтовых вод;

t — величина заглубления фундамента ниже земной поверхности;

z — глубина расположения точек на краевой вертикали ниже отметки заложения фундамента;

μ — коэффициент бокового расширения грунта.

Из формулы (170) видно, что размеры ожидаемой зоны предельного равновесия в основании сооружения уменьшаются с возрастанием прочности грунта, характеризуемой $\operatorname{tg} \varphi$ или $\sin \varphi$ и c кГ/см².

Уравнение линии, ограничивающей зоны предельного равновесия, в общем виде получается сложным и неудобным для практического использования.

Ниже приводится численное решение задачи об определении глубины зоны предельного равновесия в основании фундамента, для проверки правильности принятого размера фундамента, исходя из возможности пренебрежения пластическими деформациями в его основании.

Требуется проверить применимость решений теории упругости для расчета деформаций основания мощного ленточного фундамента шириной 8 м, заглубленного на 2 м ниже земной поверхности, центрально нагруженного, со средним напряжением по его подошве равным 2,5 кГ/см². Основание сложено песком, объемный вес которого выше уровня грунтовых вод равен 2,0 т/м³, а ниже — 1,0 т/м³, коэффициент бокового расширения $\mu=0,30$ и коэффициент трения $\operatorname{tg} \varphi=0,60$ ($\sin \varphi=0,51$). Уровень грунтовых вод совпадает с подошвой фундамента (рис. 95).

При расчете напряжений в массиве грунта от внешней нагрузки принимают, что эти напряжения возникают от приложения к грунту, на глубине заложения фундамента, нагрузки от его веса,

за вычетом веса грунта, залегающего от поверхности до этой глубины. Эти напряжения находят по табл. 3—5 для плоской задачи и по методу угловых точек для объемной задачи.

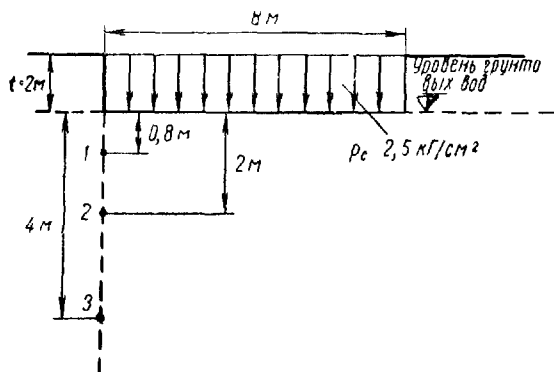


Рис. 95. Расчетная схема для определения применимости теории упругости в расчете основания центрально загруженного фундамента

Расчет искомых напряжений для $p = 2,5 - 2 \cdot 2 \cdot 0,1 = 2,1 \text{ кг/см}^2$ приведен в табл. 37.

Таблица 37

№ точ- ки	$\frac{z}{b}$	$p = 1 \text{ кг/см}^2$			$p = (p_c - \gamma t) \text{ кг/см}^2$			$\gamma t + \gamma^0 z$	$\frac{\mu}{1-\mu} (\gamma t + \gamma^0 z)$	$\frac{c}{t g \varphi} \text{ кг/см}^2$
		Z	Y	ZY	Z	Y	ZY			
1	0,1	0,50	0,45	0,32	1,05	0,95	0,67	0,48	0,20	—
2	0,25	0,50	0,35	0,30	1,05	0,78	0,63	0,60	0,25	—
3	0,50	0,48	0,23	0,26	0,00	0,48	0,55	0,80	0,33	—
4	1,00	0,41	0,09	0,16	0,86	0,19	0,34	1,20	0,50	—
5	2,00	0,28	0,02	0,06	0,59	0,04	0,12	2,00	0,84	—

Получив распределение напряжений по краевой вертикали, производят расчет $\sin^2 \theta_{\max}$ по табл. 38.

При величине экспериментально полученного $\sin^2 \varphi = 0,26$ вне зоны предельного равновесия расположены точки, у которых

$$\sin^2 \theta_{\max} < \sin^2 \varphi = 0,26.$$

Из сравнения этого значения с данными последней графы табл. 38 можно установить, что глубина расположения точки пересечения граничной линии для зоны предельного равновесия и краевой вертикали равна 13,7 м и составляет 171% от ширины фундамента.

№ точки	$\frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$	σ_z	σ_y	τ	$(\sigma_z - \sigma_y)^2$	$4\tau^2$	$(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau^2$	$(\sigma_z + \sigma_y)^2$	$\sin^2 \theta_{\max}$
1	1	1,53	1,15	0,67	0,14	1,80	1,94	7,20	0,27
2	1	1,65	1,03	0,63	0,62	1,60	2,22	7,10	0,31
3	1	1,80	0,81	0,55	0,99	1,24	2,23	6,80	0,33
4	1	2,06	0,69	0,34	1,88	0,48	2,36	7,60	0,31
5	1	2,59	0,88	0,12	2,91	0,04	2,95	12,00	0,24

Столь большие размеры зоны предельного равновесия в основании фундамента указывают на недопустимость применения теории упругости для расчета деформаций такого основания, вследствие преувеличенной нагрузки на фундамент или недостаточности его размеров.

Приведенный метод расчета, из-за отсутствия обоснования для установления величины коэффициента бокового расширения грунта в условиях его естественного залегания приводит к значительному завышению размеров зоны предельного равновесия. Гораздо лучшее совпадение размеров зон предельного равновесия с действительностью, судя по несущей способности грунта, слагающего естественные основания построенных сооружений, получается, если принять коэффициент его бокового расширения равным $\mu=0,5$ или коэффициент бокового давления грунта равным единице, что соответствует гидростатическому распределению напряжений в естественном массиве грунта от его собственного веса, зависящему от формировавших его геологических нагрузок. Такая гипотеза значительно упрощает расчеты.

Если нормальные напряжения зависят только от глубины расположения точки и не зависят от направления площадки в этой точке, то в любой площадке действуют нормальные напряжения от собственного веса, равные главному напряжению:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = (\gamma t + \gamma^0 z).$$

Угол отклонения рассчитывают по формуле (158), а главные напряжения, возникающие в точках массива грунта от внешней равномерно распределенной нагрузки по гибкой бесконечной полосе определяют по углу видимости 2β , показанному на рис. 96:

$$\sigma_1 = \frac{p_c}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) \quad (171)$$

$$\sigma_2 = \frac{p_c}{\pi} (2\beta - \sin \beta). \quad (172)$$

Тогда для условий задачи суммарные главные напряжения будут равными:

$$\sigma_1 = \frac{p_c - \gamma t}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma t + \gamma^0 z \quad (173)$$

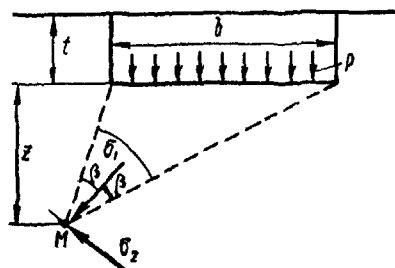
$$\sigma_2 = \frac{p_c - \gamma t}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma t + \gamma^0 z, \quad (174)$$

где 2β — угол зависимости.

Для условий предельного равновесия, когда сцепление в грунте не равно нулю, выражение (158) имеет следующий вид:

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2 \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}} = \sin \varphi. \quad (175)$$

Подставив в (175) значения главных напряжений согласно (173) и (174) и решив его относительно z , получим искомое выражение для граничной линии зоны предельного равновесия:



$$z = \frac{p_c - \gamma t}{\pi \gamma^0} \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \varphi} - 2\beta \right) - \frac{c}{\gamma^0 \operatorname{tg} \varphi} - t \frac{\gamma}{\gamma^0}. \quad (176)$$

Рис. 96. Расчетная схема для определения главных напряжений в плоской задаче, при равномерно распределенной нагрузке по гибкой полосе

Максимальную глубину зоны предельного равновесия можно получить из уравнения (176), приравняв нулю первую производную от него по переменной β . Полученным выражением для угла видимости заменим его обозначение в уравнении (176). Тогда максимальная глубина зоны предельного равновесия будет следующей:

максимальная глубина зоны предельного равновесия будет следующей:

$$z_{\max} = \frac{p_c - \gamma t}{\pi \gamma^0} \left[\operatorname{ctg} \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \right] - \frac{c}{\gamma^0 \operatorname{tg} \varphi} - t \frac{\gamma}{\gamma^0}. \quad (177)$$

Из (177) видно, что размеры зоны предельного равновесия зависят от заданной внешней нагрузки и свойств грунта.

Можно получить предельное среднее давление на грунт от фундамента, соответствующее глубине зоны предельного равновесия, равной четверти ширины подошвы фундамента, решив уравнение (177) относительно p_c , для $z_{\max} = \frac{b}{4}$. Оно равно:

$$p_c = \frac{\pi \gamma^0 \left(0,25b + \frac{c}{\gamma^0 \operatorname{tg} \varphi} + t \frac{\gamma}{\gamma^0} \right)}{\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + \gamma t. \quad (178)$$

Из выражения (177) можно получить предельное краевое давление на грунт, при котором зоны предельного равновесия в основа-

нии фундамента будут отсутствовать, если принять $z_{\max}=0$:

$$p_{\text{кр}} = \frac{\pi \left(\gamma t + \frac{c}{\text{tg } \varphi} \right)}{\text{ctg } \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + \gamma t. \quad (179)$$

Формула (179) впервые была получена Н. Н. Пузыревским (1930). В ней отсутствует зависимость давления на грунт от ширины фундамента, так как выражение (179) получено для точки на краевой вертикали и глубины, равной нулю, т. е. для края фундамента. Напряжения в этой точке не зависят от размера фундамента.

Для задачи, решенной в табл. 37 и 38, максимальная глубина зоны предельного равновесия при $\text{tg } \varphi = 0,60$ будет равна

$$z_{\max} = \frac{2,1}{3,14 \cdot 0,001} \left(1,67 - 1,57 + \frac{3,14 \cdot 31^0}{180^0} \right) - 200 \frac{2,0}{1,0} = 36 \text{ см},$$

что менее четверти ширины подошвы фундамента и по нормам проектирования естественных оснований является допустимой для применения теории упругости при расчетах деформаций основания, когда можно пренебрегать пластическими деформациями.

Полученное численное решение, в котором коэффициент бокового расширения был принят равным $\mu=0,50$, отличается от решения с коэффициентом бокового расширения для песка, взятым из справочника равным $\mu=0,30$. Для заданного в примере фундамента и нагрузки на него не только применимы формулы теории упругости, но приняты завышенные его размеры и недостаточно использованы несущие свойства грунта. Среднее давление на грунт от фундамента может быть повышено по формуле (178) до $p_c = 3,35 \text{ кг/см}^2$.

Увеличение средней нагрузки на грунт и соответствующее уменьшение ширины фундамента при однородном основании не изменит осадки фундамента, которая по теории упругости зависит от произведения нагрузки и ширины фундамента (122).

Краевое давление для того же фундамента по формуле (179), когда зоны предельного равновесия в его основании отсутствуют, равно

$$p_{\text{кр}} = \frac{3,14 \cdot 0,40}{1,67 - 1,57 + 0,54} = 2,37 \text{ кг/см}^2.$$

Оно несколько больше, чем заданное в примере давление на грунт, составляющее $2,1 \text{ кг/см}^2$.

Из приведенных расчетов видно, что можно уменьшить размеры фундамента и полнее использовать несущие свойства грунта, увеличив среднее давление на грунт от фундамента до $3,0 \text{ кг/см}^2$.

Ввиду простоты формулы для краевого давления (179) ею часто пользуются для предварительных расчетов при решении вопроса о выборе давления на грунт от проектируемого фундамента.

Упражнение № 17. Определить предельную нагрузку на грунт для подпорной стенки шириной 4 м, с глубиной заложения 3 м.

Интенсивность нагрузки 3 кг/см^2 . Уровень грунтовых вод залегает на глубине 3 м. Объемный вес песка, залегающего выше уровня грунтовых вод, равен $1,9 \text{ т/м}^3$ и ниже — $1,0 \text{ т/м}^3$. Следует рассчитать:

а) углы отклонения в точках, расположенных на краевой вертикали, на глубинах ниже подошвы плиты 0,5 м, 1,0 м, 2,0 м, 4,0 м и 6,0 м. Нанести границы зоны предельного равновесия для песка, у которого коэффициент бокового расширения равен 0,30 и коэффициент трения равен 0,60, и для глины, у которой коэффициент бокового расширения и коэффициент трения равны 0,40, а сцепление равно $0,10 \text{ кг/см}^2$;

б) краевое давление на грунт от стенки, при которой еще отсутствуют зоны предельного равновесия в его основании, для грунтов, приведенных в п. а);

в) наибольшую нагрузку на грунт от подпорной стенки, для условий применимости теорий упругости.

42. Гипотеза плоской поверхности скольжения

Правильное решение задачи об устойчивости основания сооружения имеет большое практическое значение. Необходимые расчетные схемы разрабатывались на основе наблюдений за явлениями

в природе. Они уточнялись многочисленными экспериментальными проверками и исследованиями в лабораториях и в полевой обстановке.

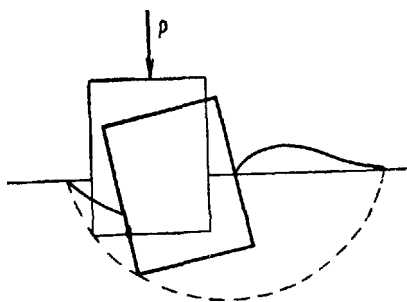


Рис. 97. Схематическое изображение выпора грунта, наблюдавшегося при постройке ряжа

Эти исследования показали, что большинство построенных фундаментов не имеет точно центрально приложенной нагрузки и направление равнодействующей внешних сил не является вертикальным. Когда внешняя нагрузка в этих условиях возрастает и вызывает разрушение основания, то происходит боковое перемещение фундамента вместе

с частью грунта, с односторонним выпором грунта из-под фундамента, по криволинейной поверхности.

При испытании большого ряжа (Герсеванов, 1948), который был нагружен весом надстройки, он погрузился в слабые грунты, славившие дно залива при тихой погоде и сдвинулся в сторону на 2,4 м. При этом грунт на дне залива со стороны смещения сильно поднялся (рис. 97). Аналогичные явления наблюдались и в лаборатории (Курдюмов, 1891) при проведении модельных исследований местной нагрузки на песчаный грунт. При выпоре грунта из-под

фундамента происходило смещение фундамента в сторону, причем со стороны противоположной выпору образовалось углубление.

Аналогичные разрушения оснований вместе с сооружениями неоднократно наблюдались в строительной практике, особенно при постройке и эксплуатации набережных и волноломов, на слабых прибрежных грунтах.

Предотвратить такой выпор грунта из-под фундамента сооружения можно только соблюдением определенных соотношений между размерами фундамента, глубиной его заложения, величиной нагрузки на него и свойствами грунтов, слагающих его основание. Эти соотношения могут быть определены из условий предельного равновесия призмы смещающегося грунта, если ее очертания будут близкими к форме призмы скольжения в натуре.

Вопрос об определении коэффициента устойчивости основания сооружения относится к статике сооружений. Здесь же необходимо отметить, что расчет оснований по предельному состоянию (Токарь, 1955) сводится к удовлетворению следующего неравенства:

$$N \leq N_{np},$$

где N — нагрузка, действующая на сооружение;

N_{np} — предельная нагрузка, которая приводит основание в состояние предельного равновесия.

Предельная нагрузка имеет здесь ту же линию действия, что и нагрузка, действующая на сооружение, и отличается от первого только по величине. При этом коэффициентом устойчивости основания называется отношение критического усилия, способного привести основание в состояние предельного равновесия, к усилию, действующему на сооружение.

Обычно при одновременном нагружении сооружения вертикальной и горизонтальной силами изменение этих сил не происходит так, чтобы направление их равнодействующей оставалось бы постоянным. В этом случае величина критического усилия, полученная указанным методом, не может быть реализована. Поэтому для оценки устойчивости основания пользуются частными коэффициентами устойчивости, определяемыми по каждому из факторов, которые могут нарушить равновесие основания.

Если устойчивость основания определяется горизонтальной силой, то коэффициент устойчивости для вертикальной нагрузки, принятой в проекте, получится из отношения предельной горизонтальной силы Q_{np} , определенной из условий предельного равновесия основания, к величине горизонтальной силы Q , принятой в проекте сооружения:

$$K(Q) = \frac{Q_{np}}{Q}. \quad (180)$$

Если же устойчивость основания определяется вертикальной нагрузкой, то коэффициент устойчивости основания получается

для данной в проекте горизонтальной силы из отношения предельной вертикальной нагрузки P_{np} , полученной из условий предельного равновесия основания, к принятой в проекте вертикальной нагрузке P :

$$K(P) = \frac{P_{np}}{P}. \quad (181)$$

Критерием приближения полученного коэффициента устойчивости к действительному является только опыт, произведенный в данных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях. Он зависит от неоднородности сложения основания, возможности превышения действительных нагрузок над принятыми в расчете, приближенностью расчетной схемы. Коэффициентом устойчивости удобно пользоваться при сравнении расчетов устойчивости оснований, произведенных различными методами.

В расчетах устойчивости сооружений рассмотрены все основные задачи о предельном равновесии: давление грунта на подпорные стенки, устойчивость оснований сооружений и устойчивость откосов и склонов. Эти расчеты производят тремя методами, в двух из них задаются формой поверхности скольжения, близкой к наблюдаемой в природных или лабораторных условиях, а в третьем методе производится расчет по теории предельного равновесия, где также рассмотрены указанные три основные задачи.

