

38.62.4²_T
K84

РАСЧЕТ
ФУНДАМЕНТОВ
НА ПРОСАДОЧНЫХ
ГРУНТАХ



38.624

К 84

ГОССТРОЙ СССР
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ИНСТИТУТ ОСНОВАНИЙ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В. И. КРУТОВ

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ
НА ПРОСАДОЧНЫХ
ГРУНТАХ

Сурхандарьинская
областная библиотека
г. Термеза



МОСКВА
Стройиздат
1972

248615

Расчет фундаментов на просадочных грунтах. М., Стройиздат, 1972. 176 с. (Научн.-исслед. ордена Трудового Красного Знамени ин-т оснований и подземных сооружений — В. И. Крутов).

В книге освещены особенности деформации просадочных лёссовых грунтов при замачивании от нагрузки фундаментов и собственного веса грунта. Рассмотрены основные характеристики просадочных грунтов, общий характер деформации их под нагрузкой.

Приведены результаты экспериментальных исследований распространения воды в однородных и неоднородных толщах лёссовых грунтов, даны предложения по расчету распространения воды в стороны от источника замачивания.

Рассмотрены деформативные и прочностные характеристики, а также фазы деформации просадочных грунтов под нагрузкой и на этой основе даны предложения по расчету нормативного давления. Приведены предложения по расчету абсолютных величин и разности просадок фундаментов.

Рекомендованы расчетные схемы деформации оснований из лёссовых грунтов I и II типов для расчетов зданий на прочность, а также даны предложения по расчету зданий и сооружений на горизонтальные перемещения поверхности грунта при просадке его от собственного веса.

Книга рассчитана на инженеров-проектировщиков и строителей, научных работников, а также может быть использована геологами при проведении инженерно-геологических исследований территорий, сложенных просадочными лёссовыми грунтами.

Табл. 7, рис. 56, список лит.: 79 назв.

Д-2-6
58-72

НИИ ОСНОВАНИЙ
И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ
РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ
НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

* * *

Стройиздат
Москва, К-31, Кузнецкий мост, д. 9

* * *

Редактор издательства *И. П. Скворцова*
Внешнее оформление художника *В. А. Семина*
Технический редактор *Н. В. Высотина*
Корректор *В. И. Галозова*

Сдано в набор 22/III-1972 г. Подписано к печати 28VII-1972 г. Т-11480
Бумага 84×108/32, 2,75 бум. л. 9,24 усл. печ. л. (уч.-изд. 9,6 л.) Тираж
20 000 экз. Изд. № И VIII-2716. Зак. 160. Цена 58 коп.

Ордена Трудового Красного Знамени
Ленинградская типография № 2 имени Евгении Соколовой
Главполиграфпрома Государственного комитета Совета
Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной
торговли. Измайловский проспект, 29.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Проектирование и возведение зданий и сооружений на просадочных лёссовых грунтах с обеспечением их прочности, устойчивости и нормальной эксплуатации является одной из наиболее сложных проблем современного строительства.

Сложность ее определяется, во-первых, чрезвычайно большим разнообразием сложения просадочных лёссовых грунтов, каждое из которых имеет свои специфические особенности; во-вторых, применением в настоящее время весьма различных по конструктивным схемам, материалам, этажности и т. п. зданий и сооружений; в-третьих, имеющимся достаточно широким набором методов по устранению просадочных свойств грунтов, закреплению и прорезки их глубокими фундаментами и, наконец, необходимостью выбора в каждом конкретном случае из большого количества наиболее экономичного, простого и вместе с этим достаточно надежного решения. В связи с этим при застройке отдельных массивов или строительстве предприятий с большим разнообразием зданий обычно применяются от двух до четырех различных методов по обеспечению прочности и устойчивости зданий, возводимых на просадочных грунтах.

Широкое распространение просадочных лёссовых грунтов, как правило, в районах наиболее интенсивного строительства ставит эту проблему в число наиболее актуальных. Учитывая, что стоимость строительства зданий и сооружений на просадочных грунтах по сравнению с обычными условиями повышается на 2—8%, а иногда и до 10—15%, дальнейшее совершенствование методов строительства на просадочных лёссовых грунтах имеет важное народнохозяйственное значение.

Совершенствование строительства на просадочных грунтах развивается как путем разработки более простых и экономичных методов устранения просадочных свойств грунтов, закреплению и прорезки их глубокими фундаментами, так и путем разработки более

совершенных методов расчета и проектирования конструкций на просадочных грунтах, рассматриваемых в данной монографии. Основой для этого служат более глубокие изучения закономерностей деформации просадочных грунтов под нагрузкой, создание более совершенных моделей их деформации и т. п.

Практикой проектирования и строительства последних лет доказано, что наиболее экономичные решения по системам оснований и фундаментов, а также мероприятиям, обеспечивающим прочность зданий, получаются при расчете оснований фундаментов и зданий по деформациям. Это достигается за счет того, что при использовании указанного принципа в наибольшей степени учитываются местные грунтовые условия и конструктивные особенности проектируемых зданий и сооружений. Данный принцип заложен и в действующем СНиП II-Б.2-62 [67]. Однако из-за отсутствия конкретных рекомендаций по практическому решению многих вопросов он фактически не использовался и до сих пор проектирование фундаментов в подавляющем большинстве случаев осуществляется по допускаемым давлениям, а мероприятия по усилению конструкций фундаментов и самих зданий назначаются конструктивно.

Выполненные в последние годы обширные экспериментальные и теоретические исследования НИИ оснований [1, 23, 24, 43, 44, 64], ВНИИГиМ [36, 53], ДИИТ [19—22], МИСИ [49—51], АзПИ [3, 54, 55], Харьковпромстройниипроект [13], РИСИ [4, 14, 33] и многими другими организациями позволили более глубоко изучить особенности и характер развития просадочных деформаций под нагрузкой фундаментов и собственного веса грунта, рассмотреть многие задачи механики просадочных грунтов. На основе анализа этих результатов удалось получить первые, правда пока что приближенные предложения, которые позволяют осуществить на практике в достаточно полной мере принцип расчета оснований, фундаментов и зданий на просадочных грунтах по деформациям. При этом в целях достижения наиболее достоверных результатов особое внимание обращалось не на получение строгих математических решений, а на более полный учет в расчетных схемах и моделях осо-

бенностей и характера деформации просадочных грунтов под нагрузкой и зависимость их от основных факторов.

Основными результатами этих исследований являются:

описание характера деформаций просадки грунтов от собственного веса, включая закономерности развития горизонтальных перемещений;

исследование фаз напряженного состояния просадочных грунтов под нагрузкой и получение на этой основе исходных данных для определения нормативного давления;

уточнение методов расчета просадки грунтов от нагрузки фундаментов и собственного веса грунта;

разработка приближенного метода расчета разности просадок и кренов фундаментов на просадочных грунтах I и II типов;

подготовка предложений по расчетным схемам деформации просадочного грунта для расчета зданий на прочность на площадках с I и II типом грунтовых условий;

разработка методов расчета горизонтальных перемещений поверхности грунта при просадке его от собственного веса и расчета конструкций зданий на горизонтальные перемещения.

Сопоставление полученных решений и предложений с данными исследований в полевых условиях указывает на достаточно хорошее их совпадение. Это позволяет рекомендовать их для практического применения.

Конечно не все решения в достаточной степени проверены на практике и по большинству из них требуются дальнейшие проверки, уточнения и совершенствования. Но учитывая, что многие отмеченные выше вопросы вообще не имели решений и совершенно не учитывались при проектировании, а по другим решения были весьма условные, считаем, что использование предлагаемых приближенных решений с определенными запасами является более правильным и целесообразным по сравнению с назначением мероприятий на основе общих оценок конструкций зданий и особенностей грунтовых условий.

Предлагаемая вниманию читателей монография написана как пособие для инженеров — проектировщиков

и строителей — по расчету оснований, фундаментов и самих зданий на просадочных лёссовых грунтах. Это и определило состав рассматриваемых в ней вопросов, характер и полноту их изложения. В целях сокращения объема в монографии не рассматриваются свойства, физико-механические характеристики просадочных лёссовых грунтов, методы строительства на них и другие вопросы, которые достаточно подробно освещены во многих вышедших за последние годы книгах [1, 9, 28, 45 и др.].

В работе по возможности учтено все новое и полезное, что появилось в последнее время по рассматриваемым в ней вопросам, хотя по многим из них отсутствуют прямые ссылки на литературу. Кроме того, учтены также основные положения, закладываемые в подготавливаемые разделы по просадочным грунтам новой главы СНиП на проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений.

Автор приносит глубокую благодарность проф. д-ру техн. наук Ю. М. Абелеву и канд. техн. наук Р. А. Токарю за помощь и ценные советы при проведении исследовательских работ, а также канд. техн. наук А. И. Юшину за консультацию при подготовке главы VII данной монографии.

Одновременно автор выражает признательность рецензентам: руководителю лаборатории фундаментов на естественном основании НИИ оснований канд. техн. наук М. Г. Ефремову и руководителю лаборатории оснований гидротехнических сооружений ВНИИГиМ канд. техн. наук А. А. Кириллову за ценные замечания и пожелания, сделанные при просмотре рукописи.

При работе над монографией автору оказали помощь сотрудники лаборатории строительства на просадочных грунтах НИИ оснований: Г. Н. Панкин, Р. П. Эйдук, П. Г. Гурова, Р. С. Петушенкова и другие, а также аспиранты А. Г. Божко, А. М. Галушко, И. И. Филина.

Все замечания и пожелания читателей будут приняты автором с благодарностью. Отзывы и предложения по данной монографии следует направлять по адресу: 103031, Москва, К-31, Кузнецкий мост, 9, Стройиздат.

Глава I

ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОСАДОЧНЫХ ЛЁССОВЫХ ГРУНТОВ

1. ПРИРОДА И СУЩНОСТЬ ПРОСАДКИ ЛЁССОВЫХ ГРУНТОВ

Основной особенностью лёссовых грунтов является способность их в напряженном состоянии от собственного веса или внешней нагрузки под воздействием замачивания давать дополнительные осадки, называемые просадками. Просадка обуславливается особенностями процесса формирования и существования толщ лёссовых грунтов, которые, по Н. Я. Денисову [28], состоят в следующем.

В условиях сухого климата накопление осадков лёссовых грунтов эолового, деллювиального и пролювиального происхождения сопровождается постепенным поднятием их поверхности и тем самым медленным увеличением нагрузки от собственного веса. Вследствие этого уплотнение этих осадков в процессе накопления оказывается весьма незначительным, а так как их влажность невысокая, то между отдельными частицами и их агрегатами из-за цементирующего влияния пленок различных солей возникает значительное сцепление. В дальнейшем по мере накопления осадков нагрузка от собственного веса увеличивается. Так как резкого повышения влажности не происходит, эта нагрузка оказывается недостаточной, чтобы преодолеть имеющиеся силы сцепления в грунте, в результате чего дополнительное уплотнение грунта не происходит и грунт остается в недоуплотненном состоянии.

Недоуплотненное состояние лёссового грунта может сохраниться на протяжении всего периода существования толщи, если не произойдет повышения ее

влажности и нагрузки на неё. При повышении влажности грунта, вследствие подъема уровня грунтовых вод, инфильтрации воды сверху вниз от атмосферных осадков, орошения, утечек воды из коммуникаций и т. п., может произойти дополнительное уплотнение грунта в нижних слоях под действием его собственного веса. В этом случае недоуплотненное состояние грунта от собственного его веса ликвидируется, но так как дополнительное уплотнение грунта — просадка — зависит от величины нагрузки, недоуплотненность толщи лёссовых грунтов по отношению к внешней нагрузке, превышающей напряжения от собственного веса грунта, сохранится.

Вполне очевидно, что степень недоуплотнения грунта определяется величиной сцепления между отдельными частицами и их агрегатами, а также характером и степенью изменения влажности грунта в процессе его формирования.

В свою очередь, возможность последующего уплотнения лёссового грунта, находящегося в недоуплотненном состоянии от внешней нагрузки или собственного веса, при повышении влажности определяется соотношением снижения его прочности при увлажнении и величиной действующей нагрузки на рассматриваемом горизонте.

Необходимо отметить, что, как показывают исследования, выполненные многими организациями (ЛГУ, РИСИ, ВНИИГиМ и др.), просадка лёссового грунта представляет собой сложный физико-химический процесс. Основным ее проявлением является уплотнение грунта при замачивании, приводящее к снижению его прочности.

Снижение прочности лёссовых грунтов при увлажнении вызывается влиянием воды на прочность пленок солей, цементирующих частицы грунта [28]. Как было установлено Б. В. Дерягиным [31], молекулы воды в тонких пленках могут оказывать расклинивающее действие, которое сказывается одновременно с прониканием воды в толщу грунта. Оно приводит к размягчению природного цемента, связывающего частицы грунта, и тем самым к падению прочности грунта и лептизации его частиц.

Кроме того, вода может растворять пленки цемента, что должно проявляться после расклинивающего

действия воды и приводит к понижению сцепления грунта лишь в результате сравнительно длительного воздействия большого количества воды.

Исследования, проведенные в лабораторных и полевых условиях, показывают, что просадка грунта обычно начинается сразу же после поступления воды в грунт. Поэтому следует считать, что основную роль в быстром снижении прочности лёссового грунта играют процессы расклинивания природного цемента тонкими пленками воды. После разрушения природного цемента пленки воды, играя роль смазки, облегчают скольжение частиц и содействуют более плотной их укладке под воздействием давления. Сцепление увлажненного лёссового грунта в этом случае будет определяться только влиянием сил молекулярного притяжения, величина которых, как известно, зависит в основном от состава и плотности грунта.

Степень падения прочности лёссовых грунтов при увлажнении, так же как и относительная просадочность, зависит от влажности и плотности. Чем ниже влажность грунта и его плотность (при прочих равных условиях), тем в большей степени наблюдается снижение прочностных характеристик грунта при увлажнении.

Степень снижения прочности лёссового грунта, величинами сцепления и угла внутреннего трения при полном водонасыщении определяется склонность этих грунтов к просадкам. В том случае если действующее давление в грунте не способно преодолеть имеющиеся силы сцепления и трения при увлажнении, то просадка грунта не наблюдается, и наоборот, когда действующее давление превышает прочность грунта, появляется дополнительное уплотнение — просадка грунта.

Степень снижения прочности лёссовых грунтов может быть выражена через прямые прочностные характеристики — сцепление c и угол внутреннего трения φ или косвенные — удельное сопротивление зондированию, сопротивление пенетрации [52] и т. п.

Многочисленные исследования показывают, что изменение прочности лёссовых грунтов при увлажнении происходит в основном вследствие снижения сцепления, которое при водонасыщении обычно уменьшается в 2—10 раз, а иногда и более. Угол внутреннего трения снижается в меньшей степени, обычно на 5—20%.

и реже до 30—40%. Учитывая это, а также то, что определение прочностных характеристик c и φ взаимосвязано, степень снижения прочности при увлажнении лёссовых грунтов через их прямые прочностные характеристики предлагается оценивать коэффициентом K_c , представляющим собой произведение отношений сцепления и угла внутреннего трения при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии, т. е.

$$K_c = \frac{c_{ест}}{c_{вод}} \cdot \frac{\varphi_{ест}}{\varphi_{вод}}. \quad (1)$$

Степень снижения прочности лёссовых грунтов при увлажнении может служить некоторой количественной характеристикой просадочности. Выполненные исследования на лёссовидных суглинках г. Тольятти показывают (рис. 1), что связь между ними при коэффициенте корреляции $r = 0,85$ может быть принята

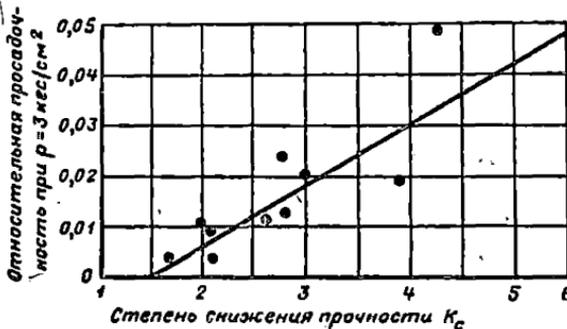


Рис. 1. Зависимость относительной просадочности от степени снижения прочности лёссовидных суглинков г. Тольятти

линейной. Она характеризуется тем, что с увеличением коэффициента K_c относительная просадочность грунта возрастает.

По данным выполненных 11 сопоставительных испытаний можно констатировать, что лёссовидные суглинки г. Тольятти обладают просадочными свойствами ($\delta_{пр} \geq 0,01$) при давлениях на грунт 3, 2 и 1,5 кгс/см^2 , если коэффициенты снижения прочности соответственно не ниже 2,4; 2,6 и 3,1.

Вполне очевидно, что приведенные на рис. 1 данные не могут претендовать на достаточно полное изучение рассматриваемого вопроса и их следует рассматривать как одну из первых попыток определения степени снижения прочности лёссовых грунтов и связи ее с относительной просадочностью.

По результатам испытания лёссовых грунтов зондированием за степень снижения прочности принято отношение сопротивления зондированию при естественной влажности к сопротивлению зондированию того же грунта в водонасыщенном состоянии, т. е.

$$K_3 = R_{\text{ест}}/R_{\text{вод}}. \quad (2)$$

Опыт применения зондирования показывает, что сопротивление ему может служить косвенной характеристикой как сжимаемости, так и прочности грунта, и, следовательно, используя результаты зондирования, можно получить также косвенную характеристику степени снижения прочности грунта.

Степень снижения прочности K_3 , определяемая по результатам зондирования лёссовых грунтов при естественной влажности в водонасыщенном состоянии, принята нами для косвенного определения относительной просадочности при давлении на грунт $p = 3 \text{ кгс/см}^2$. На основе выполненных НИИ оснований и ХарьковГИИНТИЗом 65 сопоставительных испытаний для лёссовых грунтов Приднепровья получена тарировочная зависимость $\delta_{\text{пр}}$ от K_3 (рис. 2) для ручного пенетromетра с площадью зонда $1-3 \text{ см}^2$ и глубиной зондирования $h = 10 \text{ см}$.

Как и в рассмотренном выше случае, зависимость относительной просадочности при давлении на грунт $p = 3 \text{ кгс/см}^2$ от коэффициента K_3 имеет прямолинейный вид. По результатам статистической обработки коэффициент корреляции составляет $r = 0,884$, что характеризует связь между $\delta_{\text{пр}}$ и K_3 как тесную.

Уравнение связи имеет вид

$$\delta_{\text{пр}} = 0,023(K_3 - 1), \quad (3)$$

т. е. при $K_3 = 1$, что соответствует случаям водонасыщенных лёссовых грунтов или очень плотных суглинков, относительная просадочность равна нулю. На основе полученной тарировочной зависимости к просадочным ($\delta_{\text{пр}} \geq 0,01$) при давлении на грунт 3 кгс/см^2 будут относиться грунты с $K_3 > 1,5$.

В процессе просадки лёссовых грунтов происходит перемещение и более компактная укладка отдельных частиц и их агрегатов, вследствие чего понижается общая пористость грунта до состояния, соответствующего данному давлению. В связи с повышением

плотности грунта после просадки прочностные характеристики его несколько возрастают. При дальнейшем увеличении давления процесс уплотнения лёссового грунта в водонасыщенном состоянии продолжается, а вместе с этим увеличивается и его прочность.

Изложенное выше показывает, что необходимыми условиями для проявления просадки грунта являются:

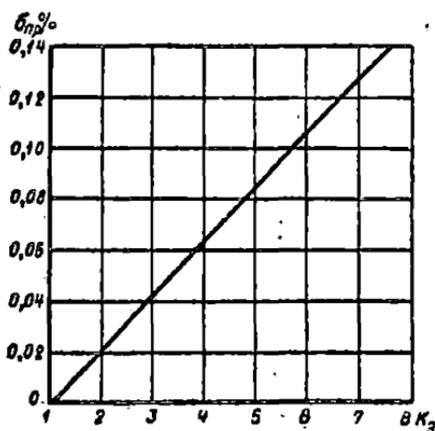


Рис. 2. Зависимость относительной просадочности лёссовых грунтов Приднепровья от коэффициента K_3

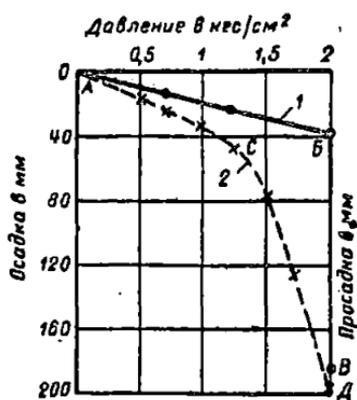


Рис. 3. Осадки и просадка фундаментов на лёссовом грунте различной влажности

1 — лёссовый грунт естественной влажности; 2 — то же, водонасыщенный

а) наличие нагрузки от собственного веса грунта или фундамента, способной при увлажнении преодолеть силы связности грунта; б) достаточное увлажнение, при котором в значительной степени снижается прочность грунта. Под совместным влиянием этих двух факторов и происходит просадка грунта.

Это явление достаточно наглядно можно проследить на примере осадки и просадки фундаментов, установленных на лёссовом грунте естественной влажности и в водонасыщенном состоянии (рис. 3).

Участок кривой AB (см. рис. 3), представляющий собой зависимость осадки от нагрузки, практически приближается к прямой линии, наклоненной под некоторым углом к вертикали. Тангенс угла наклона этой прямой характеризует сжимаемость лёссового грунта при естественной влажности,

Участок *БВ* представляет собой стабилизирующуюся просадку лёссового грунта от нагрузки фундамента при непрерывном его замачивании. Из рис. 3 видно, что в отличие от осадки просадка фундамента происходит без изменения внешней нагрузки, только под воздействием замачивания. Однако, как было отмечено выше, для возникновения просадки грунта не-



Рис. 4. Осадка и просадка опытного фундамента площадью $F = 4 \text{ м}^2$ во времени

обходимо не только его увлажнение до определенной степени, но и наличие необходимой нагрузки на него.

Кривая *АСД* на рис. 3 представляет собой осадку фундамента на том же лёссовом грунте, но в водонасыщенном состоянии и при непрерывном его увлажнении. Эта кривая состоит из участка *АС*, в пределах которого зависимость осадки от нагрузки имеет прямолинейный характер, и участка *СД*, на котором наблюдается нелинейная зависимость осадки грунта от давления (модуль деформации по мере увеличения давления уменьшается).

Приведенные на рис. 3 данные показывают, что полная величина деформации фундамента на лёссовом грунте равна сумме осадки и просадки.

Характер протекания деформаций во времени на лёссовых грунтах определяется их влажностью (рис. 4). В связи с тем что просадочные грунты обычно находятся в маловлажном состоянии, деформация сжатия их от внешней нагрузки происходит в течение сравнительно короткого времени. Просадка грунта, а в равной степени и его осадка в водонасыщенном

состоянии, проходят в течение более длительного времени, так как эти процессы уплотнения связаны с фильтрацией воды через толщу грунта.

2. ОТНОСИТЕЛЬНАЯ ПРОСАДОЧНОСТЬ ГРУНТОВ

Основными характеристиками просадочных грунтов, определяющими их деформативные свойства, являются: относительная просадочность, начальное просадочное давление и начальная (критическая) влажность.

Относительная просадочность $\delta_{пр}$ представляет собой отношение изменения толщины слоя грунта при замачивании под заданным давлением к его первоначальной толщине в природном залегании, т. е.

$$\delta_{пр i} = \frac{h - h'}{h_0}, \quad (4)$$

где h — высота образца грунта природной или заданной влажности, обжатого без возможности бокового расширения давлением p_i , равным давлению от собственного веса вышележащего грунта или суммарному давлению от нагрузки фундамента и собственного веса грунта, в см;

h' — высота того же образца грунта после пропускания через него воды при сохранении давления p_i в см;

h_0 — высота того же образца грунта природной или заданной влажности, обжатого давлением, равным природному без возможности бокового расширения, в см.

Относительная просадочность лёссовых грунтов определяется, как правило, в компрессионных приборах без возможности бокового расширения на образцах ненарушенной структуры. Испытания обычно проводятся по методам одной или двух кривых. Каждый из этих методов имеет определенные недостатки и не позволяет получить исчерпывающие деформативные характеристики лёссовых грунтов. В связи с этим компрессионные исследования лёссовых грунтов рекомендуется проводить по так называемому *комбинированному методу*, представляющему собой сочетание методов одной и двух кривых.

При проведении испытаний по комбинированному методу берут два образца грунта ненарушенной структуры. Один образец грунта испытывают при естественной влажности путем нагружения его ступенями по 0,25—0,5 кгс/см² до заданного давления, обычно близкого 3 кгс/см². На последней ступени нагрузки образец грунта замачивают до стабилизации просадки. Другой образец грунта вначале замачивают до полного водонасыщения, а затем при непрерывном замачивании нагружают теми же ступенями нагрузки до заданного давления. По полученным результатам строят графики зависимости относительного сжатия образцов естественной влажности и в замоченном состоянии от нагрузки (рис. 5).

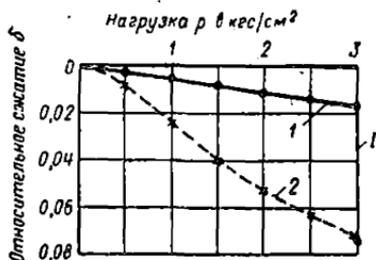


Рис. 5. График испытания грунтов на просадочность по комбинированному методу

1 — замачивание

Полученные результаты испытаний грунтов на просадочность по комбинированному методу (см. рис. 5) позволяют определить:

а) характеристику сжимаемости (компрессионный модуль деформации лёссового грунта) при естественной или заданной влажности (кривая 1);

б) то же, в водонасыщенном состоянии (кривая 2);

в) относительную просадочность при любом давлении в интервале изменения от нуля до заданного по разности ординат кривых 2 и 1;

г) величину начального давления (см. далее);

д) степень изменчивости сжимаемости основания (см. далее).

Кроме того, при испытании образцов грунта по комбинированному методу имеется возможность сопоставить величины относительной просадочности при заданном давлении, получаемые по методам одной и двух кривых, а в случае очень большого несовпадения получаемых результатов — повторить исследование и тем самым исключить случайные ошибки в определении относительной просадочности.

Величины относительной просадочности на конечной ступени загрузки (при $p = 3$ кгс/см²), опреде-

ляемые по комбинированному методу, в большинстве случаев оказываются достаточно близкими по абсолютным значениям. В качестве примера на рис. 6 приведена гистограмма распределения отклонений

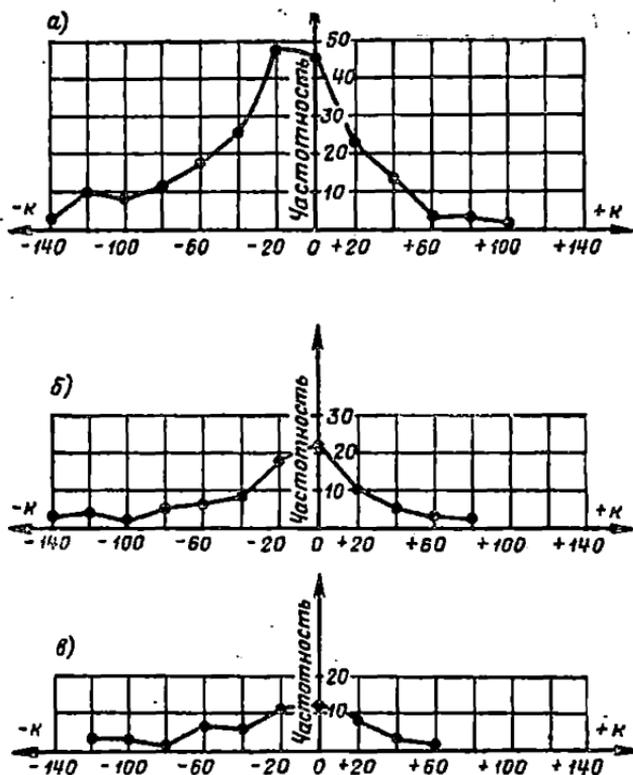


Рис. 6. Гистограмма распределения отклонений относительной просадочности грунта по методам одной и двух кривых

а — для лёссовых грунтов различных регионов (214 испытаний); б — для лёссовидных суглинков и супесей г. Явана (88 испытаний); в — для лёссовидных суглинков г. Тольятти (55 испытаний)

относительной просадочности $(k = \frac{\delta_1 - \delta_2}{\delta_1})$, получаемой по методам одной и двух кривых по 214 определениям, выполненным на лёссовидных суглинках и супесях гг. Тольятти, Явана, Ставрополя, Краснодара и в других районах. Из этого графика видно, что полное совпадение величины относительной просадочности грунта наблюдается в 22% случаев, хорошее

(с относительным отклонением $\pm 20\%$) наблюдается в 55% случаев, удовлетворительное (с относительными отклонениями $\pm 40\%$) в 73% случаев и только в 27% случаев метод двух кривых дает более высокие результаты — на 60—120% по сравнению с методом одной кривой. В целом можно отметить, что относительная просадочность грунта, определяемая по методу двух кривых, оказывается на 10—20% выше по сравнению с определением методом одной кривой. Вполне очевидно, что, не имея действительных значений относительной просадочности грунта, невозможно определить, какой из этих методов дает более достоверные результаты. Можно лишь отметить, что метод одной кривой для подавляющего большинства случаев в лучшей степени соответствует условиям просадки лёссового грунта под нагрузкой.

Для определения относительной просадочности лёссовых грунтов может быть использован предложенный автором упрощенный метод, основанный в отличие от других [22] на испытании одного образца грунта. При этом методе образец грунта помещают в компрессионное кольцо и загружают ступенями по $0,5 \text{ кгс/см}^2$ со стабилизацией осадки от каждой ступени до давления на грунт, равного бытовому от собственного веса грунта либо предполагаемой величине начального просадочного давления, но не менее 1 кгс/см^2 . После стабилизации осадки образец грунта при этом давлении замачивается. При достижении стабилизации просадки продолжается загрузка образца грунта ступенями по $0,5 \text{ кгс/см}^2$ при непрерывном замачивании его со стабилизацией осадки от каждой ступени до 3 кгс/см^2 или до заданной нагрузки. На основе полученных результатов строят график зависимости относительного сжатия грунта от нагрузки (рис. 7).

Участок кривой *АВВ* представляет собой сжатие образца грунта при естественной влажности, участок *ВГ* — просадку грунта при бытовом давлении или близком к начальному просадочному давлению, участок *ГД* — сжатие образца грунта в водонасыщенном состоянии. Таким образом вся кривая *АВВГД* по своему существу характеризует на отдельных участках сжатие образца грунта при естественном и водонасыщенном состоянии.

248615

Дальнейшая обработка результатов испытаний производится следующим образом. Через точки $АВВ$ проводится прямая линия $ВЕ$, представляющая собой относительное сжатие образца грунта при естественной влажности в зависимости от давления. Порядок проведения ее следующий: а) если точка $В$ располагается ниже прямой $АВ$, прямая $ВЕ$ проводится через точки $В$ и $В$; б) если точка $В$ располагается выше прямой $АВ$, прямая $ВЕ$ проводится через точки $А$ и $В$. Для получения полной кривой от-

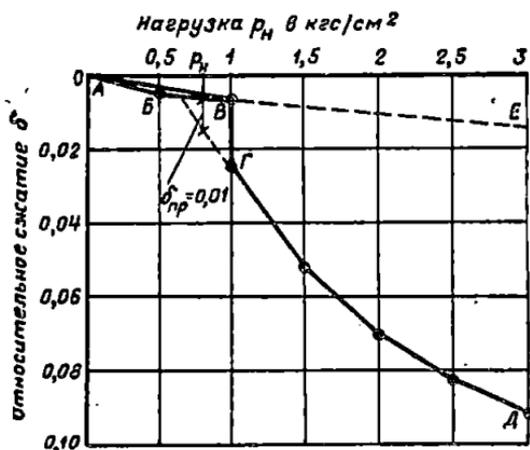


Рис. 7. График компрессионного испытания грунта на просадочность по упрощенному методу

носительного сжатия грунта в водонасыщенном состоянии кривая $ГД$ от точки $Г$ экстраполируется до пересечения с участком $АВВ$.