В первых двух методах расчета форму поверхности скольжения принимают: 1) плоской и 2) круглоцилиндрической. Соответственно расчет устойчивости основания производят по гипотезе плоских поверхностей скольжения и по гипотезе кругло-цилиндрической поверхности скольжения. Все три метода расчета рассмотрены ниже применительно к плоской задаче, так как этот случай встречается наиболее часто, является более простым и наглядным и обеспечивает по сравнению со случаем объемной задачи запас устойчивости. В объемной задаче необходимо дополнительно учитывать сопротивление грунта сдвигу по боковой поверхности смещаемой части массива грунта.

Методы расчета устойчивости по гипотезе плоских поверхностей скольжения и по теории предельного равновесия применимы для однородного грунта, а метод расчета по гипотезе круглоцилиндрической поверхности скольжения — для любого строения массива грунта.

А. Давление грунта на подпорную стенку.

Наиболее ранней решенной задачей в области расчета предельного равновесия является задача о расчете величины давления однородного несвязного грунта на подпорную стенку по гипотезе плоских поверхностей скольжений, представляющего (в части его горизонтальной составляющей) горизонтальную нагрузку на сооружение.

Несмотря на то, что над решением этой задачи работают уже более 180 лет, ее точного решения еще не получено. Разработанное

Кулоном решение задачи достаточно хорошо совпадает с результатом экспериментальных исследований и поэтому оно широко используется и в настоящее время.

При решении задачи о боковом давлении грунта на стенку различают два случая. В первом случае стенка поддерживает грунт и испытывает его давление на свою внутреннюю грань. Давление грунта может сдвинуть стенку в направлении этого давления. Такое давление представляет активное давление грунта или величину распора грунта. Оно обозначено на рис. 98 через E_a .

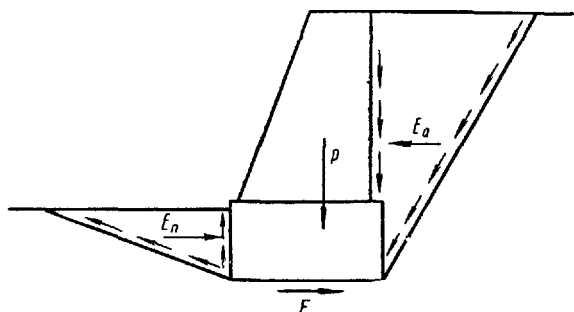


Рис. 98. Активное и пассивное давление грунта

Во втором случае стенка упирается в грунт и может вызвать его выпор, под действием внешних сил. Здесь стенка давит на грунт. Она может переместиться в сторону грунта, в направлении противоположном направлению его давления, и грунт будет сопротивляться этому движению. Такое давление грунта представляет пассивное давление, или величину отпора грунта. Оно обозначено на рис. 98 через E_n .

Таким образом пассивное давление грунта на стенку представляет так же, как и сила трения по подошве стенки, сопротивление смещению стенки.

К сооружениям, которые испытывают боковое давление грунта, относят следующие: подпорные стенки и их фундаменты, фундаменты опор, устои мостов, шпунтовые и анкерные стенки и другие.

Решение плоской задачи о давлении однородного несвязного грунта на подпорную стенку было получено Кулоном, исходя из условия предельного равновесия клина грунта за стенкой. В расчетной схеме было принято, что сыпучий грунт в объеме клина представляет твердое тело, которое находится в равновесии под действием собственного веса грунта в объеме клина, реакции стенки и реакции массива, расположенного за клином грунта.

Это решение отличалось от полученного при дальнейшем развитии теории давления грунта Ренкиным, который получил в общем виде величину этого давления, исходя из условия предельного равновесия грунта в точке внутри грунтового массива и пренебрегая трением грунта о стенку.

Входящие в уравнение (182) углы α , θ , θ_1 — неизвестные. Для уменьшения количества неизвестных Кулон рассмотрел условия предельного равновесия для всего грунтового клина, когда стенка под распором клина еще не сдвинулась.

Из предыдущего известно, что при этом угол отклонения θ_1 для реакции R от нормали к площадке скольжения будет равен углу φ , для сдвига грунта по грунту, а угол отклонения θ , для реакции E_a — углу δ , для сдвига грунта по стенке.

Тогда величина активного давления грунта для данных φ и δ будет зависеть только от положения плоскости скольжения, определяемого углом ее наклона к горизонту α :

$$E_a = G \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\alpha - \varphi + \beta)}, \quad (183)$$

где

$$\beta = 90^\circ - (\varepsilon + \delta).$$

Для расчета устойчивости стенки необходимо определить наибольшее активное давление земли. Этому условию будет удовлетворять плоскость, для которой угол наклона определяется из уравнения:

$$\frac{\partial E}{\partial \alpha} = \frac{\partial}{\partial \alpha} \left[G \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\alpha - \varphi + \beta)} \right] = 0.$$

Величину наибольшего активного давления на стенку можно получить графоаналитическим методом в следующем виде (Прокофьев, 1940):

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda_{акт}, \quad (184)$$

где $\lambda_{акт}$ — коэффициент распора, который равен:

$$\lambda_{акт} = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \sin \beta} \cdot \frac{1}{(1 + \sqrt{n})^2},$$

где

$$n = \frac{169 \sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \alpha_0)}{\sin \beta \sin(90^\circ - \varepsilon + \alpha_0)}.$$

Здесь приняты следующие условные обозначения:

H — высота стенки,

ε — угол наклона внутренней поверхности стенки,

α_0 — угол наклона к горизонту плоской поверхности грунта за стенкой,

γ — объемный вес грунта с учетом положения уровня грунтовых вод,

φ — угол, характеризующий сопротивление сдвигу грунта по грунту,

δ — угол, характеризующий сопротивление сдвигу грунта по стенке,

β — угол между направлением распора E_a и направлением силы тяжести G , равный ($90^\circ - \varepsilon - \delta$).

Если принять $\delta=0$, что приведет к увеличению расчетного давления грунта на стенку и запасу в устойчивости стенки (см. рис. 99), $\alpha_0=0$ и вертикальность внутренней грани стенки, $\varepsilon=0$, то угол наклона плоскости скольжения к горизонту будет равен:

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}.$$

Угол наклона плоскости скольжения к горизонту, при учете трения грунта по внутренней грани стенки, будет увеличиваться с возрастанием угла δ .

Если при $\delta=0$ и $\varepsilon=0$ угол наклона плоской поверхности грунта за стенкой равен углу естественного откоса $\alpha_0=\varphi$, то $n=0$, $\lambda_{акт}=\cos^2 \varphi$ и величина активного давления грунта на стенку будет равна:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos^2 \varphi. \quad (185)$$

Если поверхность грунта за стенкой горизонтальна $\alpha_0=0$, то $n=\sin^2 \varphi$ и коэффициент распора, при $\beta=90^\circ$, будет равен:

$$\lambda_{акт} = \frac{\cos^2 \varphi}{(1 + \sin \varphi)^2} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi},$$

откуда

$$\lambda_{акт} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (186)$$

Тогда активное давление грунта на вертикальную стенку будет равно:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (187)$$

Выражение (186) со знаком минус у угла φ уже встречалось ранее. Оно представляет собой отношение главных напряжений в точке в массиве грунта для условий ее предельного равновесия (157):

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg} \left(45^\circ \mp \frac{\varphi_{\max}}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ \mp \frac{\varphi}{2} \right).$$

Таким образом в формуле (157) знак минус соответствует активному давлению грунта.

Исходя из предельного равновесия в точке в массиве грунта, Ренкин получил то же выражение (187) для активного давления грунта, когда поверхность грунта за стенкой была горизонтальной $\alpha_0=0$, внутренняя грань стенки вертикальной $\varepsilon=0$ и трение грунта по стенке отсутствовало $\delta=0$.

В этом случае полное напряжение от собственного веса грунта в точке, расположенной ниже его поверхности, для горизонтальной площадки направлено вертикально. Касательные напряжения

в горизонтальных площадках отсутствуют и напряжения от собственного веса в этих площадках будут главными, они будут равны:

$$\sigma_1 = \gamma z, \quad (188)$$

где z — глубина расположения точки ниже поверхности грунта.

Напряжение в грунте в вертикальной площадке, расположенной на вертикальной внутренней грани стенки, из условий, что для любого напряженного состояния существуют две взаимно перпендикулярные площадки, по которым касательные напряжения отсутствуют и нормальные напряжения являются главными, может быть определено из формулы (157), когда $\sigma_1 = \gamma z$:

$$\sigma_2 = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (189)$$

Из этого выражения может быть получена эпюра распределения боковых напряжений по высоте стенки.

Боковое давление на глубине $z=H$ будет:

$$\sigma_2 = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (190)$$

Площадь эпюры боковых напряжений в грунте будет равна величине активного давления (187):

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Рассмотрим теперь случай, когда стенка под действием внешних сил будет перемещаться в сторону грунта и когда она будет вызывать пассивное давление грунта, или отпор грунта.

В расчетной схеме принимается, что клин несвязного грунта за стенкой так же, как и при рассмотрении активного давления, представляет твердое тело, но перемещается оно не книзу, а вверх и происходит выпор грунта. Сопротивление трению здесь направлено сверху вниз, в сторону противоположную движению грунтового клина, и отклонение реакций от нормали к площадке их действия происходит в другую сторону, чем при активном давлении грунта (рис. 100).

Формула для пассивного давления грунта на подпорную стенку получается аналогично формуле (183), для активного давления. Из силового треугольника получим, что пассивное давление равно:

$$E_n = G \frac{\sin(\alpha + \varphi)}{\sin(\alpha + \varphi + \beta_1)}, \quad (191)$$

где

$$\beta_1 = 90^\circ - (\varepsilon - \delta).$$

Если для активного давления надлежало найти положение плоскости скольжения для наибольшего давления грунта на стенку, то для пассивного давления грунта следует определить положение

Приведем конечные результаты, полученные для любого угла наклона ε внутренней грани стенки и любого угла наклона α_0 плоской поверхности грунта за стенкой (Прокофьев, 1940):

где $\lambda_{\text{пасс}}$ —коэффициент отпора, равный:

где

Если внутренняя грань стенки вертикальна $\epsilon=0$ и поверхность грунта за стенкой горизонтальна $\alpha_0=0$, а также отсутствует трение между стенкой и грунтом $\delta=0$, то получим:

Тогда коэффициент отпора, при $\beta_1=90^\circ$, будет равным:

Пассивное давление грунта на вертикальную стенку, при горизонтальной поверхности грунта за стенкой и при отсутствии тре-

ния грунта по внутренней грани стенки, будет равно:

$$E_n = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (194)$$

а угол наклона плоскости скольжения к горизонту, при $\delta=0$ будет равен:

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}.$$

Он меньше, чем для активного давления грунта, т. е. плоскость скольжения для наименьшего пассивного давления грунта на вертикальную стенку расположена более полого, чем для наибольшего активного давления.

Если учитывать влияние трения грунта по внутренней грани вертикальной стенки на величину его пассивного давления, то угол наклона плоскости скольжения будет отличаться от угла наклона для $\delta=0$. Он будет уменьшаться с возрастанием угла, а пассивное давление при этом будет расти (рис. 100).

Из выражения (193) видно, что коэффициент отпора $\lambda_{\text{пасс}}$ равен отношению главных напряжений (157) со знаком плюс у угла φ для состояния предельного равновесия в точке:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\theta_{\text{max}}}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right),$$

откуда выражение для бокового напряжения при пассивном давлении:

$$\sigma_2 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (195)$$

но

169

$$\sigma_1 = \gamma z,$$

где z — глубина погружения точки ниже горизонтальной поверхности грунта.

Тогда распределение боковых напряжений по высоте стенки будет следующим:

$$\sigma_2 = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (196)$$

Оно является, как и в случае активного давления, линейной функцией от глубины z и для $z=H$ его величина равна:

$$\sigma_2 = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (197)$$

Для определения полного пассивного давления грунта определим площадь эпюры давления. Она будет равна (194)

$$E_n = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right).$$

Таким образом, величина пассивного давления грунта на стенку для предельного равновесия в точке массива грунта, полученная Ренкиным, совпала с выражением для пассивного давления, полученного Кулоном, при $\alpha_0 = 0$, $\varepsilon = 0$ и $\delta = 0$.

Из сопоставления выражений для активного давления грунта (187) и пассивного давления (194) видно, что при одинаковой высоте стенки величина пассивного давления больше активного.

Если на горизонтальной поверхности грунта за стенкой расположена равномерно распределенная нагрузка p , то для расчета

давления грунта на стенку можно использовать полученные решения (187) и (194). В расчетной схеме заменяем равномерно распределенную нагрузку p слоем грунта:

$$h = \frac{p}{\gamma}, \quad (198)$$

где p — равномерно распределенная нагрузка за стенкой,

γ — объемный вес грунта в объеме призмы обрушения.

Для решения задачи продолжим внутреннюю грань стенки сверху на высоту слоя грунта, равную h , как показано на рис. 101. Наличие равномерно распределенной нагрузки на поверхности грунта за стенкой не меняет

положения плоскости скольжения. Определим эпюру давления грунта на вертикальную стенку высотой $(H+h)$, при отсутствии трения грунта по внутренней грани стенки $\delta = 0$. Интенсивность бокового давления грунта на глубине h и на глубине $(H+h)$ будет следующей:

$$\sigma' = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

$$\sigma'' = \gamma (H+h) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Полученная эпюра давления грунта на стенку показана на рис. 101. Величина среднего давления будет равна:

$$\frac{\sigma' + \sigma''}{2} = \gamma \frac{H+2h}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Положение плоской поверхности скольжения определяется углом $\alpha = \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$ с горизонтом и активное давление грунта на стенку будет равным:

$$E_a = \frac{\gamma H}{2} (H + 2h) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + \gamma H h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (199)$$

Для пассивного давления аналогичное решение приведет к следующему выражению:

$$E_n = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + \gamma H h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (200)$$

Решение задачи об активном давлении связного грунта на вертикальную стенку может быть получено применительно к формулам

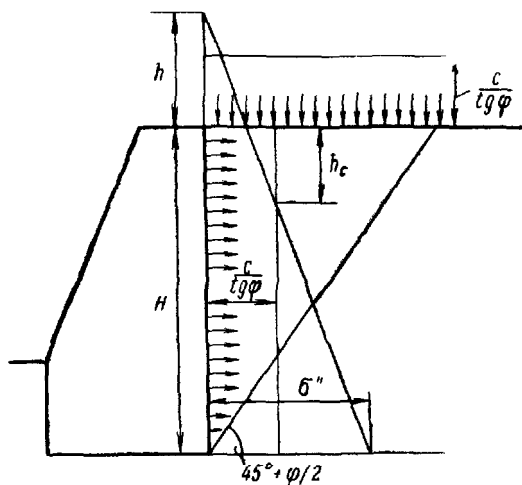


Рис. 102. Расчетная схема для определения давления связного грунта на вертикальную стенку

(199) и (200), если сцепление в грунте рассматривать как результат всестороннего давления на грунт силой, равной $\frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$. В расчетной схеме принимают, что всестороннее давление, равное $\frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$, приложено к призме скольжения по горизонтальной поверхности грунта за стенкой и по вертикальной внутренней грани стенки, как показано на рис. 102. Действие равномерно распределенного давления

по горизонтальной поверхности грунта заменяем эквивалентной высотой слоя грунта (198), равной:

$$h = \frac{c}{\gamma \operatorname{tg} \varphi} . \quad (201)$$

Положение поверхности скольжения в этом случае остается тем же, как и без учета сцепления. Интенсивность давления грунта на стенку на глубине $(H+h)$ будет, согласно рис. 102, равна:

$$\sigma'' = \gamma \left(H + \frac{c}{\gamma \operatorname{tg} \varphi} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} . \quad (202)$$

Его можно представить (Прокофьев, 1940), состоящим из следующих двух слагаемых:

$$\sigma'' = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) . \quad (203)$$

Первое слагаемое представляет интенсивность давления грунта без учета сцепления, а второе — влияние сцепления, уменьшающего давление грунта на стенку.

На рис. 102 видно, что верхняя часть стенки, высотой h_c , не воспринимает давления грунта. Величина h_c может быть получена из выражения (203), если положить $\sigma''=0$ и $H=h_c$:

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} . \quad (204)$$

Полное активное давление связного грунта на стенку определится из следующего выражения:

$$E_a = \frac{\sigma'' (H - h_c)}{2} ,$$

которое после простых преобразований примет следующий вид:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2cH \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2c^2}{\gamma} . \quad (205)$$

Из выражения (205) видно, что сцепление в грунте уменьшает величину распора грунта на стенку.

Ввиду большого значения правильного решения вопроса о давлении грунта на сооружения развитие теории сопровождалось многочисленными экспериментальными исследованиями для проверки полученной расчетом величины давления грунта на стенку. Обстоятельные исследования были произведены в лаборатории Ленинградского института путей сообщения проф. Курдюмовым, а затем Прилежаевым, в лаборатории Московского гидромелиоративного института Прокофьевым и другими. Аналогичные экспериментальные работы производились за границей.

В результате исследований было установлено, что давление грунта на стенку находится в зависимости от ее перемещения. Наличие смещения в долях миллиметра уменьшает боковое давление грунта на стенку. На рис. 103 показано изменение давления рыхлого (а) и плотного (б) песчаного грунта на стенку высотой 1,7 м, измеренное К. Терцаги при ее поступательном смещении во время опыта (Прокофьев, 1940). По оси ординат на рис. 103 даны значения относительного давления грунта на стенку, по отношению к гидростатическому давлению, при объемном весе жидкости, равном объемному весу грунта γ :

$$K = \frac{E_a}{0,5\gamma H^2}.$$

Из рис. 103 видно, что давление на неподвижную стенку больше, чем при ее движении, причем резкое уменьшение давления происходит в период, когда смещение нарастает до 0,5 мм. Уменьшение давления рыхлого песчаного грунта меньше, чем у плотно сложенного. Остановка

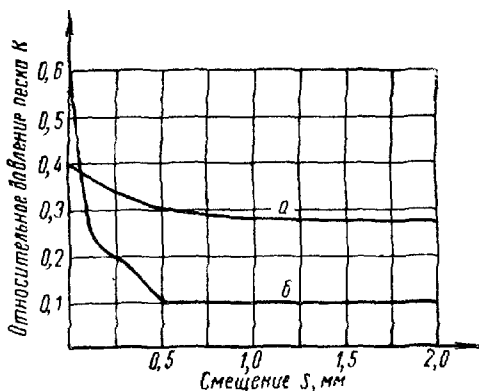


Рис. 103. Изменение давления песчаного грунта на стенку при ее смещении (К. Терцаги)

смещения стенки увеличивала очень незначительно величину давления. Дальнейшее смещение стенки не влияло на величину давления. При этом наступало сползание грунта в сторону стенки по поверхности скольжения, которая имела очень малую кривизну, что позволяло принять ее за плоскую. Величина давления грунта на стенку, при ее сдвиге параллельно самой себе, близка к величине активного давления грунта по Кулону. Величина отклонения направления давления грунта от нормали к внутренней грани стенки не является постоянной. В начальном состоянии покоя стенки она меньше, чем при последующих смещениях и для плотно сложенного песка отклонение больше, чем для рыхлого песка. Точка приложения давления грунта также не является постоянной и зависит от плотности песчаного грунта. Она расположена в расстоянии от подошвы стенки для рыхлого песка около 0,33 высоты стенки и для плотно сложенного песка — около 0,40. Величина отклонения и точка приложения зависят также от наклона поверхности грунта за стенкой.

Следовательно, большое давление грунта на стенку при ее неподвижности не является решающим. Уже при малой подвижке стенки давление уменьшается до величины активного давления, и если

стенка будет устойчивой под действием этого давления, то она не будет разрушена.

Пассивное давление грунта, в отличие от активного, развивается постепенно, по мере смещения стенки. Своего наибольшего значения пассивное давление достигает при относительно большом смещении. Гипотеза твердого клина грунта, равного по ширине призма отпора и смещающегося под действием давления стенки, не подтверждается в экспериментах и в натуре. Пассивное давление грунта получается меньше, чем по расчету, и его расхождение с расчетным наблюдается различным, для различных грунтов и различной их плотности укладки. Существенное значение имеет также правильный выбор параметров сопротивления грунта сдвигу.

Наблюдения за существующими подпорными стенками у набережных и мостовыми устоями указывает на медленное смещение некоторых из этих сооружений по отношению к их первоначальному положению. Эти смещения нельзя объяснить только нарастанием давления грунта и его превышением над активным давлением. Они могут возникать вследствие ползучей деформации грунта в основании стенки и других причин.

Б. Устойчивость оснований сооружений.

Из разработанных методов расчета устойчивости оснований сооружений по гипотезе плоских поверхностей скольжения, когда зона возможного выпора грунта из-под фундамента сложена однородным песчаным грунтом, рассмотрим два метода: при действии на фундамент центрально приложенной вертикальной нагрузки и при одновременном действии вертикальной и горизонтальной нагрузок. Условные расчетные схемы для эксцентрично приложенной к фундаменту равнодействующей нагрузок здесь не рассматриваются, так как эти схемы остаются аналогичными схемам центрально приложенной нагрузки.

При расчете устойчивости оснований сооружений по гипотезе плоских поверхностей скольжения пользуются выражениями для активного и пассивного давления грунта на стенку.

В расчетной схеме принимают, что основание сложено однородным песчаным грунтом, у которого c равно нулю. Для условий предельного равновесия основания ленточного фундамента шириной b , заглубленного на t , как показано на рис. 104, с равномерно распределенной нагрузкой по подошве фундамента интенсивностью $p = (p_c + \gamma t)$, плоскость скольжения под фундаментом проходит через его край A под углом к горизонту, равным

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2},$$

Далее принимают наличие в основании фундамента под его другим краем B тонкой стенки BC , которая испытывает активное давление грунта и вызывает отпор грунта.

Высота стенки BC равна:

$$H = \frac{b}{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}, \quad (206)$$

Активное давление грунта на нее, с учетом равномерно распределенной нагрузки по горизонтальной поверхности AB , будет равно:

$$E_a = \left(pH + \frac{1}{2} \gamma H^2\right) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (207)$$

Это активное давление стремится сдвинуть предполагаемую тонкую стенку вправо и вызывает при этом пассивное давление

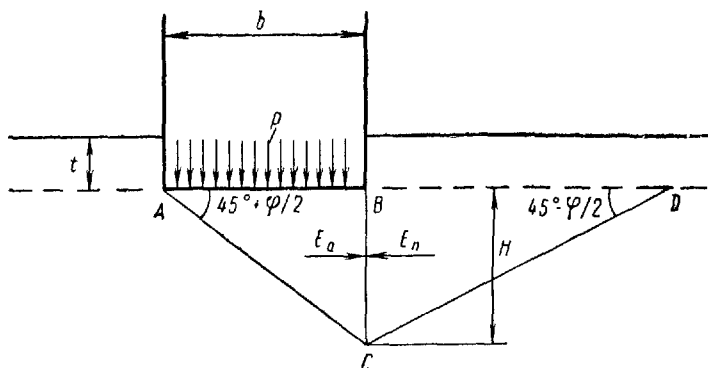


Рис. 104 Расчетная схема для определения устойчивости основания сооружения при вертикальной нагрузке на него по гипотезе плоских поверхностей скольжения

грунта, величина которого равна:

$$E_n = \left(\gamma t H + \frac{1}{2} \gamma H^2\right) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right). \quad (208)$$

Предельное равновесие основания наступит, если

$$E_a = E_n, \quad (209)$$

Заменим в равенстве (209) E_a и E_n их выражениями (207) и (208) и после сокращения обеих частей, правой и левой, на H , поделив их затем на $\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ и решив полученное равенство относительно p , получим с учетом, что

$$\operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{\operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (210)$$

следующее выражение:

$$p = \gamma t \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{1}{2} \gamma H \left[\operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right], \quad (211)$$

откуда:

$$p = \gamma t \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{b \gamma \left[\operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right]}{2 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}. \quad (212)$$

Выражение (212) представляет предельную нагрузку на грунт от фундамента, полученную инженером Белзецким, для песка.

Из выражения (212) видно, что полученная предельная нагрузка на грунт зависит от ширины фундамента, величины его заглубления и объемного веса грунта, определенного с учетом положения уровня грунтовых вод.

Аналогичное выражение может быть получено с учетом сцепления в грунте, пользуясь приведенными выше формулами, для бокового активного и пассивного давления грунта.

Если в формуле (212) принять $b=0$, то

$$p = \gamma t \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (213)$$

Формула (213) была получена в прошлом веке Паукером из условий равновесия грунта в точке на краю фундамента, заглубленного на t . Высота слоя грунта, эквивалентная средней нагрузке от фундамента, равна $h = \frac{p}{\gamma}$. На вертикальную площадку в этой точке со стороны фундамента действует активное давление, а со стороны засыпки — пассивное. Для избежания выпора грунта из-под фундамента пассивное давление должно быть больше активного:

$$\gamma t \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) > \gamma h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

откуда величина заглубления фундамента должна быть больше, чем:

$$t > h \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (214)$$

Принятая в расчетной схеме для формулы (212) величина пассивного давления является завышенной, и расположение плоскости скольжения принято глубже, чем в натуре. Поэтому полученное предельное давление на грунт завышено, а глубина заложения занижена. Требуемый коэффициент устойчивости основания принимается здесь более трех. У фундамента, для которого была составлена табл. 38, нагрузка на грунт, для условий предельного равновесия по формуле (212) получается равной $p_{пред} = 9,9 \text{ кГ/см}^2$ и коэф-

коэффициент устойчивости его основания, для расчетной нагрузки в $2,1 \text{ кг/см}^2$, будет равен:

$$K(p) = \frac{p_{\text{пред}}}{p} = \frac{9,9}{2,1} = 4,7,$$

что так же, как и расчет по формуле (178), указывает на завышенные размеры запроектированного фундамента.

Если сооружение имеет, кроме вертикальной нагрузки, также горизонтальную, как показано на рис. 105, а, то вертикальное давление на грунт, обусловленное предельным равновесием основания, определяется с

учетом одновременного действия обеих нагрузок. При возможности выпора грунта в основании стенки влияние горизонтальной нагрузки на величину ее вертикальной нагрузки для условий предельного равновесия ее основания показано на рис. 105, б. Здесь выделены три вертикальные нагрузки P_1 , P_2 и P_3 , характерные для сдвига при возможности выпора грунта из-под сооружения. Для условий предельного равновесия линейная зависимость горизонтальной нагрузки от вертикальной наблюдается только в пределах $0 < P < P_1$. При дальнейшем увеличении вертикальной нагрузки в пределах $P_1 < P < P_2$ размеры зоны пластических деформаций в основании стенки увеличиваются, а несущая способность основания уменьшается. Поэтому интенсивность роста предельной горизонтальной силы снижается. Она достигает $Q_{\text{макс}}$ при определенной вертикальной нагрузке на стенку P_2 , а при дальнейшем увеличении $P > P_2$ она постепенно падает и становится равной нулю при $P = P_3$, когда малейшая горизонтальная сила, приложенная к стенке, вызовет ее смещение.

При малой вертикальной нагрузке, пока $0 < P < P_1$, сдвиг сооружения происходит по его подошве. Такой сдвиг называется **плоским**, в отличие от **глубокого**, когда $P > P_1$, и смещение сооружения происходит вместе с частью массива грунта по поверхности скольжения, расположенной ниже подошвы фундамента.

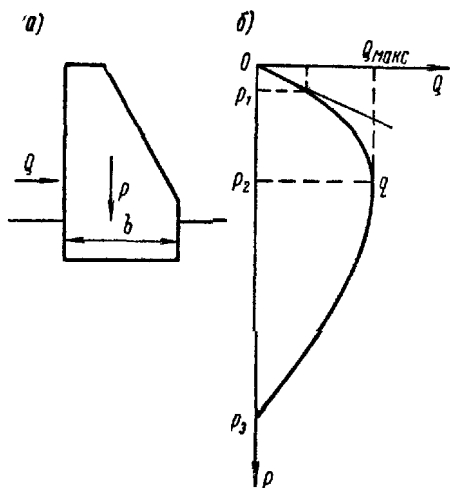


Рис. 105. Изменение предельной вертикальной нагрузки P , если приложить к фундаменту горизонтальное усилие Q . а) Положение равнодействующих горизонтальных и вертикальных сил, приложенных к сооружению, б) График изменения P в зависимости от Q

Приближенное решение задачи о расчете устойчивости основания сооружения, для плоского распределения напряжений в основании, при глубоком сдвиге в однородном грунте было разработано Герсевановым (1948). Расчетная схема была принята следующая.

Под действием одновременно приложенных к каждому сантиметру длины стенки вертикальной нагрузки $P = p_c b$ и горизонтальной $Q = q_c b$ происходит выдавливание грунта в ее основании, рис. 106.

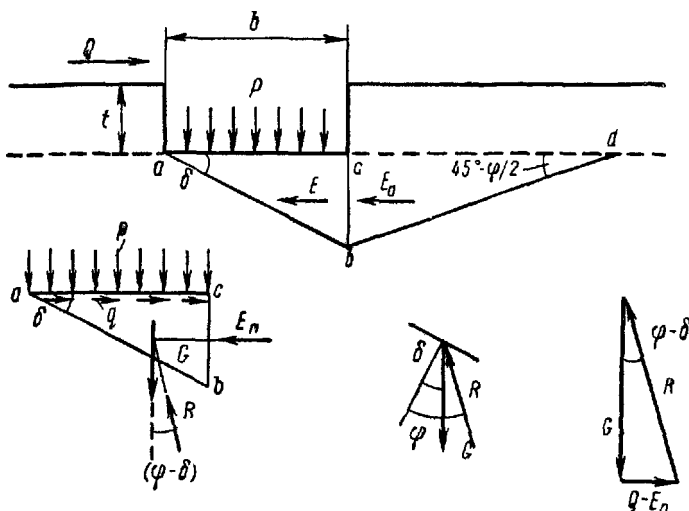


Рис. 106. Расчетная схема для определения устойчивости основания при одновременном действии вертикальной и горизонтальной нагрузок по гипотезе плоских поверхностей скольжения

Линия скольжения, проходящая в массиве грунта, представляет ломаную abd с точкой перелома b , лежащей на краевой вертикали cb . Часть линии скольжения ab имеет настолько малую кривизну, что ее можно принять за прямую.

Необходимо определить сдвигающую силу Q , приходящуюся на каждый 1 см длины стенки, под действием которой основание стенки находилось бы в предельном равновесии. Для этого сила Q должна быть равна сопротивлению сдвигу обеих призм грунта abc и cbd , выделенных в основании стенки на рис. 106.

Сопротивление сдвигу призмы cbd равно пассивному давлению грунта для мнимой стенки высотой cb . Последняя зависит от угла наклона к горизонту для поверхности скольжения ab , равного δ и зависящего от вертикальной нагрузки на стенку. При малой нагрузке угол δ равен нулю и сдвиг будет плоским. В этом случае

сопротивление сдвигу будет пропорциональным нагрузке:

$$Q = P \operatorname{tg} \varphi.$$

При большей нагрузке на стенку угол δ будет более нуля и сдвиг будет глубоким. Сопротивление сдвига в этом случае будет зависеть не только от нагрузки (размера и веса стенки), но также и от веса грунта в объеме обеих призм, сдвигаемых в основании стенки.

Таким образом задача сводится к нахождению угла δ , при котором горизонтальная сила Q для условий предельного равновесия основания сооружения будет наибольшей. Угол δ является переменным и положение точки перелома b у линии скольжения будет выше, чем в решении (212).

Сила, которую необходимо приложить к призме abc , при $\delta > 0$ для ее смещения, обозначается через E и для сдвига призмы cbd через E_n . При этом сила E представляет сопротивление сдвигу призмы abc под действием силы Q , а не активное давление грунта на мнимую стенку cb . Сила Q равна $(E + E_n)$.

Величина силы E_n представляет пассивное давление грунта на мнимую стенку. При глубине заложения сооружения, равной t , она будет равна (200):

$$E_n = \gamma \frac{b^2 \operatorname{tg}^2 \delta}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + \gamma t b \operatorname{tg} \delta \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right).$$

Величина силы E определяется более сложно. Рассмотрим условия предельного равновесия призмы abc . На эту призму действуют следующие силы:

а) вес призмы грунта abc с приложенной к ней равномерно распределенной нагрузкой p , обозначенной на рис. 106 через G ;

б) реакция R от неподвижной части массива грунта, направленная под углом φ к нормали для плоскости ab . Угол между силами G и R будет равен $(\varphi - \delta)$;

в) реакция E_n от призмы cbd , направленная горизонтально;

г) горизонтальная сила $Q = q_c b$, приложенная к сооружению и передающаяся через трение по подошве сооружения на его основание или на призму abc .

Условия предельного равновесия для призмы abc находим из треугольника сил (рис. 106), где величина третьей стороны равна разности $Q - E_n = E$. Из этого треугольника определим величину E , которая будет равна:

$$E = G \operatorname{tg} (\varphi - \delta).$$

Вес призмы abc с нагрузкой от сооружения равен:

$$G = pb + \frac{b \cdot b \operatorname{tg} \delta}{2} \gamma.$$

Тогда выражение для силы E будет следующим:

$$\begin{aligned} E &= \left(pb + \frac{1}{2} \gamma b^2 \operatorname{tg} \delta \right) \operatorname{tg} (\varphi - \delta) = \\ &= \left(pb + \frac{1}{2} \gamma b^2 \operatorname{tg} \delta \right) \frac{\operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tg} \delta}{1 + \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \delta}. \end{aligned} \quad (215)$$

Если $\delta < \varphi$, то $E > 0$. В этом случае сопротивление сдвигу призмы abc увеличивает общее сопротивление сдвигу основания стенки.

Сумма сил $E + E_n$ для условий предельного равновесия основания должна равняться силе Q :

$$\begin{aligned} Q &= \left(pb + \frac{1}{2} \gamma b^2 \operatorname{tg} \delta \right) \frac{\operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tg} \delta}{1 + \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \delta} + \\ &+ \left(\frac{1}{2} \gamma b^2 \operatorname{tg}^2 \delta + \gamma t b \operatorname{tg} \delta \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \end{aligned} \quad (216)$$

Из полученного выражения (216) можно определить такую величину угла δ , при которой значение сдвигающей силы станет наибольшим.