В целях определения характера зависимости относительного сжатия или коэффициента пористости просадочных грунтов от давления при естественной влажности и возможности прямолинейной экстраполяции на участке $ВЕ$ были проанализированы результаты 330 компрессионных испытаний просадочных грунтов из 18 различных районов Украины, Поволжья, Западной Сибири, Средней Азии, имеющих относительную просадочность $\delta_{пр}$ при $p = 3$ кгс/см² в пределах от 0,02 до 0,12. На графиках компрессионных испытаний в соответствии с изложенными выше правилами наносились прямые линии, представляющие собой относительное сжатие или изменение коэффициента пористости образца грунта в зависимости от нагрузки при естественной влажности.

После этого определялись отклонения прямой линии Δ от фактической компрессионной кривой по формуле

$$\Delta = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1}, \quad (5)$$

где ε_1 — коэффициент пористости при давлении на грунт 3 кгс/см^2 , определяемый по результатам компрессионных испытаний;

ε_2 — то же, определенный по экстраполяции (по прямой).

Полученная по этой формуле величина отклонения представляет собой возможную абсолютную ошибку в относительной просадочности грунта при использовании прямолинейной зависимости от давления коэффициента пористости или относительного сжатия при естественной влажности.

При анализе графиков компрессионных кривых было установлено, что наибольшая величина отклонения наблюдалась при давлении на грунт 3 кгс/см^2 , которая в дальнейшем использовалась при статистической обработке результатов.

Результаты статистической обработки в виде графика распределения отклонений (гистограммы) по 330 компрессионным кривым приведены на рис. 8. Из графика видно, что в 28% случаев отклонения равнялись нулю, в 58% случаев отклонения составляли $\pm 0,5\%$, в 70% случаев $\pm 1\%$ и только в 9% случаев величина отклонений равнялась или превышала $\pm 2\%$. Симметричное расположение ветвей гистограммы относительно вертикальной оси свидетельствует о прямолинейной зависимости относительного сжатия от давления на грунт.

Анализ отклонений по отдельным типам и видам просадочных грунтов показал, что характер распределения их достаточно близок к приведенному на рис. 8 и только для супесей и легких суглинков наблюдается некоторое смещение их в левую сторону, т. е. для этих грунтов возможна криволинейная зависимость относительного сжатия от давления на грунт.

Кроме того, анализ компрессионных кривых просадочных грунтов также показал, что зависимость коэффициента пористости или относительного сжатия от давления имеет характер, достаточно близкий к прямой только при степени влажности грунтов не выше

0,5. Поэтому предлагаемый метод определения относительной просадочности грунтов может быть распространён только на сухие и влажные грунты, имеющие степень влажности не более 0,5.

Относительная просадочность грунтов для каждого давления в интервале его изменения до 3 кгс/см^2 упрощённым методом определяется по графику (см. рис. 7) как разность относительного сжатия по кривым *ГД* и *ВЕ*.

Упрощённый метод определения относительной просадочности грунтов, так же как и комбинирован-

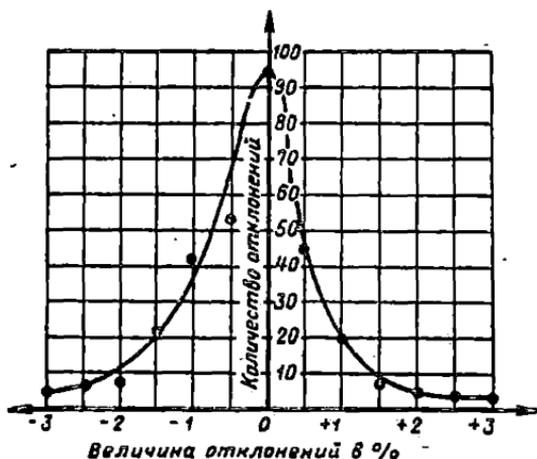


Рис. 8. График распределения (гистограмма) отклонений относительной просадочности грунта по 330 компрессионным кривым

ный, по своему существу близок к методу двух кривых. Существенным преимуществом этого метода является то, что компрессионные кривые при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии получаются на основе испытания одного и того же образца грунта. Вследствие этого в известной степени снижается влияние вариантности физико-механических свойств просадочных грунтов на получаемые результаты.

При определении относительной просадочности лёссовых грунтов в компрессионных приборах по любому методу следует иметь в виду, что получаемые результаты имеют значительную вариантность (коэффициент вариантности $\nu = 0,15 \div 0,4$) и могут существенно отличаться от действительных значений. Это может быть объяснено малыми размерами

образцов, некоторой неоднородностью грунта вследствие карбонатных включений или, наоборот, наличия пор повышенного размера, неизбежными ошибками при проведении исследований и др.

Относительная просадочность лёссовых грунтов зависит в основном от их плотности, влажности и величины давления на грунт, причем с увеличением плотности и влажности она уменьшается, а с увеличением давления возрастает.

Относительная просадочность используется для общей оценки просадочных свойств грунтов и главным образом при расчете возможных величин их просадок.

3. НАЧАЛЬНОЕ ПРОСАДОЧНОЕ ДАВЛЕНИЕ ЛЁССОВЫХ ГРУНТОВ

Начальным просадочным p_H лёссовых грунтов называют суммарное давление от внешней нагрузки и собственного веса, при котором начинает проявляться при полном водонасыщении просадка грунта. По своей сущности оно представляет собой давление, нарушающее структурную прочность лёссового грунта в водонасыщенном состоянии, в результате чего фаза нормального уплотнения переходит в фазу просадки, сопровождающуюся перестройкой структуры грунта и более интенсивным его уплотнением.

Из определения начального давления следует, что величина его должна приниматься при значении относительной просадочности грунта, близком к нулю. Однако для практических целей она должна назначаться с учетом допущения некоторых значений относительной просадочности грунта.

В пособии [58] за величину начального просадочного давления рекомендуется принимать то давление, при котором по результатам компрессионных исследований относительная просадочность грунта $\delta_{пр} = 0,02$. Нетрудно видеть, что в этом случае она получается такой, при которой возможны значительные просадки фундаментов. Так, например, для фундамента шириной $b = 2$ м и глубиной деформируемой зоны $h = 3$ м максимально возможная величина просадки от нагрузки фундаментов может достигать до $S_{пр} = \Sigma \delta_{пр} h_i m = 0,02 \cdot 300 \cdot 2 = 12$ см, которая

для большинства зданий является недопустимой. В отличие от этого в работе [38] за величину начального давления рекомендуется принимать то давление, при котором относительная просадочность грунта с учетом коэффициента запаса $K = 2$ не превышает $\delta_{пр} = 0,01 : 2 = 0,005$.

Однако дальнейшее изучение этого вопроса показало, что коэффициент запаса более правильно вводить не на величину относительной просадочности грунта, для которой принимается величина начального давления, а на нормативную величину начального давления. С учетом этого при использовании данных компрессионных исследований за нормативную величину начального давления рекомендуется принимать ту, при которой относительная просадочность $\delta_{пр} = 0,01$ [39], т. е. равна той же величине, ниже которой по СНиП II-Б.2-62 лёссовые грунты считаются непросадочными.

Для различных районов СССР величина начального давления просадочных грунтов изменяется в довольно широких пределах — от 0,2 до 2 $кгс/см^2$. Обычно же для лёссовых грунтов УССР, РСФСР и других районов она составляет 0,8—1,2 $кгс/см^2$, т. е. просадка грунта от собственного веса начинается с глубины 5—7 м. В некоторых районах, сложенных лёссовидными суглинками, которые обладают повышенной структурной прочностью и по своим физико-механическим характеристикам приближаются к глинам, величина начального давления повышается до 1,3—1,8 $кгс/см^2$, а просадка от собственного веса начинается с глубины 8—10 м.

Наряду с этим для отдельных предгорных районов Средней Азии величина начального давления лёссовых грунтов снижается до 0,2—0,6 $кгс/см^2$, т. е. просадка от собственного веса происходит с глубины 1,5—3,5 м. В пределах этих районов повсеместно распространены лёссы, по своим физико-механическим характеристикам приближающиеся к супесям, имеющие естественную влажность 3—5% и плотность 1,18—1,25 $т/м^3$. Для этих районов характерно очень небольшое количество атмосферных осадков, о чем свидетельствует почти полное отсутствие растительного слоя (толщина его иногда не превышает 5 см). Недоуплотненное состояние этого

лѣсса в наиболее яркой степени сохранилось до наших дней.

Величина начального давления определяется, как правило, в компрессионных приборах по изложенному выше комбинированному или упрощенному методу (см. рис. 5 и 6) с последующим уточнением ее для районов новой застройки в полевых условиях.

Определение величины начального давления в полевых условиях для случаев, когда напряженное состояние грунта зависит в основном от нагрузки фундаментов, рекомендуется осуществлять так же, как в лабораторных условиях, т. е. по комбинированному методу (см. рис. 3). Суть его состоит в том, что на каждом участке испытания проводятся двумя штампами стандартных размеров, установленных на расстоянии 3—4 м один от другого. В первом пункте штамп устанавливается на лѣссовый грунт естественной влажности, отдельными ступенями загружается до заданного давления на грунт (обычно 2—3 кгс/см²), после чего грунт в основании штампа замачивается до стабилизации просадки. Во втором пункте лѣссовый грунт предварительно водонасыщается на глубину 0,8—1 м и в дальнейшем производится нагружение штампа ступенями по 0,25—0,5 кгс/см² с непрерывным замачиванием до заданной нагрузки.

Исследования, выполненные в различных районах СССР, показывают, что на конечной ступени загрузки суммарные осадки и просадки штампов по методам одной и двух кривых практически совпадают. Расхождения между ними обычно не превышают 5—15%. На основе этого можно принять, что испытания в полевых условиях штампами по методам одной и двух кривых при различных давлениях дают практически одинаковые результаты.

Приведенная методика испытаний в полевых условиях лѣссовых грунтов при минимальном количестве опытов дает возможность определять практически все их деформативные характеристики, а именно: а) сжимаемость лѣссовых грунтов при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии; б) величину начального просадочного давления; в) возможную величину просадки штампа при любом давлении по его подошве; г) степень изменчивости сжимаемости

основания при его водонасыщении, а также сопоставить просадку штампа на конечной ступени нагрузки, получаемую по методам одной из двух кривых.

При испытании лёссовых грунтов штампами величина начального просадочного давления определяется по графику зависимости осадки от нагрузки для водонасыщенного состояния и принимается численно равной условному пределу пропорциональности, характеризующему переход фазы нормального уплотнения водонасыщенного лёссового грунта в фазу просадки, которая сопровождается нарушением структуры грунта.

Величина начального просадочного давления для случаев просадки грунтов от собственного веса в полевых условиях определяется путем замачивания опытного котлована с размерами сторон не менее глубины просадочной толщи. За нормативную величину начального давления принимается давление от собственного веса грунта на глубине, с которой начинается его просадка.

Сопоставление величин начального просадочного давления, полученных по данным полевых и лабораторных исследований, указывает на то, что лабораторные исследования дают обычно на 20—40% более низкие результаты.

Выполненные исследования показали, что величина начального просадочного давления зависит в основном от плотности и степени влажности грунтов. Эти зависимости могут быть приняты линейными, характеризующимися тем, что с увеличением плотности и степени влажности грунта величины начального просадочного давления возрастают. Судя по тому, что экспериментальные точки по различным регионам укладываются на одну прямую, эти зависимости должны иметь общий характер для всех видов лёссовых грунтов.

Величина начального просадочного давления лёссовых грунтов используется для следующих целей.

1. При назначении того безопасного давления на лёссовый грунт, при котором просадка его от нагрузки фундаментов будет отсутствовать. Это мероприятие в последние годы иногда называют уширением фундаментов. Наибольшее значение оно имеет

для малоэтажных гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданий, для которых снижение давления на грунт до величины 0,8—1,2 кгс/см² не приводит к чрезмерному уширению фундаментов.

2. При определении величины (глубины) деформируемой зоны, в пределах которой происходит просадка грунта от нагрузки фундаментов.

3. При назначении необходимой глубины уплотнения лёссовых грунтов или толщины грунтовой подушки, полностью устраняющих просадку на площадках с I типом грунтовых условий.

4. При определении глубины, с которой происходит просадка грунта от собственного веса на площадках со II типом грунтовых условий.

5. При расчете возможных величин просадок фундаментов и толщ грунта от их собственного веса и во многих других случаях.

4. НАЧАЛЬНАЯ (КРИТИЧЕСКАЯ) ВЛАЖНОСТЬ ЛЁССОВЫХ ГРУНТОВ

Начальная (критическая) влажность w_n представляет собой влажность, при которой лёссовые грунты, находящиеся в напряженном состоянии от внешней нагрузки фундаментов или собственного веса грунта, начинают проявлять просадочные свойства.

Величина начальной (критической) влажности непостоянна для различных видов лёссовых грунтов и в общем случае определяется в основном двумя факторами:

а) связностью, структурной прочностью лёссовых грунтов и главным образом степенью снижения прочности их при увлажнении; так как эти характеристики для различных видов лёссовых грунтов различные, то, следовательно, и величина начальной влажности для каждого вида грунта будет иметь свое значение;

б) напряженным состоянием лёссового грунта от внешней нагрузки фундаментов или собственного веса грунта, которое при соответствующем снижении его прочности при увлажнении способно преодолеть внутреннюю связность и прочность грунта, вызвать нарушение существующей структуры и ее перестройку, соответствующую напряженному состоянию. Для

каждого вида лёссового грунта чем больше величина нагрузки на грунт, вызывающая в нем определенное напряженное состояние, тем ниже величина начальной влажности.

Критерием для определения величины начальной (критической) влажности в лабораторных условиях, по аналогии с начальным давлением, является относительная просадочность. Величину начальной влажности рекомендуется принимать равной влажности, при которой от заданного напряженного состояния относительная просадочность равна: $\delta_{пр} = 0,01$.

Величину начальной (критической) влажности и зависимость ее от давления предлагается определять в компрессионных приборах, основываясь на методике двух кривых, следующим образом.

Из одного монолита вырезаются пять-шесть образцов грунта. Один образец грунта с естественной влажностью в компрессионном приборе отдельными ступенями загружается до максимального давления (например, 3 кгс/см^2 , рис. 9, а), и при этом давлении грунт замачивается до стабилизации просадки. Второй образец вначале насыщается водой, а затем при непрерывном замачивании загружается теми же ступенями до максимального давления (сжатие грунта в водонасыщенном состоянии). Остальные образцы испытываются в компрессионных приборах после предварительного повышения их влажности до величин, разделяющих предел изменения влажности от естественной до полного водонасыщения на более или менее равные интервалы.

По полученным результатам компрессионных испытаний строится график зависимости относительно сжатия от нагрузки при различной влажности (см. рис. 9, а). На этом же графике наносится кривая (штрихпунктирная линия), параллельная кривой относительного сжатия при естественной влажности, соответствующая $\delta_{пр} = 0,01$. По точкам пересечения этой кривой с кривыми относительного сжатия лёссового грунта при различной влажности определяется давление на него, при котором величина начальной влажности равна влажности испытываемого грунта. Далее полученные величины начальной влажности и соответствующих им давлений на грунт ис-

пользуются для построения графика зависимости величины начальной влажности от давления (рис. 9, в). Точка, соответствующая минимальному давлению, при котором проявляются просадочные свойства лёссового грунта в состоянии полного водонасыщения, представляет собой начальное просадочное давление грунта.

Определение начальной (критической) влажности просадочных грунтов в полевых условиях и зависимости ее от давления (рис. 10) при действии внешней нагрузки от фундаментов осуществляется следующим образом.

На расстоянии 3—5 м друг от друга устанавливаются четыре-пять штампов. Испытание грунта в основании первого штампа выполняется при естественной влажности с замачиванием до стабилизации просадки на последней ступени загрузки, второго — в водонасыщенном состоянии грунта и при непрерывном замачивании. Остальными штампами грунты испытываются после предварительного повышения влажности в пределах толщи на глубину около 1 м на величины, разделяющие предел изменения влажности от естественной до полного водонасыщения на более или менее равные интервалы.

По результатам испытаний лёссовых грунтов с различной влажностью штампами строятся графи-

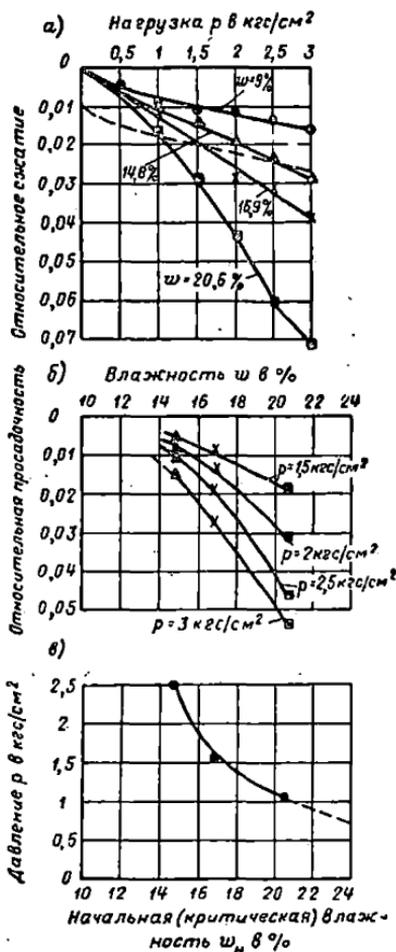


Рис. 9. Определение начальной (критической) влажности лёссовых грунтов в компрессионных приборах

ки зависимости осадки от нагрузки (рис. 10, а), на которых для каждой кривой определяется условный предел пропорциональности. Давление, соответствующее условному пределу пропорциональности, пред-

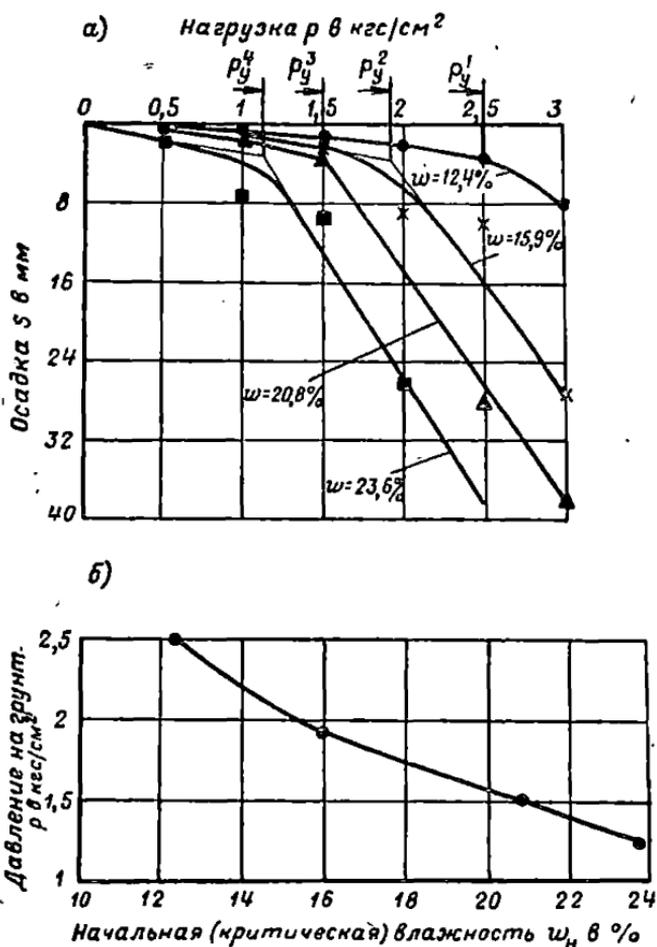


Рис. 10. Определение начальной (критической) влажности штампами

ставляет собой давление на грунт, при котором начальная (критическая) влажность равняется влажности испытываемого грунта. В дальнейшем по полученным значениям начальной влажности и давления строятся график зависимости между этими величинами (рис. 10, б).

Анализ полученных данных по определению начальной влажности в лабораторных и полевых условиях позволяет отметить следующее.

1. Зависимость начальной (критической) влажности от давления на грунт может быть принята линейной, характеризуемой тем, что с увеличением давления на грунт величина начальной (критической) влажности уменьшается.

2. Величина начальной (критической) влажности грунта при принятой методике определения ее по данным лабораторных исследований в некоторой степени зависит от естественной влажности, относительно которой она определяется. При уменьшении естественной влажности относительное сжатие лёссового грунта снижается, что приводит к некоторому уменьшению величины начальной влажности. С увеличением естественной влажности грунта величина начальной влажности, наоборот, увеличивается.

3. Величина начальной (критической) влажности грунта, определяемая по результатам компрессионных испытаний, вследствие условности принятой методики испытаний оказывается на 20—40% меньше, чем при испытаниях штампами в полевых условиях. Поэтому при больших объемах работ величины начальной (критической) влажности, определяемые в лабораторных условиях, должны уточняться испытаниями штампами в полевых условиях.

4. Величина начальной (критической) влажности грунта тесно связана с величиной начального давления. Для каждого давления на грунт величина начальной влажности соответствует начальному просадочному давлению при влажности грунта, равной начальной (критической). Обычно применяемое понятие начального просадочного давления для случаев полного водонасыщения лёссового грунта представляет собой минимальное давление на грунт при максимальном значении начальной (критической) его влажности, соответствующей полному водонасыщению.

Пока что величина начальной (критической) влажности не получила широкого практического применения. Но в дальнейшем этот критерий, так же как и начальное просадочное давление, получит широкое использование при решении многих практиче-

ских вопросов, а именно при определении: а) возможности проявления просадки лёссовых грунтов от собственного веса при повышении их влажности не до полного водонасыщения; б) зависимости относительной просадочности грунта от степени повышения его влажности и т. п.

В частности, полученные первые результаты по начальной влажности грунта позволяют уточнить рекомендованную Л. Г. Балаевым [6] зависимость относительной просадочности от степени увлажнения грунта.

Учитывая, что просадка лёссовых грунтов при каждом давлении происходит только при повышении их влажности выше начальной (критической) и прямолинейная зависимость относительной просадочности от конечной влажности может быть принята только на участке изменения ее от начальной до полной влагоемкости, относительную просадочность в зависимости от степени повышения влажности рекомендуется вычислять по формулам:

$$\delta'_{пр} = (\delta_{пр} - 0,01) \frac{\omega_k - \omega_n}{\omega_n - \omega_n} + 0,01 \quad (6)$$

или

$$\delta'_{пр} = (\delta_{пр} - 0,01) \frac{G_k - G_n}{G_n - G_n} + 0,01. \quad (7)$$

Здесь $\delta'_{пр}$ — относительная просадочность грунта при насыщении его до заданной конечной влажности ω_k ;

$\delta_{пр}$ — то же, при полном водонасыщении;

ω_n — начальная (критическая) влажность грунта;

ω_n — влажность грунта, соответствующая полному водонасыщению;

0,01 — величина относительной просадочности, по которой определяется начальная (критическая) влажность грунта;

G_k — возможная конечная степень повышения влажности лёссового грунта;

G_n — начальная (критическая) степень влажности грунта;

G_n — степень влажности грунта, соответствующая полному его водонасыщению.

ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМАЦИИ ПРОСАДОЧНЫХ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ ПРИ ЗАМАЧИВАНИИ

1. ОБЩИЙ ХАРАКТЕР ДЕФОРМАЦИИ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ ПО ГЛУБИНЕ. ТИПЫ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ

При проектировании зданий и сооружений и расчете оснований на просадочных грунтах прежде всего учитывается характер деформации просадочных грунтов в основании фундаментов.

На основе выполненных в большом масштабе исследований в полевых условиях [1, 9, 23, 64] просадочных грунтов большой мощности общий характер вертикальных деформаций — просадок — по глубине массива может быть представлен в следующем виде (рис. 11).

Для пояснения характера деформации воспользуемся результатами просадки опытного фундамента размером 2×2 м, возведенного на толще просадочных грунтов большой мощности [64]. Грунт в основании фундамента замачивался в котловане размером в плане 28×30 м после стабилизации осадки от нагрузки $p = 2$ кгс/см² до полного промачивания всей толщи просадочных грунтов и стабилизации просадки. Просадка фундамента замерялась по установленным на нем маркам, а грунта — по поверхностным и глубинным маркам, заложенным на глубинах 1, 2, 3, 4, 6, 9, 12, 15 и 18 м от подошвы фундамента. По маркам, установленным на фундаменте, определялась его полная просадка, по поверхностным маркам — полная просадка грунта и по глубинным маркам — просадка отдельных слоев грунта по глубине. В результате этого была получена общая картина вертикальных деформаций грунта под фундаментом. Из рис. 11 видно, что в общем случае просадка грунта основания может быть разделена на три характерные зоны.

Зона I — деформируемая, в которой просадка происходит под совместным действием нагрузки фундамента и собственного веса грунта. Она распространяется от подошвы фундамента до глубины, где

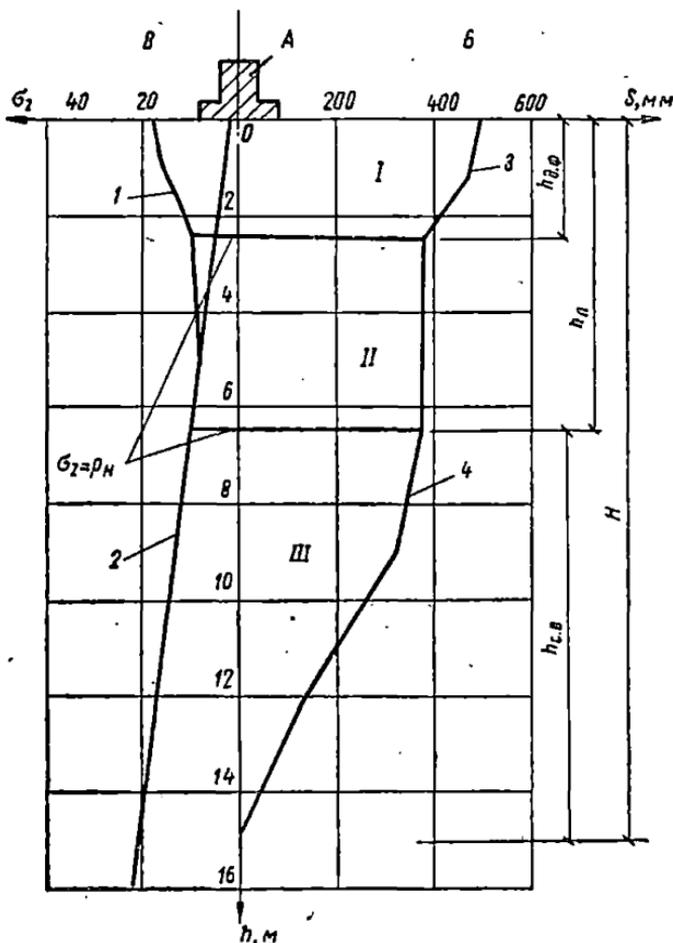


Рис. 11. Зоны деформации просадочного грунта в основании фундамента на площадках с грунтовыми условиями типа II

А — фундамент; В — график просадки грунта по глубине; В — график изменения вертикальных сжимающих напряжений по глубине; 1 — напряжения в грунте от нагрузки фундамента; 2 — напряжение в грунте от его собственного веса; 3 — просадка грунта от нагрузки фундамента; 4 — просадка грунта от его собственного веса; $h_{д.ф}$ — толщина деформируемой зоны; $h_{п}$ — глубина, с которой происходит просадка грунта; $h_{с.в}$ — толщина зоны просадки грунта от собственного веса; H — величина просадочной толщи

вертикальные напряжения в грунте от нагрузки фундамента и собственного веса грунта равны величине начального просадочного давления.

В рассматриваемом случае деформируемая зона распространяется на глубину 2,4 м, что соответствует 1,2 ширины фундамента.

Зона II — «пассивная», в которой практически отсутствуют деформации грунта при замачивании, так как суммарные вертикальные напряжения в ней меньше начального просадочного давления, при

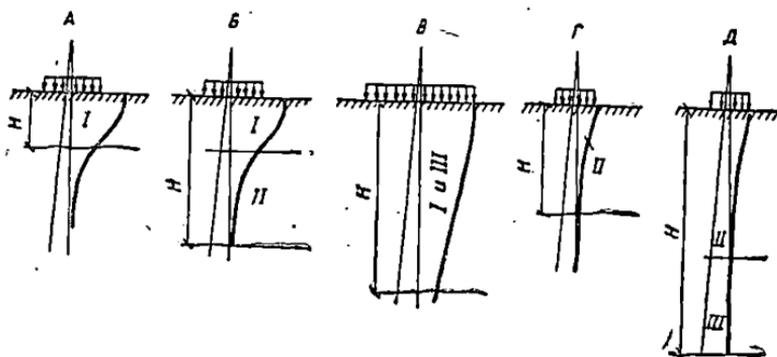


Рис. 12. Частные случаи деформации просадочного грунта основания

котором начинается просадка. Границы «пассивной» зоны в данном случае находятся в пределах глубины от 2,4 до 7 м.

Зона III — просадка грунта от собственного веса.

В зависимости от размеров фундамента, нагрузки на него, толщины просадочного слоя грунта H и других факторов из общего могут быть выделены следующие частные случаи (рис. 12).

Случай А — при небольшой толщине слоя просадочных грунтов (I тип грунтовых условий) зоны II и III могут отсутствовать, и просадка фундамента будет происходить только в деформируемой зоне от совместного действия нагрузки фундамента и собственного веса грунта.

Случай Б — при сравнительно небольших размерах фундамента и ограниченной толщине слоя просадочного грунта (I тип грунтовых условий) зона III может отсутствовать,

Случай *В* — при больших размерах фундамента и значительной нагрузке от него зоны *I* и *III* сливаются, а зона *II* отсутствует.

Случай *Г* — при сравнительно небольшой нагрузке фундамента или его отсутствии и ограниченной толщине слоя просадочного грунта зоны *I* и *III* отсутствуют и просадка грунта при его замачивании практически не наблюдается.

Случай *Д* — при сравнительно небольшой нагрузке фундамента или его отсутствии зона *I* отсутствует и просадка грунта происходит в основном от его собственного веса (II тип грунтовых условий).

Рассмотренный общий характер деформации грунтов при просадке бывает в тех случаях, когда фундаменты возводятся на естественных основаниях. При подготовке оснований путем уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками или устройства грунтовых подушек с полной ликвидацией просадки в деформируемой зоне общий случай деформации грунта (см. рис. 11) переводится в частный случай *Г* или *Д* (см. рис. 12). Аналогичным образом при уплотнении просадочных грунтов предварительным замачиванием, происходящим под действием собственного веса грунта, общий характер деформации лёссового грунта переводится в частные *А*, *Б* и *Г* случаи, когда полностью исключается возможность просадки грунта в *III* зоне и она будет отсутствовать.

В соответствии с рассмотренным общим характером деформации лёссовых грунтов в основании фундаментов грунтовые условия строительных площадок и зависимости от возможности проявления просадки грунтов от собственного веса при их замачивании подразделяются на два типа [67].

I тип — просадка грунта от собственного веса практически отсутствует и ее величина не превышает 5 см. В этих случаях при соответствующих условиях возможна только просадка грунта в деформируемой зоне от нагрузки фундаментов, которая учитывается при проектировании зданий.

II тип — возможна просадка от собственного веса в III зоне и ее величина превышает 5 см наряду с просадкой грунта в деформируемой зоне от нагрузки фундамента.

Тип грунтовых условий устанавливается в процессе проведения инженерно-геологических изысканий на основе широкого учета гидрогеологических и инженерно-геологических особенностей исследуемых площадок, а также изучения опыта строительства в рассматриваемом районе.

Наиболее достоверные данные по определению типа грунтовых условий получаются при проведении опытного замачивания в полевых условиях участков грунта с размерами в плане не менее глубины просадочной его толщи [59, 64]. Проводится оно с установкой поверхностных и глубинных марок и замачиванием грунта в котловане до полной стабилизации просадки его от собственного веса. Результаты опытного замачивания грунта используются одновременно для получения полной величины вертикальной его просадки, горизонтальных перемещений, величины начального давления и других данных.

Наряду с этим на стадии проектного задания, а также для рабочего проектирования в застроенных районах тип грунтовых условий допускается устанавливать по данным компрессионных испытаний с определением возможной величины просадки от собственного веса грунта при замачивании на большой площади по приведенной далее формуле (35). Суммирование по этой формуле производится в пределах толщи просадочных грунтов, начиная с глубины, на которой относительная просадочность $\delta_{пр} \geq 0,01$, и до кровли подстилающего непросадочного слоя.

Тип грунтовых условий используется при выборе мероприятий для обеспечения прочности, устойчивости и нормальной эксплуатации зданий и сооружений на просадочных грунтах, при расчете оснований и зданий на неравномерные деформации при просадке грунтов и т. п.

2. ОСОБЕННОСТИ ПРОСАДКИ ГРУНТОВ ОТ НАГРУЗКИ ФУНДАМЕНТОВ

Многочисленные исследования, выполненные в последние годы различными авторами и организациями [1, 9, 17, 18, 42, 64] по изучению просадки грунта в пределах деформируемой зоны от внешней нагрузки как в основании опытных фундаментов, так и фундаментов зданий, позволяют отметить сле-

дующие основные закономерности и особенности их развития.

1. Просадка лёссовых грунтов от нагрузки фундаментов происходит лишь на тех участках, где наблюдается замачивание грунтов и повышение их влажности. Появление дополнительных осадок ленточных или плитных фундаментов за пределами увлажненной зоны вызывается только дополнительным обжатием грунта основания вследствие перераспределения реактивных давлений при изгибе конструкций.

Величина и характер развития просадки грунта от нагрузки фундаментов на начальной стадии до определенных пределов зависят от размеров увлажненной зоны. При равномерном увлажнении лёссового грунта просадка гибкого ленточного фундамента, имеющего одинаковую по длине нагрузку, проходит равномерно. Неравномерность просадки фундамента наряду с изменением нагрузки на него обуславливается главным образом различными глубинами увлажнения грунта и степенью повышения его влажности в пределах увлажненной зоны.

2. Просадка грунта от нагрузки фундаментов, так же как и от собственного веса, проявляется только в тех случаях, когда суммарная величина напряжений в грунте от его собственного веса и нагрузки фундаментов превышает величину начального просадочного давления грунта, а повышение его влажности — начальную (критическую) влажность. При суммарном давлении на грунт от его собственного веса и нагрузки фундаментов, меньшем величины начального просадочного давления, а в равной степени и при недостаточном увлажнении, когда влажность грунта оказывается ниже начальной (критической) влажности, просадка фундаментов отсутствует.

3. Просадка грунта от нагрузки фундаментов происходит в пределах определенной зоны, называемой деформируемой. За пределами деформируемой зоны просадка грунта практически отсутствует.

В вертикальном направлении деформируемая зона распространяется до глубины, на которой суммарные напряжения от собственного веса грунта и нагрузки фундаментов равны величине начального просадочного давления. При этом распределение

вертикальных давлений от фундаментов в просадочном грунте принимается как в однородном линейнодеформируемом массиве.

В общем случае глубина деформируемой зоны зависит от размеров фундаментов, глубины их заложения, передаваемого давления на грунт и величины начального просадочного его давления. Размеры деформируемой зоны в горизонтальном направлении зависят от тех же величин и определяются аналогичным образом. Для лёссов и лёссовидных суглинков УССР и юга РСФСР при величине начального давления $0,6—0,8 \text{ кгс/см}^2$ и давлении на грунт около 2 кгс/см^2 глубина деформируемой зоны ориентировочно равна $1,5b$, а ширина деформируемой зоны приближенно равна $1,6b$, где b — ширина фундамента.

4. Просадка грунта от нагрузки фундаментов сопровождается уплотнением и перемещением отдельных частиц грунта и их агрегатов в вертикальном и горизонтальном направлениях в пределах деформируемой зоны. Преобладающим из них является уплотнение грунта в вертикальном направлении.

5. Характер протекания просадки грунта от нагрузки фундаментов со времени аналогичен уплотнению водонасыщенных глинистых грунтов с большим коэффициентом фильтрации при быстром приложении нагрузки. В первый период замачивания, когда величина коэффициента фильтрации грунта сравнительно высока, просадка его протекает быстро. Затем по мере уплотнения и уменьшения величины коэффициента фильтрации при сохранении размеров увлажненной зоны скорость просадки грунта затухает и наступает ее стабилизация. При повторном замачивании грунта, т. е. при увеличении размеров увлажненной зоны, величина просадки вновь возрастает до тех пор, пока не будет замочена вся деформируемая зона и не наступит полная стабилизация просадки грунта. Дальнейшее замачивание грунта, как правило, не приводит к дополнительным его просадкам, если, конечно, просадка грунта от собственного веса отсутствует и не происходит выщелачивания растворимых солей.

Сопоставление отмеченных выше особенностей деформации лёссовых грунтов при их просадке от

нагрузки фундаментов и собственного веса с деформацией обычных непросадочных грунтов от внешней нагрузки указывает на значительное их сходство.

Просадку лёссового грунта, находящегося в напряженном состоянии от внешней нагрузки, можно рассматривать как осадку водонасыщенного средне- или сильносжимаемого грунта с модулем деформации, соответствующим данному состоянию по влажности и плотности. Правомерность такого подхода была показана ранее в статье [42].

Местное замачивание лёссового грунта в основании зданий и сооружений приводит к снижению модуля деформации на замоченном участке, и основание становится неравномерно сжимаемым. В этом случае по условиям работы конструкций оно практически не будет отличаться от оснований, сложенных обычными неравномерно сжимаемыми грунтами. Основная разница состоит лишь в том, что осадку фундаментов на лёссовом грунте естественной влажности к моменту местного замачивания следует считать полностью законченной и дальнейшая осадка его может происходить только вследствие перераспределения реактивных давлений по подошве фундаментов.

3. ВИДЫ ДЕФОРМАЦИЙ ПРИ ПРОСАДКЕ ГРУНТА ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА

Просадка лёссового грунта от собственного веса при замачивании сверху сопровождается не только вертикальными деформациями, называемыми просадками, но и горизонтальными перемещениями поверхности грунта. На возможность проявления горизонтальных перемещений при просадке лёссовых грунтов от собственного веса впервые обратил внимание Н. Я. Денисов [27]. В дальнейшем они были отмечены при испытании крупнопанельных зданий в г. Запорожье [64], более подробно изучались при испытании крупнопанельных зданий в г. Днепропетровске [13], а затем наиболее полные исследования были выполнены НИИ оснований в сильно просадочных грунтах Средней Азии [43, 44].

Эти исследования позволили установить виды деформаций и общий характер просадки грунта от соб-

ственного веса при замачивании сверху на большой площади (рис. 13), которая характеризуется: вертикальными перемещениями грунта, называемыми просадками, горизонтальными перемещениями, наклоном поверхности, кривизной и т. п., т. е. практически теми же видами деформаций, что и при горных подработках [7, 8, 71].

Сопоставление деформации лёссовых грунтов при просадке их от собственного веса и при горных под-

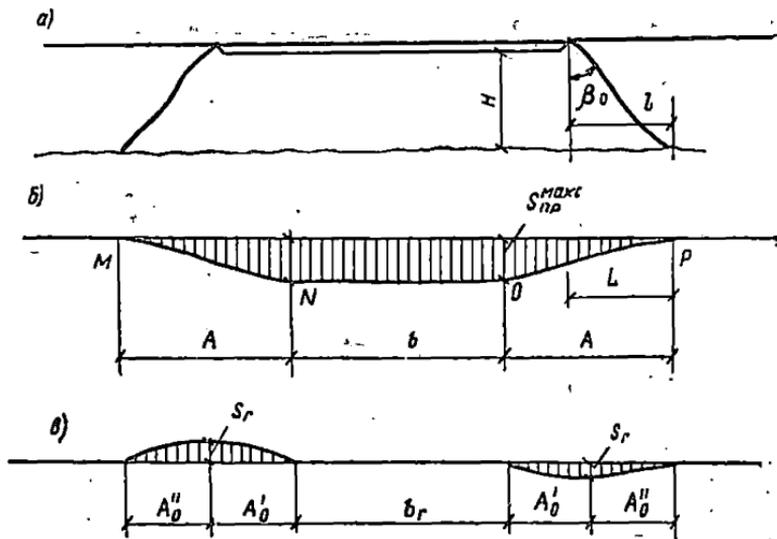


Рис. 13. Общий характер развития просадок и горизонтальных перемещений поверхности грунта при замачивании на значительной площади

a — поперечный разрез замачиваемой площади (котлована) и увлажненной зоны; b — общая кривая просадки поверхности грунта; $в$ — общая кривая горизонтальных перемещений при просадке грунта; β_0 — средний угол распространения увлажненной зоны в стороны; A_0 и A'_0 — зоны соответственно уплотнения и разуплотнения грунта; b_r — ширина нейтральной зоны

работках указывает на достаточно близкое их сходство. Поэтому принципы подхода к расчету зданий на неравномерные деформации оснований, а также исходные данные для этих условий могут быть во многом аналогичными. Так как причины, вызывающие неравномерные деформации оснований при просадке лёссовых грунтов от собственного веса и горных подработок, совершенно различные, методы определения

деформаций и исходных данных для расчета зданий для каждого из этих видов воздействий должны быть собственными.

А. Закономерности развития просадок грунта на поверхности

Просадка поверхности грунта от собственного веса при замачивании на значительной площади в общем случае имеет вид, приведенный на рис. 13, и определяется:

а) полной величиной просадки грунта $S_{\text{пр}}^{\text{макс}}$ в центре замачиваемой площади;

б) величиной просадочной толщи или глубиной замачивания H ;

в) размером горизонтального участка просадки грунта в средней части замачиваемого участка b ;

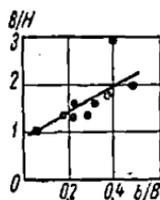
г) величиной распространения просадки грунтов в стороны от замачиваемой площади L .

Определение максимальной величины просадки грунта $S_{\text{пр}}^{\text{макс}}$ от собственного веса приводится ниже в главе V.

Величина просадочной толщи включает ту часть толщи лёссовых грунтов, которая обладает просадочными свойствами и при замачивании может давать просадки от нагрузки фундаментов или собственного веса грунта. Определяется она от поверхности до слоя непросадочных грунтов или условно до той глубины, на которой относительная просадочность от фактической нагрузки $\leq 0,01$. Нижние слои, имеющие относительную просадочность менее 0,01, могут привести к некоторому увеличению возможной величины просадки, но она оказывается, как правило, небольшой и не оказывает практического влияния на увеличение общей неравномерности просадок грунта.

Размер горизонтального участка b определяет часть замачиваемой площади в центре котлована, в пределах которой просадка практически одинаковая и изменяется не более чем на 5—8% от средней величины просадки грунта в средней части замачиваемой площади. Величина горизонтального участка, по-видимому, зависит от физико-механических характеристик замачиваемых грунтов, ширины замачи-

Рис. 14. Зависимость ширины горизонтального участка просадки грунта от ширины замачиваемой площади



ваемой площади, глубины замачивания H и т. п. Из-за отсутствия достаточных экспериментальных данных в настоящее время не представляется возможным установить зависимость величины горизонтального участка от физико-механических свойств замачиваемых грунтов. Поэтому ограничимся пока определением размеров горизонтального участка только в зависимости от глубины и размеров замачиваемой площади.

Для района Приднепровья, где физико-механические характеристики и литология лёссовых грунтов близки между собой, размер горизонтального участка b приближенно определяется из выражения, полученного по графику (рис. 14) методом наименьших квадратов:

$$b = 0,33B \left(\frac{B}{H} - 1 \right). \quad (8)$$

На рис. 14 нанесены точки, относящиеся к трем участкам, и, как видно из этого графика, они достаточно хорошо укладываются на одну прямую. Это означает, что полученная зависимость, по-видимому, должна соблюдаться и в других грунтовых условиях.

Из формулы (8) видно, что горизонтальный участок просадки грунта может наблюдаться лишь только в тех случаях, когда размеры замачиваемой площади превышают глубину замачивания или величину просадочной толщи. Полная величина просадки грунта наблюдается при замачивании площадей шириной не менее просадочной толщи.

Распространение просадки грунта в стороны L (см. рис. 13, б) непосредственно связано с фильтрацией воды в стороны от замачиваемой площади l (табл. 1).

Отношение величин распространения воды и просадки грунта в стороны (коэффициент m) изменяется

от 0,8 до 1,4 и в среднем по данным 11 измерений равно 1. На основе этого принимается, что величина распространения просадки грунта в стороны L равна величине распространения воды в стороны l от замачиваемой площади.

Таблица 1

Распространение просадки грунта и воды в стороны от замачиваемых участков

Месторасположение площадки	Глубина просадочной толщи H в м	L , м	l , м	$m=L/l$
Опытная площадка (Никополь)	20	23—30	22	1,04—1,4
Экспериментальный дом № 14 (Никополь)	24	27—33	27—36	1—0,91
Экспериментальные дома (Запорожье):				
№ 27	25	48—40	54—50	0,89—0,8
№ 33	20	22—24	26—20	0,85—1,2
№ 30	11	9	10	0,9
				$m_{\text{ср}} = 0,988$

Кривая просадки поверхности грунта от его собственного веса при замачивании на значительной площади (см. рис. 13, б) состоит из двух участков:

а) горизонтального участка NO шириной b , в пределах которого просадка грунта практически одинаковая и равна $S_{\text{пр}}^{\text{макс}}$;

б) двух криволинейных участков MN и OP , каждый шириной A , на которых просадка изменяется от $S_{\text{пр}}^{\text{макс}}$ до нуля.

При небольшой ширине замачиваемой площади (менее величины просадочной толщи), как было отмечено выше, горизонтальный участок просадки грунта отсутствует и просадка поверхности грунта будет состоять из двух криволинейных участков.

Анализ экспериментальных кривых просадки поверхности грунта от собственного веса для различных районов СССР показал, что характер изменения просадки грунта на криволинейных участках MN и

OP (см. рис. 13, б) с наибольшей степенью приближения описывается уравнением косинусоиды вида:

$$S_{пр}^y = \frac{S_{пр}^{макс}}{2} \left(1 + \cos \frac{\pi}{A} x \right). \quad (9)$$

Косинусоида имеет перегиб в точке с координатами $S_{пр}^{макс}/2$ и $A/2$, где угол наклона поверхности грунта наибольший.

Вычисление просадки различных точек поверхности грунта по выражению (9) достаточно хорошо совпадают с замеренными для всех районов СССР.

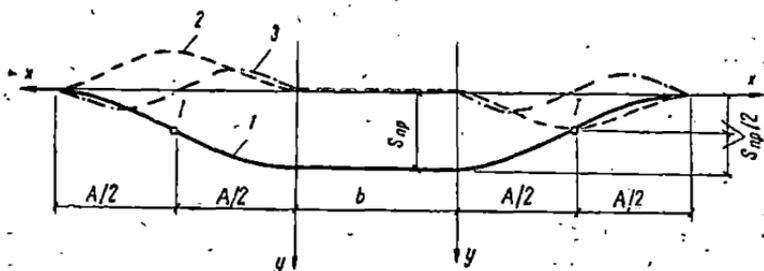


Рис. 15. Эпюры вертикальных деформаций поверхности грунта при просадке от собственного веса

1 — точки перегиба; 1 — кривая просадки поверхности грунта; 2 — кривая наклонов поверхности; 3 — кривизна поверхности

Отличаются они между собой обычно на $\pm 20\%$. Несколько большие отклонения наблюдаются иногда в тех местах, где характер кривой просадки грунта вследствие просадочных трещин искажается.

Попытка использования степенной функции [24] и радиуса кривизны для описания кривой просадки грунта от собственного веса не дала удовлетворительных результатов. Вычисленные данные часто отличались от фактических в два раза и более, а кривизна наклона просевшей поверхности грунта искажалась.

Просадка различных точек поверхности грунта $S_{пр}^y$ при известных величинах $S_{пр}^{макс}$ и A вычисляется по формуле (9).

Наклоны и кривизна поверхности грунта в пределах горизонтального участка кривой просадки b принимаются равными нулю (рис. 15). На криволинейных участках эти величины определяются на основе уравнения (9).

Наклоны поверхности грунта, представляющие собой тангенс угла наклона касательной к кривой неравномерных просадок, определяются как первая производная из выражения (9)

$$\operatorname{tg} \theta = S_{\text{пр}}' = - \frac{S_{\text{пр}}^{\text{макс}}}{2} \cdot \frac{\pi}{A} \sin \frac{\pi}{A} x. \quad (10)$$

Из полученного выражения (10) наклоны поверхности грунта на криволинейном участке изменяются по синусоиде (см. рис. 15). На начальных участках кривой при $x=0$ и $x=A$ углы наклона равны нулю. Максимальный наклон в точке перегиба при $x=A/2$ равен:

$$\operatorname{tg} \theta_{\text{макс}} = - \frac{S_{\text{пр}}^{\text{макс}}}{2} \cdot \frac{\pi}{A}. \quad (11)$$

Кривизна поверхности грунта K представляет собой отношение $K=1/R$ (где R — условный радиус кривизны на рассматриваемом небольшом по длине участке в m или cm).

Кривизна поверхности грунта при просадке его от собственного веса не является постоянной величиной и меняется на различных участках по мере изменения радиуса кривизны (см. рис. 15). Аналитические подсчеты показали, что условный радиус кривизны на различных участках изменяется в 2—5 раз. Аналогично изменяется и кривизна поверхности грунта.

Кривизна поверхности грунта на криволинейном участке просадки изменяется не только по величине, но и по знаку. На части участка (от $x=0$, до $x=A/2$), прилегающего к замачиваемой площади (см. рис. 13, б и 15), она характеризуется вогнутостью, а на другой части (от $x=A/2$ до $x=A$) за точкой перегиба косинусоиды — выпуклостью.

Принимая условно общую кривизну просадки грунта от собственного веса, состоящую из отдельных небольших по длине частей, описываемых некоторым радиусом R_i , кривизна поверхности на этих участках будет

$$K_i = \frac{2(S_{\text{пр}i} - S_{\text{пр}i-1})}{x_i^2 - x_{i-1}^2}, \quad (12)$$

где $S_{пр i}$ и $S_{пр i-1}$ — просадки поверхности грунта, определяемые по формуле (9) на i и на $i-1$ участке с координатами x_i и x_{i-1} .

Б. Закономерности развития горизонтальных перемещений на поверхности грунта

Горизонтальные перемещения поверхности грунта являются следствием неравномерных вертикальных перемещений — просадок — и изменения напряженного состояния лёссового грунта из-за замачивания некоторой его толщи [43, 44].

Экспериментальные исследования показывают, что в первый период замачивания наблюдаются только просадки грунтов при полном отсутствии горизонтальных его перемещений. Последние появляются лишь при относительной разности просадки около 3—5 мм/м и в дальнейшем по мере увеличения этой разности увеличиваются до максимального значения, соответствующего данному виду грунта и условиям его замачивания.

В плане горизонтальные перемещения проявляются практически в пределах тех же участков, на которых происходят неравномерные просадки грунта (см. рис. 13, в), т. е. на криволинейных участках кривой просадки поверхности грунта. С увеличением области развития неравномерных просадок по времени соответственно возрастает и область горизонтальных перемещений грунта.

В начальных точках криволинейного участка кривой просадки грунта горизонтальные его перемещения равны нулю. По мере удаления от этих точек горизонтальные перемещения грунта увеличиваются до некоторой максимальной величины, после чего при дальнейшем удалении абсолютная величина горизонтальных перемещений уменьшается до нуля. Векторы горизонтальных перемещений поверхности грунта направлены к центру замачиваемой площади.

Максимальная величина горизонтальных перемещений наблюдается, как правило, в точках, где просадка грунта равняется половине от максимальной замеренной величины на рассматриваемом поперечнике.

В общем случае при замачивании площадей значительных в плане размеров горизонтальные перемещения поверхности грунта характеризуются наличием трех зон (см. рис. 13, в): а) горизонтального уплотнения A_0' ; б) горизонтального разуплотнения грунта A_0'' ; в) нейтральной b_r .

В пределах зон горизонтального уплотнения происходит уплотнение грунта с перемещением его от периферии в сторону оси или центра замачиваемой площади. По мере удаления от границы нейтральной зоны абсолютная величина горизонтальных перемещений поверхности грунта увеличивается до максимальной величины на границе с зоной горизонтального разуплотнения.

В пределах зон горизонтального разуплотнения грунта также происходят горизонтальные перемещения поверхности грунта в сторону оси замачиваемой площади. Но так как с удалением от границы зоны уплотнения грунта полная величина горизонтальных перемещений постепенно уменьшается до нуля, они приводят к разуплотнению грунта у поверхности. Разуплотнение грунта выражается появлением в нем растягивающих напряжений и образованием просадочных трещин, которые, как правило, располагаются только в пределах этой зоны.

Граница зон горизонтального уплотнения и разуплотнения грунта, характеризуемая максимальной абсолютной величиной горизонтальных перемещений, практически совпадает с участком максимального наклона кривой просадки грунта от собственного веса. В связи с этим для аналитических расчетов ширину распространения каждой из этих зон в плане можно принять одинаковой и равной половине длины криволинейного участка кривой просадки, т. е. $A_0 = A/2$.

В нейтральной зоне, совпадающей в плане с горизонтальным участком кривой просадки или площадью, в пределах которых просадки грунта практически равномерные, горизонтальные перемещения его поверхности отсутствуют.

При замачивании лёссового грунта с площадями ограниченной ширины (например, из каналов, траншей и т. п.) нейтральная зона пропадает и горизонтальные перемещения поверхности грунта будут характеризоваться наличием двух зон.

В процессе просадки грунта при постепенном увеличении размеров увлажненной зоны происходит постепенное перемещение границ описанных выше зон, вследствие чего представленный на рис. 13,б плавный характер распределения горизонтальных перемещений будет искажаться (рис. 16).

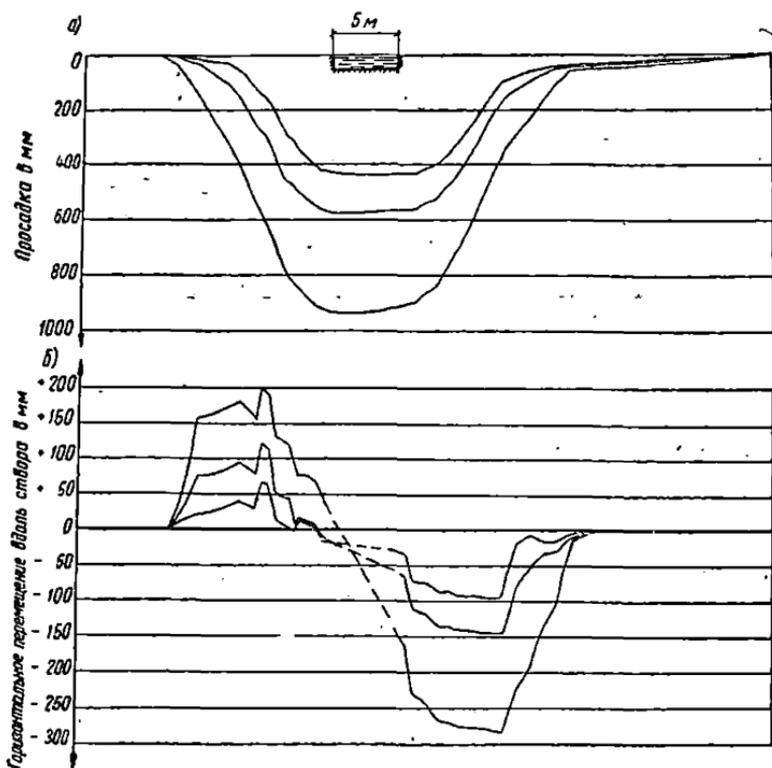


Рис. 16. Просадки (а) и горизонтальные перемещения (б) поверхностных марок при замачивании опытного русла Ташкентского канала II очереди

Под влиянием горизонтальных перемещений поверхности грунта вследствие возникающих дополнительных напряжений в зонах горизонтального уплотнения происходит некоторое повышение плотности верхнего слоя лёссового грунта, залегающего от поверхности до глубины, с которой происходит просадка грунта, от собственного веса. Величина этого уплотнения грунта сравнительно небольшая и на

опытной площадке Южно-трубного металлургического завода (ЮТМЗ) в г. Никополе по шурфам, расположенным у центра котлована на глубину до 6—8 м, в пределах которой вертикальное сжатие грунта отсутствовало, составило 0,03—0,1 т/м³, т. е. плотность грунта увеличилась на 2—6% по сравнению с естественной.

Приведенные выше некоторые особенности, которые, по-видимому, не являются исчерпывающими, служат основой для аналитического расчета величин горизонтальных перемещений поверхности грунта при просадке их от собственного веса. Используя их, характер изменения горизонтальных перемещений поверхности грунта в зонах его горизонтального уплотнения и разуплотнения без учета отмеченных выше искажений может быть аппроксимирован уравнением косинусоиды вида

$$S_r^y = \frac{S_r}{2} \left(1 + \cos \frac{\pi}{A_0} x \right), \quad (13)$$

где S_r — максимальная величина горизонтального перемещения поверхности грунта на границе зон его горизонтального уплотнения и разуплотнения;

A_0 — ширина зон горизонтального уплотнения или разуплотнения грунта;

x — координата точки, в которой определяется величина горизонтального перемещения, изменяющаяся (при расположении начала координат на границе зон горизонтального уплотнения и разуплотнения) от 0 до A_0 и от 0 до $-A_0$.

Сопоставление расчетных и фактических величин горизонтальных перемещений поверхности грунта указывает на достаточно хорошее их совпадение. Имеющиеся расхождения между ними вызваны главным образом искажением фактической кривой горизонтальных перемещений грунта вследствие появления просадочных трещин, перемещения границы описанных зон и других факторов.

Учитывая неизбежность искажения плавного изменения величин горизонтального перемещения поверхности грунта для приближенных аналитических

расчетов, можно принять характер изменения горизонтальных перемещений по треугольнику

$$S_r^y = \frac{S_r}{A_0} (A_0 - x). \quad (14)$$

Максимальная величина горизонтальных перемещений поверхности грунта S_r определяется в зависимости от относительной величины горизонтальных перемещений ϵ_r . Для этой цели используют экспериментально

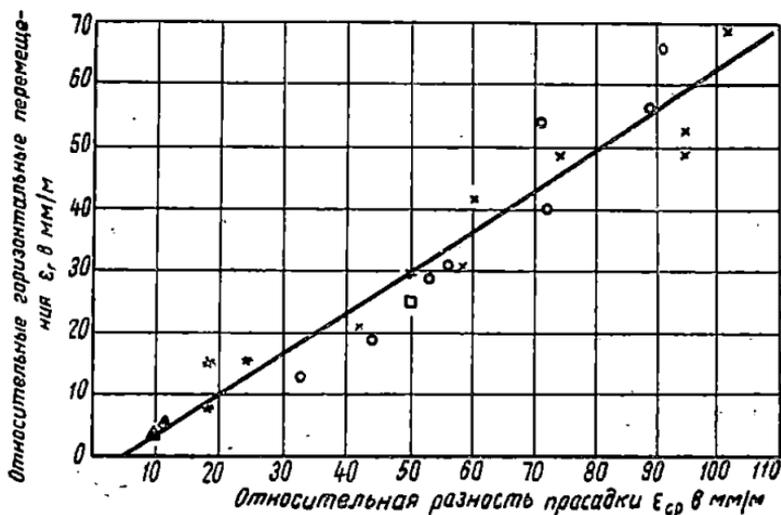


Рис. 17. Зависимость средней величины относительных горизонтальных перемещений от средней относительной разности просадки грунта

○ — II очередь Ташкентского канала; × — опытный полигон ВНИИГМ (пос. Колхозобад); ▲ — экспериментальные дома в г. Днепрпетровске; □ — опытная площадка в г. Душанбе; * — северо-восточный район г. Ташкента

установленную зависимость относительных горизонтальных перемещений поверхности грунта ϵ_r в мм/м от средней относительной разности просадки $\epsilon_{ср}$, равной: $\epsilon_{ср} = S_{пр}^{макс} / A$ мм/м (рис. 17).

Приведенные на рис. 17 фактические данные показывают, что зависимость между величинами ϵ_r и $\epsilon_{ср}$ может быть принята линейной. Так как экспериментальные точки, полученные для различных районов СССР, укладываются практически на одну прямую, эту зависимость можно принять общей для всех

просадочных грунтов. Корреляционная связь по 22 точкам, относящимся к пяти различным районам, между величинами ϵ_r и ϵ_{cp} тесная и коэффициент корреляции $\eta = 0,96$.

Как было отмечено выше, в связи с тем что горизонтальные перемещения начинают проявляться при относительной разности просадки около 5 мм/м, уравнение прямой (см. рис. 17) по методу наименьших квадратов имеет вид:

$$\epsilon_r = 0,66 (\epsilon_{cp} - 5). \quad (15)$$

4. НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ РАЗВИТИЯ ПРОСАДОК ГРУНТА ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА ПРИ ПОДЪЕМЕ УРОВНЯ ГРУНТОВЫХ ВОД

Просадки лёссовых грунтов происходят не только при замачивании их сверху, но и при подъеме уровня грунтовых вод, а также вследствие медленного повышения влажности при застройке территорий.

Застройка территорий, сложенных лёссовыми грунтами, неизбежно приводит к изменению гидрогеологических условий. Происходит это вследствие нарушения естественных условий аэрации при возведении зданий, асфальтировании территорий [29], поливки зеленых насаждений, утечек воды из системы водопровода, канализации, теплофикации, устройстве бассейнов и т. п.

Наблюдения за изменением влажности грунтов на застроенных площадках и, в частности, по многим городам СССР показывают, что при застройке городских территорий влажность лёссовых грунтов повышается от естественной, обычно равной 8—16%, до влажности, близкой к максимальной молекулярной влагоемкости или влажности на пределе раскатывания, т. е. до 15—20%. При этом наиболее интенсивное повышение влажности происходит в средних и тяжелых суглинках, характеризующихся низкой водоотдачей.

Повышение влажности лёссовых грунтов приводит к снижению их прочностных характеристик, модуля сжимаемости и, как следствие этого, к дополнительным осадкам фундаментов. Это является одной из главных причин длительного протекания осадков фундаментов, возведенных на лёссовых грунтах естествен-

ной структуры, или же появления дополнительных осадков при отсутствии источников аварийного замачивания.

Изменение гидрогеологических условий на застроенных площадках иногда сопровождается повышением уровня грунтовых вод, который наиболее интенсивно поднимается под влиянием вновь создаваемых водохранилищ.

Подъем уровня грунтовых вод и зоны капиллярного увлажнения в пределах слоев лёссовых грунтов, не обладающих просадочными свойствами, обычно не оказывает существенного влияния на осадки и устойчивость существующих зданий. При подъеме уровня грунтовых вод в пределах просадочной толщи происходит просадка грунта от собственного веса и оседание всей территории, включая застроенные и незастроенные участки. В этом отношении особый интерес представляет рассмотрение опыта эксплуатации завода ЮТМЗ в г. Николаеве.