Для упрощения расчетов вводятся следующие обозначения

$$\operatorname{tg} \delta = z, \quad \operatorname{tg} \varphi = f, \quad \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \beta.$$

После преобразований выражения (216) и учитывая, что весь расчет отнесен к 1 см длины стенки и ширина стенки дана также в сантиметрах, получим следующее:

$$Q = \frac{1}{2} \frac{b}{(1+fz)} (Az^3 + Bz^2 + Cz + D), \quad (217)$$

где множители A , B , C и D имеют размерность $\kappa\Gamma/\text{см}^2$, являются постоянными и равными:

$$A = \gamma \beta b f; \quad B = b \gamma (\beta - 1) + 2 \gamma t f \beta; \quad C = b \gamma f - 2p + 2 \gamma t \beta; \quad D = 2fp.$$

Для нахождения максимума функции Q берется производная от выражения (217) по z . Приравняв ее нулю, получим следующее кубическое уравнение:

$$z^3 + uz^2 + vz + w = 0, \quad (218)$$

где множители u , v и w являются безразмерными коэффициентами и равными:

$$u = \frac{4\beta - 1}{2\beta f} + \frac{t}{bf}; \quad v = \frac{\beta - 1}{\beta f^2} + \frac{2t}{bf}; \quad w = \frac{b\gamma f - 2p(1+f^2)}{2\gamma b\beta f^2} + \frac{t}{bf^2}.$$

Действительный корень кубического уравнения (218) можно найти подбором и определить искомое z . Зная ширину сооружения,

находят по формуле (217) наибольшее значение горизонтальной силы Q_{np} , для заданной вертикальной нагрузки на грунт. Если горизонтальная сила представляет давление воды, то предельный напор воды на гидротехническое сооружение определяется по формуле:

$$H = \sqrt{\frac{2Q_{np}}{\Delta\sigma}}.$$

Значения предельной горизонтальной силы Q_{np} для разных вертикальных нагрузок P от сооружения, для предельного равновесия основания, даны на рис. 105б.

Аналогичные решения могут быть получены с учетом сцепления в грунте, а также трения по вертикальной раздельной плоскости и фильтрационного давления в основании сооружения.

Расчет предельной нагрузки на основание, в случае когда угол δ более нуля, по формуле (217), по сравнению с экспериментальными данными, дает заниженные результаты. Поэтому действительный коэффициент устойчивости основания сооружения будет больше, чем полученный по формулам (180) или (181).

Если же угол δ равен нулю и возможная плоскость скольжения совпадает с подошвой сооружения, то соответствие расчета действительности зависит только от правильности параметров сопротивления грунта сдвигу.

Из числа методов расчета устойчивости основания по гипотезе плоских поверхностей скольжения хорошо отвечают действительности расчет активного давления грунта на стенку и расчет устойчивости сооружения при плоском сдвиге, когда смещение возможно только в его подошве. При этом важно отметить существенную роль правильного выбора параметров сопротивления грунта сдвигу, связанного с правильным учетом инженерно-геологической и гидро-геологической обстановки сооружения. Расчеты же пассивного давления грунта и коэффициента устойчивости основания, когда $\delta > 0$, носят более приближенный характер.

Упражнение № 18. Определить наибольший подпор воды, который может выдержать бетонная плотина, из условий предельного равновесия ее основания. Плотина имеет ширину подошвы 10 м. Основание плотины сложено песком. В нижнем бьефе глубина воды равна нулю и уровень грунтовых вод совпадает с поверхностью грунта. Объемный вес песка с учетом его взвешивания равен $1,0 \text{ т/м}^3$. Коэффициент трения песка равен 0,60, а сцепление отсутствует.

Заглублением плотины и фильтрационным давлением на грунт в основании плотины пренебрегают. Расчет произвести для двух вариантов плотины:

- а) давление на грунт по подошве плотины, с учетом взвешивания равномерно распределенное и равно 2 кг/см^2 ;
- б) то же, но равно 4 кг/см^2 .

43. Гипотеза круглоцилиндрической поверхности скольжения

Задача о предельном равновесии призмы грунта, ограниченной круглоцилиндрической поверхностью скольжения и несущей внешней нагрузку, не имеет общего строгого решения.

Однако расчет устойчивости оснований сооружений по гипотезе круглоцилиндрической поверхности скольжения широко используется в практике строительства, так как в большинстве случаев он удовлетворительно согласуется с лабораторными экспериментами, а также натурными наблюдениями.

Наиболее распространенным методом расчета по гипотезе круглоцилиндрических поверхностей является метод Терцаги, разработанный для расчета устойчивости откосов и склонов, а также набережных. Он распространен вследствие его простоты и наглядности, а также потому, что дает возможность учесть неоднородность массива грунта, любые внешние и фильтрационные нагрузки и любые геологические условия, несмотря на то, что он представляет условный расчетный прием.

Гипотеза круглоцилиндрической поверхности скольжения в плоской задаче для однородного основания была использована для расчета устойчивости фундаментов промышленных и жилых зданий — в методе Горбунова-Посадова (Горбунов-Посадов М. И., 1951) и при расчете устойчивости гидротехнических сооружений с приложенным горизонтальным давлением воды в методе Гришина (Гришин, 1936), где были соблюдены все три условия равновесия.

В трех указанных методах принимают, что призма грунта смещается в окаменелом состоянии и требуется определить положение центра вращения и радиус для дуги обрушения, по которой при нарушении равновесия сдвинется часть массива грунта вместе с сооружением. Во втором и третьем методах, кроме того, принимают, что дуга, по которой происходит скольжение, проходит через край фундамента.

А. Устойчивость откосов и склонов. В методе

Терцаги необходимо найти из возможных дуг обрушения такую, которая отделяет от массива грунта, примыкающего к откосу, объем, ограниченный круглоцилиндрической поверхностью и имеющий наименьшую устойчивость. Коэффициент устойчивости в методе Терцаги рассчитывают по формуле:

$$K(\varphi) = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \delta}, \quad (219)$$

где δ — угол, характеризующий сопротивление сдвигу гипотетического грунта, при котором выделенный объем находится в предельном равновесии. Если $\delta = \varphi$, то откос находится в предельном равновесии. Таким образом решение задачи сводится к поискам дуги

обрушения с наименьшим значением коэффициента устойчивости $K(\varphi)$.

Для этого выделяют в условиях плоской задачи дугой произвольного радиуса R с произвольным центром вращения O часть массива грунта вместе с сооружением. Эта часть массива грунта представляет призму, длина которой в направлении поперек чертежа равна единице длины (рис. 107). Выделенный объем грунта разбивают в плоскости чертежа на отдельные элементы — верти-

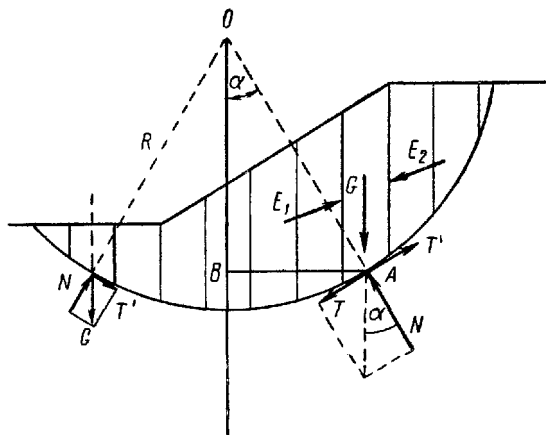


Рис. 107. Расчетная схема для определения устойчивости откоса по К. Терцаги

кальные полоски равной ширины и рассматривают условия равновесия каждой полоски.

Если на поверхности откоса имеется внешняя нагрузка, а также если грунты в выделенном объеме имеют различные объемные веса, то приведенная высота полоски принимается такой, чтобы она имела единый объемный вес грунта и имела бы общий вес, равный действительному весу грунта в полоске, сложенному с приходящейся на полоску внешней нагрузкой. Расчетная схема приведена на рис. 107.

На каждую полоску действуют собственный вес грунта G , реакция неподвижной части массива грунта и наклонные силы взаимодействия с соседними полосками E_1 и E_2 . Поэтому вертикальная составляющая реакции, приложенной к дуге обрушения в основании элемента, в общем случае не равна весу элемента. Однако, не зная распределения напряжений по боковой поверхности раздела каждой полоски, принимают, что силы E_1 и E_2 , действующие по боковым граням, можно рассматривать, как внутренние, взаимно уравновешивающие силы, которые не определяют общей устойчивости выделенной части массива грунта. Поэтому реакция неподвижной части массива грунта в пределах каждого элемента направлена

вертикально, равна весу вертикального элемента и приложена в основании каждого элемента.

Разложим реакцию основания, приходящуюся на каждый вертикальный элемент, на составляющие нормальную N_i и касательную T_i к круговой поверхности, учитывая, что линия действия нормальной силы должна пройти через центр O :

$$N_i = G_i \cos \alpha_i \quad (220)$$

$$T_i = G_i \sin \alpha_i, \quad (221)$$

где N_i — нормальная составляющая веса выделенного вертикального элемента;

T_i — касательная составляющая веса того же элемента;

α_i — угол между вертикалью и направлением прямой, соединяющей центр вращения O с точкой пересечения линии действия реакции и дуги обрушения.

Справа от вертикали, проходящей через точку O , касательные силы принимаются положительными, а слева — отрицательными. Положительные касательные силы будут стремиться сдвинуть элемент по кривой обрушения справа налево (рис. 107). Если у грунта сцепление равно нулю, то действию касательных сил будет сопротивляться сила трения по дуге обрушения, равная нормальной силе, умноженной на коэффициент трения $\operatorname{tg} \delta$:

$$T'_i = N_i \operatorname{tg} \delta = G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \delta. \quad (222)$$

Если в грунте имеется сцепление, то действию касательных сил будет дополнительно сопротивляться сила сцепления по основанию каждого элемента.

Условие предельного равновесия для всей сдвигаемой части массива грунта принимают в виде равенства нулю моментов всех действующих сил для намеченного центра вращения:

$$\Sigma M = R \Sigma G_i \sin \alpha_i - R \operatorname{tg} \delta \Sigma G_i \cos \alpha_i - RcL = 0,$$

где R — радиус вращения дуги обрушения;

G_i — веса отдельных вертикальных элементов;

L — длина всей дуги обрушения;

$\operatorname{tg} \delta$ — коэффициент трения гипотетического грунта;

c — сцепление грунта, слагающего откос.

Коэффициент трения гипотетического грунта, при котором выделенный объем грунта находится в предельном равновесии, будет равен:

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{\Sigma G_i \sin \alpha_i - cL}{\Sigma G_i \cos \alpha_i} \quad (223)$$

и коэффициент устойчивости будет равен:

$$K(\varphi) = \frac{\operatorname{tg} \varphi \Sigma G_i \cos \alpha_i}{\Sigma G_i \sin \alpha_i - cL}. \quad (224)$$

Если массив грунта состоит из нескольких слоев с разными $\text{tg } \varphi_1, \text{tg } \varphi_2, \dots$, то у площадок в основании каждого вертикального элемента будут разные $\text{tg } \varphi$.

Расчет начинают с дуги, проведенной через подошву откоса, из центра вращения, расположенного несколько выше бровки откоса и смещенного несколько в сторону откоса. Для каждой выделенной элементарной плоскости в пределах призмы обрушения определяют ее вес G_i . Если откос сложен песком, у которого сцепление равно нулю, то после приведения каждой элементарной плоскости к единому объемному весу и суммирования ее высоты с приведенной высотой для равномерно распределенной нагрузки за откосом, при одинаковой ширине каждой полоски, можно вес G_i заменить полученной суммарной ее высотой H_i . Затем вычисляют для каждой полоски синус и косинус центрального угла по измеренным на чертеже (рис. 107) сторонам прямоугольного треугольника AOB , для синуса — по длине стороны AB , для косинуса — по длине стороны OB . После этого определяют нормальные и касательные составляющие. С учетом знака производят алгебраическое суммирование сдвигающих и удерживающих сил и определяют искомый коэффициент устойчивости для данной дуги обрушения по следующей форме.

№ элементарных полосок	G_i или H_i	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$\pm G \sin \alpha$	$G \cos \alpha$

Повторяя приведенный расчет коэффициента устойчивости для разных центров вращения, перемещают последние вначале по вертикали и находят центр с минимальным коэффициентом устойчивости. Затем перемещают центры вращения на высоте этого центра по горизонтали, находят дугу обрушения, проходящую через подошву откоса и имеющую минимальный коэффициент устойчивости. После этого, сохраняя центр вращения, меняют длину радиуса, проводя дугу обрушения за подошвой откоса и вычисляют коэффициенты устойчивости для разных радиусов дуг обрушения и находят для данного центра дугу с минимальной устойчивостью. Наконец, производят контрольное вычисление для любого нового центра, где должен получиться больший коэффициент устойчивости.

В методе имеется ряд противоречий: условие предельного равновесия, характеризуемое в точках на дуге скольжения углом отклонения равном углу φ , не выполнено ни для полосок, ни для всей сдвигаемой части массива грунта; равенство касательных сил

и сопротивления трения, вытекающее из условия предельного равновесия, у каждого элемента согласно (220) и (221) $G_i \sin \alpha_i = G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi$ приводит к равенству $\alpha_i = \varphi$, тогда как угол φ для данного грунта является величиной постоянной, а угол α_i , представляющий угол отклонения полного напряжения от нормали к площадке, изменяется от полосы к полоске; три условия равновесия для плоской задачи $\sum Z = 0$; $\sum Y = 0$; $\sum M = 0$, не соблюдены совместно, так как проекция всех сил на вертикальную ось не равна нулю; направление у касательных составляющих слева от вертикали, проходящей через центр вращения, совпадает с направлением сопротивления трения.

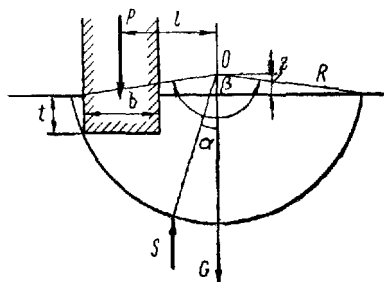


Рис. 108. Расчетная схема для определения устойчивости основания при вертикальной нагрузке на него по гипотезе круглоцилиндрической поверхности скольжения

Учитывая, что при расчете устойчивости сооружений важно считаться с физической сущностью явления, следует отметить, что в формуле (224) сопротивление грунта сдвигу, разделенное на трение и сцепление, попадает и в числитель и в знаменатель. По смыслу удерживающих сил, обе части

сопротивления грунта сдвигу желательно иметь в числителе. Поэтому распространено выражение для коэффициента устойчивости откоса в виде отношения момента сил удерживающих к моменту сил сдвигающих:

$$K(M) = \frac{\operatorname{tg} \varphi \sum G_i \cos \alpha_i + cL}{\sum G_i \sin \alpha_i}. \quad (225)$$

Приведенный метод применяют для расчета устойчивости откосов и набережных. Для однородного массива грунта многими авторами разработаны упрощающие расчет приемы, вспомогательные таблицы и графики, ускоряющие расчет.

Б. Устойчивость оснований сооружений.

В методе Горбунова-Посадова, с использованием гипотезы круглоцилиндрической поверхности скольжения величину предельной нагрузки на грунт определяют аналитически, задаваясь коэффициентом устойчивости, равным единице.

В расчетной схеме принимают, что на твердую призму скольжения (рис. 108) действуют силы: собственный вес грунта в объеме призмы G ; нагрузка на фундамент P , заглубленного на величину t ; реактивная сила S со стороны неподвижной части массива грунта, приложенная в точке на дуге обрушения, которая составляет с нормалью к дуге, для условий предельного равновесия, угол φ . Век-

торы этих сил параллельны. Для условий равновесия сумма проекций всех действующих сил на вертикальную и горизонтальную оси равна нулю. Для момента всех сил относительно центра вращения O , равного нулю, получим:

$$Pl = (P + G) R \sin \alpha,$$

где

$$G = \frac{\gamma R^2}{2} (\beta - \sin \beta),$$

$$l = R \sqrt{1 - \left(\cos \frac{\beta}{2} + \frac{t}{R} \right)^2} - \frac{b}{2}.$$

Для условий предельного равновесия $\alpha = \varphi$, предельная нагрузка на фундамент будет равна:

$$P_{np} = \frac{GR \sin \varphi}{l - R \sin \varphi}. \quad (226)$$

Для решения задачи по формуле (226) необходимо получить значение радиуса искомой дуги R и соответствующий ей центральный угол β , или размеры призмы скольжения, для минимального P . Искомое решение можно получить приближенно. Для ускорения приближенных расчетов составлены таблицы, позволяющие для центрально приложенной вертикальной нагрузки на фундамент и песчаного однородного грунта получить величину предельной нагрузки на грунт от фундамента по формуле:

$$p_{np} = A b \gamma, \quad (227)$$

где γ — объемный вес грунта, $т/м^3$,

b — ширина подошвы фундамента, $м$,

A — безразмерный коэффициент, определяемый по табл. 39.

В табл. 39 приведены значения коэффициента A для разной относительной глубины заложения фундамента $\frac{t}{b}$ и различных коэффициентов трения грунта $\operatorname{tg} \varphi$.