Площадка ЮТМЗ расположена на правом берегу р. Днепр на расстоянии 2—5 км от него и сложена 30—40-метровой толщей чередующихся слоев лёссовидных суглинков I и лёссов II [46] (рис. 18). Подстилаются они третичными отложениями песков III, а на отдельных участках отложениями глин, под которыми на глубине 50—75 м от поверхности залегает кристаллический массив.

Уровень грунтовых вод перед началом строительства завода в 30-х годах располагался на глубине 32—40 м и, как правило, совпадал с кровлей песков. В последующие годы главным образом под влиянием устройства Каховского водохранилища, а также утечек воды при эксплуатации завода уровень грунтовых вод поднялся до глубины 22—28 м от поверхности.

Просадочные свойства лёссовых грунтов на площадке расположения завода изменяются как в плане, так и главным образом по глубине. Наибольшей просадочностью обладают первые слои лёссовидных суглинков и лёссов, относительная просадочность которых при давлении на грунт 3 кгс/см² равна 0,03—0,12, а при бытовом давлении — 0,02—0,08. Второй слой лёссовидных суглинков вследствие повышенной плотности характеризуется значительно меньшей просадочностью, равной 0,01—0,04. Относительная

просадочность второго слоя лёссов при бытовом давлении равна 0,01—0,05.

Величина просадочной толщи грунтов по инженерно-геологическим исследованиям в различные годы на отдельных участках принималась равной 18—26 м. Значительные колебания в оценке глубины просадочной толщи являются главным образом результатом

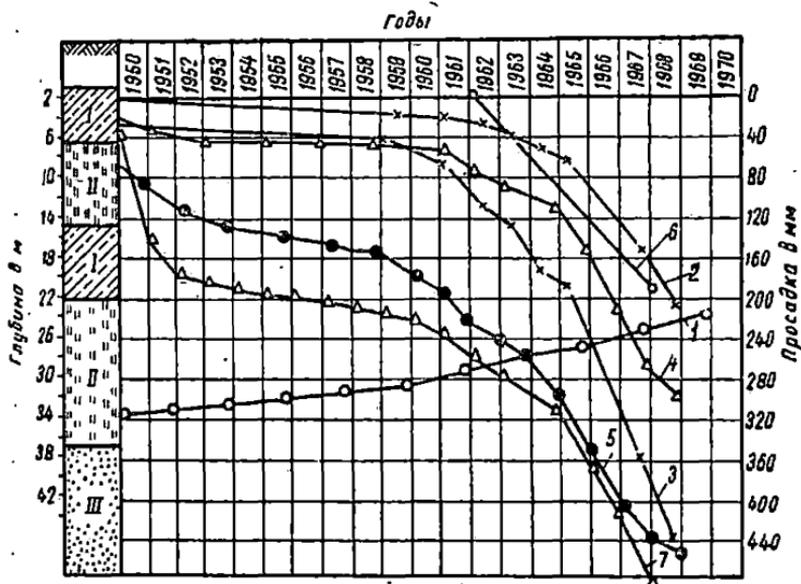


Рис. 18. Совмещенные с геологической колонкой кривые

1—подъема уровня грунтовых вод по скважине 2; 2—просадок во времени глубинного репера 3; 3—то же, глубинного репера 2; 4—то же, фундамента трубы № 4, возведенной на естественном основании; 5—то же, фундамента прошивочного стана, возведенного на основании, уплотненном грунтовыми сваями на глубину 12 м по технологии расширения скважин взрывом; 6—то же, поверхности грунта по полигометрическому знаку № 86; 7—то же, фундамента колонн, расположенного возле прошивочного стана и возведенного на естественном основании

проходки шурфов недостаточной (до 12—18 м) глубины. По данным опытного замачивания [64] эта глубина должна быть не менее 24—28 м.

В соответствии с колебаниями величины просадочной толщи грунта изменялись и величины расчетных его просадок от собственного веса в пределах от 60 до 155 см. Замеренные просадки от собственного веса при аварийном замачивании грунта в районе расположения открытого лотка дождевой канализации (вблизи цеха № 1) составили 1,4 м, у поглотительного колод-

ца — 1,6 м [46], а по данным опытного замачивания — 1,2 м [64].

Производившиеся наблюдения показали, что в первые 10 лет эксплуатации завода с 1938 по 1948 г. уровень грунтовых вод поднялся на 1,6—2,8 м, а в период с 1948 по 1959 г. — на 2,8—3,6 м. Подъем уровня грунтовых вод за эти периоды происходил вследствие нарушения естественных условий аэрации при застройке территории, а также утечек воды из бассейнов и коммуникаций, транспортирующих воду.

Наиболее интенсивный подъем уровня грунтовых вод происходит в последние годы, начиная с 1959 г., а за 10 последующих лет этот подъем составил 5,7—7,2 м. Резкое увеличение интенсивности подъема уровня грунтовых вод вызвано созданием Каховского водохранилища; отметка уровня воды в р. Днепр возросла с 5 до 16 м. К середине 1970 г. уровень грунтовых вод на площадке завода поднялся на 9,5—13,5 м и находился на глубине 22—28 м.

Одновременно с подъемом уровня грунтовых вод происходило поднятие зоны капиллярного увлажнения грунта, толщина которой для лёссов и лёссовидных суглинков г. Николаполя равна 0,8—1,5 м.

Подъем уровня грунтовых вод до 1958—1959 гг. происходил в пределах второго слоя светло-палевых лёссов, не обладающих просадочными свойствами, и просадок территории завода, а также возведенных на ней зданий и сооружений не было. Дальнейший подъем уровня грунтовых вод, начиная с 1959—1960 гг., сопровождался просадкой всей застроенной территории от собственного веса грунта и расположенных на ней зданий и сооружений. Скорость просадки территории и зданий составляет 20—60 мм/год, а по отдельным участкам, на которых были возведены планировочные насыпи, доходила до 120—150 мм/год.

Начало и скорость развития просадки территории от собственного веса грунта определялись путем систематического нивелирования 18 глубинных реперов, которые заложены на глубину 12—20 м по отношению к двум «вековым» реперам, установленным на скалу на глубину 50 и 70 м.

Для определения величин и характера развития просадок территории от собственного веса грунта

наряду с глубинными реперами были использованы результаты нивелировки полигонометрических знаков, выполненной Гидропроектом в 1961 г. и в дальнейшем повторенной Укргипрометом в 1967—1968 гг. По этим данным построены изолинии равных величин просадок грунта территории завода за период с 1961 по 1967 г. (рис. 19). Для сравнения на этом рисунке приведены просадки отдельных фундаментов основных зданий и сооружений ЮТМЗ за тот же период.

Анализ приведенных на рис. 19 данных показывает, что просадка от собственного веса грунта происходит не только на застроенной территории, но и за пределами ее, занятой пашней и огородами, которая изменяется от 10 до 250—378 мм. На застроенной территории просадка грунта достигает 463 мм.

В целом просадка грунта от собственного веса на рассматриваемой территории проходит относительно равномерно. Степень ее неравномерности обычно равна 0,5—0,8 мм на 1 пог. м, а в отдельных местах достигает 1,7—2,3 мм на 1 пог. м. В то же время по данным опытного замачивания грунта [64] степень неравномерности его просадки от собственного веса при интенсивном замачивании грунта сверху составляет 30—65 мм на 1 пог. м, т. е. в 40—60 раз выше, чем при подъеме уровня грунтовых вод.

Неравномерность проявления просадок грунта от собственного веса вызывается рядом факторов. Основными из них являются: изменение просадочных свойств лёссовых грунтов в плане и по глубине, неравномерный подъем уровня грунтовых вод и зоны капиллярного повышения влажности, дополнительное замачивание грунтов сверху вследствие аварийных утечек производственных вод.

Не исключена возможность, что на абсолютную величину просадки и степень ее неравномерности могло оказать влияние медленное повышение влажности грунта в пределах всей толщи вследствие нарушений естественных условий аэрации, конденсации паров и т. п. [20]. Однако главным и основным фактором, вызывающим просадку грунта от собственного веса на территории завода, является подъем уровня грунтовых вод. На это указывает, прежде всего, то обстоятельство, что интенсивные просадки грунта, наблюдаемые как по глубинным реперам, так и по фундаментам,

начались одновременно в 1959—1961 гг. с интенсивным подъемом уровня грунтовых вод (см. рис. 18), когда он находился на глубине 30,2—32,6 м (см. рис. 19).

Одинаковый характер развития просадок глубинных реперов, заложенных на глубину 12—20 м и близ-

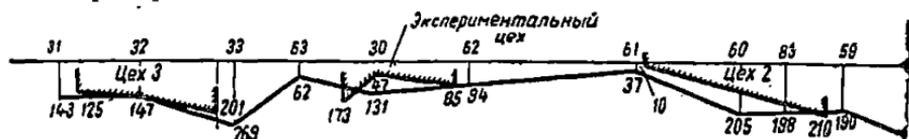


Рис. 20. Профили просадки территории по глубинным реперам и полигометрическим знакам и прилегающим к ним фундаментам цехов (цифры внизу — просадка в мм; цифры наверху — номера полигометрических знаков)

расположенных к ним фундаментов, указывает на то, что просадка происходит из-за сжатия слоев грунта, залегающих ниже 12—20 м, в то время как граница, с которой начинается просадка рассматриваемых грунтов от собственного веса при замачивании сверху, располагается на глубине 6—9 м [64].

Кроме того, полученные данные позволяют отметить и то обстоятельство, что фактическая величина просадочной толщи грунта в районе расположения наблюдательных скважин и, по-видимому, на всей территории завода составляет 30—32 м.

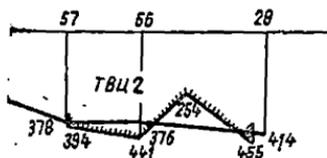
В результате подъема уровня грунтовых вод за период с 1961 по 1967 г. на 6—7,3 м просадка поверхности составила 65—205 мм, а относительная просадочность нижних слоев лёсса на глубине 24—32 м при бытовом давлении грунта 4—5,2 кгс/см² оказалась равной: $\delta_{пр} = 0,01 \div 0,028$.

В результате просадки территории завода от собственного веса грунта происходят и просадки расположенных на ней зданий и сооружений. При этом, как видно из рис. 19 и 20, просадки фундаментов практически полностью совпадают с просадкой близрасположенных к ним глубинных реперов и полигометрических знаков. Разница между ними обычно не превышает $\pm 5 \div 20\%$.

Весьма важно отметить и то обстоятельство, что просадки соседних фундаментов, возведенных на раз-

личных основаниях, в том числе с применением силикатизации, обжига, набивных железобетонных свай с неполной прорезкой толщи просадочных грунтов, практически одинаковы.

Рассмотренные выше некоторые особенности развития просадок лёссовых грунтов от собственного веса при подъеме уровня грунтовых вод на примере опыта



та эксплуатации ЮТМЗ в г. Никополе указывают на необходимость учета их влияния на прочность и устойчивость возводимых

зданий и сооружений наряду с возможными просадками грунта при аварийном замачивании сверху.

5. ВЛИЯНИЕ ПЛАНИРОВОЧНЫХ НАСЫПЕЙ НА ОСАДКУ И ПРОСАДКУ ЛЁССОВЫХ ГРУНТОВ

Опыт строительства и эксплуатации зданий и сооружений на просадочных лёссовых грунтах последних лет показал, что на величину дополнительной осадки и просадки грунтов существенное влияние оказывает устройство планировочных насыпей. Планировочные насыпи, являясь своего рода водонепроницаемым экраном; во-первых, вызывают повышение влажности лёссовых грунтов вследствие нарушения естественных условий аэрации и, во-вторых, создают дополнительную нагрузку на грунты, которая при больших размерах насыпей в плане обычно равномерно распределяется по всей просадочной толще. Это ведет к нарушению установившегося природного равновесия между прочностью существующей структуры лёссового грунта и его напряженным состоянием от собственного веса, что в конечном итоге даже при отсутствии замачивания может привести к дополнительным осадкам грунта.

Одним из примеров подобного явления может служить опыт возведения путепровода под дамбой через балку Капустянку в г. Запорожье.

Основание путепровода и прилегающих к нему откосов дамбы сложено толщей типичных лёссов и лёссовидных суглинков общей толщиной до 20 м, которые на глубину 12—15 м обладают просадочными

свойствами. Естественная влажность грунтов увеличилась с глубиной от 8 до 14% (среднее значение 11%). Лёссовидные суглинки в основании пяти опор путе-

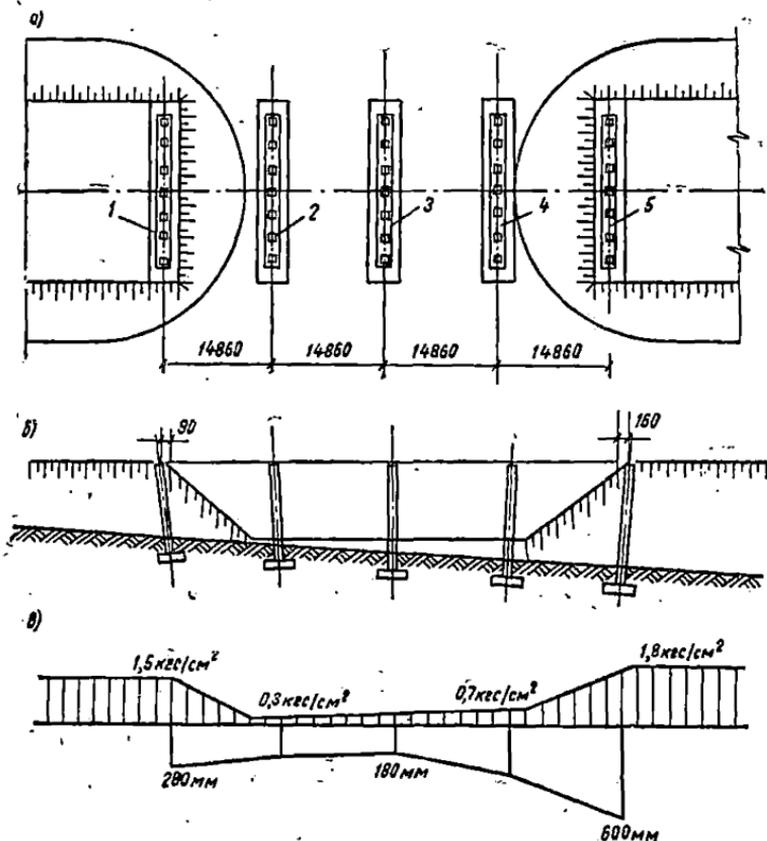


Рис. 21. Конструктивная схема и профиль осадок опор путепровода через балку Капустянку в г. Запорожье
 а — план путепровода; б — продольный разрез; в — эпюра дополнительных нагрузок и профиль осадок опор путепровода

провода (рис. 21, а) были уплотнены тяжелыми трамбовками на глубину 1,5 м.

После возведения фундаментов и опор путепровода при нагрузке по подошве фундаментов около 0,6—0,8 $\text{кгс}/\text{см}^2$ производилась отсыпка примыкающей к нему дамбы высотой 9,5—10,5 м и шириной поверху около 24 м. Дамба отсыпалась в основном из лёссовидных суглинков с уплотнением их проходящим транс-

портом. Через полгода после окончания отсыпки дамбы возобновились работы по монтажу пролетных конструкций путепровода. При повторной нивелировке опор путепровода были обнаружены весьма существенные их осадки (рис. 21, в), равные по крайним опорам 280—600 мм, а по средней опоре 180 мм. Осадки сопровождалась наклоном опор в сторону от центра путепровода. При высоте опор 10—12 м отклонение верха их от вертикали доходило до 90—160 мм.

В процессе производства работ по отсыпке дамбы и подходов к путепроводу замачивание лёссовых грунтов практически отсутствовало. Выполненные дополнительные инженерно-геологические изыскания и обследования также подтвердили отсутствие источников интенсивного замачивания лёссовых грунтов и одновременно с этим показали повышение их влажности по всей глубине под опорой 5 до 20%, под опорой 1 — до 13—18%, а под опорой 3 — до 12—17%. Средние значения влажности лёссовых грунтов под опорами 5, 1 и 3 соответственно равнялись 20, 16,7 и 14%.

Дальнейший анализ показал, что дополнительные осадки опор и отклонение их от вертикали произошли под совместным влиянием двух факторов: повышения влажности грунтов и дополнительной нагрузки от насыпи. Повышение влажности резко повысило сжимаемость лёссовых грунтов. На основе имеющихся многочисленных данных по изучению зависимости сжимаемости лёссовых грунтов от влажности ориентировочно можно принять, что увеличение влажности с 11 до 14% под опорой 3, 16,7% под опорой 1 и 20% под опорой 5 снизило модуль деформации соответственно в среднем в 1,5; 2,5 и 4 раза. Одновременно с этим произошло существенное увеличение нагрузок от веса насыпи на лёссовые грунты основания (см. рис. 21, в), что и вызвало дополнительные осадки опор с характерным профилем их развития. Необходимо отметить, что на осадки опор 2 и 4 существенное влияние, особенно в нижних слоях, оказала нагрузка от прилегающих откосов насыпи.

Значительное влияние планировочные насыпи оказывают на просадку лёссовых грунтов и особенно при подъеме уровня грунтовых вод. Это подтверждается многими случаями повышенных просадок как застроенных территорий, так и самих зданий, возведенных

На них, и, в частности, опытом эксплуатации одного из цехов в г. Запорожье.

Здание цеха размером в плане $97,2 \times 240$ м возведено в 1960 г. на слоистой толще лёссов и лёссовидных суглинков, которые, по данным лабораторных исследований их, на глубину до 21 м обладают просадочными свойствами. Грунты в основании фундаментов уплотнены тяжелыми трамбовками на глубину

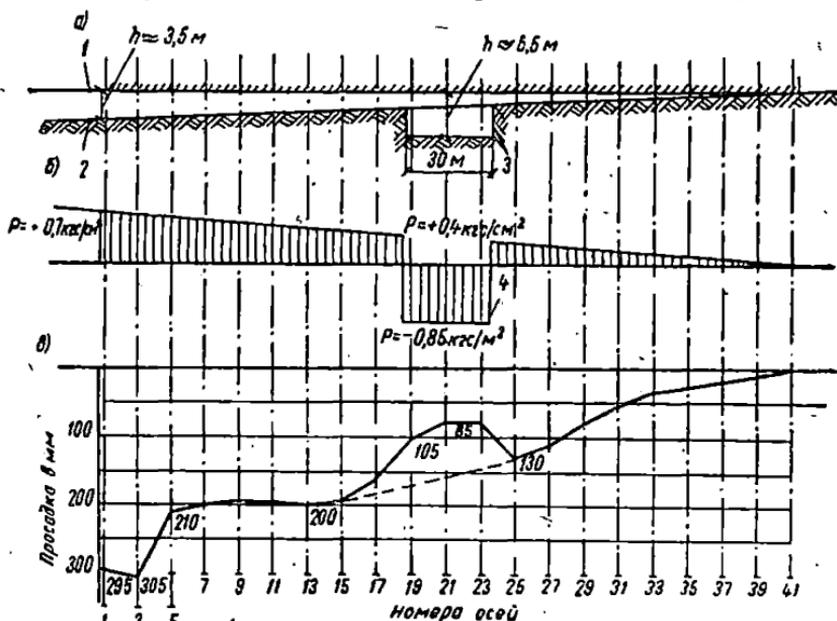


Рис. 22. Просадки здания цеха в г. Запорожье

а — профиль планировки и подвала; б — эшоры дополнительных и разгружающих напряжений; в — профиль просадки; 1 — профиль подсыпки; 2 — естественный рельеф; 3 — подвальное помещение; 4 — разгружающие напряжения

2 м. Перед возведением здания была отсыпана планировочная насыпь толщиной до 3,5 м у оси 1. Кроме того, в осях 19—23 имеется подвальное помещение глубиной 6,5 м и размером в плане 30×60 м (рис. 22).

Осадка здания началась в 1963—1964 гг. и проходила со скоростью до 35—80 мм/год, а на конец 1968 г. составила по оси 1 235—350 мм и по оси 41 — 3—50 мм.

Анализ инженерно-геологических условий и особенностей эксплуатации здания показал, что основной

причиной дополнительных осадок фундаментов является подъем уровня грунтовых вод, который с 1952 по 1967 г. в пределах участка расположения здания поднялся на 4,5 м. Интенсивность подъема уровня грунтовых вод в последние годы составляла 0,5—0,6 м/год.

Наряду с подъемом уровня грунтовых вод происходило повышение влажности нижних слоев грунта, примыкающих к уровню грунтовых вод. У оси 1 повышение влажности лёссовых грунтов с 10 до 14—18% произошло в пределах слоя грунта толщиной 6 м, залегающего на глубине 17—23 м. У оси 41 влажность грунта повысилась с 12 до 14—17% в пределах слоя грунта толщиной 1 м на глубине 20,5—21,5 м. В верхних слоях на глубине до 16 м влажность грунтов практически не изменилась.

Подъем уровня грунтовых вод и зоны повышения влажности привел к просадке нижних слоев лёссового грунта от собственного веса как в пределах расположения здания, так и на окружающей его территории. При этом замеренные величины просадок фундаментов и близрасположенных к ним незастроенных участков практически совпадают, что указывает на то, что просадки происходят вследствие сжатия нижних слоев, залегающих ниже сжимаемой толщи грунта от нагрузки фундаментов. Величины просадок грунта тесно увязываются с толщиной планировочной насыпи. На конец 1968 г. максимальные просадки величиной до 500 мм были замерены за пределами здания, где толщина планировочной насыпи составляла около 4,5 м.

В пределах здания просадки фундаментов также тесно увязываются с толщиной планировочной насыпи и величинами дополнительных давлений от нее (см. рис. 22). Весьма интересным является резкое снижение (в 1,8—2 раза) просадок фундаментов колонн в подвальном помещении, где нагрузка на нижние слои грунта из-за устройства технологического подполья уменьшилась в среднем на 1,2 кгс/см². Подобная картина наблюдается по всем осям здания.

Таким образом, рассмотренный пример показывает, что устройство планировочных насыпей увеличивает просадку грунта от собственного веса при подъеме уровня грунтовых вод, а устройство выемок и срезок грунта, наоборот, уменьшает просадку.

Вполне очевидно, что некоторые рассмотренные особенности развития дополнительных осадков и просадок лёссовых грунтов при устройстве планировочных насыпей и, наоборот, срезов грунта могут оказать существенное влияние на прочность и нормальную эксплуатацию зданий и сооружений и должны учитываться при проектировании.

Глава III

РАСПРОСТРАНЕНИЕ ВОДЫ В ТОЛЩАХ ЛЁССОВЫХ ГРУНТОВ ПРИ ИХ ЗАМАЧИВАНИИ

1. ИСТОЧНИКИ ЗАМАЧИВАНИЯ

Основными источниками замачивания лёссовых грунтов в основании зданий и сооружений являются: утечка воды из коммуникаций, транспортирующих воду (водопровод, канализация, теплофикация); технологических устройств (резервуары, бассейны, душевые, моечные площадки и т. п.); проникание атмосферных осадков в основание, стекающих с кровли и главным образом с окружающей территории; инфильтрация воды из каналов-оросителей в орошаемых районах Средней Азии, Северного Кавказа и др., повышение уровня грунтовых вод и др.

Опыт эксплуатации зданий и сооружений показывает, что примерно в 40% случаев замачивание лёссовых просадочных грунтов в основании происходит вследствие утечек воды из канализации, в 10—20% случаев — из водопровода и теплофикации и в 20% случаев от проникания атмосферных осадков. Все эти источники замачивания грунтов являются случайными и могут встретиться в любой период строительства и эксплуатации зданий и сооружений, если, конечно, не применяются специальные водозащитные мероприятия по предотвращению поступления воды в грунт.

Замачивание грунтов атмосферными водами чаще всего происходит в период строительства, когда отсутствует или нарушен их отвод, а замачивание грунтов из коммуникаций — в процессе эксплуатации вслед-

ствии их засорения, коррозии труб, нарушения их стыков и т. п.

Проникание воды в лёссовый грунт при случайном замачивании обычно происходит от точечного источника, т. е. нарушения стыка, разрыва, коррозии водовода или емкости для воды в одном или нескольких местах. Так как коммуникации, транспортирующие воду, прокладываются, как правило, в траншеях, обратная засыпка которых вокруг труб часто бывает недостаточно уплотненной, поступающая из них вода может растекаться на значительное расстояние вдоль траншей и инфильтрация воды в грунт происходит таким образом на достаточно большой площади, приводя к замачиванию больших объемов грунта.

Кроме того, траншеи под коммуникации, транспортирующие воду, обычно связаны с котлованами фундаментов зданий и сооружений, поэтому вода может поступать по недостаточно уплотненному грунту обратных засыпок в основание части или всего здания. В этих случаях площадь инфильтрации воды в лёссовый грунт может быть равна площади, занимаемой всем зданием или его частью. В практике эксплуатации зданий и сооружений на просадочных грунтах нередко бывают случаи, когда от разрывов или коррозии водоводов полностью затапливаются подвалы зданий.

При проникании в лёссовый грунт атмосферные осадки могут также растекаться по траншеям и инфильтроваться в грунт на части здания, под всем зданием или у здания в пределах достаточно большой площади.

Таким образом, приведенное выше показывает, что даже при точечном источнике увлажнения конфигурация площади, с которой происходит инфильтрация воды в грунт, может быть различной и достигать значительных размеров. Несмотря на всю сложность вопроса, обычно для каждого конкретного случая (исходя из конструкции фундаментов, расположения коммуникаций, рельефа местности и т. п.) имеется возможность прогнозировать возможную площадь инфильтрации воды в грунт от различных источников замачивания.

Учет возможных размеров площади, с которой происходит замачивание грунта, имеет важное значение при решении вопросов обеспечения прочности и устой-

чивости зданий и сооружений на просадочных грунтах, так как величиной замачиваемой площади определяется возможная зона увлажнения грунта, которая, в свою очередь, влияет на возможность проявления просадки грунта, ее абсолютную величину, степень неравномерности и т. п.

В связи с тем что максимальные просадки грунта как по абсолютной величине, так и по степени неравномерности проявляются при аварийном замачивании и инфильтрации воды сверху, наиболее опасными для зданий и сооружений являются эти случаи. Поэтому они и должны учитываться в первую очередь при расчетах конструкций и им удалено основное внимание в данной монографии. В то же время при полном отсутствии возможности замачивания просадочных грунтов сверху расчетным состоянием должны являться случаи подъема уровня грунтов или постепенного повышения влажности в пределах толщи просадочных грунтов.

2. ФОРМИРОВАНИЕ УВЛАЖНЕННОЙ ЗОНЫ В ОДНОРОДНЫХ ТОЛЩАХ ЛЁССОВЫХ ГРУНТОВ

Проникая в лёссовый грунт сверху, вода распространяется и перемещается в его толще как сверху вниз, так и в бок, в стороны от источника увлажнения, образуя увлажненную зону грунта. На характер формирования и размеры увлажненной зоны влияет целый ряд факторов, и в частности: фильтрационные свойства грунта, размер источника инфильтрации воды в грунт, величина напора и др.

Исследование фильтрационных свойств лёссовых грунтов в лабораторных условиях показало, что их коэффициенты фильтрации в вертикальном направлении значительно больше (иногда в 2—10 раз), чем в горизонтальном направлении. Многие авторы объясняют это положение наличием в лёссовых грунтах макропор в виде вертикальных каналцев, ходов червей, разложившихся корней растений и т. п. В связи с этим глубина распространения воды в них должна значительно превышать величину распространения ее в стороны. Однако столь резкой разницы в распространении воды вниз и вбок, как изменения коэффициентов фильтрации в вертикальном и горизонтальном направлениях, как будет показано ниже, в натуре не наблюдается, и, следовательно, анизотропность

фильтрационных свойств грунта в вертикальном и горизонтальном направлениях влияет на распространение воды в толще грунта, но не является решающим фактором.

Для изучения влияния размеров источников увлажнения (площади инфильтрации воды в грунт) на очертание и размеры увлажненной зоны в однородных толщах лёссовых грунтов рассмотрим результаты экспериментальных данных.

При замачивании однородного лёссового грунта через одиночные скважины опыты Н. А. Осташева,

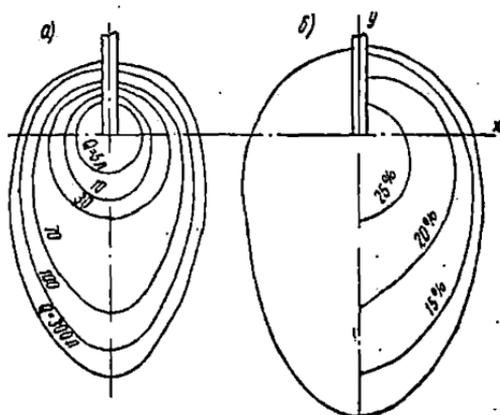


Рис. 23. Контуры увлажненной зоны при замачивании лёссового грунта через трубу

а — развитие увлажненной зоны в зависимости от количества залитой воды; б — изолинии равных влажностей в пределах увлажненной зоны

бывш. ЮЖНИИ [13], ВНИИГнМ [15, 36], НИИ оснований [51] и др. показали, что в этом случае увлажненная зона имеет форму вытянутого вглубь эллипсоида вращения (рис. 23). Размеры его в основном определяются временем фильтрации воды в грунт. В начальный период инфильтрации воды в грунт увлажненная зона имеет форму, приближающуюся к шару, который по мере увеличения времени поступления воды в грунт вытягивается вглубь с незначительным увеличением по ширине, образуя форму эллипсоида вращения. Размеры его определяются фильтрационными характеристиками грунтов, временем замачивания или количеством профильтровавшейся воды, диаметра и глубины скважины. В неоднородных по фильтрационным характеристикам лёссовых грунтах (наличие сильно- или малофильтрующих прослоек), а также при смыкании увлажненной зоны

с уровнем грунтовых вод очертание увлажненной зоны под влиянием этих факторов будет меняться.

Вопросы о промачивании лёссовых грунтов через каналы небольших размеров в плане (до 2—3 м) в наибольшей степени изучены специалистами, занимающимися гидротехническим и ирригационным строительством [37]. Важное значение этот вопрос имеет также для промышленного и гражданского строительства, так как при утечке воды из коммуникаций, транспортирующих воду, замачивание грунта фактически происходит из траншей, в которых они проложены.

Из проведенных исследований ВНИИГиМ, МГМИ и других организаций видно, что при инфильтрации воды в лёссовый грунт из каналов распространение ее вглубь и в стороны при прочих равных условиях в значительной степени определяется шириной канала. По-видимому, имеется возможность на различные промежутки времени инфильтрации или объема профильтровавшего количества воды установить математические зависимости глубины проникания воды вниз и в стороны от ширины зеркала воды в каналах.

Влияние времени инфильтрации воды из канала в грунт на формирование контура и размеров увлажненной зоны грунта достаточно наглядно представлено на примере опытного замачивания отсека канала шириной $B = 3$ м и длиной $L = 30$ м (рис. 24), выполненного ВНИИГиМ в лёссовых грунтах Голодной степи [15]. Опытное замачивание производилось на 20-метровой слоистой толще лёссовых грунтов, состоящей в основном из чередующихся слоев супесей и суглинков толщиной по 0,5—3 м.

Данные на рис. 24 показывают, что в первые 10—20 дней замачивания скорость распространения воды вниз незначительно превышала скорость распространения ее в стороны, и увлажненная зона в поперечнике приближалась к эллипсу. В дальнейшем после смыкания увлажненной зоны с уровнем грунтовых вод началось достаточно интенсивное растекание ее в стороны с одновременным куполообразным подъемом уровня грунтовых вод. В данном случае уровень грунтовых вод служил водоупором для инфильтрующихся вод.