Таблица 39

$\operatorname{tg} \varphi \backslash \frac{t}{b}$	0,00	0,25	0,50	1,0	1,5	2,0
0,37	2	3	4	5	8	12
0,47	5	6	8	11	15	21
0,58	9	11	13	19	25	34
0,70	18	21	25	33	41	55
0,84	33	39	45	57	72	95

Требуемые для вычерчивания дуги скольжения при $\frac{t}{b} < 1$, радиус искомой дуги, равный (рис. 108) $R = B \cdot b$ и ординату z , равную $z = Cb$, находят по значениям коэффициентов B и C , приведенным в табл. 40.

Отрицательные ординаты откладывают книзу от поверхности земли. Дугу обрушения проводят через край фундамента.

Для примера, решенного в табл. 38, при относительной глубине заложения фундамента $\frac{t}{b} = \frac{2}{8} = 0,25$, коэффициент A из табл. 39

Таблица 40

$\frac{t}{b} \backslash \text{tg } \varphi$	B			C		
	0,37	0,58	0,84	0,37	0,58	0,84
0,0	1,3	1,7	2,2	1,0	0,9	0,8
0,5	1,3	1,7	2,3	-0,2	-0,2	-0,2
1,0	1,5	1,9	2,6	-0,5	-0,5	-0,5
1,5	1,8	2,2	2,9	-0,7	-0,7	-0,7
2,0	2,1	2,5	3,2	-1,0	-1,0	-1,0

равен 12,6. Соответствующая предельная нагрузка на грунт будет равна (227).

$$p_{np} = 12,6 \cdot 8 \cdot 1 \cdot 0,1 = 10,2 \text{ кг/см}^2$$

и частный коэффициент устойчивости основания для принятой в проекте средней нагрузки на грунт, за вычетом веса грунта для данной глубины заложения, равной $2,1 \text{ кг/см}^2$, будет:

$$K(P) = \frac{10,2}{2,1} = 4,8.$$

Размер призмы выпора определится радиусом обрушения, равным $R = 1,7 \times 8 = 13,6 \text{ м}$ и ординатой — $z = 0,1 \times 8 = 0,8 \text{ м}$, над поверхностью земли.

В методе Грищина все силы, действующие на напорное гидротехническое сооружение, например плотину, приводятся к двум силам (рис. 109): вертикальной P и горизонтальной Q . В расчетной схеме принимают, что плотина вместе с грунтом основания скользит по дуге окружности, проведенной из произвольного центра вращения O , через край фундамента A радиусом R . Половина центрального угла обозначается через α .

Силу P переносят по линии ее действия до пересечения с дугой скольжения и раскладывают на составляющие:

$$N_1 = P \cos \beta \text{ и } T_1 = P \sin \beta.$$

Силу Q переносят по линии ее действия в точку B и раскладывают на следующие составляющие:

$$N_2 = Q \sin \alpha \text{ и } T_2 = Q \cos \alpha.$$

Все призмы скользящей призмы грунта G определяют по формуле:

$$G = \gamma (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) R^2.$$

Силы трения в грунте, действующие по касательной к дуге обрушения, если коэффициент трения, равен $\operatorname{tg} \varphi$, соответственно

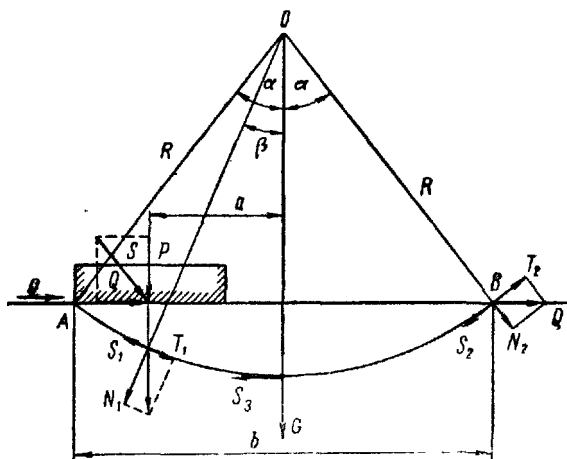


Рис. 109. Расчетная схема для определения устойчивости основания при одновременном действии вертикальной и горизонтальной нагрузок по гипотезе круглоцилиндрической поверхности скольжения

будут следующими:

$$S_1 = P \cos \beta \operatorname{tg} \varphi; \quad S_2 = Q \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi; \quad S_3 = G \operatorname{tg} \varphi.$$

Коэффициент устойчивости определяют исходя из условия предельного равновесия действующих сил, при равенстве нулю их момента относительно центра вращения O :

$$(P \sin \beta + Q \cos \alpha) R - (P \cos \beta + Q \sin \alpha + G) R \operatorname{tg} \varphi = 0 \quad (228)$$

Из выражения (228) можно получить предельное значение одного из факторов (в зависимости от других факторов), при котором основание плотины будет иметь предельное равновесие. Если решить уравнение (228) относительно Q и определить величину силы Q_{np} ,

то частный коэффициент устойчивости по фактору Q будет равен:

$$K(Q) = \frac{Q_{np}}{Q} = \frac{(P \cos \beta + G) \operatorname{tg} \varphi - P \sin \beta}{Q (\cos \alpha - \sin \alpha)}. \quad (229)$$

Полученный частный коэффициент устойчивости показывает, во сколько раз надо увеличить заданную силу Q , чтобы нарушить устойчивость сооружения.

Центр вращения для дуги с минимальным частным коэффициентом устойчивости находят постепенным приближением. Вначале строят кривые зависимости частного коэффициента устойчивости от различных центральных углов $K=f(\alpha)$, задавая постоянным отношением $\frac{b}{a} \sim = 4$ и находят значение α для дуги с минимальным

частным коэффициентом устойчивости. Затем строят кривые $K=f\left(\frac{b}{a}\right)$ для найденного значения α и снова находят дугу с минимальным частным коэффициентом устойчивости. Начальное значение радиуса дуги принимают равным $R \sim 1,5 b$.

В сложных и ответственных случаях анализируют коэффициенты устойчивости по всем факторам. За окончательный коэффициент устойчивости основания принимают такой частный коэффициент устойчивости, который определен по наименее надежно вычисленному фактору. При определении коэффициента устойчивости основания методом Гришина можно учитывать также сцепление в связных грунтах, действие фильтрационного давления и других сил, приложенных к основанию.

Из произведенных лабораторных исследований (Хрусталеv, 1939) можно установить, что наиболее опасные поверхности скольжения в однородном основании не начинаются у верхнего края фундамента, как это было принято в методе Гришина, а в точке, расположенной ближе к его центру. Положение дуги обрушения зависит от места пересечения равнодействующей сил с подошвой фундамента. Чем ближе к краю равнодействующая пересекает подошву фундамента, тем ближе к этому краю расположено начало кривой скольжения. Чем больше вертикальная нагрузка на фундамент, тем глубже от его подошвы расположена кривая скольжения. При малой нагрузке на основание и малом эксцентриситете равнодействующей сдвиг происходит по подошве фундамента.

Из изложенного видно, что метод расчета предельной нагрузки на грунт от фундамента по круглоцилиндрической поверхности скольжения дает различный коэффициент устойчивости основания. Здесь также важно отметить, особенно для метода Терцаги и метода Гришина, существенное влияние на результаты расчета коэффициента устойчивости откоса или основания, правильного учета инженерно-геологической и гидрогеологической обстановки сооружения (условий залегания и мощности слоев, наличие слабых прослоек, обводненность, выходы грунтовых вод и их напорность и т. д.) и выбора параметров сопротивления грунта сдвигу.

44. Теория предельного равновесия

В рассмотренных методах расчета устойчивости оснований сооружений, когда в расчетных моделях возможная поверхность скольжения грунта под фундаментом принималась плоской или круглоцилиндрической, призма выпора грунта рассматривалась как твердое тело, силы сопротивления скольжению в грунте были приложены по поверхности скольжения и предельное равновесие рассматривалось для всей затвердевшей призмы грунта в целом.

В теории предельного равновесия исходят из другой расчетной модели. У этой модели во всех точках призмы выпора и за ее пределами в массиве грунта имеет место состояние предельного равновесия. Такая модель отличается от модели линейно деформируемой среды.

Поэтому здесь будем называть, в отличие от плоской задачи распределения напряжений в среде теории упругости, равновесие в массиве грунта, к поверхности которого приложена полосовая нагрузка, **плоским равновесием**.

Если в прямоугольной системе координат ось z направить вертикально книзу, а оси x и y расположить в горизонтальной плоскости, то поверхности скольжения в массиве грунта, при его плоском предельном равновесии, будут цилиндрическими, с образующими параллельными оси x . Линии пересечения этих поверхностей скольжения с плоскостью yz будут **линии скольжения**.

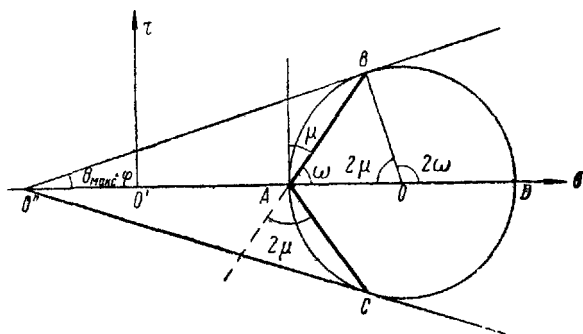
В теории предельного равновесия рассмотрены те же три задачи: устойчивость основания сооружения, давление грунта на подпорную стенку и устойчивость склона или откоса.

При решении этих задач в теории предельного равновесия линия скольжения в грунте является искомой. В расчете устойчивости принимают, что скольжение части массива грунта вместе с сооружением происходит по линии скольжения, проходящей через край B подошвы фундамента со стороны противоположной направлению выпора (рис. 110).

Состояние плоского предельного равновесия в точке M (рис. 110), расположенной в массиве грунта, возникающее под действием внешней нагрузки, наглядно изображается кругом напряжений (рис. 111). Точки касания B и C на круге для касательных, проведенных через точку O'' и называемых предельными прямыми, определяют положение площадок, проходящих через точку M в массиве грунта, в которых угол отклонения θ является наибольшим. Если наибольший угол отклонения θ равен углу φ , как показано на рис. 111, то в точке M имеет место предельное равновесие и такие площадки называются площадками скольжения. Через любую точку M в массиве грунта можно провести две площадки скольжения AB и AC .

Для нахождения линий скольжения введем новый угол μ между направлением площадки скольжения и направлением главного

равен нулю. Направление площадки скольжения обозначено через $n-n$. Для нее угол отклонения имеет наибольшее значение θ_{\max} и равен углу φ . Угол между площадкой скольжения и главной



площадкой обозначен через ω . Он равен углу между направлениями нормальной составляющей напряжения σ_n для площадки скольжения и направлением главного напряжения σ_1 . Сумма углов $(\mu + \omega) = 90^\circ$. Угол μ зависит от угла φ . В прямоугольном треугольнике $BO'O$, показанном на рис. 111, угол $AOB = 2\mu$, так как смежный с ним угол $BOD = 2\omega$. Следовательно, имеем:

200

Продолжив на рис. 111 направление одной из площадок скольжения пунктиром, можно установить, что угол между обеими площадками скольжения равен 2μ . Таким образом через каждую точку

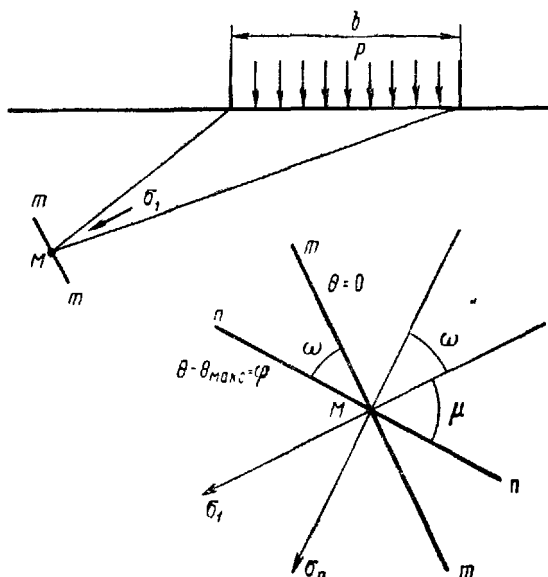


Рис. 112. Относительное расположение площадок скольжения к главным площадкам

в массиве грунта проходят две линии скольжения, касательные к которым расположены под углом 2μ одна к другой, а вся зона предельного равновесия в массиве грунта покрыта сеткой линий скольжения.

Для определения распределения напряжений в среде теории предельного равновесия и нахождения линий скольжения в основании сооружения за исходные дифференциальные уравнения принимают уравнения равновесия такие же, как и в теории упругости (14), но дополняют их не законом Гука, а условием предельного равновесия.

Для плоского равновесия однородного основания, когда объемной силой является сила тяжести или собственный вес грунта, уравнения равновесия в прямоугольной системе координат имеют следующий вид:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = \gamma \quad (231)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial z} = 0, \quad (232)$$

Третьим уравнением, связывающим три неизвестные составляющие напряжения, служит условие предельного равновесия, которое в общем случае, когда $\operatorname{tg} \varphi \neq 0$ и $c \neq 0$, может быть представлено в следующем виде:

$$\sin^2 \varphi = \frac{(\sigma_z - \sigma_v)^2 + 4\tau^2}{\left(\sigma_z + \sigma_v + \frac{2c}{\operatorname{tg} \varphi}\right)^2}. \quad (233)$$

При решении задачи располагают начало координат на краю O подошвы фундамента (рис. 110) со стороны вероятного выпора грунта.

Для упрощения решения дифференциальных уравнений заменим искомые три составляющие напряжения двумя новыми переменными (Соколовский, 1954). Введем новую переменную величину σ , равную отрезку OO'' на круге напряжений, показанную на рис. 113:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}, \quad \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \sigma - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}. \quad (234)$$

202

Далее находим выражения для трех составляющих напряжений в горизонтальной и вертикальной площадках через главные напряжения. Напряжения в этих площадках показаны на рис. 115 отрезками: $O'C = \sigma_y$, который представляет нормальное напряжение в вертикальной площадке AB ; $O'E = \sigma_z$, представляющий нормальное напряжение в горизонтальной площадке AD , и $BC = DE = \tau$. Угол между горизонтальной площадкой AD и главным нап

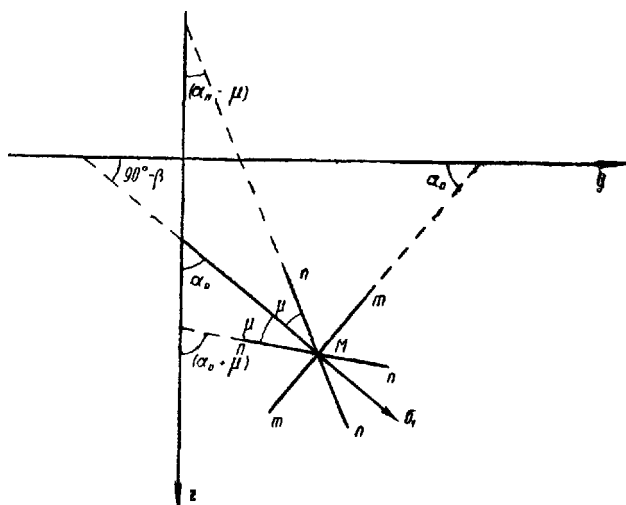


Рис. 114. Обозначения для направлений площадок скольжения по отношению к осям прямоугольной системы координат

влением есть угол $\alpha_n = (90^\circ - \omega)$, где угол ω — угол между вертикальной площадкой AB и главным направлением $O'O$. Следовательно, угол BOE равен 2ω , а угол $AOB = DOE = 2\alpha_n$. Тогда составляющие напряжений, как это видно из рис. 115, можно будет выразить через главные напряжения следующими зависимостями:

$$\sigma_z = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\alpha_n, \quad (235)$$

$$\sigma_y = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\alpha_n, \quad (236)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha_n. \quad (237)$$

Полусумма главных напряжений может быть заменена новой переменной по формуле (234). Полуразность может быть получена из условий предельного равновесия в площадке скольжения, которая имеет следующий вид:

$$T = \left(\sigma_n + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \right) \operatorname{tg} \varphi, \quad (238)$$

ния в большинстве случаев не может быть получено в замкнутой форме. В этих случаях уравнения решаются путем численного интегрирования для заданных граничных условий. В результате получают для всей призмы выпора сетку линий скольжения обеих систем, которая и дает возможность решить задачу плоского предельного равновесия.

Сетка линий скольжения в общем случае состоит из криволинейных линий. Однако в некоторых частных случаях в определенных частях призмы скольжения линии могут быть прямыми.

Существо задачи можно наглядно представить на модели основания, представляющей рычажные весы, которые имеют большое трение. Если на одну чашку весов положить небольшую гирию P , то они останутся в равновесии из-за сил трения (рис. 116). Если же гирия P достаточно велика, то для равновесия потребуется положить другую гирию R и на вторую чашку весов. Предельным равновесием весов будет такое их состояние, при котором сколь угодно малое увеличение груза на одной из чашек выводит весы из состояния покоя.



Рис. 116 Схема весов, имеющих большое трение в цапфах

Легкие, по сравнению с гириями, весы соответствуют невесомому грунту, а тяжелые весы отвечают грунтовому массиву с собственным весом.

А. Устойчивость оснований сооружений.

Задача об устойчивости основания сооружения аналогична следующей задаче с весами. На правую чашку весов положена гирия P , определить груз R , который надо положить на левую чашку для того, чтобы весы находились в состоянии предельного равновесия. Эта задача имеет два решения, одно из которых устанавливает величину груза R , который меньше положенного на правую чашку весов P , а другое — больше этого веса P . Возможное нарушение равновесия в обоих случаях будет происходить в различных направлениях, в первом случае левая чашка будет подниматься (соответствует выпору грунта), а во втором — она будет опускаться (из-за осадки, вызванной выпором грунта).

Решим первую задачу плоского равновесия о нахождении минимальной пригрузки призмы выпора для данной нагрузки на грунт от ленточного фундамента без учета его жесткости. Здесь пригрузка представляет внешнюю силу, соответствующую величине заглубления этого фундамента, для весомой или невесомой призмы выпора. Затем — вторую задачу, о максимальной равномерно распределенной нагрузке на грунт от ленточного фундамента, для данной пригрузки его призмы выпора.

Обе задачи решаются в замкнутой форме для невесомой призмы выпора. Для ленточного фундамента шириной b со средней равно-

мерно распределенной по подошве фундамента нагрузкой равной p_c , приложенной вдоль положительного направления оси y , как показано на рис. 117, граничными условиями на контуре OA будут;

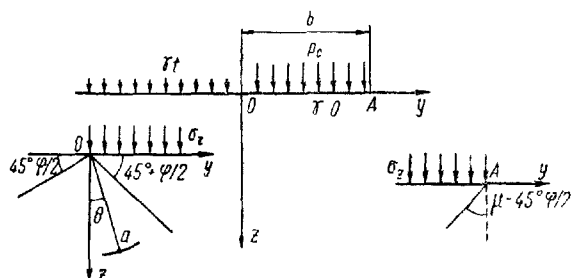


Рис. 117. Расчетная схема для определения величины пригрузки гибкого фундамента, при невязом грунте в его основании по теории предельного равновесия

вертикальные нормальные напряжения $\sigma_z = p_c$ и касательные $\tau = 0$. Для новых переменных согласно уравнениям (242) и (243) они будут следующими:

$$\sigma = \frac{p_c + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}}{1 + \sin \varphi} ; \quad \alpha_n = 0.$$

В результате решения приведенных дифференциальных уравнений плоского равновесия при заданных граничных условиях для нагрузки $\sigma_z = p_c$, которая приложена справа от начала координат O , получено следующее уравнение для минимальной пригрузки $\sigma_z = \gamma t$, представляющей внешнюю нагрузку в той же точке O , но приложенную слева от нее:

$$\gamma t = \left(p_c + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \right) \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} e^{-\pi \operatorname{tg} \varphi} - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}. \quad (244)$$

Призма выпора ограничена линией скольжения, проходящей через правый край фундамента A . Площадка скольжения, примыкающая к подошве фундамента в точке A , при $\alpha_n = 0$, будет составлять с осью z угол μ , который равен $\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$, согласно (рис. 114). Сетка в пределах призмы выпора состоит из трех областей, показанных на рис. 110. В областях OBD и OCA сетка линий скольжения состоит из прямых, наклоненных в области OBD к оси y на угол $\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$ и в области OCA на угол $\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$. В области же ODC сетка состоит из пучка прямых, проходящих через точку O и семейства логарифмических спиралей, имеющих следующее уравнение в системе полярных координат (рис. 117):

$$a = C e^{-\theta \operatorname{tg} \varphi}, \quad (245)$$

где C — постоянная, определяемая из граничных условий;

a, θ — полярные координаты, у которых для радиуса a началом служит точка O , а полярный угол θ отсчитывается от оси z .

Величина максимальной нагрузки на грунт от ленточного фундамента без учета его жесткости, приложенная справа от точки O , может быть получена из уравнения (244) для заданной пригрузки $\sigma_z = \gamma t$ на невесомой призме выпора:

$$p_c = \left(\gamma t + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \right) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{и} \quad \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} = \left(\gamma t + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \right) A - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}. \quad (246)$$

Значения коэффициента A , зависящего от коэффициента трения грунта, для формулы (246) приведены в табл. 41 (Соколовский, 1954):

Таблица 41

$\operatorname{tg} \varphi$	0,0	0,09	0,18	0,27	0,36	0,47	0,58	0,70	0,84
A	0,00	1,57	2,47	3,94	6,40	10,7	18,4	33,3	64,2

Полученные решения (244) и (246) не зависят от ширины фундамента, потому что определяют условия предельного равновесия в точке O .

Зависимость между шириной фундамента b и шириной призмы выпора l , исходя из очертания линии скольжения, проходящей через правый край фундамента (рис. 110), будет следующей:

$$l = \frac{b}{\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} \cdot e^{\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \varphi}. \quad (247)$$

Таким образом принимается, что линии скольжения возникают только в пределах призмы выпора, хотя состояние предельного равновесия как для объема призмы выпора, так и для неподвижной части массива грунта одинаково описываются исходными дифференциальными уравнениями. Опытная проверка полученных решений, из-за сложности создания условий предельного равновесия во всех точках массива грунта, еще широко не обсуждалась.

Для примера, решенного в табл. 38, для условий предельного равновесия основания, пригрузка по формуле (244), для $p_c = 2,5 \text{ кг/см}^2$, $\operatorname{tg} \varphi = 0,60$ и $c = 0$, равна $\gamma t = 0,13 \text{ кг/см}^2$, а предельное среднее давление по подошве фундамента для $\gamma t = 0,4 \text{ кг/см}^2$, $\operatorname{tg} \varphi = 0,60$ и $c = 0$, получается равным $p_c = 8,3 \text{ кг/см}^2$. Таким образом, коэффициент устойчивости запроектированного фун-

дамента при невесомом грунте в призме выпора равен:

$$K(P) = \frac{8,3}{2,5} = 3,3.$$

Сравним требуемую глубину заложения, полученную для условий предельного равновесия основания из выражения (244) с глубиной, полученной по формуле Паукера (213). Требуемая глубина заложения будет:

$$t = \frac{1}{\gamma} \left[\left(p_c + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \right) \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} e^{-\pi \operatorname{tg} \varphi} - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \right], \quad (248)$$

Если экспериментальная прямая для зависимости сопротивления грунта сдвигу от нагрузки на него проходит через начало координат, т. е. сопротивление сдвигу равно $\tau_{\max} = p \operatorname{tg} \varphi$, то выражение для требуемой глубины заложения будет:

$$t = \frac{p}{\gamma} \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \cdot e^{-\pi \operatorname{tg} \varphi} = \frac{p}{\gamma} \lambda_1, \quad (249)$$

где λ_1 — коэффициент, значение которого было получено по теории предельного равновесия.

Глубина заложения по формуле Паукера приводится к следующему виду:

$$t = \frac{p}{\gamma} \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^2 = \frac{p}{\gamma} \lambda_2, \quad (250)$$

где λ_2 — коэффициент, значение которого было получено для условий предельного равновесия в точке, расположенной под краем фундамента.

Величины λ_1 и λ_2 для разных коэффициентов трения $\operatorname{tg} \varphi$ приведены в табл. 42 (Соколовский, 1954).

Таблица 42

$\operatorname{tg} \varphi$	0,0	0,18	0,36	0,58	0,84
λ_2	1,00	0,50	0,24	0,11	0,05
λ_1	1,00	0,41	0,13	0,05	0,02
$\frac{\lambda_2}{\lambda_1}$	1,0	1,2	1,8	2,2	2,5

В последней строчке табл. 42 даны коэффициенты завышения требуемого заглубления фундамента при расчете по формуле Паукера по сравнению с решением по теории предельного равновесия.

Для весомого грунта в призме выпора граничными условиями являются следующие:

$$\sigma = \frac{\gamma z + p_c + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}}{1 + \sin \varphi}; \quad \alpha_n = 0.$$

Общее решение задачи не представляется возможным получить, кроме выражения для пригрузки в точке O , которая равна пригрузке в той же точке для невесомого грунта, согласно формуле (244). Пригрузка на остальном протяжении вдоль отрицательного направления оси y будет убывающей. Сетка скольжения в области OBD (рис. 110) будет такой же, как для случая невесомого грунта в основании фундамента. В других же областях линии скольжения будут криволинейными и задача решается численным интегрированием.

Такое решение было получено Березанцевым (1958) для различной ширины фундамента (b) и различной глубины заложения (t):

$$p_{np} = Db\gamma. \quad (251)$$

Значения коэффициента D даны в табл. 43.

Таблица 43

$\frac{t}{b} \backslash \operatorname{tg} \varphi$	0,49	0,53	0,58	0,63	0,67	0,72	0,78
0	6,8	8,0	11	14	20	26	37
0,5	14,0	17,5	22	29	42	53	72
1,0	21,3	29,4	35	45	59	80	105
2,0	27,3	32,9	43	55	74	95	—
3,0	34,4	41,6	53	69	92	118	—

Предельная эпюра давлений по подошве ленточного фундамента для условий предельного равновесия, без учета жесткости фундамента, для весомого грунта в призме выпора получается практически трапецевидной с возрастающим давлением вдоль положительного направления оси y (рис. 118). Приближенное уравнение предельной эпюры давления для $\operatorname{tg} \varphi \neq 0$ и $c \neq 0$ можно привести в следующем виде (Соколовский, 1952):

$$p = \gamma t \alpha + c \beta + \gamma^0 y \delta. \quad (252)$$

Коэффициенты α , β и δ для различных коэффициентов трения помещены в табл. 44.

Из табл. 44 видно, что с увеличением коэффициента трения грунта резко возрастает краевое предельное давление у точки O , а также интенсивность роста предельного давления вдоль положительного направления оси y .

Таблица 44

tg φ	0,0	0,09	0,18	0,27	0,36	0,47	0,58	0,70	0,84
α	1,00	1,57	2,47	3,94	6,40	10,7	18,4	33,3	64,2
β	5,14	6,49	8,34	11,0	14,8	20,7	30,1	46,1	75,3
δ	0,00	0,11	0,46	1,26	2,94	6,7	16,2	36,7	76,4

Для жесткого фундамента при учете собственного веса грунта в его основании среднее давление по теории предельного равновесия должно превышать полученные результаты расчета предельной эпюры давления для гибкой полосы загрузки.

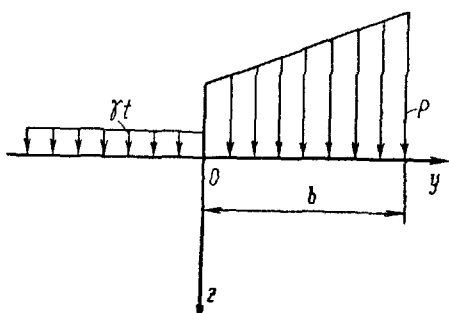


Рис. 118. Предельная эпюра нагрузки на грунт, при наличии пригрузки (заглубления фундамента) с учетом собственного веса грунта в основании

Более простое решение для предельной эпюры давления при учете собственного веса грунта получено для предельного равновесия основания откоса земляной насыпи (рис. 119). В этом случае эпюра предельного давления получается равномерно возрастающей вдоль положительной оси y . Она

вычисляется по следующей формуле (Соколовский, 1954):

$$p_{np} = \gamma s (1 + \sin \varphi) = \gamma u B, \quad (253)$$

где s — функция угла φ . Значение величины B даны в табл. 45 в зависимости от коэффициента трения $\text{tg} \varphi$ песчаного грунта, слагающего основание откоса.

Таблица 45

tg φ	0,18	0,27	0,36	0,47	0,58	0,70	0,84
B	0,46	1,26	2,94	6,70	16,2	36,7	76,4

Из табл. 45 видно, что с увеличением коэффициента трения $\operatorname{tg} \varphi$ у песка в основании откоса значительно возрастает его предельная крутизна для условий предельного равновесия основания. Таким образом, если откос сложен из того же песка, что и его основание, то предельное равновесие в основании откоса никогда не будет достигнуто и обрушение откоса может наступить только в пределах его высоты.

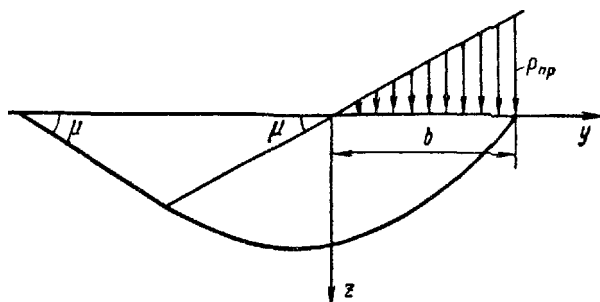


Рис. 119. Расчетная схема для определения заложения откоса при условии предельного равновесия его основания с учетом собственного веса грунта в основании

Если в грунте основания имеется сцепление, то можно пользоваться приближенной формулой (252), принимая в ней пригрузку γt равной нулю.

На рис. 119 дана линия скольжения для коэффициента трения $\operatorname{tg} \varphi = 0,58$ при $y = b$. Из него видно, что глубина призмы скольжения при коэффициенте трения $\operatorname{tg} \varphi = 0,58$ составляет 75% от ширины b .

За коэффициент устойчивости основания откоса можно принять отношение предельной нагрузки p_{np} к принятой в проекте p :

$$K(p) = \frac{p_{np}}{p}.$$

При одновременном приложении к основанию вертикальной и горизонтальной нагрузок, когда касательные напряжения по подошве фундамента равномерно возрастают в положительном направлении оси y и равны $q = p_{np} \operatorname{tg} \varphi$ предельное нормальное напряжение по подошве фундамента может быть определено по приближенной формуле (252) согласно данным табл. 46 (Соколовский, 1952).

Из сравнения данных табл. 46 и 44 видно, что при равномерно распределенной пригрузке γt на призме выпора и одновременно действующих вертикальной и горизонтальной нагрузках на грунт эпюра предельного вертикального давления значительно уменьшается по сравнению с аналогичной эпюрой для случая, когда горизонтальная нагрузка на грунт отсутствует.

Таблица 46

$\operatorname{tg} \varphi$	0,0	0,09	0,18	0,27	0,36	0,47	0,58	0,70	0,84
α	1,00	1,24	1,50	1,79	2,09	2,41	2,75	3,08	3,42
β	2,57	2,72	2,84	2,94	3,00	3,03	3,02	2,97	2,88
δ	0,00	0,09	0,17	0,25	0,32	0,38	0,43	0,47	0,49

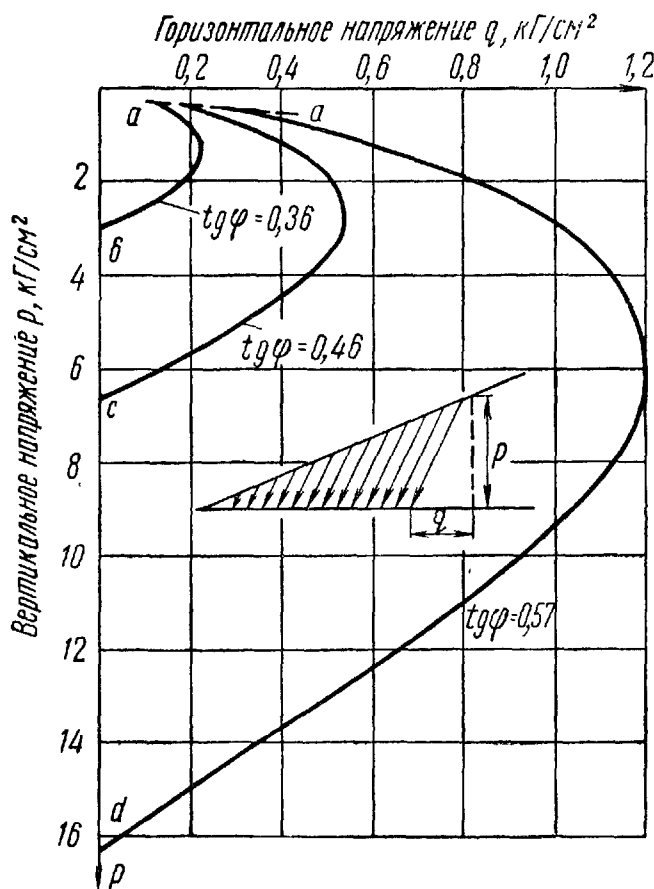


Рис. 120. Изменение предельной вертикальной нагрузки p в зависимости от величины одновременно приложенного горизонтального усилия q , по теории предельного равновесия, для разных коэффициентов трения в грунте

На рис. 120 показана зависимость предельной горизонтальной нагрузки на основание от величины вертикальной нагрузки при отсутствии пригрузки, для песчаного грунта с различными коэффициентами трения. Из рисунка видно, как резко падает несущая способность песчаного грунта с уменьшением его коэффициента трения при расчете устойчивости основания по теории предельного равновесия. Пунктирная линия a — a на рис. 120 дана для случая, когда поверхность скольжения совпадает с подошвой сооружения. Другой крайний случай соответствует точкам b , c и d , когда линия скольжения имеет наиболее глубокое расположение и нельзя приложить никакой горизонтальной нагрузки без нарушения равновесия грунта в основании.

Б. Давление грунта на подпорную стенку.

Исследование давления грунта на подпорную стенку в теории предельного равновесия, для случаев наклона внутренней грани стенки и наклона засыпки за стенкой при наличии трения грунта по этой грани, производится приближенным интегрированием дифференциальных уравнений методом конечных разностей.