Обобщая результаты исследований по распространению воды в однородных по фильтрационным

характеристикам толщ лѣссовых грунтов, можно принять для этих случаев следующую приближенную схему очертания увлажненной зоны при инфильтрации воды из котлована, траншей или каналов значительных размеров в плане.

1. При инфильтрации воды в однородных толщах лѣссовых грунтов вода распространяется вниз и в стороны (рис. 25, а). Непосредственно под замачиваемой площадью распространение воды вниз происходит вертикально и равномерно по всей площади.

2. За пределами замачиваемой площадки вода распространяется в стороны на величину, увеличивающуюся по глубине: от 0 на поверхности до некоторой величины l на глубине h (рис. 25, б). В пределах этой области влажность грунта переменная и изменяется от максимальной, близкой к полной влагоемкости под замачиваемой площадью, до естественной у границы увлажненной зоны. Переменная влажность грунта в пределах увлажненной зоны обуславливается различными видами воды. Непосредственно под источником замачивания в пределах контура, ограниченного кривой депрессии, располагается зона гравитационного движения воды. Влажность грунта в этой зоне максимальная и степень ее близка 0,75—0,95. Ниже и в стороны от этой зоны в случае замачивания маловлажных грунтов располагается зона капиллярного движения воды, степень влажности в пределах которой для большинства видов грунтов оказывается равной 0,45—0,75. За пределами зоны капиллярного увлажнения располагается зона пленочного перемещения воды, происходящего под влиянием сил молекулярного притяжения. Степень влажности грунта в этой зоне изменяется от естественной до 0,45. При повышенной влажности лѣссовых грунтов увлажнение их может происходить только за счет гравитационного и капиллярного передвижения воды.

3. Кривая распространения воды в стороны от замачиваемой площади, определяющая границу увлажненной толщи, представляет собой, по-видимому, параболу, гиперболу [74] или другую более сложную функцию. Так как на характер распространения воды в стороны влияет много факторов, учесть которые пока что не представляется возможным, примененные сложных математических функций для описания этой

кривой может не дать желаемого результата и привести к большим погрешностям. Поэтому на данном этапе распространение воды в стороны в пределах однородных по водопроницаемости слоев и толщ приближенно и, видимо, без искажения общей картины целесообразно принять по прямой, наклоненной под углом β к вертикали.

Угол наклона прямой β должен зависеть от физико-механических характеристик грунтов и главным образом от анизотропности фильтрационных свойств лёссовых грунтов в вертикальном и горизонтальном направлениях.

Анализ экспериментальных данных по распространению воды в стороны от источника замачивания показывает, что для лёссовидных супесей $\beta = 20 \div 40^\circ$ ($\beta_{\text{ср}} = 35^\circ$), а для лёссовидных суглинков $\beta = 45 \div 55^\circ$ ($\beta_{\text{ср}} = 50^\circ$). Эти данные не противоречат результатам лабораторных исследований, согласно которым наибольшей анизотропностью фильтрационных свойств характеризуются, как правило, лёссовидные супеси и лёссы, а меньшей — лёссовидные суглинки.

В соответствии с изложенным выше величина распространения воды в стороны l от края источника замачивания для однородных по водопроницаемости толщ лёссовых грунтов будет:

$$l = H \operatorname{tg} \beta, \quad (16)$$

где H — глубина замачивания или величина просадочной толщи грунта.

В свою очередь максимальная ширина увлажненной зоны понизу A равна:

$$A = B + 2H \operatorname{tg} \beta, \quad (17)$$

где B — ширина замачиваемого участка.

3. РАСПРОСТРАНЕНИЕ ВОДЫ

В НЕОДНОРОДНЫХ ТОЛЩАХ ЛЁССОВЫХ ГРУНТОВ

Рассмотренный выше характер распространения воды от различных источников замачивания относится в основном к сравнительно однородным по водопроницаемости толщам лёссовых грунтов и может быть с известными допущениями распространён на неоднородные толщ, когда увлажненная зона имеет небольшие размеры в плане и по глубине. Значительно сложнее

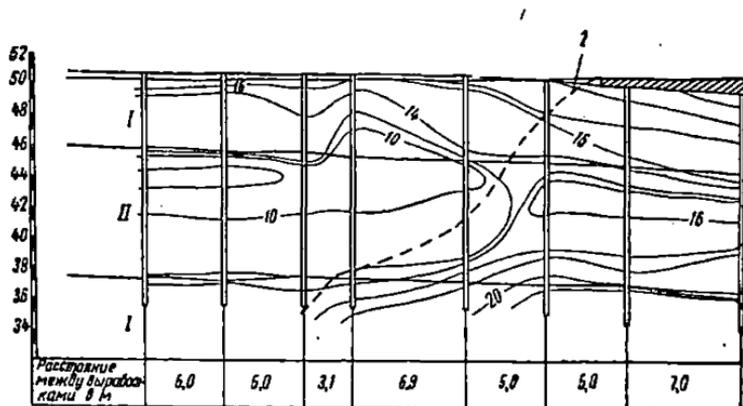


Рис. 26. Кривые равных влажностей и зона увлажнения
 I — суглинок; II — лёсс; I — котлован для замачи

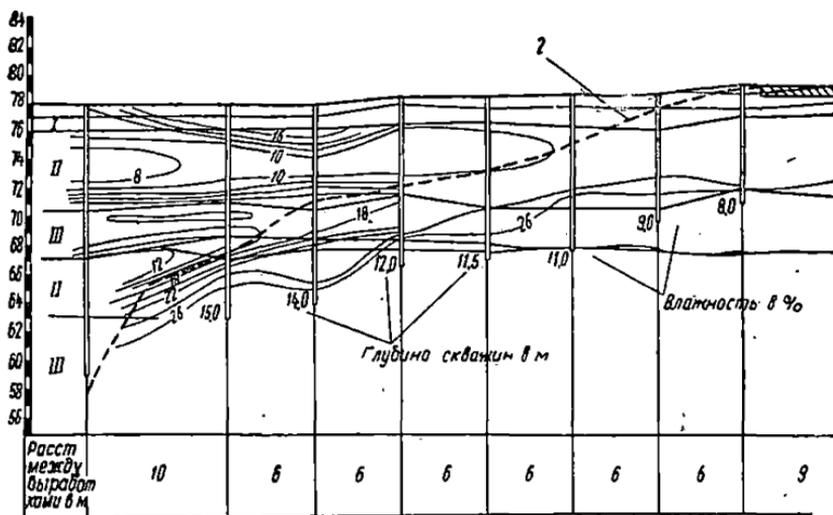
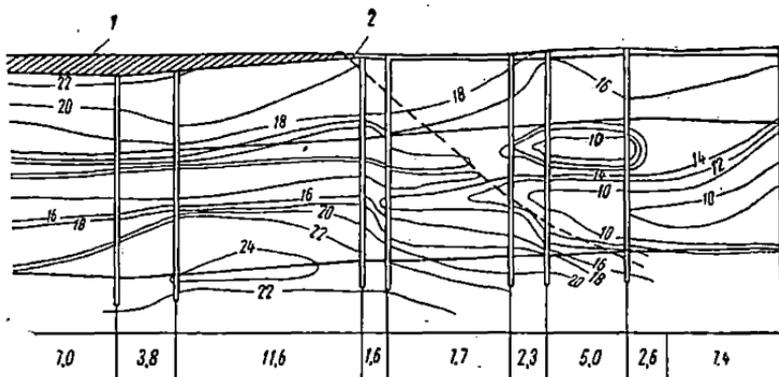
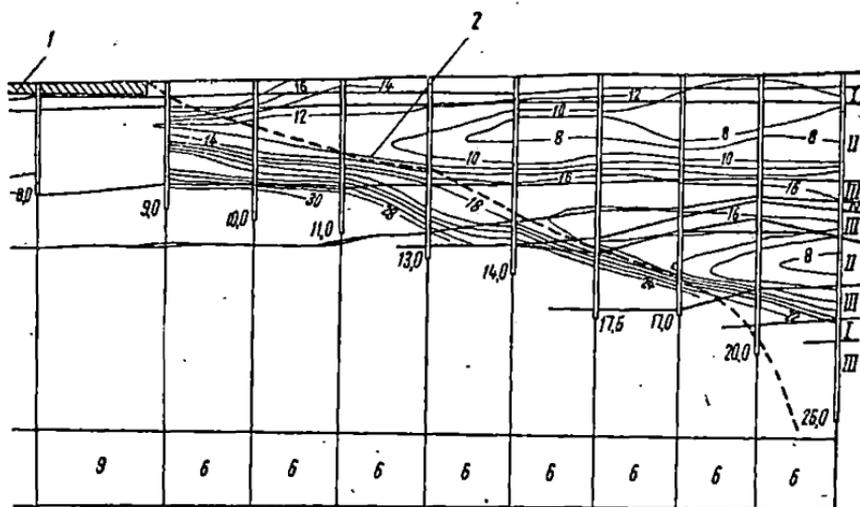


Рис. 27. Кривые равных влажностей и зоны увлажнения грунта
 предварительным замачиванием по
 I — суглинок лёссовидный; II — лёсс; III — суглинок красновато-бурый;
 зоны увлаж

происходит распространение воды на большие глубины в неоднородных по водопроницаемости слоистых толщах лёссовых грунтов и особенно от источников их замачивания значительных размеров в плане (со сторонами, близкими или большими величины просадочной толщи) [16, 36].



грунта на опытной площадке № 1 ЮТМЗ (г. Никополь)
 вания грунтов; 2 — граница увлажненной зоны



по поперечнику I—I на площадке уплотнения лёссовых грунтов
 Космическому шоссе (г. Запорожье)
 IV — погребенная почва; 1 — котлован для замачивания грунтов; 2 — граница
 ненного грунта

Для изучения характера распространения воды рассмотрим фактические данные по определению размеров увлажненной зоны на двух площадках (рис. 26 и 27) с различными геологическими условиями.

На этих площадках замачивание осуществлялось с поверхности через скважины, поглощающая

способность которых вследствие их малого диаметра, ограниченной глубины и значительного расстояния между ними (до 8 м) была невысокой, а поэтому они практически не изменили характер распространения воды в лёссовых грунтах по сравнению с тем, который наблюдался бы при их замачивании только с поверхности при отсутствии скважин.

Бурение скважины для определения изменения влажности грунтов после увлажнения и размеров увлажненных зон производилось через два-шесть месяцев после прекращения замачивания. За это время влажность грунтов в пределах увлажненной зоны вследствие «ухода» части свободной воды в подстилающие слои уменьшилась, и поэтому величины, приведенные на рис. 26 и 27, не отражают действительной влажности грунтов в процессе замачивания и инфильтрации воды через толщу лёссовых грунтов.

Для определения границы увлажненной зоны по скважинам, расположенным за пределами увлажнения, определялось среднее значение естественной влажности грунтов для отдельных горизонтов. После этого по полученному эталону средней влажности определялась граница увлажненной зоны, в пределах которой влажность грунта не менее чем на 1—2% превышала естественную.

Анализ данных, приведенных на рис. 26 и 27, позволяет отметить следующие закономерности распространения воды и повышения влажности в неоднородных по водопроницаемости толщах лёссовых грунтов при замачивании их на значительных площадках.

1. Влажность лёссовых грунтов под замачиваемой площадью в неоднородных толщах неравномерная, она уменьшается по мере приближения к более фильтрующему слою и увеличивается по мере приближения к малопроницаемому слою грунта. Максимальная влажность грунтов наблюдается на кровле слабо фильтрующего слоя и в его верхней части, а минимальная, наоборот, в верхней части слоя с большой фильтрационной способностью.

При наличии слабо фильтрующих слоев на их кровле в пределах более проницаемых слоев при замачивании возможно образование отдельных временных линз воды типа верховодки, которые после прекращения замачивания, как правило, исчезают.

2. Распространение воды в стороны от источника замачивания в пределах верхней части однородных слоев и толщ грунта аналогично характеру распространения воды в однородных толщах, т. е. в лёссовидных супесях и лёссах под углом 35° , а в суглинках под углом 50° к вертикали.

В нижней части слоя по мере приближения воды к нему с меньшей фильтрационной способностью угол растекания воды увеличивается, а у кровли слоя с большей фильтрационной способностью, наоборот, уменьшается, т. е. вода распространяется в стороны на меньшее расстояние.

3. За пределами и у границ увлажненной зоны вследствие проникания атмосферных осадков через просадочные трещины в верхних слоях на глубину 5—10 м образуются зоны местного повышения влажности грунтов, которые обычно не смыкаются с основной увлажненной зоной.

4. Распространение воды в стороны от источника замачивания зависит от рельефа местности и главным образом от наклона отдельных слоев грунта, увеличивается в сторону понижения местности и падения отдельных слоев с низкой фильтрационной способностью.

5. Анизотропность фильтрационных свойств лёссовых грунтов — коэффициент фильтрации в горизонтальном направлении, по данным лабораторных исследований, обычно в несколько раз меньше, чем в вертикальном — оказывает влияние, но не является решающим фактором при формировании увлажненной зоны в неоднородных толщах лёссовых грунтов.

В связи с трудностью учета всех приведенных выше факторов для аналитических расчетов приближенно принимаем, что распространение воды в стороны от источника замачивания в неоднородных по водопроницаемости толщах лёссовых грунтов зависит в основном от соотношений коэффициентов фильтрации отдельных слоев грунта в пределах замоченной слоистой толщи. Для учета этого обстоятельства целесообразно ввести коэффициент η , представляющий собой по физическому смыслу дополнительное относительное увеличение или уменьшение растекания воды в стороны вследствие различной фильтрационной способности отдельных слоев и прослоек толщи грунта.

Так как в неоднородных толщах лёссовых грунтов сочетание отдельных слоев и прослоек может быть различное, для определения величины распространения увлажнения в стороны l с учетом коэффициента η рассмотрим схемы, приведенные на рис. 25.

При однородном сложении толщ лёссовых грунтов (см. рис. 25, а), как отмечено выше, можно принять, что увлажнение распространяется под некоторым углом β и величина l для этого случая определяется по формуле (16).

При неоднородном двухслойном напластовании и наличии сверху слоя грунта с малой фильтрационной способностью (см. рис. 25, б), а ниже с большой фильтрационной способностью характер распространения воды в стороны определяется в основном коэффициентом фильтрации первого слоя. Так как верхний слой грунта подстилается слоем с большим коэффициентом фильтрации, распространение увлажнения в стороны в нем практически происходит так же, как и в однородной толще, и коэффициент η для него можно принять равным 1. Степень влажности грунта в пределах этого слоя за исключением нижней его части будет близкой к полному водонасыщению.

Интенсивность и степень повышения влажности грунта во втором слое определяется количеством профильтровавшейся воды через первый слой. В связи с тем что по отношению ко второму первый слой служит своего рода экраном, количество профильтровавшейся через него воды оказывается недостаточным для полного насыщения грунта во втором слое. Поэтому степень влажности грунта в нем будет ниже, чем в первом. Вместе с этим уменьшится и величина распространения воды в стороны на коэффициент η_2 , который можно принять равным:

$$\eta_2 = \frac{k_{\text{ср}} - k_{\text{мин} 1}}{k_{\text{макс} 2} - k_{\text{мин} 1}}, \quad (18)$$

где $k_{\text{ср}}$ — средневзвешенное значение коэффициента фильтрации толщи, равное

$$k_{\text{ср}} = \frac{k_{\text{макс} 2} h_2 + k_{\text{мин} 1} h_1}{h_2 + h_1}. \quad (19)$$

При наличии в двухслойном напластовании (см. рис. 25, в) первого слоя грунта с большим коэффици-

ентом фильтрации, а ниже с меньшим, второй слой служит своего рода водоупором и способствует растеканию воды в нижней части первого слоя. За счет этого коэффициент η_1 для первого слоя при $h_1 < h_2$ будет равен:

$$\eta_1 = \frac{k_{\max 1} - k_{\min 2}}{k_{\max 1} - k_{\text{ср}}}, \quad (20)$$

а при $h_1 > h_2$

$$\eta_1 = \frac{k_{\max 1} - k_{\text{ср}}}{k_{\max 1} - k_{\min 2}}. \quad (21)$$

Вычисление коэффициента η_1 по формуле (20) позволяет уменьшить влияние малой толщины второго (нижнего) слоя грунта на увеличение распространения воды в стороны, а по формуле (21) — влияние малой толщины первого (верхнего) слоя грунта.

Во втором слое грунта (см. рис. 25, в) условия фильтрации воды при достаточном ее количестве практически не будут отличаться от однородной толщи и коэффициент η_2 можно принимать равным 1.

С учетом изложенного выше и значений коэффициентов η величина распространения увлажнения в стороны l для двухслойного напластования (см. рис. 25, б и в) будет

$$l = h_1 \operatorname{tg} \beta_1 \eta_1 + h_2 \operatorname{tg} \beta_2 \eta_2. \quad (22)$$

На основе аналогичных рассуждений определяются коэффициенты η для трех- и многослойного напластования грунтов (см. рис. 25, г и д) с учетом следующих рекомендаций:

а) для слоев грунта с минимальным коэффициентом фильтрации k_{\min} коэффициент $\eta = 1$;

б) для слоев грунта с максимальным коэффициентом фильтрации k_{\max} при отсутствии подстилающего слоя с меньшим коэффициентом фильтрации коэффициент η определяется по формуле (18), а при наличии подстилающего слоя с меньшим коэффициентом фильтрации коэффициент η определяется по формулам (20) и (21).

Величина распространения воды в стороны от края источника замачивания в общем случае для многослойного напластования будет равна:

$$l_n = h_1 \operatorname{tg} \beta_1 \eta_1 + h_2 \operatorname{tg} \beta_2 \eta_2 + \dots + h_n \operatorname{tg} \beta_n \eta_n. \quad (23)$$

Необходимо отметить, что все изложенное выше относится только к случаям отсутствия водоупора или уровня грунтовых вод. При проникании увлажненной зоны до водоупора или смыкания ее с уровнем грунтовых вод происходит интенсивное распространение воды в стороны, и приведенные формулы (18) — (23) не могут дать удовлетворительных результатов.

Учет влияния водоупора на формирование увлажненной зоны представляет значительные трудности.

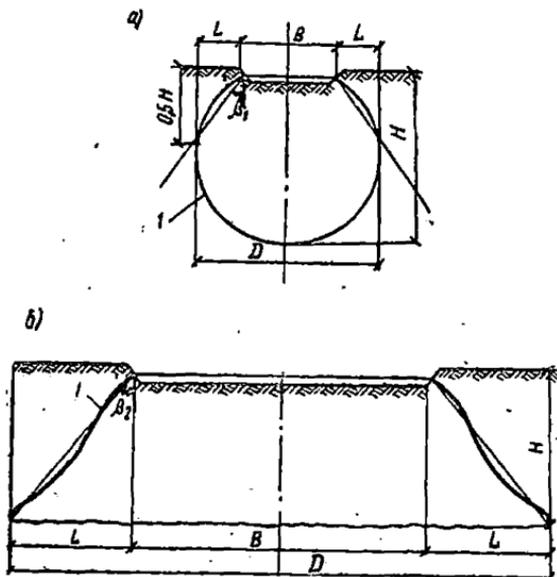


Рис. 28. Расчетные схемы увлажненных зон в толщах лёссовых грунтов

a — замачивание из точечного источника, узкой траншеи, канала-оросителя; *b* — замачивание на площади большой ширины; *1* — граница увлажненной зоны

Для рассматриваемых ниже задач влияние водоупора не имеет большого значения, так как максимальная неравномерность просадок грунта при прочих равных условиях наблюдается при минимальной величине распространения увлажнения в стороны.

Известный интерес представляет сопоставление расчетных величин распространения воды в стороны *l* с фактическими, полученными по данным бурения скважин и определения границы увлажненной зоны (см. рис. 26—27).

Из приведенного в табл. 2 сопоставления видно, что расчетные величины распространения воды в стороны *l* в неоднородных толщах лёссовых грунтов всего лишь на 4—29% оказываются меньше

фактических, что указывает на практическую допустимость использования полученных формул (18) — (23) для инженерных расчетов.

На основе анализа изложенных выше особенностей распространения воды в толщах лёссовых грунтов можно принять две основные схемы увлажненных зон (рис. 28), которые используются для расчета возможных величин просадок грунта, назначения расчетных схем деформации зданий и др. Кроме приведенных двух основных расчетных схем увлажненных зон могут быть и другие схемы, занимающие промежуточное положение.

Глава IV

НОРМАТИВНЫЕ ДАВЛЕНИЯ НА ПРОСАДОЧНЫЕ ГРУНТЫ

1. ДЕФОРМАТИВНЫЕ И ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

Практикой проектирования последних лет установлено, что наиболее экономичные решения по системам оснований и фундаментов, а также мероприятиям, обеспечивающим прочность и нормальную эксплуатацию зданий и сооружений, достигаются при расчете их по деформациям [26, 59]. Это достигается путем использования принципа расчета по деформациям, который в наибольшей степени учитывает местные грунтовые условия и конструктивные особенности возводимых зданий и сооружений.

В конечном итоге расчет оснований по деформациям сводится, во-первых, к ограничению деформаций зданий и сооружений (осадок, просадок и их неравномерностей) такими пределами, которые гарантируют от появления недопустимых в них для нормальной эксплуатации конструкций трещин, перекосов, повреждений и т. п., и, во-вторых, к назначению безопасного давления на грунт, при котором обеспечивается его прочность и устойчивость с учетом развития зон пластических деформаций грунта в основании.

Возможные величины деформаций на лёссовых грунтах определяются передаваемыми нагрузками на них, размерами фундаментов, конструкцией зданий и т. п., а также деформативными и прочностными характеристиками грунтов. Первая группа факторов, влияющих на величины деформации, зависит только от конструкций зданий и сооружений и для каждого конкретного случая может быть определена достаточно точно. Вторая группа факторов определяется особенностями инженерно-геологических условий площадки строительства; достоверность определения их с учетом прогноза возможного изменения характеристики грунтов в процессе строительства и эксплуатации представляет значительные трудности и имеет особо важное значение. Доказательством этому могут служить наблюдающиеся часто значительные расхождения между фактическими и расчетными величинами деформаций, а также появляющиеся иногда недопустимые деформации в конструкциях. Последние в большинстве случаев являются следствием недостоверного определения расчетных значений деформативных и прочностных характеристик просадочных лёссовых грунтов. В связи с этим при определении нормативного давления на просадочные грунты необходимо прежде всего рассмотреть деформативные и прочностные характеристики лёссовых грунтов, а также фазы их деформации под нагрузкой.

А. Деформативные характеристики просадочных грунтов

Деформативными характеристиками просадочных лёссовых грунтов являются: модуль деформации E , коэффициент сжимаемости a , относительное сжатие, степень изменчивости сжимаемости α , а характеристиками просадочности (см. главу I) — относительная просадочность $\delta_{пр}$, начальное просадочное давление p_n и начальная (критическая) влажность ω_n .

Модуль деформации используется для расчета возможных величин осадок фундаментов и их неравномерности. Определяется он, как правило, в полевых условиях путем испытания грунтов статическими нагрузками с использованием стандартных штампов площадью $F = 0,5 \text{ м}^2$ [18, 65]. Возможно определение

модуля деформации в лабораторных условиях через коэффициент уплотнения a . Однако при этом следует иметь в виду, что компрессионные исследования дают явно заниженные результаты.

В связи с тем что влажность лёссовых грунтов в основании фундаментов в процессе строительства и эксплуатации может изменяться от естественной до полного водонасыщения, модули деформации должны определяться для каждого из этих состояний грунта по методике, описанной в главе I для определения величины начального просадочного давления и начальной (критической) влажности.

Модуль деформации лёссовых грунтов зависит в основном от влажности, плотности, а также их структурной связности, прочности и других характеристик. Попытка установить зависимость модуля деформации только от влажности и плотности [1; 33] для всех видов лёссовых грунтов не дали достаточно удовлетворительных результатов. Получаемые фактические величины модулей деформации грунтов по данным испытаний штампами часто отличаются от табличных в 1,5—3 раза. Упрощенная зависимость модуля деформации от плотности и влажности может быть установлена лишь для отдельных регионов лёссовых грунтов, когда прочие их характеристики изменяются в небольших пределах.

Наиболее тесную связь модуля деформации с плотностью и влажностью следует ожидать для лёссовых грунтов, уплотненных тяжелыми трамбовками, укаткой или грунтовыми сваями. В этих случаях влияние природных факторов, обуславливающих структурную связность и прочность грунта, при уплотнении практически ликвидируется, а вновь образовавшаяся в результате уплотнения структура для всех видов грунтов одного состава практически будет одинаковой.

Уплотнение лёссовых грунтов, выполняемое с целью ликвидации их просадочных свойств, приводит к повышению их плотности, но не влечет за собой обязательного повышения модуля деформации.

При уплотнении грунтов с малой структурной связностью и прочностью модуль деформации уплотненных грунтов, как правило, повышается, а при высокой структурной связности и прочности модуль деформации может снижаться. При этом с увеличением

Таблица 3

Модули деформации уплотненных грунтов

Место проведения испытаний	Уплотнение	Вид грунта	Средняя влажность в %	Средняя плотность в г/см ³	Размеры штампа в м	Предел пропорциональности в кгс/см ²	Модуль деформации в кгс/см ²	Автор
Областной драматический театр (г. Рязань)	Тяжелыми трамбовками	Суглинки	20,8	1,6	0,7 × 0,7	> 2,5	105	Крутов В. И. [41]
Жилой поселок (г. Херсон)	То же	»	—	1,6	0,7 × 0,7	> 2	102	Григорян [23]
Экспериментальный участок (г. Запорожье)	Грунтовыми сваями	Супеси	—	1,7	2 × 2	> 3	180	Абелев Ю. М. [1]
Новый город (г. Тольятти)	То же, с доуплотнением верхнего слоя тяжелыми трамбовками	Суглинки	—	—	2 × 2	> 3	260—380	НИИ оснований
Кировский район (г. Новосибирск)	Тяжелыми трамбовками	Супеси	16	1,6—1,7	0,7 × 0,7	> 4	167	Сальников Б. А. и др. [63]

влажности уплотняемых грунтов степень повышения модуля деформации при уплотнении возрастает и аналогично с этим степень снижения модуля также увеличивается с уменьшением влажности грунтов. Это показывает, что для естественной влажности практически невозможно установить связь между модулями деформации уплотненных и неуплотненных лёссовых грунтов.

Значения модулей деформации для некоторых видов лёссовых грунтов, уплотненных различными методами, приведены в табл. 3.

Основной целью уплотнения лёссовых грунтов является устранение их просадочных свойств, а для некоторых случаев в дополнение к этому — снижение фильтрационной способности. Исследования показывают, что возможность проявления просадочных свойств уплотненных грунтов главным образом определяется их плотностью и влажностью при уплотнении.



Рис. 29. Зависимость относительной просадочности от влажности и плотности уплотненных пылеватых лёссовидных супесей

В частности, приведенные на рис. 29 данные для пылеватых лёссовидных супесей г. Запорожья показывают, что при уплотнении их до плотности $\gamma_{ск} = 1,5 \text{ т/м}^3$ (кривая 1) они обладают просадочными свойствами при влажности $w < 14 \div 18\%$. Величина относительной просадочности при влажности грунта 6—8% может достигать до $\delta_{пр} = 0,035 \div 0,025$. Уплотненные супеси с плотностью $\gamma_{ск} = 1,6 \text{ т/м}^3$ (кривая 2) характеризуются просадочными свойствами только при влажности менее 6—8%, а с плотностью $\gamma_{ск} = 1,7 \text{ т/м}^3$ (кривая 3) при любой влажности практически не обладают просадочными свойствами. Отсюда следует, что при назначении необходимой степени уплотнения лёссовых грунтов для устранения их просадочных свойств необходимо учитывать естественную влажность этих грунтов. Кроме того, влажность уплотняемых грунтов существенно влияет на изменчивость

их сжимаемости при последующем увлажнении, и чем ниже влажность, тем большей изменчивостью сжимаемости эти грунты могут обладать при полном водонасыщении.

Б. Прочностные характеристики просадочных грунтов

Прочностными характеристиками грунтов, используемыми в основном для расчета нормативного давления, являются угол внутреннего трения φ и сцепление c .

Угол внутреннего трения лёссовых грунтов определяется в основном формой и взаимным расположением частиц грунта. Сцепление, по Н. Я. Денисову [28], зависит как от этих факторов, так и главным образом от условий образования и существования толщ лёссовых грунтов. В связи с этим Н. Я. Денисов разделяет общее сцепление глинистых грунтов на первичное сцепление и сцепление упрочнения. Первичное сцепление обусловлено действием сил молекулярного притяжения между отдельными частицами грунта. Величина его определяется составом и плотностью грунта или количеством связей между частицами. При уплотнении глинистого грунта, приводящем к сближению частиц и увеличению количества связей между ними, величина первичного сцепления возрастает, а при разуплотнении, наоборот, уменьшается.

Сцепление упрочнения, называемое иногда вторичным, обусловлено агрегацией первичных частиц в водной среде, а также цементацией их водостойкими (кремнеземом, соединениями железа и т. п.) и водонестойкими (гипсом, углекислой известью, каменной солью) соединениями. Оно является результатом формирования и истории существования лёссовых грунтов и сохраняется лишь в условиях, близких к его возникновению. При изменении влажности и плотности грунтов сцепление упрочнения изменяется. В частности, при уплотнении лёссовых грунтов оно, как правило, значительно снижается, и, несмотря на то что первичное сцепление при этом возрастает, общая величина сцепления уплотненных грунтов при той же (естественной) влажности часто бывает ниже, чем неуплотненных.

При замачивании лёссовых грунтов вследствие растворения и размягчения природного цемента сцепление упрочнения резко снижается. Степень его снижения определяет величины начального просадочного давления и начальной (критической) влажности, при которых происходит просадка лёссовых грунтов, а в некоторой степени и их относительную просадочность.

Прочностные характеристики лёссовых грунтов c и φ зависят в основном от влажности (рис. 30 и 31)

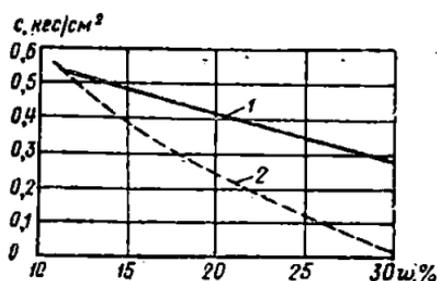


Рис. 30. Зависимость сцепления c от влажности w для лёссовидных суглинков 1 и супесей 2 (г. Ташкент)

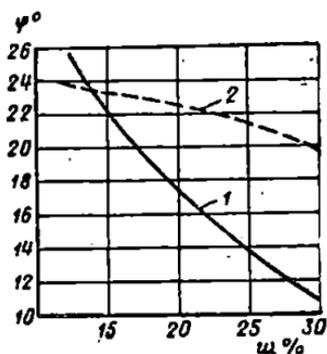


Рис. 31. Зависимость угла внутреннего трения φ от влажности w для лёссовидных суглинков 1 и супесей 2 (г. Ташкент)

и в меньшей степени от естественной плотности. В связи с этим они должны определяться для лёссовых грунтов естественного сложения при двух характерных состояниях: при естественной влажности или той, которая будет в процессе строительства и эксплуатации, и в водонасыщенном состоянии. При достаточно большом объеме исследований целесообразно определять их для различной степени повышения влажности грунта с тем, чтобы иметь зависимости c и φ от влажности в диапазоне ее изменения от естественной до полного водонасыщения по аналогии с приведенным на рис. 30 и 31.

Наряду с изложенным выше выполненными исследованиями показали, что прочностные характеристики лёссовых грунтов естественной структуры в водонасыщенном состоянии в значительной степени зави-

сят от условий проведения испытаний на сдвиг и, в частности, от давления предварительного уплотнения (рис. 32).