Если внутренняя грань стенки вертикальна, а поверхность грунта за стенкой горизонтальна, то активное давление грунта определяется по эпюре распределения нормальных давлений на этой грани по формуле:

$$\sigma_y = \gamma z \cdot s \cdot \cos \delta (\cos \delta - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \delta}) = \gamma z B_1, \quad (254)$$

где s — функция угла φ и угла трения δ грунта по стенке.

Для сравнения полученного распределения нормальных давлений по теории предельного равновесия с решением Кулона приводится табл. 47 (Соколовский, 1953). В ней даны значения коэффициента B_1 для решения по теории предельного равновесия и коэффициента B_c по Кулону. При этом нормальное давление на стенку по Кулону было определено по следующей формуле:

$$\sigma_y = \gamma z \frac{\cos^3 \varphi}{(1+R)^2} = \gamma z B_2, \quad (255)$$

$$\text{где } R^2 = \frac{\sin \varphi \sin (\varphi + \delta)}{\cos \delta}.$$

Из табл. 47 видно, что расхождения в значениях активного давления, полученных обоими методами, очень мало. Это объясняется тем, что поверхность скольжения, ограничивающая в грунте призму скольжения, в обоих методах почти одинаковая (рис. 121).

Если грунт глинистый и имеет сцепление, а горизонтальная поверхность грунта за стенкой пригружена равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью p , при вертикальной внутренней грани стенки, то распределение нормальных горизонтальных

Таблица 47

tg φ	0,18		0,36		0,58		0,84	
tg δ	0,09	0,18	0,18	0,36	0,27	0,58	0,36	0,84
B ₁	0,66	0,64	0,44	0,41	0,29	0,27	0,19	0,17
B ₂	0,66	0,63	0,44	0,40	0,29	0,26	0,19	0,16

напряжений по высоте этой стенки приближенно может быть дано в следующем виде:

$$\sigma_y = \left(p + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \right) K_1 - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} + \gamma z B_1, \quad (256)$$

где коэффициент K_1 зависит от коэффициента трения грунта $\operatorname{tg} \varphi$ и коэффициента трения грунта по стенке $\operatorname{tg} \delta$.

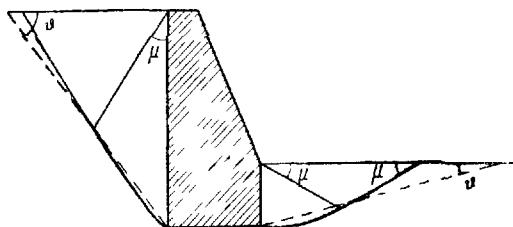


Рис. 121. Призмы скольжения в грунте за вертикальной стенкой, по теории предельного равновесия

Значения коэффициента K_1 даны в табл. 48.

Таблица 48

tg φ	0,18		0,36		0,58		0,84	
tg δ	0,09	0,18	0,18	0,36	0,27	0,58	0,36	0,84
K ₁	0,65	0,64	0,44	0,42	0,30	0,27	0,18	0,18

При расчете пассивного давления грунта на вертикальную внутреннюю грань стенки с горизонтальной поверхностью засыпки,

нормальная составляющая давления грунта на эту грань стенки по теории предельного равновесия вычисляется по следующей формуле:

$$\sigma_y = \gamma z \cdot s \cdot \cos \delta (\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \delta}) = \gamma z F_1, \quad (257)$$

где s — функция угла φ и угла трения δ грунта по стенке.

В табл. 49 приводится сравнение результатов расчета коэффициента F_1 для нормальной составляющей давления по теории предельного равновесия и по Кулону — F_2 . В этом случае расчетными формулами для пассивного давления по Кулону были следующие:

$$\sigma_y = \gamma z \frac{\cos^2 \varphi}{(1-R)^2} = \gamma z F_2, \quad (258)$$

где

$$R^2 = \frac{\sin \varphi \sin (\varphi + \delta)}{\cos \delta}.$$

Угол наклона поверхности скольжения к горизонту при $\delta > 0$ определялся по формуле:

$$\operatorname{tg} \vartheta = \operatorname{tg} \varphi \left(\frac{1}{R} - 1 \right)$$

Таблица 49

tg φ	0,18		0,36		0,58		0,84	
tg δ	0,09	0,18	0,18	0,36	0,27	0,58	0,36	0,84
F_1	1,52	1,62	2,50	2,87	4,46	5,82	9,3	14,1
F_2	1,56	1,70	2,60	3,31	4,81	8,74	11,1	70,8
$\frac{F_2}{F_1}$	1,03	1,05	1,04	1,15	1,07	1,50	1,19	5,01
tg ϑ	0,65	0,54	0,51	0,39	0,38	0,24	0,25	0,08

В третьей строчке табл. 49 даны отношения пассивного давления по Кулону к пассивному давлению по теории предельного равновесия. Сравнение обоих методов расчета указывает на существенное расхождение результатов расчета, которое растет с увеличением коэффициентов трения $\operatorname{tg} \varphi$ и $\operatorname{tg} \delta$. Оно объясняется значительным отклонением положения поверхности скольжения по Кулону и по теории предельного равновесия. Линии скольжения по теории предельного равновесия в пределах призмы скольжения имеют две области (рис. 121). В верхней области они прямолинейны и наклонены к горизонту под углом $\mu = \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$. В нижней области они криволинейны. В табл. 49 в последней строчке приведены угловые

коэффициенты $\operatorname{tg} \delta$ наклона верхней части поверхности скольжения к горизонту по Кулону. Все они меньше, чем по теории предельного равновесия, где они не зависят от трения грунта по стенке и равны соответственно: 0,84; 0,70; 0,58 и 0,47.

Пассивное давление глинистого грунта, имеющего сцепление, на стенку с вертикальной внутренней гранью, при равномерно распределенной нагрузке, интенсивностью p по горизонтальной поверхности грунта за стенкой, может быть приближенно получено по формуле:

$$\sigma_y = \left(p + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \right) K_2 - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} + \gamma z F_1, \quad (259)$$

где коэффициент K_2 зависит от коэффициента трения грунта $\operatorname{tg} \varphi$ и коэффициента трения грунта по стенке $\operatorname{tg} \delta$.

Значение коэффициента K_2 даны в табл. 50.

Т а б л и ц а 50

$\operatorname{tg} \varphi$	0,18		0,36		0,58		0,84	
$\operatorname{tg} \delta$	0,09	0,18	0,18	0,36	0,27	0,58	0,36	0,84
K_2	0,12	1,34	1,29	2,01	1,58	3,35	2,25	6,75

В. Устойчивость откосов и склонов.

Задача об устойчивости откоса решается методом численного интегрирования, который изложен в специальных трудах (Соколовский, 1954).

Когда на горизонтальной поверхности за откосом, сложенным однородным глинистым грунтом, отсутствует пригрузка, то его верхняя часть имеет вертикальный участок. Высота этого участка, представляющая критическую высоту откоса, равна

$$h = \frac{2c \cos \varphi}{\gamma (1 - \sin \varphi)}, \quad (260)$$

где c — сцепление грунта.

Если в задаче известны объемный вес однородного глинистого грунта и его сцепление, и при следующих приведенных прямоугольных координатах

$$z' = \frac{\gamma}{c} \cdot z \text{ и } y' = \frac{\gamma}{c} y \quad (261)$$

расположить начало координат под бровкой откоса на расстоянии h , ось z' направить книзу, а ось y' горизонтально вправо, то откос ниже его критической высоты, для коэффициентов трения глинистого грунта равных 0,36, 0,58 и 0,84 будет иметь очертание, показанное на рис. 122.

Таблица 51

$\begin{matrix} z \\ \text{tg } \varphi \end{matrix}$	0	3,1	6,5	10,5	15,4	25,2
0,36	∞	1,60	0,86	0,67	0,57	0,51
0,58	∞	2,60	1,19	0,97	0,84	0,74
0,84	∞	3,27	2,36	1,73	1,48	1,24

Угловые коэффициенты касательных к кривой поверхности откоса, проведенных в точках, расположенных на различных расстояниях от начала координат, даны в табл. 51.

Заложение откоса, по мере увеличения его высоты, приближается у подошвы к значениям коэффициента трения грунта, а выше подошвы для состояния предельного равновесия остается больше значения коэффициента трения грунта. Таким образом, кривая, ограничивающая откос, имеет асимптоту, которая наклонена к оси y на угол φ .

Для различной постоянной пригрузки равномерно распределенной по горизонтальной поверхности за откосом, сложенным однородным грунтом, очертание откоса различное. Поверхность откоса превращается в плоскость, если равномерно распределенная пригрузка достигает величины:

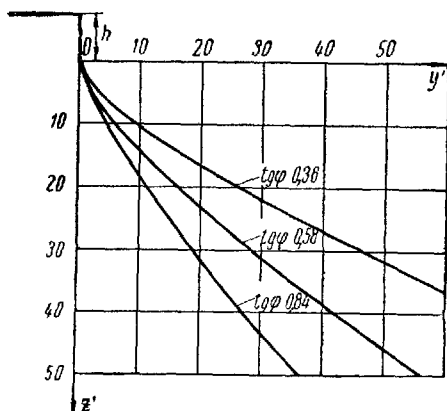


Рис. 122. Очертание предельных откосов из песчаного грунта в зависимости от величины его коэффициента трения

$$p = c \operatorname{ctg} \varphi \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{(\pi - 2\varphi) \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right). \quad (262)$$

При дальнейшем увеличении нагрузки поверхность откоса принимает выпуклую форму. Для идеального сыпучего однородного грунта откос получается прямолинейным.

Расчет очертания откоса с заданным коэффициентом запаса его устойчивости в теории предельного равновесия производят по значениям коэффициента трения и сцепления, уменьшенным на этот коэффициент запаса.

45. Теоретическое обоснование испытаний грунтов полевыми опытными нагрузками

Изучение свойств грунтов при инженерно-геологических исследованиях строительной площадки производят в лаборатории на образцах, добытых из скважин, шурфов и других горных выработок, а также полевыми опытными нагрузками в условиях естественного залегания грунтов, нагружением свай с коническим наконечником, или крыльчаткой. Два последних метода и полевые опытные сдвиги, как не имеющие широкого распространения, здесь не рассматриваются.

При изучении свойств грунтов по их образцам возникает вопрос, значительно ли изменяются при отборе образцов, после разгрузки скелета грунта и падения порового давления, свойства грунтов, которые имелись в условиях их естественного залегания.

При выемке грунта в любой горной выработке, в точках на стенках и на забое, напряжения падают от величин, показанных на эпюрах распределения напряжений от собственного веса по глубине (рис. 44, рис. 45 и рис. 46), до нуля. По мере удаления от боковой поверхности горной выработки, в стороны от вертикальных стенок и книзу от забоя в глубину массива грунта, падение напряжений постепенно затухает.

С возрастанием глубины горной выработки возрастает интервал изменения напряжений (отрицательные напряжения), что вызывает расширение грунта и сдвиги в точках вблизи боковой поверхности выработки, т. е. частичное разрушение связей в грунте и уменьшение его прочности. При большой глубине выработки условие предельного равновесия нарушается в большой зоне и происходит пластическое течение грунта к центру выработки. Если принять для плотного глинистого грунта параметры предельной прямой $\operatorname{tg} \varphi = 0,50$ и $c = 4,5 \text{ т/м}^2$, а объемный вес грунта, ниже уровня грунтовых вод, равным $1,2 \text{ т/м}^3$, то пластические деформации в грунте около стенки скважины теоретически должны начаться уже на глубине около 20 м. Образцы же грунта для лабораторных исследований отбираются только из пристенной зоны горных выработок, из зоны, в которой уменьшается прочность грунта, по сравнению с местами в массиве грунта, удаленными от выработки.

Расширение грунта происходит не только вследствие его разгрузки. При откачке воды из горной выработки или при подъеме образца с глубины H ниже уровня грунтовых вод, падают напоры воды в порах грунта. Учитывая, что грунтовые воды газонасыщены в соответствии с их давлением и что при падении давления происходит газовыделение в воде в порах грунта, пористость грунта увеличивается при неизменной его влажности.

Если в лаборатории были определены коэффициент пористости e_2 и степень насыщения G_2 образца грунта, то в условиях естественного залегания, до проходки горной выработки, этот грунт имел

(Роза, 1959):

$$G_1 = \frac{G_2 (1 + H\Delta_s + m)}{1 + m + 0,98G_2H\Delta_s} \quad (263)$$

и

$$\varepsilon_1 = \frac{G_2 \varepsilon_2}{G_1}, \quad (264)$$

где m — величина, зависящая от поверхностного натяжения воды, радиуса возникшего пузырька газа в порах грунта и упругости водяных паров. Она дана в табл. 52.

Таблица 52

Наиболее часто встречающийся в грунте размер грунтовых частиц, см	0,0005	0,0010	0,0050	0,010
m	3,07	1,53	0,30	1,14

Решение уравнения (263) дано на рис. 123 для $m=0,30$ сплошной линией и для $m=0,10$ пунктирной линией. Из рис. 123 видно, что неточность в определении величины m не имеет практического значения. Если образец был поднят с глубины $H=40$ м ниже уровня грунтовых вод и в лаборатории для образца при $H=0$ были определены $G_2=0,90$ и $\varepsilon_2=1,00$, то в условиях естественного залегания, до проходки горной выработки, этот грунт практически не содержал пузырьков газа, так как из рис. 123 получается $G_1=0,99$. При этом согласно (264):

$$\varepsilon_1 = \frac{0,90 \cdot 1,00}{0,99} = 0,90.$$

Следовательно, относительное расширение при подъеме образца составит

$$e = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{1 + \varepsilon_1} = \frac{1,00 - 0,90}{1 + 0,90} = 0,05 \text{ или } 5\%.$$

Полученное расширение грунта за счет падения напора воды в его порах весьма большое. При учете же происходящей разгрузки грунта оно возрастет еще больше.

Следовательно, даже при безупречном отборе образца его показатели прочности, полученные в лаборатории, будут заниженными. Эти погрешности будут тем меньше, чем меньше будет глубина отбора образца. При отборе с глубины менее 20 м, т. е. для целей промышленного и жилого строительства, изменения в образце не имеют практического значения. При отборе же с глубин более 20 м происходящее уменьшение прочности образцов, главным образом их сжимаемости (которая получается завышенной), следует учитывать при анализе результатов лабораторных определений.

Для уменьшения погрешности в оценке сжимаемости грунтов для строительных целей производят полевые опытные нагрузки грунтов, хотя последние значительно сложнее, более громоздки и дорогие, чем лабораторные испытания. В зоне испытаний, при подготовке опытных нагрузок, также происходит падение прочности грунта, как и в образце, но меньше, вследствие затрудненности в горной выработке бокового расширения грунта в месте, подготовленном для опыта.

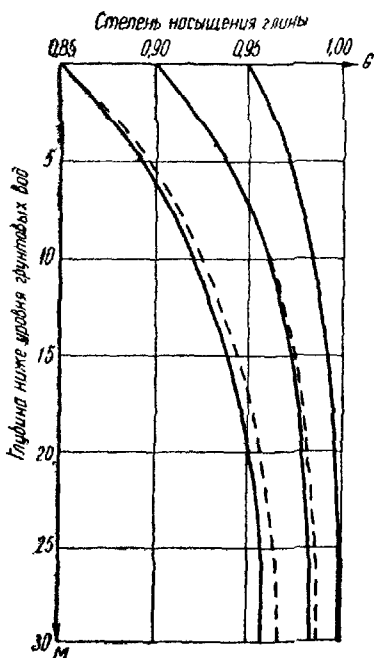


Рис. 123. Теоретическое изменение степени насыщения образца грунта в зависимости от глубины его отбора ниже уровня грунтовых вод. На горизонтальной оси графика дана степень насыщения, полученная в лаборатории для образца грунта

Для испытания на глубине грунтовых слоев, которые будут входить в состав основания проектируемых сооружений, полевые опытные нагрузки грунтов производят ниже поверхности земли. Эти испытания отличаются от лабораторных, для определения сопротивления грунта сжатию, характером распределения напряжений в грунте и размерами испытываемой части массива грунта. Распространение результатов испытаний на весь слой грунта производят как и при компрессионных испытаниях. Результаты полевых испытаний грунта, как и результаты лабораторных испытаний монолитов грунта, не могут точно отражать свойств грунта в его условиях естественного залегания, даже при безупречном выполнении испытаний. Как уже было отмечено, здесь также сказываются разгрузка грунта в месте испытаний при производстве выемки грунта из горной выработки и разбухание грунта при откачке воды из нее. Кроме того, длительный приток воды в выработку для опытной нагрузки в процессе испытаний также несколько искажает их результаты. Испытания же грунта в скважине ниже уровня грунтовых вод не обеспечивают тщательной подготовки забоя для установки на него штампа.

Для некоторых грунтовых разностей полевые опытные нагрузки являются предпочтительнее лабораторных испытаний, например, при мелкослоистых глинистых грунтах или при наличии крупных включений в грунтах и других случаях, когда небольшой монолит грунта не может характеризовать его строения в условиях естественного залегания. Если же сооружение имеет большую ширину

подошвы, то предпочтительнее лабораторные испытания, которые освещают массив грунта в большом количестве точек.