Анализ приведенных на рис. 32 данных, полученных при медленном консолидированном сдвиге,

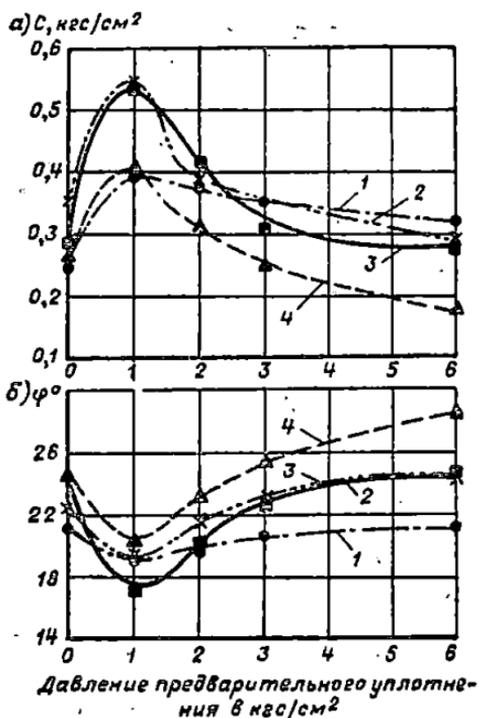


Рис. 32. Зависимость сцепления c (а) и угла внутреннего трения φ (б) от давления предварительного уплотнения для лёссовидных суглинков
1 — г. Душанбе; 2 — г. Кишинёва; 3 — г. Запорожья; 4 — г. Тольятти

позволяет выделить три характерные стадии изменения прочностных характеристик грунта:

первая стадия — при изменении уплотняющего давления от 0 до начального просадочного давления p_n , т. е. до начала проявления просадки грунта;

вторая стадия — при изменении давлений от p_n до $2,5-3 \text{ кг/см}^2$, при которых просадка грунта заканчивается, т. е. в процессе просадки грунта;

третья стадия — при повышении давлений свыше $2,5-3 \text{ кгс/см}^2$, т. е. после просадки грунта.

Этот характер изменения прочностных характеристик может быть объяснен следующим образом.

На первой стадии при небольших уплотняющих

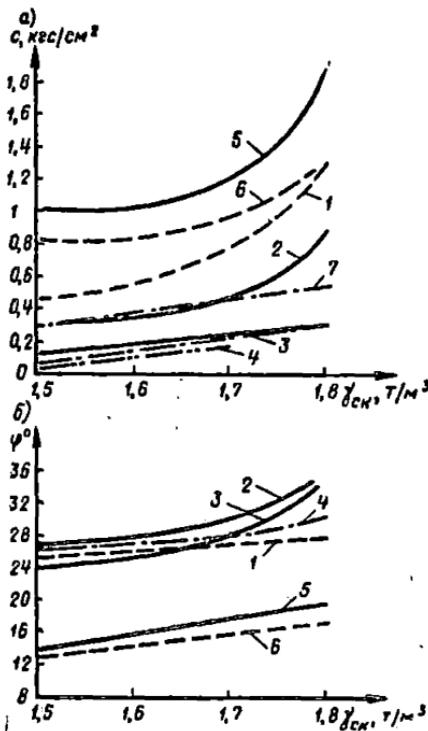


Рис. 33. Зависимость сцепления c (а) и угла внутреннего трения φ (б) от плотности $\rho_{\text{см}}$ уплотненных лёссовидных суглинков г. Тольятти

1 — полученной по методике медленного сдвига при влажности $w=15,9\%$; 2 — то же, при $w=13,9\%$; 3 — то же, при $w=13,9\%$; 4 — то же, при $w=23,9\%$; 5 — полученной по методике быстрого сдвига при влажности $w=13,9\%$; 6 — то же, при $w=15\%$; 7 — то же, при $w=19,9\%$

давлениях и отсутствии просадки естественная структура грунта практически не нарушается и вторичное (цементационное) сцепление, по Н. Я. Денисову [28], сохраняется, а первичное (межмолекулярное) сцепление вследствие некоторого увеличения плотности и сближения частиц грунта возрастает, что и приводит к увеличению полной величины сцепления. Одновременно с этим некоторое уплотнение грунта на этой стадии приводит к частичному проникновению мелких частиц в крупные поры, поверхности скольжения сглаживаются, что приводит к некоторому снижению угла внутреннего трения.

На второй стадии в процессе просадки происходит разрушение структуры грунта, которое приводит к резкому снижению вторичного сцепления, и вследствие этого полная величина сцепления, несмотря на увеличение первичного сцепления от сближения частиц грунта, резко уменьшается. При этом с увеличением давления интенсивность снижения сцепления

и вследствие этого полная величина сцепления, несмотря на увеличение первичного сцепления от сближения частиц грунта, резко уменьшается. При этом с увеличением давления интенсивность снижения сцепления

грунта уменьшается. В то же время угол внутреннего трения в этой стадии вследствие повышения плотности грунта и увеличения количества контактов между частицами грунта возрастает.

На третьей стадии после проявления просадки грунта вторичное сцепление после резкого уменьшения продолжает снижаться, а первичное сцепление — возрастать, их соотношением определяется степень уменьшения общего сцепления грунта. Вследствие того что в этой стадии интенсивного уплотнения грунта не происходит, угол внутреннего трения увеличивается незначительно.

Процессы уплотнения и просадки лёссовых грунтов сопровождаются повышением плотности грунта, и каждому давлению уплотнения соответствует определенное значение плотности. В связи с этим при определении прочностных характеристик лёссовых грунтов сдвиг образцов происходит при различных плотностях, что является одним из наиболее существенных недостатков принятой методики испытаний. Для снижения степени изменения плотности лёссовых грунтов при сдвиге рекомендуется

давление предварительного уплотнения образцов принимать постоянным, равным 2—5 кгс/см² (близким

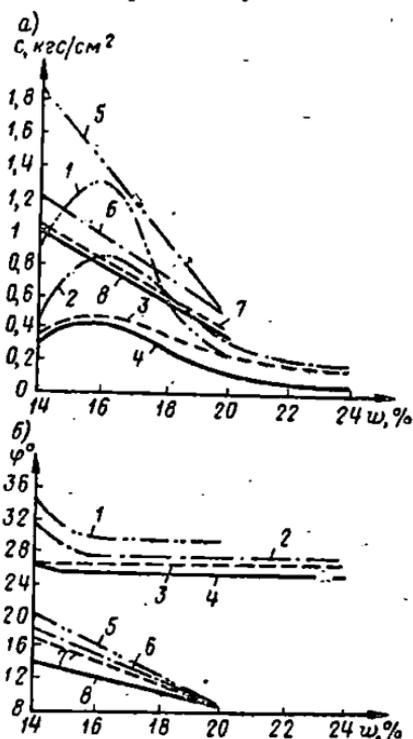


Рис. 34. Зависимость сцепления c (а) и угла внутреннего трения φ (б) от влажности уплотненных лёссовидных суглинков

г. Тольятти

1 — полученных по методике медленного сдвига при плотности $\gamma_{ск} = 1,8 \text{ т/м}^3$; 2 — то же, при $\gamma_{ск} = 1,7 \text{ т/м}^3$; 3 — то же, при $\gamma_{ск} = 1,6 \text{ т/м}^3$; 4 — то же, при $\gamma_{ск} = 1,5 \text{ т/м}^3$; 5 — полученных по методике быстрого сдвига при плотности $\gamma_{ск} = 1,8 \text{ т/м}^3$; 6 — то же, при $\gamma_{ск} = 1,7 \text{ т/м}^3$; 7 — то же, при $\gamma_{ск} = 1,6 \text{ т/м}^3$; 8 — то же, при $\gamma_{ск} = 1,5 \text{ т/м}^3$

к возможной величине нормативного давления), а сдвиги производить при трех давлениях, изменяющихся от нуля до давления предварительного уплотнения.

Для уплотненных лёссовых грунтов прочностные характеристики также зависят от влажности, плотности и условий испытаний. В наибольшей степени эти зависимости проявляются для пылеватых лёссовидных супесей и в меньшей степени для тяжелых суглинков и особенно глин.

Приведенные на рис. 33 и 34 зависимости сцепления c и угла внутреннего трения φ от плотности $\gamma_{ск}$ и влажности w , полученные при медленном консолидированном сдвиге лёссовидных суглинков г. Тольятти, показывают, что сцепление и угол внутреннего трения с увеличением плотности грунта возрастают. При этом более интенсивно возрастают: сцепление при низкой влажности, а угол внутреннего трения при высокой влажности грунта.

Зависимость сцепления уплотненного лёссового грунта от влажности имеет своеобразный вид, характеризуется двумя стадиями, границей между которыми, по-видимому, является влажность, равная максимальной молекулярной влагоемкости.

На первой стадии при влажности, меньшей максимальной молекулярной влагоемкости, в результате уплотнения образуется зернистая структура уплотненного грунта, состоящая из отдельных агрегатов, которые слабо связаны между собой из-за дефицита в грунте свободной воды. С увеличением влажности грунта и уменьшением дефицита свободной воды на этой стадии связность между агрегатами возрастает, а вместе с этим увеличивается и сцепление грунта.

На второй стадии количество свободной воды достаточно для формирования в процессе уплотнения грунта слитной структуры. Но излишек этой воды приводит к снижению сцепления грунта, а поэтому с увеличением влажности на этой стадии сцепление грунта снижается.

Максимальное сцепление наблюдается при влажности уплотненного грунта, близкой к максимальной молекулярной влагоемкости, когда вся вода находится в связанном состоянии и уплотненный грунт имеет слитную структуру.

Угол внутреннего трения уплотненного грунта на первой стадии с увеличением влажности уменьшается, а на второй стадии практически не зависит от влажности.

Анализ прочностных характеристик уплотненных лёссовидных суглинков г. Тольятти, полученных по методике быстрого неконсолидированного сдвига (см. рис. 33 и 34), показывает, что сцепление и угол внутреннего трения с увеличением плотности грунта возрастают, а с увеличением его влажности уменьшаются. В целом углы внутреннего трения при быстром сдвиге получаются значительно меньшими, чем при медленном сдвиге, а сцепление, наоборот, выше.

В соответствии с изложенным выше прочностные характеристики уплотненных грунтов должны определяться с учетом возможного изменения их плотности и влажности. С целью получения достаточных данных для проектирования величины φ и c должны определяться на искусственно уплотненных в лаборатории образцах до плотности 1,5; 1,6; 1,7 и 1,8 т/м^3 как минимум при двух характерных состояниях по влажности: при естественной влажности или влажности, которая может иметь место при строительстве и эксплуатации и в водонасыщенном состоянии. Во всех случаях желательно по результатам лабораторных исследований иметь графики зависимости угла внутреннего трения φ и сцепления c от влажности и плотности для всех разновидностей уплотняемых грунтов, залегающих непосредственно под подошвой фундаментов.

2. ФАЗЫ ДЕФОРМАЦИИ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ ПОД НАГРУЗКОЙ ФУНДАМЕНТА

Под нормативным давлением в соответствии со СНиП II-Б.1-62 [66] понимается среднее давление по подошве фундамента, при котором под его краями образуются зоны местного нарушения прочности основания глубиной $\frac{1}{4}$ ширины фундамента. Величина нормативного давления в то же время характеризует предел применимости теории упругости для расчета оснований по деформациям.

При давлении на грунт, меньшем или равным нормативному давлению, деформации грунта происходят в основном в I фазе — уплотнения, но возможно

наступление *II* фазы — сдвигов, которые проявляются в начальных пределах, ограниченных глубиной развития зон пластических деформаций.

Известно, что при деформации обычных непросадочных грунтов под нагрузкой различаются три фазы: нормального уплотнения, сдвига и прогрессирующего течения [14, 74]. Обычно эти три фазы механически переносятся и на лёссовые просадочные грунты, при этом просадка отождествляется с фазами сдвигов и прогрессирующего течения [30].

Для изучения вопроса о фазах деформации лёссовых просадочных грунтов под нагрузкой фундаментов были выполнены специальные исследования на просадочных лёссовидных суглинках гг. Душанбе, Тольятти, Кишинева с загрузкой штампом до 4—5 кгс/см².

Результаты испытаний в виде зависимости осадки штампа от нагрузки, приведенные на рис. 35, показывают, что в общем случае деформация просадочного грунта в водонасыщенном состоянии характеризуется следующими фазами: *I* фаза (*Ia*, *Iб*, *Iв*) — нормального (допросадочного) уплотнения; *II* фаза (*IIa*, *IIб*, *IIв*) — просадки; *III* фаза (*IIIa*, *IIIб*, *IIIв*) — последующего (последепросадочного) уплотнения; *IV—V* фазы (*IVa—Va*; *IVб—Vб*, *IVв—Vв*) — сдвигов и прогрессирующего течения. Переход от одной фазы к другой, как видно из графика, происходит постепенно, о чем свидетельствуют криволинейные участки.

Фаза *I* характеризуется уплотнением грунта, происходящим в результате уменьшения объема пор. Структура грунта при этом не разрушается. Величина модуля деформации в пределах этого участка почти не отличается от модуля деформации обычных непросадочных грунтов для данного состояния по влажности и плотности.

Наблюдения за глубинными марками показали, что деформация грунта в этой фазе близка к деформации обычных грунтов. На основе этого, а также ранее выполненных работ многими исследователями можно констатировать, что в фазе *I* происходят вертикальные и частично горизонтальные перемещения грунта.

Фаза *II* характеризуется резким увеличением осадки при сравнительно небольшом диапазоне повышения давления. Результаты всех предыдущих исследований показывают, что просадка сопровождается наруше-

нием структуры грунта и более плотной его укладкой, которая происходит, по-видимому, главным образом в результате разрушения межагрегатной структуры. Значение модуля деформации в фазе просадки резко

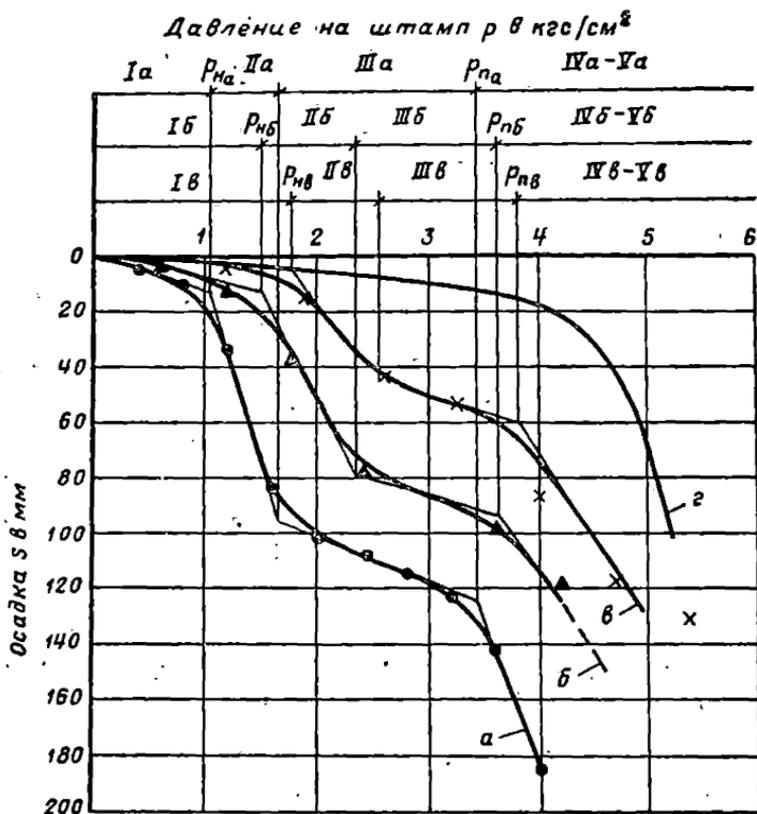


Рис. 3^г. Фазы деформаций просадочных грунтов
a — для г. Душанбе; *б* — для г. Тольятти; *в* — для г. Кишинева; *г* — непросадочного грунта

падает и по сравнению с модулем деформации в пределах фазы I уменьшается в 2—10 раз. Выполненные ранее исследования показали, что уплотнение грунта в фазе II также происходит за счет как вертикальных, так и частично горизонтальных деформаций.

Точка перехода фазы нормального уплотнения к фазе просадки, получившая для обычных грунтов назва-

ние «предела пропорциональности», для просадочных принимается за начальное просадочное давление [39].

Фаза III характеризуется резким уменьшением степени нарастания деформаций. По существу уплотнение в этой фазе, по-видимому, связано с формированием новой послепросадочной структуры.

В данном случае по скорости и характеру протекания осадок фаза III аналогична фазе I. Модуль деформации грунта в этой фазе достаточно близок к модулю деформации в фазе I.

Характер перемещений отдельных слоев грунта в фазе IV и V меняется. Под фундаментом формируется уплотненное ядро (рис. 36), о чем свидетельствует отсутствие сжатия грунта в зоне, прилегающей непосредственно к его подошве. Перемещение грунта в фазах IV и V происходит в основном в нижних слоях за счет увеличения глубины деформируемой зоны. В средних слоях на глубинах 30—60 см, по-видимому, образуются непрерывные поверхности скольжения, что обуславливает интенсивные вертикальные и горизонтальные перемещения, в результате чего при дальнейшем увеличении нагрузки массив грунта должен потерять устойчивость.

При достигнутой в опыте (см. рис. 35) начальной стадии фазы сдвигов и пластического течения выпора грунта не отмечено. На поверхности грунта вертикальных перемещений также не наблюдалось.

Проведенные исследования наряду с описанными выше пятью фазами деформации водонасыщенного просадочного грунта под нагрузкой позволяют выделить два состояния, которые могут быть приняты за исходные для определения нормативного давления на просадочные грунты ненарушенного сложения:

первое состояние — точка p_n ($p_{на}$, $p_{пб}$ и $p_{пв}$) — представляет собой нормативное давление на просадочный лёссовый грунт из условия недопущения его просадки. При этом состоянии нормативное давление может быть принято равным величине начального просадочного давления;

второе состояние — точка $p_{п}$ ($p_{па}$, $p_{пб}$ и $p_{пв}$) — представляет собой нормативное давление, при котором допускается просадка грунта на полную его потенциальную величину, но обеспечивается прочность уплотненного в результате просадки грунта.

Приведенные на рис. 35 зависимости получены как для непросадочных, так и мало-, средне и сильнопросадочных лёссовых грунтов. Анализ их показывает, что описанные выше фазы деформации наиболее ярко проявляются на сильнопросадочных и менее четко выде-

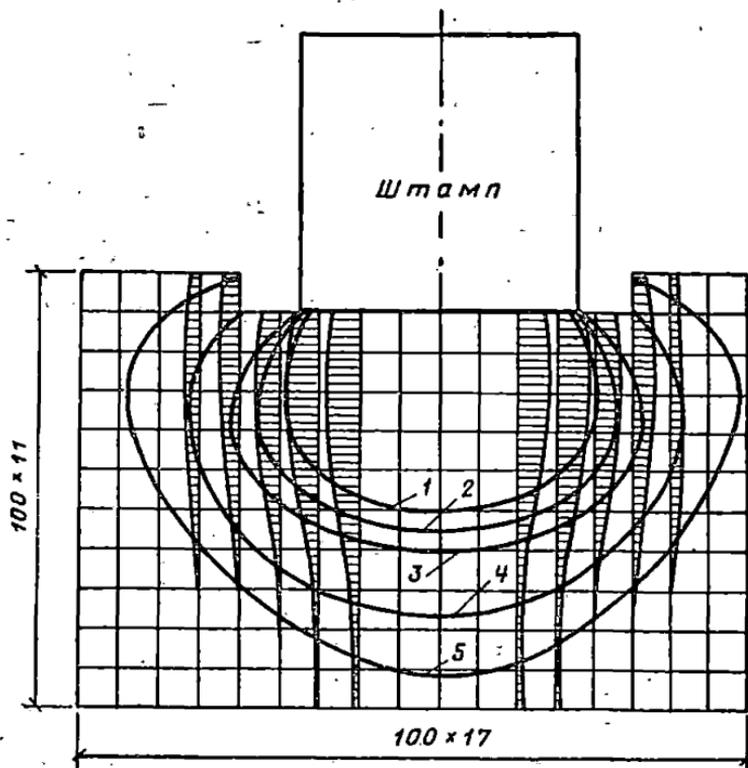


Рис. 36. Изолиний равных плотностей и эпюры горизонтальных перемещений (заштрихованные участки) грунта под штампом на лёссовидных суглинках г. Душанбе при наступлении фаз сдвига и прогрессирующего течения (IV—V фазы)
 1 — при $\gamma_{СК} = 1,7 \text{ т/м}^2$; 2 — при $\gamma_{СК} = 1,66 \text{ т/м}^2$; 3 — при $\gamma_{СК} = 1,62 \text{ т/м}^2$; 4 — при $\gamma_{СК} = 1,58 \text{ т/м}^2$; 5 — при $\gamma_{СК} = 1,54 \text{ т/м}^2$

ляются на малопросадочных грунтах. Наряду с этим отмечается зависимость нормативных давлений, определяемых по выделенным выше двум состояниям от степени просадочности лёссовых грунтов, согласно которой с увеличением просадочности грунта нормативные давления уменьшаются.

Так как относительная просадочность лёссовых грунтов зависит в основном от их плотности и влажности, то и нормативные давления на них в водонасыщенном состоянии также будут зависеть от плотности

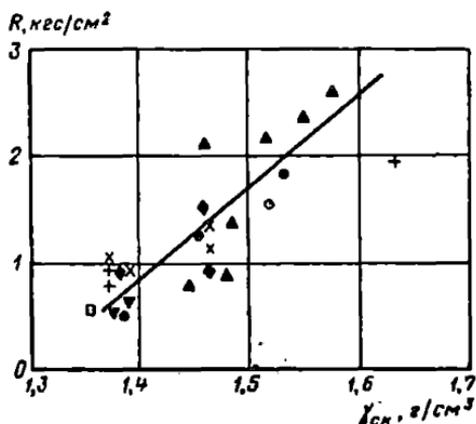


Рис. 37. Зависимость нормативного давления по первому состоянию от плотности лёссовых грунтов

□ — г. Николая; × — г. Душанбе; ▲ — г. Ташкента; ● — г. Кишинева; ◆ — г. Ашхабада; ○ — г. Тольятти; + — г. Ростова-на-Дону

грунта (рис. 37). Как видно из этого рисунка, нормативное давление, определенное по первому состоянию и равное начальному просадочному давлению, с увеличением плотности лёссовых грунтов возрастает.

3. РАСЧЕТ НОРМАТИВНЫХ ДАВЛЕНИЙ НА ЛЁССОВЫЕ ГРУНТЫ

А. Расчет нормативных давлений на просадочные грунты естественного сложения

Нормативные давления на грунты оснований R_n по действующему СНиП II-Б.1-62 [66] определяются в зависимости от ширины и глубины заложения фундаментов, а также от прочностных характеристик грунтов, залегающих непосредственно под подошвой фундаментов, по формулам:

для бесподвальных зданий

$$R_n = (Ab + Bh) \gamma_0 + Dc^n; \quad (24)$$

для зданий с подвалами

$$R_n = \left(Ab + B \frac{2h + h_n}{3} \right) \gamma_0 + Dc^n, \quad (25)$$

где A , B , D — безразмерные коэффициенты, завися-

щие от нормативного угла внутреннего трения φ^H и принимаемые по табл. 7 СНиП II-Б.1-62 [66];

b — меньшая сторона прямоугольной подошвы фундамента в m ;

h — глубина заложения фундамента от природного уровня грунта или от планировки срезкой до подошвы фундамента в m ;

$h_{п}$ — приведенная глубина заложения фундамента в помещении с подвалом в m , определяемая по формуле

$$h_{п} = C_1 + C_2 \frac{\gamma_{оп}}{\gamma_0};$$

C_1 — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента в m ;

C_2 — толщина конструкции пола подвала в m ;

γ_0 — объемный вес грунта, залегающего выше отметки заложения фундамента, в t/m^3 ;

$\gamma_{о.п}$ — объемный вес материала конструкции пола в t/m^3 ;

c^H — нормативное удельное сцепление грунта для глинистых грунтов или нормативный параметр линейности для песков, залегающих непосредственно под подошвой фундамента, в t/m^2 .

Формулы (24) и (25) получены для равномерно распределенной нагрузки (гибких фундаментах) из условий:

а) распределения напряжений в толще однородного и неоднородного грунта по теории однородного изотропного линейно деформируемого тела;

б) глубины зоны развития пластических деформаций, в которых наблюдается предельное равновесие, не превышающей 0,25 ширины фундамента при центральной нагрузке.

С некоторыми допущениями эти формулы распространяются и на расчеты нормативных давлений для жестких ленточных, а также прямоугольных квадратных и круглых фундаментах промышленных, гражданских и сельскохозяйственных зданий и сооружений.

Нормативные давления на просадочные лёссовые грунты в соответствии со СНиП II-Б.2-62 [67] и пособием [58] рекомендуется определять как для обычных непросадочных грунтов по формулам (24) и (25) с учетом их прочностных характеристик при естественной влажности.

Как показала практика проектирования последних лет, подобные подходы к определению нормативного давления на просадочные грунты оказались не вполне удачными. Так как прочностные характеристики просадочных грунтов в большой степени зависят от их влажности, то и вычисленные по формулам (24) и (25) нормативные давления будут зависеть от изменения влажности грунта и определяться не естественной влажностью, а той, которая может быть в основании зданий и сооружений в процессе их строительства и эксплуатации. Кроме того, расчет нормативных давлений просадочных грунтов по формулам (24) и (25) не учитывает в достаточной мере применяемые мероприятия по обеспечению прочности, устойчивости и нормальной эксплуатации зданий.

Рекомендуемая Пособием [58] таблица нормативных давлений на просадочные грунты в зависимости от их влажности в естественном залегании также не может дать достаточно удовлетворительных результатов. В ней, во-первых, не учитываются прочностные и деформативные (просадочные) характеристики грунтов и, во-вторых, при возможном замачивании степень влажности обычно бывает близкой 0,9 и, следовательно, нормативное давление на просадочные грунты при возможном их замачивании не может определяться первоначальной влажностью грунта.

В соответствии с этим при определении нормативных давлений на просадочные лёссовые грунты естественного сложения в зависимости от возможности замачивания их в основании рассматриваются два характерных случая.

Первый случай — замачивание просадочных грунтов в основании фундаментов исключается и возможно лишь при низкой естественной влажности повышение их влажности вследствие нарушения природных условий при застройке территории [22, 29]. Наблюдения за изменением влажности лёссовых грунтов при застройке территорий показывают, что при нарушении

естественных условий аэрации влажность грунтов повышается в среднем до максимальной влагоемкости или предела раскатывания. Исходя из этого для первого случая за расчетное состояние рекомендуется принимать влажность грунта на пределе раскатывания.

Второй случай — возможно замачивание просадочных грунтов от различных источников с повышением влажности их в основании до полного водонасыщения (степень влажности $G \geq 0,8$). Для второго случая расчетным состоянием будет являться полное водонасыщение грунта.

Для первого случая нормативные давления на просадочные грунты определяются по формулам (24) и (25) с использованием прочностных характеристик грунтов, полученных при естественной влажности, а при низком значении влажности — равной пределу раскатывания. Возможность появления при этом дополнительной осадки (просадки) вследствие некоторого повышения влажности проверяется с учетом величины начальной (критической) влажности по приведенному ниже расчету.

Во втором случае — при возможности замачивания просадочного грунта в основании с учетом возможных методов строительства нормативное давление может быть определено для двух состояний (см. рис. 35): 1) исключаящего просадку грунта в основании фундаментов; 2) допускающего просадку на полную или ограниченную величину, но с обязательным обеспечением прочности основания.

При устранении просадки грунтов в пределах деформируемой зоны от фундаментов путем снижения давления на грунт (уширение фундаментов) нормативное давление определяется по первому состоянию и принимается равным величине начального давления.

При обеспечении прочности, устойчивости и нормальной эксплуатации зданий и сооружений путем применения комплекса водозащитных и конструктивных мероприятий, а также при проектировании зданий по деформациям, т. е. исходя из условия, чтобы суммарные осадки и просадки не превышали допустимых для них величин, нормативные давления определяются по второму состоянию. Для этого состояния

при расчете нормативного давления используются прочностные характеристики просадочных грунтов, полученные в водонасыщенном состоянии в условиях завершённой консолидации (III фаза на рис 3б).

Известный интерес представляет сопоставление величин нормативных давлений, просадочных лёссовых грунтов естественной структуры, вычисленных по прочностным характеристикам в водонасыщенном состоянии по формуле (24) для описанных выше двух состояний. В качестве примера используются результаты сдвиговых испытаний по лёссовым грунтам в гг. Душанбе, Тольятти и Кишеневе, выполненных по рекомендованной выше методике (табл. 4).

Таблица 4

Значения прочностных характеристик и нормативных давлений на лёссовые просадочные грунты

Лёссовидные суглинки	Прочностные характеристики при сдвиге				Нормативные давления в кгс/см^2 при состоянии					
	быстром		медленном		первом			втором		
	φ°	$c, \text{кгс/см}^2$	φ°	$c, \text{кгс/см}^2$	$R_{I, p}$	$R_{I, ш}$	$\frac{R_{I, p}}{R_{I, ш}}$	$R_{II, p}$	$R_{II, ш}$	$\frac{R_{II, p}}{R_{II, ш}}$
Душанбе . . .	$8^\circ 30'$	0,14	$20^\circ 30'$	0,35	1,1	1,05	1,05	3	3,4	0,89
г. Тольятти . .	$15^\circ 40'$	0,14	$25^\circ 30'$	0,25	1,55	1,5	1,03	3,2	3,6	0,89
Кишинева . .	$16^\circ 20'$	0,18	$22^\circ 45'$	0,35	1,85	1,7	1,09	3,45	3,8	0,91

Из данных табл. 4 видно, что для фундамента шириной 0,7 м и глубиной заложения 2 м расчетные величины нормативных давлений по первому состоянию $R_{I, p}$ оказываются всего лишь на 3—9% выше величин $R_{I, ш}$, полученных по результатам испытаний грунтов штампами, а расчетные значения $R_{II, p}$ по второму состоянию, наоборот, на 9—11% ниже величин $R_{II, ш}$, полученных по данным испытаний штампами. Достаточно близкое совпадение расчетных и замеренных значений величин нормативного давления указывает на возможность их определения для практических целей по результатам сдвиговых испытаний в соответствии с рекомендованной выше методикой.

Вычисленные величины нормативных давлений для первого и второго состояний существенно отличаются между собой. Это свидетельствует о том, что уплот-

нение лёссового грунта в результате просадки приводит к повышению не только его плотности, но и величины нормативного давления. Лёссовый грунт после просадки приобретает новую устойчивую структуру, способную воспринимать значительную нагрузку. Это подтверждается опытом строительства (особенно в 1930—1950 гг.). Известно очень много примеров возведения зданий и сооружений на лёссовых просадочных грунтах естественной структуры с давлением на грунт $2,5—4 \text{ кгс/см}^2$ (и даже до 5 кгс/см^2), в которых происходило замачивание и просадка грунта без потери устойчивости основания.

Учитывая изложенное выше, можно сделать вывод о том, что рекомендованная методика определения нормативного давления на просадочные лёссовые грунты естественной структуры, основанная на учете фаз деформации просадочных грунтов, увязывается как с аналитическими расчетами по формулам (24) и (25), так и с данными практики строительства.

Б. Расчет нормативных давлений на уплотненных лёссовых грунтах

Нормативные давления на уплотненные лёссовые грунты определяются также с учетом изменения их влажности в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений. Так как уплотнение грунтов обычно производится с целью устранения их просадочных свойств и, следовательно, в тех случаях, когда возможно замачивание грунтов, нормативные давления на уплотненные лёссовые грунты, как правило, должны определяться по формулам (24) и (25) с использованием прочностных характеристик, полученных в водонасыщенном состоянии. Исключением могут являться лишь те сравнительно редкие случаи, когда уплотнение лёссовых грунтов производится с целью снижения их сжимаемости и замачивание уплотненных грунтов исключается. При определении нормативного давления уплотненных грунтов по формулам (24) и (25) глубина заложения фундаментов h принимается при устройстве обратной засыпки с уплотнением ее до плотности не менее $\gamma_{\text{ск}} \geq 1,55 \text{ т/м}^3$ сразу же после возведения фундаментов и передачи на них нагрузки не более 0,5 от расчетной, равной высоте от подошвы

фундамента до уровня планировки подсыпкой. При невыполнении этих условий величина h принимается равной глубине заложения фундаментов до природного уровня или планировки срезкой.

Полное или частичное устранение просадочных свойств лёссовых грунтов в пределах деформируемой зоны приводит к тому, что полученное основание становится неоднородным, особенно в водонасыщенном состоянии, и чаще всего может рассматриваться как двухслойное, состоящее из уплотненного слоя и подстилающего его лёссового грунта природного сложения. В связи с этим обязательным условием расчета такого основания является проверка подстилающего слоя, которая включает выполнение следующего неравенства:

$$p_{б.п} + \alpha(p - p_б) \leq R_n^H \quad (26)$$

где $p_{б.п}$ — природное давление на кровле подстилающего слоя неуплотненного лёссового грунта, залегающего ниже уплотненного на глубине h от уровня планировки;

$\alpha(p - p_б)$ — дополнительное давление на кровлю подстилающего слоя неуплотненного лёссового грунта, вызванное приложением нагрузки от сооружения;

R_n^H — нормативное давление на неуплотненный лёссовый грунт для условного фундамента.

Принимая нормативное давление неуплотненного слоя равным расчетной величине начального давления $R_n^H = p_n$, нормативное давление по подошве фундамента по условию обеспечения несущей способности подстилающего слоя будет равно:

$$R_n^H = \frac{p_n - p_{б.п} - \alpha p_б}{\alpha} \quad (27)$$

где $p_б$ — природное давление на отметке заложения фундамента;

α — коэффициент уменьшения дополнительного давления от фундамента на глубине, соответствующей кровле неуплотненного слоя лёссового грунта.

Расчеты по формулам (24)—(27) позволяют получить нормативные давления на лёссовые грунты от центральной нагрузки. При действии внецентренной нагрузки на фундамент краевые давления на грунт, так же как и на обычных непросадочных грунтах, допускается повышать против нормативного давления в 1,2 раза.

Глава V

РАСЧЕТ ПРОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ И ПОВЕРХНОСТИ ГРУНТА

1. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Опыт строительства зданий и сооружений на просадочных грунтах показывает, что деформации конструкций, нарушающие нормальную их эксплуатацию, происходят в подавляющем большинстве случаев вследствие чрезмерных неравномерных просадок. Случаи деформации зданий из-за потери устойчивости лёссовых грунтов в основании от повышенных нагрузок на них крайне редки. В связи с этим основной целью расчета оснований на просадочных грунтах по деформациям, как отмечалось выше, является ограничение возможных деформаций конструкций рассматриваемых зданий и сооружений допустимыми пределами.

При возведении зданий и сооружений на просадочных грунтах наряду с такими видами деформации, как абсолютная и средняя осадка, разность осадок, крен, относительный прогиб и т. п., вызванные осадкой — уплотнением грунта от нагрузки фундаментов при отсутствии замачивания или при небольшом изменении влажности грунтов, — могут происходить просадки фундаментов. Они вызываются замачиванием или резким повышением влажности лёссовых грунтов при практически неизменной нагрузке и сопровождаются в общем случае: максимальной или средней величиной просадки, ее разностью, креном, относительным прогибом от просадки.

Максимальная просадка столбчатого или ленточного фундамента представляет собой максимально возможную величину просадки для рассматриваемого фундамента в данных грунтовых условиях. Она является одной из характеристик, с учетом которой определяется разность просадок, относительный прогиб, крен от просадки и т. п. Расчет максимальной просадки производится для наиболее неблагоприятных условий: замачивания грунтов на всю величину просадочной толщи или в пределах всей деформируемой зоны до полного водонасыщения и проявления просадки при полной нагрузке на фундамент.

Средняя просадка может быть отнесена к зданию в целом, отдельным блокам, отрезанным осадочными швами, или группе фундаментов, имеющих взаимосвязную надземную конструкцию. Вычисляется она как средневзвешенное значение абсолютных максимальных просадок отдельных фундаментов с учетом их площади и количества. При известных (конкретных) источниках замачивания, размерах увлажненной зоны и расположении ее по отношению к зданию максимальные абсолютные просадки отдельных фундаментов определяются при полной нагрузке на них и замачивании просадочного лёссового грунта в пределах только той части деформируемой или просадочной толщи, на которую распространяется увлажненная зона. При возможном замачивании лёссовых грунтов по всей площади здания или сооружения абсолютные просадки отдельных фундаментов определяются для случая замачивания лёссового грунта на всю просадочную толщу.

При расчете оснований по деформациям определение предельных состояний с учетом средней просадки допускается только при наличии конкретного источника замачивания и при условии, что отклонение абсолютных просадок отдельных фундаментов от средней величины не превышает $\pm 50\%$.

Разность просадок относят к отдельным фундаментам, связанным надфундаментными конструкциями, к отдельным частям ленточного фундамента или к фундаментам в виде сплошной плиты. Вызывается она как различными нагрузками на отдельные фундаменты или их части, так и главным образом различными физико-механическими характеристиками

грунтов оснований и характером увлажнения лесового грунта в пределах деформируемой зоны или просадочной толщи рассматриваемых фундаментов. В соответствии с этим расчет разности просадок производится на полные нагрузки на фундаменты при наиболее неблагоприятном расположении увлажненной зоны по отношению к рассматриваемым фундаментам.

Разность просадок является одним из основных видов деформации, которая используется при расчете оснований по деформациям.

Крен характеризует наклон подошвы фундамента, без его изгиба. Проявляется он обычно при неравномерном либо одностороннем замачивании просадочных грунтов в основании. Крен определяется как отношение разности просадок крайних точек фундамента к расстоянию между ними.

В сооружениях, имеющих большую жесткость и достаточную прочность, крен фундаментов сопровождается креном всего сооружения той же величины. В гибких или относительно гибких зданиях и сооружениях крен приводит к перекосу отдельных конструкций, т. е. наклону их с изменением углов между элементами.

Относительный прогиб проявляется в гибких и относительно жестких сооружениях. Возникает он вследствие того, что при неравномерной просадке поверхности основания с прогибом или перегибом фундаменты указанных выше сооружений полностью или частично следуют за просадкой основания. В результате этого поверхность подошвы столбчатых или ленточных фундаментов в пределах всего здания или отдельных блоков по отношению к первоначальному положению получает криволинейное очертание.

Относительный прогиб от просадки f по осям здания, так же как и при осадке, определяется по формуле

$$f = \frac{2S_{\text{пр}2} - S_{\text{пр}1} - S_{\text{пр}3}}{2l}, \quad (28)$$

где $S_{\text{пр}1}$ и $S_{\text{пр}3}$ — возможные просадки концов здания или блока;

$S_{\text{пр}2}$ — возможная наибольшая или наименьшая просадка фундамента на том же участке;

l — расстояние между точками с просадками $S_{\text{пр1}}$ и $S_{\text{пр3}}$.

Относительный прогиб основания в гибких зданиях приводит только к взаимному изменению геометрического расположения отдельных элементов. В относительно жестких зданиях, к которым относится большинство возводимых в настоящее время сооружений, наряду с этим появляются дополнительные растягивающие или сжимающие усилия.

Описанные выше виды деформаций от просадки чаще всего проявляются одновременно. В этих случаях, пользуясь принципом независимости воздействий, они раскладываются на соответствующие составляющие.

Просадка фундаментов на лёссовых грунтах и возникающие в результате этого виды деформаций по сравнению с осадками проявляются, как правило, значительно интенсивнее. Скорость просадки чаще всего равна 1—3 см/сутки, а иногда может составлять и до 6—82 см/сутки.

Соотношение между величинами возможных просадок и осадок может быть различное и определяется физико-механическими характеристиками грунтов оснований. При сравнительно низкой влажности лёссовых грунтов, а также при повышенной относительной просадочности просадки фундаментов значительно (иногда в 5—20 раз) превышают осадки. Для влажных и водонасыщенных лёссовых грунтов величины просадок могут быть меньше величин осадок.

Расчет оснований на просадочных грунтах по деформациям сводится к удовлетворению неравенства

$$S_{\text{ос}} + S_{\text{пр}} \leq S'_{\text{доп}}, \quad (29)$$

где $S_{\text{ос}}$ и $S_{\text{пр}}$ — величины деформаций (средние, максимальные, крены, относительные прогибы и т. п.) соответственно осадки и просадки;

$S'_{\text{доп}}$ — предельная величина деформации основания, допустимая для нормальной эксплуатации зданий и сооружений.

Осадки фундаментов на просадочных грунтах и вызываемые ими неравномерные деформации основания определяются так же, как и на обычных непросадочных грунтах. Расчет просадок фундаментов реко-

мендуется производить по приведенным ниже предложениям.

Предельные величины деформаций оснований при строительстве зданий на обычных непросадочных грунтах назначаются по таблицам СНиП II-Б.1-62 [66] либо определяются теоретически на основе анализа напряженного состояния конструкций, вызванного действующими на него нагрузками и дополнительными усилиями, которые возникают от неравномерных деформаций основания. Для просадочных грунтов более правильным является второй путь — теоретический и он должен применяться при установлении предельных величин деформаций зданий для типовых проектов домов, рассчитанных на заданные величины просадок, а также для всех новых конструкций зданий и сооружений. Для зданий и сооружений, широко применяемых в практике строительства, предельные величины деформации на просадочных грунтах допускается принимать по таблицам СНиП II-Б.1-62, но с учетом вероятности одновременного сочетания наиболее неблагоприятных условий по осадке и просадке и вероятности полного проявления просадки грунта. С учетом этого предельные величины деформации оснований на просадочных грунтах будут равны:

$$S'_{\text{доп}} = S_{\text{доп}} m_{\text{пр}}, \quad (30)$$

где $S_{\text{доп}}$ — предельная величина деформации основания, принимаемая по таблицам СНиП II-Б.1-62, как для песчаных и глинистых грунтов при консистенции их $B < 0$;

$m_{\text{пр}}$ — коэффициент условий работы, учитывающий вероятность сочетания наиболее неблагоприятных условий по осадке и просадке и возможность полного проявления просадки грунта; при $S_{\text{пр}} \leq 0,5 S_{\text{ос}}$ $m_{\text{пр}} = 1$, а при $S_{\text{пр}} \geq 0,5 S_{\text{ос}}$ $m_{\text{пр}} = 1,2$.

При расчете оснований на просадочных грунтах по деформациям обеспечение допустимых деформаций зданий и сооружений достигается в основном путем изменения системы оснований и фундаментов, снижающих возможные величины просадок, а в от-

дельных случаях и осадок. На просадочных грунтах I типа это осуществляется путем снижения давления на лёссовый грунт до величины, меньшей или близкой к начальному давлению, уплотнения грунта тяжёлыми трамбовками, устройства грунтовой подушки, применения свайных фундаментов, увеличения глубины заложения фундаментов и т. п.

На просадочных грунтах II типа для снижения возможных деформаций оснований применяются: уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием, грунтовыми сваями, прорезка просадочных грунтов железобетонными сваями, опорами, столбами из обожженного или закрепленного грунта.

2. РАСЧЕТ ПРОСАДОК

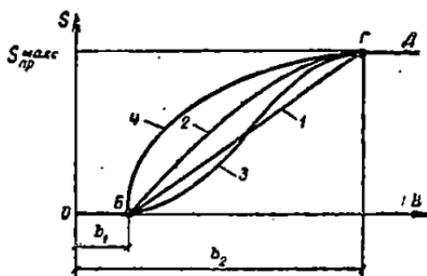
А. Общие положения

Особенности и характер развития просадок лёссовых грунтов, как было отмечено в главах I и II, в значительной мере определяются напряженным состоянием грунтов, размерами замачиваемой площади или увлажненной зоны, степенью повышения влажности и т. п. В частности, закономерности проявления просадки в основании фундаментов, когда преобладает местная нагрузка от фундамента, существенно отличаются от просадки грунта в пределах нижних слоев, вызванной его собственным весом. В связи с этим для расчета возможных величин просадок целесообразно отдельно рассматривать просадку от нагрузки фундаментов, происходящую в пределах деформируемой зоны, и просадку от собственного веса грунта на площадках со II типом грунтовых условий, вызванную напряженным состоянием только от собственного веса грунта.

Кроме того, выполненными в последние годы исследованиями в полевых условиях с замачиванием опытных котлованов установлено, что величина просадки грунтов от собственного веса определяется не только их просадочными свойствами, но и в значительной мере размерами замачиваемой площади или увлажненной зоны. При недостаточных размерах увлажненной зоны, что обычно наблюдается при за-

мачивании через скважину, шурф, а иногда узкую траншею, даже при обильном увлажнении грунта на глубину, превышающую границу, с которой проявляется просадка его от собственного веса, последняя часто отсутствует или оказывается весьма незначительной. Это означает, что для возникновения просадки от собственного веса необходимы для каждого вида грунта минимальные размеры увлажненной зоны. Вместе с этим полная просадка грунта начинает проявляться только при определенных размерах увлажненной зоны или размерах источников замачивания, обычно имеющих ширину не менее величины просадочной толщи.

Рис. 38. Зависимость величины просадки лёссового грунта при бытовом давлении от ширины замачиваемой площади (увлажненной зоны)



Зависимость величины просадки грунта от ширины замачиваемой площади обуславливается в основном сдерживающим эффектом сил трения и сцепления как в самом замоченном массиве, так и главным образом в областях изменения влажности грунта от естественной до полного водонасыщения. Ранее частично она учитывалась в СНиП II-Б,2-62 [67], по которым опытное замачивание для определения типа грунтовых условий и максимальной величины возможной просадки грунта от собственного веса рекомендуется производить на участках шириной не менее величины просадочной толщи. В дальнейшем более полные данные были получены ВНИИГим [53].

На основе имеющихся экспериментальных данных зависимость просадки от ширины замачиваемой площади или увлажненной зоны имеет вид, представленный на рис. 38. Характерными являются три участка: участок OB , на котором просадка грунта отсутствует вследствие недостаточных размеров замачиваемой

площади или увлажненной зоны; участок *БГ*, где просадка изменяется по некоторому закону от 0 до полной величины $S_{\text{пр}}^{\text{макс}}$; участок *ГД*, когда при достаточно больших размерах увлажненной зоны просадка достигает максимальной величины и не зависит от размеров увлажненной зоны.

Изложенное выше показывает, что при проектировании зданий и сооружений на просадочных грунтах необходимо отдельно рассматривать просадку для трех характерных случаев:

1) просадку $S_{\text{пр}}^{\text{ф}}$ от нагрузки фундаментов и частично от собственного веса грунта в пределах деформируемой зоны;

2) максимальную просадку $S_{\text{пр}}^{\text{макс}}$ от собственного веса, которая проявляется при большой ширине замачиваемой площади и практически не зависит от ее размеров;

3) возможную величину просадки $S_{\text{пр}}^{\text{в}}$ от собственного веса при замачивании лёссового грунта на ограниченной площади, когда эта величина зависит от размеров увлажненной зоны.

При этом полная величина просадки фундаментов на площадках со II типом грунтовых условий будет равна сумме $S_{\text{пр}}^{\text{ф}} + S_{\text{пр}}^{\text{макс}}$ или $S_{\text{пр}}^{\text{ф}} + S_{\text{пр}}^{\text{в}}$. При ширине фундаментной плиты, близкой к величине просадочной толщи, полную величину просадки следует принимать равной $S_{\text{пр}}^{\text{ф}}$ при совместном учете напряжений в грунте от нагрузки фундамента и собственного веса грунта.

Б. Расчет просадки грунта от нагрузки фундамента в пределах деформируемой зоны

Просадка лёссовых грунтов от нагрузки фундаментов в пределах деформируемой зоны, как отмечалось выше в главе II, сопровождается уплотнением грунта в вертикальном и горизонтальном направлениях. Преобладающим из них является уплотнение грунта в вертикальной плоскости.

Сопоставление характеров деформации и перемещений частиц грунта при осадке и просадке указы-

вают на значительное их сходство. Это означает, что при определенных условиях и допущениях просадку лёссового грунта от нагрузки фундамента можно рассматривать как осадку сильно сжимаемого водонасыщенного глинистого грунта с соответствующими коэффициентами фильтрации и консолидации. В связи с этим расчет просадки грунтов от нагрузки фундаментов в пределах деформируемой зоны может быть выполнен двумя путями: а) по принципу расчета просадки — дополнительной деформации с использованием данных лабораторных исследований на просадочность; б) по принципу расчета осадки с использованием результатов испытаний в полевых условиях штампами. Основным из них является более простой — первый путь.

Расчет просадки фундаментов $S_{пр}^{\Phi}$ по относительной просадочности производится по формуле

$$S_{пр}^{\Phi} = \sum_1^n \delta_{пр i} h_i m_{\Phi}, \quad (31)$$

где $\delta_{пр i}$ — относительная просадочность, определяемая для каждого слоя просадочного грунта в пределах основания при давлении p_i , которое равно сумме природного и избыточного давлений от фундамента сооружения в середине рассматриваемого слоя;

h_i — толщина того же слоя грунта в см;

m_{Φ} — коэффициент условий работы основания;

n — число обжимаемых слоев, на которые разбита деформируемая зона.

Суммирование по формуле (31) производится в пределах деформируемой зоны, начиная от подошвы фундамента и до нижней границы деформируемой зоны.

При подсчете просадки по формуле (31) деформируемая зона разбивается на отдельные более или менее равные по толщине слои h_i с учетом литологического разреза. При этом изменение суммарного давления в пределах каждого выделенного слоя p_i не должно превышать 1 кгс/см^2 .

Для получения достоверных результатов в формулу (31) введен коэффициент условий работы m_{Φ} , корректирующий условность методики лабораторных

испытаний грунтов на просадочность и учитывающий особенности просадки грунтов от нагрузки.

Коэффициент условий работы m_{ϕ} в СНиП II-Б.2-62 [67] для всех видов грунтов принимался постоянным и равным 2. Расчеты просадок фундаментов по формуле (31) с учетом коэффициента $m_{\phi} = 2$ часто приводили к результатам, существенно отличающимся от фактически замеренных. Были предложения по дифференциации значений коэффициентов m_{ϕ} в зависимости от размеров фундаментов [9], давления на грунт [62, 75] и др., но и они не давали достаточно удовлетворительных результатов.

Выполненные Харьковпромстройниипроектom (Л. А. Геллис) по заданию НИИ оснований сопоставления и анализ зависимости коэффициента m_{ϕ} от различных факторов показали, что он не может быть постоянным для всех видов грунтов, и зависит в основном от величины начального просадочного давления грунта, давления на подошве фундамента, расчетной величины просадки. Зависимость коэффициента m_{ϕ} от размеров — ширины фундамента — проявляется в меньшей степени и поэтому в практических расчетах может не учитываться.

На основе статистической обработки результатов 31 испытания штампами площадью $F = 0,5 \div 4 \text{ м}^2$ коэффициент m_{ϕ} в зависимости от давления по подошве фундамента p и величины начального просадочного давления грунта p_n равен:

$$m_{\phi} = 0,5 + 1,5(p - p_n). \quad (32)$$

Величина коэффициента m_{ϕ} в зависимости от расчетной величины просадки фундамента $S_{\text{пр. р.}}^{\phi}$, подсчитанной по формуле (31) при $m_{\phi} = 1$, равна:

$$m_{\phi} = 1 + 0,2S_{\text{пр. р.}}^{\phi}. \quad (33)$$

Для первой зависимости по формуле (32) коэффициент корреляции $r = 0,87$, для второй — по формуле (33) $r = 0,86$.

Каждая из этих формул может быть использована для определения коэффициента m_{ϕ} . Так как формула (32) учитывает больше факторов, влияющих на величину коэффициента m_{ϕ} , она и рекомендуется для использования при практических расчетах.

Расчет просадки фундамента по принципу осадки с использованием данных испытаний лёссовых грунтов штампами в полевых условиях производится, так же как и осадки, по формуле

$$S_{\text{пр}}^{\Phi} = \sum_1^n p_i h_i \frac{\beta}{E_i}, \quad (34)$$

где n — число слоев, на которые разбита деформируемая зона основания;

p_i — полусумма вертикальных нормальных давлений в кгс/см^2 , возникающих на верхней и нижней границах i -го слоя грунта от давления, передаваемого фундаментом, и собственного веса грунта;

h_i — толщина i -го слоя грунта в см ;

β — безразмерный коэффициент, корректирующий упрощенную схему расчета и принимаемый равным 0,8;

E_i — модуль деформации i -го слоя грунта в кгс/см^2 в водонасыщенном состоянии, определяемый в полевых условиях по описанной в главе I методике.

При расчете по формуле (34) модуль деформации лёссового грунта в водонасыщенном состоянии в соответствии с результатами испытаний штампами принимается переменным, зависящим от нагрузки на грунт. В соответствии с этим для каждого i -го слоя грунта он будет иметь свое значение.

Получаемое по формуле (34) вертикальное перемещение фундамента представляет собой суммарную величину осадки и просадки. Просадка фундамента в этом случае может быть получена как разность между суммарной деформацией, вычисляемой по формуле (34), и осадкой, определяемой как для обычных непросадочных грунтов.

Существенным недостатком расчета просадки фундаментов по формуле (34) является большая трудоемкость определения модулей деформации лёссовых грунтов в водонасыщенном состоянии для различных слоев, входящих в деформируемую зону. Поэтому этот прием расчета просадки в практике проектирования применяется редко.

В. Расчет максимальной просадки грунта от собственного веса

Максимально возможная просадка грунта от собственного веса проявляется только при замачивании больших площадей, имеющих чаще всего ширину не менее $1:2 \div 1:3$. Таким образом, условия сжатия — верхние слои толщи лёссового грунта при этом не деформируются, а выполняют лишь роль пригрузки, соотношения между толщиной деформируемого слоя и его размерами в плане оказываются равными не менее $1:2 \div 1:3$. Таким образом, условия сжатия — просадки грунта от собственного веса при замачивании на больших площадях и в компрессионных приборах при определении относительной просадочности оказываются достаточно близкими. Основываясь на этом, многие считают, что лабораторные исследования для расчета просадки грунтов от собственного веса и тем более максимальной ее величины должны давать вполне достоверные результаты.

Расчет максимально возможной величины просадки грунта $S_{\text{пр}}^{\text{макс}}$ на площадках со II типом грунтовых условий при отсутствии внешней нагрузки производится по формуле

$$S_{\text{пр}}^{\text{макс}} = \sum_1^n \delta_{\text{пр}i} h_i m_{\text{с. в.}} \quad (35)$$

где $\delta_{\text{пр}i}$ — относительная просадочность, определяемая для каждого слоя просадочного грунта в пределах просадочной толщи при давлении p_i , равном природному давлению при полном водонасыщении толщи ($G \geq 0,8$) в середине рассматриваемого слоя;

h_i — толщина того же слоя грунта в см;

$m_{\text{с. в.}}$ — коэффициент условий работы основания, принимаемый по СНиП II-Б.2-62 равным 1.

Суммирование по формуле (35) производится в пределах всей просадочной толщи, начиная с глубины, с которой происходит просадка грунта от собственного веса, т. е. где бытовое давление $p_i = p_n$, или с глубины, на которой $\delta_{\text{пр}i} = 0,01$, и до нижней границы просадочной толщи. За нижнюю границу просадочной толщи принимаются те горизонты, на которых относительная просадочность $\delta_{\text{пр}} \leq 0,01$.

Коэффициент условий работы $m_{c,v}$ в формуле (35) принимается равным 1. Однако фактическая его величина, представляющая собой отношение фактически замеренной просадки и расчетной, часто существенно отличается от единицы. В частности, для большинства районов Средней Азии и Казахстана коэффициент условий работы $m_{c,v} = 0,9 \div 1,3$, для районов гг. Николаполя и Запорожья $m_{c,v} = 1,2 \div 1,8$, для г. Днепропетровска $m_{c,v} = 0,4 \div 0,8$.

Значительные изменения коэффициента условий работы $m_{c,v}$ вызываются влиянием целого ряда факторов: условностью принятой расчетной схемы просадки, погрешностями лабораторного определения относительной просадочности, неучетом гидродинамических сил при просадке лёссового грунта, возможным набуханием лёссовых грунтов при увлажнении, выщелачиванием солей и др. Превышение фактических просадок против расчетных, по-видимому, вызывается, главным образом, дополнительным уплотнением лёссовых грунтов под действием гидродинамических сил и выщелачиванием (растворением) солей. Снижение фактических просадок по сравнению с расчетными может быть объяснено влиянием набухания грунта, так как эти случаи обычно наблюдаются в лёссовидных суглинках, близких по своим свойствам к глинам, которые при малых давлениях склонны к набуханию.

Г. Расчет возможной величины просадки грунта от собственного веса

Замачивание просадочных лёссовых грунтов в основании зданий и сооружений далеко не во всех случаях происходит на больших площадях, а чаще всего происходит на участках ограниченных размеров, которые с достаточной степенью приближения с учетом технологических и конструктивных особенностей зданий обычно заранее могут быть установлены. Поэтому в практике проектирования и строительства наиболее часто приходится встречаться с расчетом не максимальной просадки $S_{пр}^{max}$, а возможной $S_{пр}^B$, зависящей от размеров увлажненной зоны. Однако расчет возможной величины просадки $S_{пр}^B$ в настоящее время практически еще не разработан.

Решение этой задачи теоретическим путем представляет определенные трудности. Близкие по постановке вопроса предложения по расчету просадки с учетом размеров увлажненной зоны А. А. Мустафаева [54], А. А. Григорян и Ю. К. Иванова [25] основываются на весьма условных расчетных схемах и по степени разработки не могут пока быть рекомендованы для практического применения.

Одним из возможных путей разработки метода расчета возможных просадок $S_{\text{пр}}^{\text{в}}$ является аналитический, основанный на установлении экспериментальным путем для различных видов лёссовых грунтов зависимостей возможной величины просадки $S_{\text{пр}}^{\text{в}}$ от размеров увлажненной зоны B с учетом максимальной просадки $S_{\text{пр}}^{\text{макс}}$, т. е. $S_{\text{пр}}^{\text{в}} = f(S_{\text{пр}}^{\text{макс}}, B)$.

Для нахождения этой зависимости прежде всего необходимо определить основные параметры b_1 и b_2 кривой просадки поверхности грунта в центре котлована от размеров замачиваемой площади (см. рис. 38), представляющие собой; b_1 — минимальную ширину замачиваемой площади или увлажненной зоны, при которой начинает проявляться просадка грунта от собственного веса; b_2 — минимальную ширину, при которой просадка грунта практически достигает полной величины $S_{\text{пр}}^{\text{макс}}$.

Параметры кривой просадки b_1 и b_2 зависят от основных физико-механических характеристик лёссовых грунтов: величины начального просадочного давления, прочностных характеристик φ и c увлажненных и неувлажненных лёссовых грунтов и др. На величину их будет влиять форма замачиваемой площади, с которой происходит инфильтрация воды в грунт, и, в частности, при замачивании квадратных или круглых площадей величины их будут большими, чем при замачивании траншей, каналов и площадей, имеющих большую протяженность.

Параметры b_1 и b_2 при наличии достаточного количества экспериментальных данных могут быть определены как некоторые функции $b_{1,2} = f(\rho_{\text{н}}, C_{\text{ест}}, C_{\text{вод}}, \varphi_{\text{ест}}, \varphi_{\text{вод}})$. Зависимость возможной величины просадки от размеров замачиваемой площади, по имеющимся в настоящее время весьма немногочисленным и разрозненным данным, может быть списана одной

из кривых на рис. 38, представляющих собой при изменении x в пределах $b_1 \leq x \leq b_2$:
 прямую 1

$$S_{\text{пр}}^{\text{в}} = S_{\text{пр}}^{\text{макс}} \frac{x - b_1}{b_2 - b_1}; \quad (36)$$

полуветвь синусоиды 2

$$S_{\text{пр}}^{\text{в}} = S_{\text{пр}}^{\text{макс}} \sin \frac{\pi}{2} \cdot \frac{x - b_1}{b_2 - b_1}; \quad (37)$$

косинусоиду 3

$$S_{\text{пр}}^{\text{в}} = \frac{S_{\text{пр}}^{\text{макс}}}{2} \left(1 - \cos \pi \frac{x - b_1}{b_2 - b_1} \right); \quad (38)$$

полуэллиптическую кривую 4

$$S_{\text{пр}}^{\text{в}} = \frac{S_{\text{пр}}^{\text{макс}}}{b_2 - b_1} \sqrt{(b_2 - b_1)^2 - (b_2 - x)^2}, \quad (39)$$

где $S_{\text{пр}}^{\text{макс}}$ — максимально возможная величина просадки поверхности грунта в центре котлована, вычисляемая по формуле (35).

В связи с тем что для параметров b_1 и b_2 , входящих в формулы (36) — (39), пока не получено точных аналитических выражений на основе имеющихся результатов исследований в полевых условиях, приближенно их рекомендуется принимать равными: $b_1 = 0$, $b_2 = H$ (где H — величина просадочной толщи). По аналогии с этим возможная величина просадки от собственного веса приближенно может быть определен по простейшей формуле

$$S_{\text{пр}}^{\text{в}} = S_{\text{пр}}^{\text{макс}} \frac{x}{H}. \quad (40)$$

Д. Особенности расчёта просадок грунта при наличии маловодопроницаемых экранов

При частичном устранении просадочных свойств лёссовых грунтов путем поверхностного уплотнения тяжелыми трамбовками или устройством грунтовых подушек в пределах всей площади расположения здания или сооружения уплотненный слой выполняет роль маловодопроницаемого экрана, препятствующего интенсивному увлажнению нижележащих просадочных грунтов в основании. В этих случаях замачивание

нижележащих просадочных грунтов возможно будет либо из источников, расположенных за пределами экрана, или непосредственно через маловодопроницаемый экран из каналов, приямков и т. п., расположенных в зданиях и сооружениях.

Замачивание грунтов за пределами экрана может привести к интенсивному увлажнению грунта под зданием только в его нижних слоях. В связи с этим возможная величина просадки оказывается значительно меньшей максимальной, характерной для рассматриваемого участка. В целях снижения возможной величины просадки нередко размеры маловодопроницаемых экранов в каждую сторону от здания увеличиваются до 2—4 м. На просадочных грунтах I типа это мероприятие при замачивании грунтов за пределами зданий может привести к полной ликвидации просадки грунта. Расчет возможных просадок в этих случаях производится в соответствии с изложенными выше рекомендациями с учетом реальных размеров экранов, расположения источников замачивания к зданиям и т. п.

При замачивании через маловодопроницаемый экран повышение влажности подстилающих его лёссовых грунтов определяется фильтрационными характеристиками экрана. Вследствие того что коэффициент фильтрации уплотненного лёссового грунта в 10—100 раз ниже, чем в естественном сложении, через него может пройти весьма ограниченное количество воды, недостаточное для полного водонасыщения подстилающего лёссового грунта. Это приводит к нарушению сплошности потока и недостаточному увлажнению грунта для полного проявления просадки. В частности, опытные работы, выполненные А. А. Кирилловым и Н. П. Одинцовой [56] на таджикском полигоне ВНИИГиМа, показали, что замачивание в течение двух лет через слабо уплотненную подушку ($\gamma_{ск} = 1,5 \div 1,55 \text{ т/м}^3$) толщиной 3,5 м привело к повышению степени влажности лёссового грунта не более чем до 0,65 и на глубину всего 18—20 м. В то же время для полного промачивания лёссового грунта без подушки на глубину 25—30 м потребовалось всего четыре-пять месяцев. Если же величина просадки лёссового грунта от собственного веса при замачивании без подушки составила 120 см, то при наличии

подушки эта величина составила всего лишь 15—18 см.