Полевые опытные нагрузки производят в шурфах, шахтах и штольнях. Сечение этих горных выработок делают значительно больше площади штампа. Расстояние штампа от стенки выработки должно быть не менее величины двойной ширины штампа, чтобы исключить влияние давления от стенок на основание штампа. Последний обычно имеет квадратную форму и площадь равную $0,7 \cdot 0,7 = 0,5 \text{ м}^2$. Если опытная нагрузка производится в скважине, то ее сечение берут равным площади штампа. В этом случае последний имеет круглую форму и площадь равную 600 см^2 , а влияние стенок на основание штампа учитывают соответствующими коэффициентами в расчетной формуле.

Полевыми опытными нагрузками решают следующие две задачи:

1. Определение модуля деформации для данной грунтовой разности в условиях ее естественного залегания.

2. Выяснение для данного фундамента условия предельного равновесия в его основании или предельной нагрузки на фундамент (по величине осадки), при которой сооружение еще возможно нормально эксплуатировать.

Если размеры плиты опытного штампа равны размерам фундамента и условия залегания грунтов и его свойства для опыта и для сооружения одни и те же, то осадка опытного штампа, определенная при полевых испытаниях, может служить для прогноза осадки проектируемого сооружения.

Если же размеры опытной плиты у штампа меньше размеров подошвы фундамента или соотношение длины и ширины у штампа отличается от соотношения размеров фундамента, даже при одинаковой ширине штампа и фундамента, то грунтовые условия для штампа и фундамента будут различными. В табл. 53 даны глубины в м,

Таблица 53

Напряжения в грунте (в процентах от внешней нагрузки)	Квадратная плита	Ленточная плита
	0,70×0,70	шири- ной 0,70 м
10	1,4	4,0
5	2,2	6,5
1	3,5	20,0

на которых напряжения в точках на центральной вертикали составляют определенные доли среднего давления на грунт от штампа размером $0,70 \cdot 0,70 \text{ м}$ и от нагруженного ленточного фундамента, имеющего ту же ширину, что и штамп.

Из табл. 53 видно, что толща грунтов, а следовательно, и слои грунтов, слагающие основания обеих плит, которые определяют их осадку, будут различными. Поэтому будут различными и их осадки. В рассмотренном случае не было подобия в условиях залегания грунтов и их свойств.

Рассмотрим вопрос об условиях подобия деформаций грунтов под штампом, при его опытной нагрузке, и в основании фундамента при однообразных грунтах. Практическое значение соблюдения условий подобия или моделирования заключается в выяснении таких условий при постановке опытной нагрузки на малых моделях, которые позволят использовать полученные данные в дальнейшем для сооружений больших размеров. Соблюдение этих условий моделирования обеспечит при однородном грунте в основании штампа и фундамента подобие напряженного состояния, а следовательно, и деформации грунтов, слагающих основание у модели и у натуре.

Условия моделирования при одинаковом соотношении размеров нагруженных плит и наличии зон предельного равновесия в линейно-деформируемом грунтовом массиве, будут следующие (Флорин, 1948):

$$\alpha_n = \alpha_c = \alpha_l \cdot \alpha_\gamma, \quad (265)$$

где α_n — масштаб напряжений,

α_c — масштаб связности (для $\frac{1c}{tg \varphi}$),

α_l — масштаб длин,

α_γ — масштаб объемных сил (собственного веса).

При выполнении этих условий распределение напряжений и размеров областей предельного равновесия в двух сравниваемых случаях будут подобными. Масштаб напряжений для линейно деформируемой среды будет равен масштабу линейных деформаций, если модуль деформации и коэффициент бокового расширения по глубине в массиве грунта будут постоянными.

Для грунтов, у которых нет сцепления и сопротивление сдвигу пропорционально нагрузке, условия моделирования сводятся к следующим:

$$\alpha_n = \alpha_l \cdot \alpha_\gamma. \quad (266)$$

Но, учитывая, что изменением объемного веса в однородном грунте можно пренебречь, условие моделирования для песчаного грунта будет:

$$\alpha_n = \alpha_l. \quad (267)$$

Таким образом, при увеличении ширины нагруженной полосы и одновременном увеличении интенсивности нагрузки в n раз, условие подобия будет выполнено, т. е. напряженное состояние и деформации грунта в этом случае будут подобны при различной ширине нагруженных плит.

Положение о пропорциональности величины несущей способности песка ширине нагруженной полосы известно из опыта.

Следовательно, если предельная нагрузка на штамп размером $20 \cdot 20$ см, при которой еще не происходит выпора грунта, равна 3 кг/см^2 , то для фундамента с размером подошвы $200 \cdot 200$ см она будет равна 30 кг/см^2 . Однако действительная нагрузка всегда принимается значительно меньше. Это положение по существу лишает практической ценности результаты опытных нагрузок песка штампами малых размеров для определения предельной нагрузки на грунт от сооружения, имеющего большую ширину.

То же можно установить и для распределения напряжений по подошве жесткого штампа размером $20 \cdot 20$ см, которое будет подобным распределению напряжений по подошве плиты сооружения $200 \cdot 200$ см только в случае, если интенсивность нагрузки у штампа составляет $0,1 \text{ кг/см}^2$, а у его сооружения 1 кг/см^2 . При большей величине нагрузки на штамп условия моделирования не будут выполнены.

Для грунтов же, имеющих сцепление, масштаб для связности должен равняться масштабу напряжений, что невозможно обеспечить только величинами нагрузок, зависящими от экспериментатора. Поэтому в случае глинистых грунтов результаты, полученные при испытании глинистых грунтов опытными нагрузками на штампы, не могут быть перенесены на проектируемые сооружения больших размеров, вследствие несоблюдения условий подобия.

Если размеры штампа и фундамента невелики и мало отличаются один от другого, то условие моделирования для глинистых грунтов будет выполнено при $\alpha_n = \alpha_c = 1$.

Собственный вес глинистого грунта не будет существенно влиять на перенесение результатов опытных нагрузок штампом на фундаменты, если величина их ширины не будет превышать 50 см (Флорин, 1948). В этом случае при различной ширине нагруженных плит получится подобие в деформациях, при равной интенсивности нагрузок. Здесь осадка фундамента будет пропорциональной его размеру.

При больших же размерах подошвы фундамента уже нельзя пренебрегать собственным весом грунта и увеличение ширины подошвы фундамента будет сказываться на росте несущей способности глинистого грунта по сравнению с результатами, полученными при его опытной нагрузке штампом. На одном из крупных строительстве в результате опытных нагрузок штампом на девонскую плотную глину была получена предельная нагрузка, равная 3 кг/см^2 . При ширине же подошвы сооружения в 50 раз больше размера штампа, была принята нагрузка на грунт, равная 7 кг/см^2 . Сооружение благополучно эксплуатируется до настоящего времени.

Из изложенного видно, что опытные нагрузки грунта штампами нельзя использовать для определения предельной нагрузки на грунт от сооружения. Поэтому в настоящее время ими не пользуются для определения предельных нагрузок на грунт. Опытные нагрузки

находят применение лишь как метод испытаний для получения показателей сжимаемости грунтовых разностей для нагрузок, при которых еще не наступает явление выпора грунта и осадки штампа изменяются с ростом нагрузки в линейной зависимости от ее величины.

Для решения такой задачи выбирают месторасположения опытных нагрузок с таким расчетом, чтобы условия залегания грунтов и их свойства были типичными для геологического строения основания проектируемых сооружений и по возможности однообразными по глубине для каждого штампа. Зависимость стабилизированных осадок штампа от нагрузки на него для ее линейного участка (рис. 73), исходя из решения теории упругости (115) или (122), полученного без учета собственного веса грунта, может быть дана в следующем виде:

$$s = A \frac{p}{E} b, \quad (268)$$

где p — нагрузка на штамп и b — его ширина.

Величина искомого модуля деформации может быть определена из следующего выражения:

$$E = A \frac{p}{s} b, \quad (269)$$

где A — численный коэффициент, который при полевой опытной нагрузке в шурфе, шахте или штольне равен 0,7, а при нагрузке в скважине — 1,0.

Учитывая, что в шурфах и шахтах применяют квадратные и круглые штампы, сравним напряжения в точках на центральной вертикали для этих штампов. Вертикальные напряжения в точках на центральной вертикали даны в табл. 54, когда размер стороны квадратного штампа равен диаметру круглого штампа.

Таблица 54

Относительная глубина расположения точки	Круглый штамп	Квадратный штамп
0,35	0,82	0,85
0,41	0,74	0,78
0,48	0,66	0,71
0,55	0,59	0,66

Из табл. 54 видно, что расхождения в напряжениях при круглом и квадратном штампе существенного значения не имеют. Поэтому расчетные формулы остаются для обоих штампов одни и те же.

Обычно модуль деформации рассчитывают по графику, на который нанесены результаты опытной нагрузки, после отбрасывания начального отрезка кривой, где сказались изменения в грунте при подготовке опытной нагрузки, а также конечного отрезка, где на

осадке штампа сказались пластические деформации грунта в его основании. Расчетной формулой является следующая:

$$E = A \frac{(p_2 - p_1) b}{s_2 - s_1}, \quad (270)$$

где p_1 и s_1 — нагрузка и осадка для начала прямолинейного отрезка графика,

p_2 и s_2 — то же для конца прямолинейного отрезка.

Показатели сжимаемости для отдельных грунтовых разностей глинистых грунтов устанавливают после критического анализа кривых осадок нескольких опытных штампов методами механики грунтов, с учетом всех изменений в грунте, которые происходят при подготовке горной выработки для испытаний, а также в процессе производства полевых опытов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Н. И. Безухов. Теория упругости и пластичности. Гос. изд. технической-теоретической литературы, 1953.
2. В. Г. Березанцев. Расчет прочности оснований сооружений. Госстройиздат, 1960.
3. И. Ф. Бурлай. Приближенный способ расчета давления воды в грунтах. Труды Одесского государственного университета, 1950, т. VII.
4. Н. М. Герсеванов. Основы динамики грунтовой массы. ОНТИ, 1937.
5. Н. М. Герсеванов и Д. Е. Польшин. Теоретические основы механики грунтов и их практическое применение. Госстройиздат, 1948.
6. Н. М. Герсеванов. Свайные основания и расчет фундаментов сооружений. Собрание сочинений, Стройвоенмориздат, 1948, т. I.
7. М. Н. Гольдштейн. Механические свойства грунтов. Госстройиздат, 1952.
8. М. И. Горбунов-Посадов. Осадки фундаментов на слое грунта, подстилаемом скальным основанием. Стройиздат, 1946.
9. М. И. Горбунов-Посадов. Графики для расчета устойчивости фундаментов. Госстройиздат, 1951.
10. М. М. Гришин. О критериях устойчивости напорных сооружений. «Гидротехническое строительство», 1956, № 1.
11. К. Е. Егоров. Распределение напряжений в основании жесткого ленточного фундамента. Вопросы расчета оснований и фундаментов. Сборник № 9 трудов лаборатории оснований и фундаментов сооружений (б. НИС Фундаментстроя), ГОНТИ, 1938.
12. К. Е. Егоров. Распределение напряжений и перемещений в двухслойном основании ленточного фундамента. Свайные и естественные основания. Сборник № 10 трудов научно-исследовательского сектора треста глубинных работ. Стройиздат, 1939.
13. И. И. Кандауров. К теории распределения напряжений в зернистой среде. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1960, № 4.
14. Н. В. Коломенский. Инженерная геология. Гос. науч.-техн. изд. по геологии и охране недр, 1956, ч. 2.
15. В. Г. Короткин. Объемная задача для упруго-изотропного полупространства. Сборник гидроэнергопроекта, ГОНТИ, 1938, № 4.
16. Н. Н. Маслов. Прикладная механика грунтов. Машстройиздат, 1949.
17. Р. Д. Миндлин. Механика зернистых сред. Сборник переводов и обзоров иностранной периодической литературы. Механика. Изд. иностр. литер., 1956, № 3. Mindlin R. D. Mechanics of granular media. Proc. of the second U. S. Nat. Congr. of Appl. Mech. 1954.
18. Д. Е. Польшин. Определение напряжений в грунте при нагрузке части его поверхности. Сборник трудов ВИОС, Госстройиздат, 1933, № 1.
19. И. В. Попов. Механика грунтов. ОНТИ, 1937.

20. М. И. Прокофьев. Давление сыпучих тел и расчет подпорных стенок, Стройиздат, 1940.
 21. Н. П. Пузыревский. Фундаменты. ОНТИ, 1935.
 22. С. А. Роза. Разбухание слоя глинистого грунта. Сборник Гидроэнергопроекта, ГОНТИ, 1937, № 2.
 23. С. А. Роза. Изучение уплотняемости и несущих свойств грунтов, слагающих основание сооружения. Ленгидэп, 1947.
 24. С. А. Роза. Осадки гидротехнических сооружений на глинах с малой влажностью. «Гидротехническое строительство», 1950, № 1.
 25. С. А. Роза. Расчет осадки сооружений гидроэлектростанций. Госэнергоиздат, 1959.
 26. В. В. Соколовский. Устойчивость оснований и откосов. Изд. Акад. наук СССР, Серия техн. наук, 1952, № 8.
 27. В. В. Соколовский. Давление засыпки на подпорные стенки. Изд. Акад. наук СССР, Серия техн. наук, 1953, № 3.
 28. В. В. Соколовский. Статика сыпучей среды. Гос. издательство технико-теоретической литературы, 1954.
 29. Строительные нормы и правила. Нормы строительного проектирования. Госстройиздат, 1954, ч. II.
 30. Р. А. Токарь. К вопросу о коэффициенте запаса при расчете оснований сооружений на устойчивость. Труды научно-исследовательского института оснований и фундаментов, Сборник № 24, 1954.
 31. В. А. Флорин. Расчет оснований гидротехнических сооружений. Госстройиздат, 1948.
 32. В. А. Флорин. Теория уплотнения земляных масс. Стройиздат, 1948.
 33. В. А. Флорин. Основы механики грунтов. Госстройиздат, 1959, т. 1 и 1961, т. 2.
 34. О. К. Фрелих. Распределение давления в грунте. Издательство Наркомхоза РСФСР, 1938.
 35. Х. Р. Хакимов. Экспериментальные исследования деформаций оснований. «Гидротехническое строительство», 1939, № 9.
 36. Н. А. Цытович. Механика грунтов, Госстройиздат, 1951.
 37. Н. А. Цытович. Основания и фундаменты. Госстройиздат, 1959.
-

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	3
1. О предмете механики грунтов	3
2. Об основных особенностях грунтов, определяющих их деформации при нагрузке	8
3. Область механики грунтов	11
4. Развитие механики грунтов	14

Р а з д е л I

Расчет напряжений

5. Основные понятия о напряжениях в массиве грунта	17
6. Основание сооружения	20
7. Расчетная модель для расчета напряжений	21
8. Объемная и плоская задачи распределения напряжений	27
9. Внешняя нагрузка в виде вертикальной сосредоточенной силы	29
10. Изобары, эпюры и линии влияния	35
11. Внешняя вертикальная равномерно распределенная нагрузка по прямой	39
12. Вертикальная равномерно распределенная нагрузка по гибкой полосе	41
13. Жесткий ленточный фундамент	48
14. Треугольная вертикальная нагрузка на гибкую полосу	55
15. Горизонтальная равномерно распределенная нагрузка на гибкую полосу	59
16. Вертикальная равномерно распределенная нагрузка по гибкому прямоугольнику	61
17. Метод угловых точек	65
18. Жесткий круглый фундамент	68
19. Экспериментальная проверка распределения напряжений в массиве грунта от внешней нагрузки	70
20. Расчет напряжений от собственного веса грунта	72
21. Активная зона	76
22. Влияние жесткости подстилающего слоя грунта	78
23. Разгрузка массива грунта	79
24. Влияние заглубления фундамента	81
25. Взаимное влияние фундаментов	84

Р а з д е л II

Расчет осадки сооружения

26. Одноразмерное конечное сжатие слоя грунта	86
27. Компрессионные испытания	90

28. Характер сжатия песчаных и глинистых грунтов	93
29. Одноразмерное сжатие, изменяющееся с течением времени	98
30. Сжатие грунта при возможности его бокового расширения . . .	113
31. Однородное сложение массива грунта	118
32. Метод эквивалентного слоя	123
33. Неоднородное сложение массива грунта	127
34. Метод послойного суммирования	131
35. Быстрая замена веса грунта весом фундамента	135
36. Учет разбухания грунта	139

Р а з д е л III

Расчет устойчивости сооружений

37. Деформация сдвига	144
38. Угол отклонения	148
39. Круг напряжений Мора	151
40. Экспериментальное определение сопротивления грунта сдвигу .	154
41. Зона предельного равновесия	159
42. Гипотеза плоской поверхности скольжения	168
43. Гипотеза круглоцилиндрической поверхности скольжения . . .	190
44. Теория предельного равновесия	199
45. Теоретическое обоснование испытаний грунтов полевыми опыт- ными нагрузками	218

Сергей Адольфович Роза

Механика грунтов

Редактор издательства *М. Т. Самсонова*

Художественный редактор *Н. К. Гуторов*

Технический редактор *Л. Л. Ежова*

Корректор *Г. П. Меркулова*

Сдано в набор 8/I-62 г. Подписано к печати 4/V-62 г.
Бумага 60×90^{1/16}. 14,5 печ. л. 14,04 уч.-изд. л.
Тираж 8000. Т-03664. Изд. № ОТ/320. Цена 52 коп.
Зак. 18.

Государственное издательство «Высшая школа»,
Москва, К-62, Подсосенский пер., 20

Московская типография № 5 Мосгорсовнархоза.
Москва, Трехпрудный пер., 9.