Аналогичная картина была установлена при определении влажности грунтов в основании зданий, возведенных на уплотненных подушках в гг. Запорожье, Никополе и др. Анализ их показал, что после длительного замачивания степень влажности грунтов в подушках обычно составляет 0,8—0,9, а в подстилающих лёссовых грунтах естественного сложения не превышает 0,6—0,65.

На основе обобщения имеющихся данных можно принять, что при толщине уплотненного слоя (подушки) $h_n \geq 1,5$ м и при отсутствии водоупора или уровня грунтовых вод на глубине не менее $5h_n$ от поверхности при замачивании через подушку максимальная величина степени влажности подстилающего просадочного лёссового грунта $G = 0,65$. Тогда, принимая степень влажности при полном водонасыщении грунта $G = 0,85$, относительная просадочность $\delta'_{пр}$ подстилающего маловодопроницаемый экран лёссового грунта естественной структуры с учетом формулы (7) будет равна:

$$\delta'_{пр} = (\delta_{пр} - 0,01) \frac{0,65 - G_n}{0,85 - G_n} + 0,01. \quad (41)$$

Полученная по формуле (41) величина относительной просадочности $\delta'_{пр}$ в дальнейшем используется как при расчете возможной просадки от нагрузки фундаментов по формуле (31), так и просадки грунта от собственного веса по формуле (35).

3. РАСЧЕТ РАЗНОСТИ ПРОСАДОК И КРЕНОВ ФУНДАМЕНТОВ

По действующему до настоящего времени пособию [58], а также рекомендациям технической литературы [1, 33, 65] разность просадок двух соседних фундаментов Δ при замачивании грунта из одного пункта определяется в зависимости от возможной максимальной просадки $S_{пр}^{макс}$ и некоторого коэффициента α по формуле

$$\Delta = \alpha S_{пр}^{макс}.$$

Коэффициент α , представляющий собой показатель разности просадки фундаментов, предлагается

определять в зависимости от типа грунтовых условий, толщины слоя просадочных грунтов расстояния между осями фундаментов. При этом физико-механические характеристики, условия замачивания лёссовых грунтов, определяющие в основном степень неравномерности просадки, практически не учитываются. В связи с этим данный прием расчета разности просадки грунтов можно рассматривать как весьма приближенный.

Предлагаемый ниже метод расчета разности просадки и кренов фундаментов основывается на учете возможного характера распространения увлажнения в толщах лёссовых грунтов, описанного в главе III, их физико-механических характеристик, а также зависимости просадки от размеров увлажненной зоны.

В связи с тем что наибольшая неравномерность просадок грунтов проявляется, как правило, при полной ее величине, для расчета разности просадок и кренов фундаментов принимается именно этот наиболее опасный случай замачивания. При этом принимается наиболее неблагоприятное расположение возможного источника замачивания по отношению к рассчитываемым фундаментам.

Так как характер и динамика развития просадок фундаментов на площадках с I и II типом грунтовых условий имеет свои специфические особенности, расчет неравномерностей их проявления производится с учетом этих особенностей.

На площадках с I типом грунтовых условий при расчете разности просадок и кренов фундаментов рекомендуется исходить только из просадки грунтов от нагрузки фундаментов. Возможность проявления полной величины просадки грунта от собственного веса, которая может быть не более 5 см, в этих случаях по сравнению с просадкой фундаментов от их нагрузки мало вероятна; так как замачивание должно производиться на значительных площадях с размерами сторон в плане, в два-три раза превышающих величину просадочной толщи.

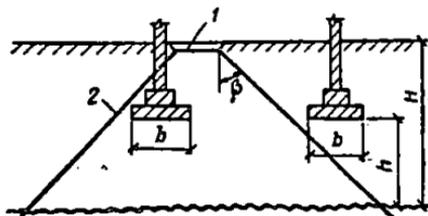
Разность просадки и крен фундаментов на лёссовых грунтах I типа, так же как и полная величина просадки, определяется в основном характером увлажнения грунта в пределах деформируемой зоны, т. е. той зоны, в которой происходит просадка грунта от

нагрузки фундамента. Наряду с этим необходимо отметить, что некоторое влияние на величину разности просадок и кренов фундаментов оказывает неравномерность просадочных свойств грунтов, которая приближенно учитывается путем введения коэффициента неоднородности.

При расположении фундамента в пределах увлажненной зоны (рис. 39) лёссовый грунт в его деформируемой зоне оказывается полностью замоченным и, следовательно, при принятых выше условиях просадка его будет практически равномерна. Неравномерная просадка и крены в этих случаях будут возможны лишь для фундамента 2 при расположении его в пределах и выше границы увлажненной зоны.

Рис. 39. Схема для расчета разности просадок фундаментов на площадках с I типом грунтовых условий.

1 — источник замачивания;
2 — контур увлажненной зоны



В соответствии с рис. 39 и формулой (16) длина участка a , на котором может проявиться неравномерная просадка ленточного фундамента, расположенного поперек источника замачивания при однородной толще лёссовых грунтов, будет равна:

$$a = h \operatorname{tg} \beta, \quad (42)$$

где h — толщина деформируемой зоны грунта от нагрузки фундамента или расстояние от подошвы фундамента до нижней границы просадочной толщи при расположении границы просадочной толщи выше границы деформируемой зоны.

Аналогичным образом определяется длина участка a при неоднородном напластовании грунтов.

Разность просадок определяют по формулам: для ленточного фундамента $\Delta_{\text{л}}$ на участке a

$$\Delta_{\text{л}} = S_{\text{пр}}^{\Phi} \frac{x}{a}, \quad (43)$$

где x изменяется от 0 до величины a ;

для параллельных ленточных фундаментов, расположенных вдоль источника замачивания, и столбчатых

$$\Delta_c = S_{\text{пр}1}^{\Phi} - S_{\text{пр}2}^{\Phi}, \quad (44)$$

где $S_{\text{пр}1}^{\Phi}$ и $S_{\text{пр}2}^{\Phi}$ — просадки фундаментов, вычисленные с учетом возможного расположения источника замачивания, угла растекания воды в стороны β (см. рис. 39).

Крен отдельно стоящего фундамента $\text{tg } \theta$ вследствие просадки грунта будет равен:

$$\text{tg } \theta = \frac{\Delta}{b}, \quad (45)$$

где Δ — разность просадок противоположных граней фундамента, вычисляемых с учетом угла β и эксцентриситета передачи нагрузки на фундамент;

b — расстояние между этими гранями (ширина) фундамента.

На площадках со II типом грунтовых условий расчет разности просадки и кренов фундаментов производится по принципу независимости действия сил, т. е. отдельно определяются возможные величины разности просадок и кренов фундаментов от их нагрузки и от собственного веса грунта, после чего полученные результаты складываются с соответствующими знаками.

Расчет разности просадки и крена фундамента от его нагрузки на просадочных грунтах II типа производится, так же как и на грунтах I типа, по приведенным выше формулам.

В основу расчета возможных величин разности просадок и кренов фундаментов вследствие просадки грунтов от собственного веса на площадках со II типом грунтовых условий принимается общая кривая просадки поверхности грунта при замачивании на значительной площадке (см. рис. 13).

Разность просадок ленточных и столбчатых фундаментов на площадках со II типом грунтовых условий, возникающих вследствие просадки от собственного веса грунта, определяется из выражения

$$\Delta = S_{\text{пр}1}^{\text{в}} - S_{\text{пр}2}^{\text{в}}, \quad (46)$$

где $S_{пр1}^B$ и $S_{пр2}^B$ — просадки фундаментов от собственного веса грунта по осям Б и Г (рис. 40), расположенных на расстояниях x_1 и x_2 от начала координат, вычисляемые по формуле (9).

Крен отдельно стоящих фундаментов θ , а также отдельных жестких блоков зданий или сооружений,

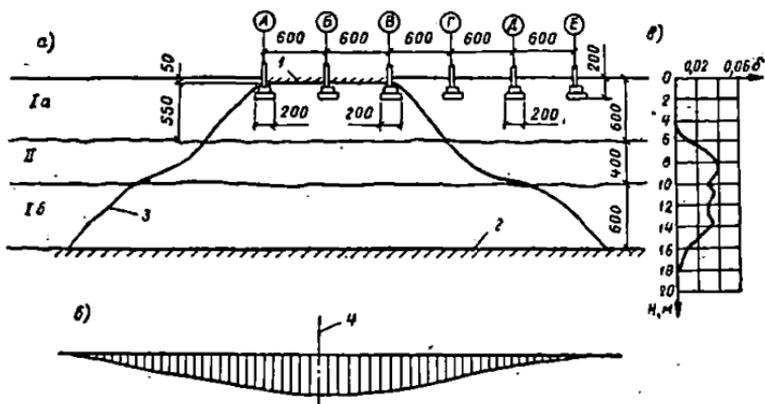


Рис. 40. Схема для расчета разности просадок фундаментов на площадках со II типом грунтовых условий

a — поперечный разрез цеха с нанесением геологического разреза и контура увлажненной зоны от источника замачивания; *б* — расчетная кривая просадки поверхности грунта от собственного веса; *в* — график изменения относительной проницаемости при бытовой нагрузке; *Ia* — лёссовый суглинок ($\alpha=50^\circ$, $k_\phi=0,003$ м/сутки; $h=6$ м); *Iб* — то же ($\alpha=50^\circ$, $k_\phi=0,005$ м/сутки, $h=10$ м); *II* — лёссовидная супесь ($\alpha=35^\circ$, $k_\phi=0,016$ м/сутки, $h=4$ м); *1* — источник замачивания; *2* — нижняя граница просадочной толщи; *3* — граница увлажненной зоны; *4* — ось источника замачивания

отрезанных осадочными швами, определяется по по формулам (45) и (46).

В тех случаях, когда вычисленные суммарные величины деформации превышают допустимые величины, принимаются соответствующие мероприятия (уплотнение лёссовых грунтов различными способами, прорезка толщи лёссовых грунтов свайными или другими видами глубоких фундаментов и т. п.), снижающие вычисленные деформации оснований до допустимых величин.

При частичном устранении просадочных свойств лёссовых грунтов с устройством маловодопроницаемых экранов расчет разности просадок и кренов производится с учетом описанного выше влияния экрана на снижение возможных величин просадок.

Глава VI

РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ ДЕФОРМАЦИИ ЛЁССОВЫХ ГРУНТОВ ДЛЯ РАСЧЕТА ЗДАНИЙ НА ПРОЧНОСТЬ

1. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ ДЕФОРМАЦИИ ЛЁССОВЫХ ГРУНТОВ I ТИПА

А. Изменчивость сжимаемости лёссовых грунтов естественного сложения

В соответствии с принятой классификацией к I типу грунтовых условий относятся площадки, на которых просадка грунта от собственного веса практически отсутствует и величина ее не превышает 5 см.

Возможность проявления полной величины просадки грунта от собственного веса на площадках с I типом грунтовых условий мало вероятно, так как в этом случае замачивание должно происходить на значительных площадях с размерами в плане в 1,5—2 раза, превышающих величину просадочной толщи. При неполной величине просадки от собственного веса до 2—3 см и даже до 5 см, как показывают результаты исследований в полевых условиях, вследствие распространения ее на значительные расстояния от источника замачивания (до 15—20 м) степень изменения просадки оказывается весьма незначительной по сравнению с просадкой от нагрузки фундаментов. Поэтому на площадках с I типом грунтовых условий при оценке возможной неравномерности деформации оснований предлагается исходить только из просадки грунта от нагрузки фундаментов, происходящей в пределах деформируемой зоны.

На основе рассмотренных выше особенностей деформации лёссовых грунтов от нагрузки фундаментов и сопоставления их с деформациями обычных непросадочных грунтов принимаем просадку лёссового грунта как осадку водонасыщенного сильно- или среднесжимаемого грунта. Степень изменчивости сжимаемости такого основания α , которая характеризует неравномерность осадок фундаментов, в этом случае будет равна [11, 48, 69]:

$$\alpha = \frac{E_{\text{ест}}(1 + K_{\text{вест}})}{E_{\text{вод}}(1 - K_{\text{ввод}})}, \quad (47)$$

где $E_{\text{ест}}$ и $E_{\text{вод}}$ — соответственно средние значения модуля деформации лёссовых просадочных грунтов, определенные при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии;

$\nu_{\text{ест}}$ и $\nu_{\text{вод}}$ — соответствующие коэффициенты вариантности модуля деформации просадочных лёссовых грунтов при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии;

K — коэффициент, зависящий от отношения суммарной площади фундаментов ΣF_i к площади здания в плане F и определяемый по формуле

$$K = 1 - \frac{\Sigma F_i}{F} \quad (48)$$

При достаточном количестве штамповых испытаний (более трех), выполненных в местах, которые характеризуются максимальной и минимальной сжимаемостью, коэффициенты вариантности $\nu_{\text{ест}}$ и $\nu_{\text{вод}}$ определяются по формулам:

$$\nu_{\text{ест}} = \frac{E_{\text{ест. макс}} - E_{\text{ест. мин}}}{2E_{\text{ест. ср}}} \quad (49)$$

$$\nu_{\text{вод}} = \frac{E_{\text{вод. макс}} - E_{\text{вод. мин}}}{2E_{\text{вод. ср}}} \quad (50)$$

При отсутствии достаточного количества штамповых испытаний коэффициенты вариантности $\nu_{\text{ест}}$ и $\nu_{\text{вод}}$ допускается определять по результатам компрессионных испытаний с учетом анализа влияния различных факторов на изменчивость сжимаемости лёссовых грунтов.

Анализ кривых зависимости сжимаемости от различных факторов показывает, что изменчивость сжимаемости лёссовых грунтов определяется изменением: влажности грунтов, их плотности, а также возможной неоднородностью состава и погрешностями методики определения модуля деформации грунтов. Каждый из этих факторов в той или иной степени оказывает влияние на изменчивость сжимаемости лёссовых грунтов при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии, так как влажность, плотность и состав

грунтов в пределах застраиваемого участка хотя бы в небольшой степени оказываются переменными. Местное замачивание лёссовых грунтов, как правило, приводит к неравномерному повышению влажности на замоченных участках. Поэтому представляется совершенно очевидной необходимость учета всех этих факторов при определении коэффициентов вариации модуля деформации грунтов в каждом конкретном случае.

В соответствии с изложенным выше и теорией ошибок следует принять коэффициент вариантности модуля деформации лёссового грунта естественной влажности $v_{\text{ест}}$ и в водонасыщенном состоянии $v_{\text{вод}}$ равным:

$$v_{\text{ест. вод}} = \sqrt{v_w^2 + v_\delta^2 + v_n^2}, \quad (51)$$

где v_w — коэффициент вариантности модуля деформации вследствие изменения влажности грунта;

v_δ — то же, вследствие изменения плотности;

v_n — то же, вследствие изменения состава грунта, возможных погрешностей методики определения модуля деформации грунтов.

С учетом выражений (47) и (51) степень изменчивости сжимаемости лёссовых просадочных грунтов α при местном замачивании по данным компрессионных исследований будет равна:

$$\alpha = \frac{E_{\text{ест}} \left(1 + K \sqrt{v_w^2 \text{ест} + v_\delta^2 \text{ест} + v_n^2 \text{ест}} \right)}{E_{\text{вод}} \left(1 - K \sqrt{v_w^2 \text{вод} + v_\delta^2 \text{вод} + v_n^2 \text{вод}} \right)}, \quad (52)$$

где $v_w \text{ест}$, $v_\delta \text{ест}$, $v_n \text{ест}$ — соответствующие значения коэффициентов вариантности при естественной влажности;

$v_w \text{вод}$, $v_\delta \text{вод}$, $v_n \text{вод}$ — то же, в водонасыщенном состоянии.

Известно, что наиболее достоверные результаты по определению модуля деформации грунтов можно получить путем их испытания статическими нагрузками в полевых условиях. Результаты этих исследований и должны использоваться в первую очередь для определения коэффициента вариантности модуля деформации лёссовых грунтов. Однако, к сожалению, исследования в полевых условиях часто вообще не проводятся или делаются в ограниченном объеме

в пределах двух—четырёх испытаний различных разновидностей лёссовых грунтов и использовать их для определения коэффициента вариантности не представляется возможным. В связи с этим важное значение приобретает вопрос использования для определения коэффициента вариантности модуля деформации лёссовых грунтов по результатам лабораторных исследований, которые обычно выполняются в значительно большем объеме на каждой площадке для различных разновидностей грунтов.

Выполненное И. А. Агишевым [2] и О. И. Игнатовой [35] сопоставление модулей деформации песчаных и глинистых грунтов по полевым и лабораторным испытаниям показало, что лабораторные исследования дают заниженные в несколько раз значения. Аналогичная картина наблюдается для лёссовых грунтов. Модуль деформации лёссовых грунтов по полевым исследованиям при естественной влажности и в замоченном состоянии получается обычно в два—восемь раз больше, чем по результатам лабораторных определений.

Что касается оценки равномерности сжимаемости лёссовых грунтов, то данные лабораторных исследований могут дать достаточно удовлетворительные результаты и, следовательно, могут быть использованы для определения коэффициентов вариантности модуля деформации.

Для проверки этого положения воспользуемся результатами испытаний лёссовых грунтов в полевых и лабораторных условиях, выполненных КузбассТИСИС и ЛенТИЗ в г. Ташкенте по рекомендованной НИИ оснований методике.

Испытания различных разновидностей лёссовых грунтов в полевых условиях производились штампами площадью $0,5 \text{ м}^2$ при естественной влажности и параллельно предварительно замоченного грунта до степени влажности $0,8—0,9$. Замачивание грунта продолжалось и в течение всего периода испытания. В дополнение к полевым проводились лабораторные испытания на монолитах, отобранных с отметки заложения штампов по методике двух кривых.

Результаты сопоставления изменчивости сжимаемости лёссовых грунтов по данным исследований в полевых и лабораторных условиях приведены в табл. 5.

Таблица Б

Сравнительные данные сжимаемости лёссовидных супесей Ташкента по результатам исследований в полевых и лабораторных условиях

№ л/п	№ шурфа	Глубина испытаний в м	Уск. т/м ²	σ, %	σ	Полевые испытания				Лабораторные испытания				$m_{ест} = \frac{E''}{E'}$	$m_{вод} = \frac{E''}{E'_{вод}}$	$m_{cp} = \frac{E''}{E'_{cp}}$	$m_a = \frac{a''}{a'}$
						$E'_{ест}$, ксц/см ²	$E'_{вод}$, ксц/см ²	E'_{cp} , ксц/см ²	$a' = \frac{E'}{E'_{ест}}$	$E''_{ест}$, ксц/см ²	$E''_{вод}$, ксц/см ²	E''_{cp} , ксц/см ²	$a'' = \frac{E''}{E''_{ест}}$				
1	1	2	1,45	11	0,32	300	73	186	4,1	135	29	82	4,8	2,2	2,5	2,27	0,86
2	1	5	1,49	20	0,69	575	192	383	3	108	48	78	2,25	5,3	4	4,9	1,31
3	4	4	1,41	13	0,27	370	57	213	6,5	113	23	68	5,1	3,2	2,5	3,13	1,25
4	5	4	1,54	21	0,75	475	310	393	1,56	142	59	100	2,4	3,34	5,25	3,9	0,65
5	6	4	1,59	21	0,84	256	153	210	1,67	55	51	53	1,05	4,67	3	4	1,6
6	7	4	1,45	17	0,53	540	95	318	5,8	82	26	54	3,15	6,7	3,7	6	1,87
7	8	4	1,46	20	0,65	605	172	388	3,5	143	43	93	3,35	4,2	4	4,17	1,04
8	10	4	1,46	16	0,5	480	74	277	6,5	134	17,3	76	7,8	3,6	4,3	3,65	0,83

* Средняя величина $m_a = 1,18$.

Из данных табл. 5 видно, что модули сжимаемости лёссовых грунтов г. Ташкента по данным полевых исследований при естественной влажности получаются в 2,2—6,7 раз больше, чем по результатам лаборатор-

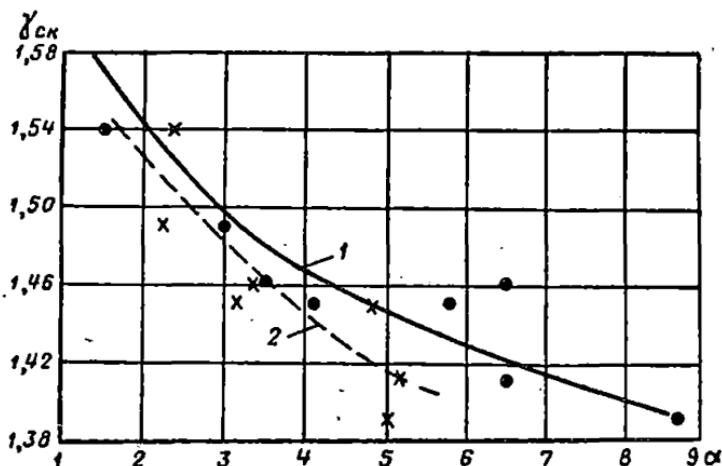
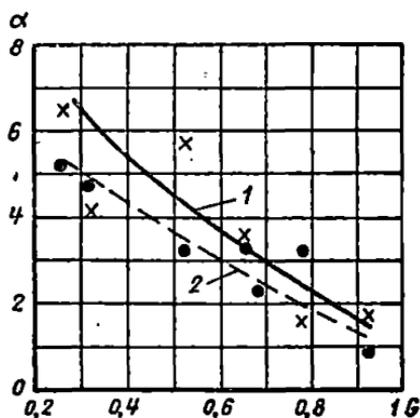


Рис. 41. Зависимость коэффициента α от плотности грунта $\gamma_{ск}$ для лёссовидных суглинков для г. Ташкента

1 — по данным испытаний грунтов штампами; 2 — по данным компрессионных исследований

Рис. 42. Зависимость коэффициента α от степени влажности лёссовидных суглинков для г. Ташкента

1 — по данным испытания грунтов штампами; 2 — по данным компрессионных испытаний



ных испытаний, а при водонасыщении грунтов — в 2,5—5,2 раза.

Степень изменчивости сжимаемости лёссовых грунтов, представляющая в данном случае отношение модуля сжимаемости при естественной влажности к модулю сжимаемости в водонасыщенном состоянии, зависит от плотности и степени влажности грунта в естественном состоянии (рис. 41 и 42). Характер

этой зависимости по данным полевых и лабораторных испытаний имеет практически один и тот же вид.

Сопоставление степени изменчивости сжимаемости грунтов по данным полевых испытаний и компрессионных исследований (см. табл. 5) показывает, что $m_{ср}$ изменяется от 0,65 до 1,87 (в среднем 1,18).

На основе этого можно отметить, что для практических целей с небольшой погрешностью оценку степени изменчивости сжимаемости лёссовых грунтов при их увлажнении вполне допустимо определять по результатам компрессионных испытаний.

Приведенные выше характеристики изменчивости сжимаемости лёссовых грунтов при замачивании должны определяться в процессе проведения инженерно-геологических исследований грунтов. Во всех случаях предпочтение следует отдавать полевым исследованиям грунтов штампами и лишь при невозможности их выполнения ограничиваться только лабораторными исследованиями.

В целях получения всех необходимых данных по изменчивости сжимаемости лёссовых грунтов без чрезмерного увеличения объема выполняемых работ полевые и лабораторные исследования проводятся по описанным выше комбинированным методам.

Б. Изменчивость сжимаемости уплотненных лёссовых грунтов

В соответствии с изложенным выше изменчивость сжимаемости уплотненных лёссовых грунтов определяется:

а) возможной неоднородностью состава грунта и некоторыми расхождениями результатов, получаемых при принятой методике испытаний — v_n ;

б) изменением плотности грунта в пределах уплотненного массива — v_d ;

в) переменной влажностью грунта как в процессе его уплотнения, так и главным образом при возможном в последующем увлажнении — v_w .

Для изучения влияния каждого из этих факторов на изменчивость сжимаемости уплотненных лёссовых грунтов, а также для определения величин коэффициентов вариантности в качестве примера рассматриваются результаты лабораторных исследований

в компрессионных приборах уплотненных лёссовидных супесей г. Душанбе и Запорожья при четырех различных значениях влажности и четырех-пяти значениях плотности, выполненных с четырехкратной повторностью.

Анализ результатов приводит к следующим основным положениям.

Таблица 6

Значение коэффициентов вариантности сжимаемости уплотненных лёссовых супесей г. Душанбе при различных их влажностях и плотностях

Плотность $\gamma_{ск}$ в $г/см^3$	Давление на грунт p в $кгс/см^2$	Значения коэффициентов вариантности v при влажности w в %			
		8	12	16	20
1,45	2	10,9—18,3	19,2—21	24,7—26,2	17,3—20,5
	3	9,1	23,1	23,9	13,7
1,55	2	8,8—15,6	12,6—14,5	14,1—21,1	12,8—17,5
	3	5,2	14,5	11	10,7
1,65	2	22,2—29,7	—	24,9—38,3	2,5—5,3
	3	18,8	—	16,4	1
1,7	2	—	14—25,3	—	4—5,9
	3	—	9,5	—	2,3
1,75	2	9,7—12,5	—	7,1—7,4	—
	3	10,7	—	6	—
1,8	2	—	19,7—24,7	17,4—21,9	—
	3	—	17,6	16	—

1. Коэффициенты вариантности сжимаемости уплотненных лёссовых грунтов вследствие возможного неоднородного состава грунта по данным четырех параллельных испытаний изменяются от 1 до 24,9% (табл. 6). При этом среднее значение коэффициента вариантности сжимаемости v_n при $\gamma_{ск} = 1,55 \div 1,85$ $г/см^3$ составляет: при $p = 3$ $кгс/см^2$

$v_n = 0,1$; при $p = 2 \text{ кгс/см}^2$ $v_n = 0,13$; при $p = 1 \text{ кгс/см}^2$ $v_n = 0,19$.

Эти данные показывают, что имеется зависимость коэффициента вариации v_n от нагрузки на грунт, характеризующаяся тем, что с увеличением давления на грунт величина коэффициента вариации уменьшается. При увеличении давления с 1 до 3 кгс/см^2 коэффициент вариации уменьшается в среднем в 1,9 раза.

Величины коэффициентов вариации v_n для лёссовидных супесей гг. Душанбе и Запорожья оказываются практически одинаковыми.

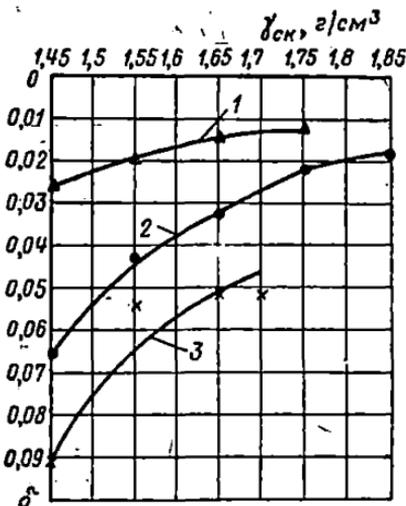


Рис. 43. Зависимость относительного сжатия от плотности уплотненных супесей гг. Душанбе (при $p = 3 \text{ кгс/см}^2$)
1 — при $w = 8\%$; 2 — при $w = 16\%$; 3 — при $w = 20\%$

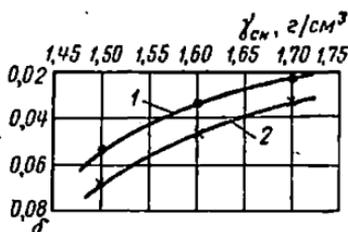


Рис. 44. Зависимость относительного сжатия от плотности уплотненных супесей гг. Запорожья (при $p = 3 \text{ кгс/см}^2$)
1 — при $w = 14\%$; 2 — при $w = 17,5\%$

По данным проведенных исследований величину коэффициента вариации v_n при изменении давления от 1 до 3 кгс/см^2 можно принять равной 0,15.

2. Зависимость сжимаемости уплотненных лёссовых грунтов от плотности в интервале ее изменения от 1,55 до 1,85 г/см^3 при постоянной влажности (рис. 43 и 44) практически может быть принята прямой линией.

Сопоставление сжимаемости уплотненных лёссовидных супесей гг. Душанбе и Запорожья при одних и тех же влажностях и плотностях указывает на почти полное их совпадение (см. табл. 6). Расхождение результатов не превышает 5—15%.

В соответствии с полученными данными и возможными пределами изменения плотности уплотненного грунта величина коэффициента вариантности v_{δ} , имеющая место вследствие изменения плотности при давлении на грунт 2—3 кгс/см², получается равной:

при уплотнении грунтов тяжелыми трамбовками, когда плотность их может изменяться до 0,1 г/см³ (разность между квартильными значениями) $v_{\delta}^T = 0,15$;

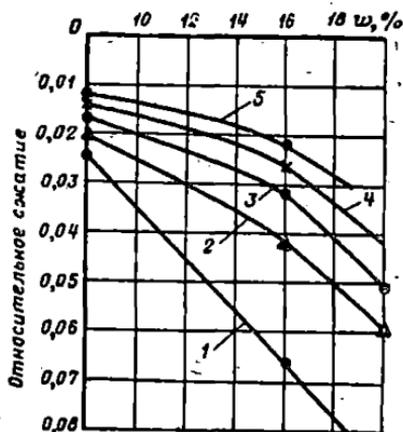


Рис. 45. Зависимость относительного сжатия от влажности уплотненной супеси г. Душанбе (при $p = 3$ кгс/см²)

1 — при $\gamma_{ск} = 1,45$ г/см³; 2 — при $\gamma_{ск} = 1,55$ г/см³; 3 — при $\gamma_{ск} = 1,65$ г/см³; 4 — при $\gamma_{ск} = 1,7$ г/см³; 5 — при $\gamma_{ск} = 1,75$ г/см³

при устройстве грунтовых подушек и уплотнении катками в условиях изменения плотности до 0,05—0,1 г/см³ $v_{\delta}^T = 0,1$;

при уплотнении грунтовыми сваями и изменении плотности до 0,15 г/см³ $v_{\delta}^T = 0,2$.

3. Зависимость сжимаемости уплотненных лёссовых грунтов от влажности в интервале ее изменения от 8 до 20% при постоянной плотности также с небольшими допущениями может быть принята прямолинейной (рис. 45).

Учитывая, что в процессе уплотнения влажность лёссовых грунтов на одних и тех же или близких по залеганию горизонтах обычно изменяется в пределах до 5—8% и после уплотнения происходит ее частичное выравнивание, возможное колебание влажности уплотненного грунта от среднего значения можно принять равным $\pm 3\%$ (по абсолютному значению).

Возможное увлажнение уплотненного лёссового грунта приводит к повышению его степени влажности до 0,8—0,9. Для лёссовых грунтов, уплотненных до

плотности 1,6—1,75 г/см³, это будет соответствовать увеличению средней влажности около 5%. Исходя из этого, по данным исследований (см. рис. 45) коэффициент вариантности v_w сжимаемости уплотненных лёссовых грунтов вследствие изменения влажности равен:

при снижении влажности против среднего значения $v_w = 0,15$;

при повышении влажности в результате замачивания $2v_w = 0,3$.

В соответствии с изложенным выше степень изменчивости сжимаемости основания $\alpha_{уп}$ на уплотненных лёссовых грунтах будет равна:

$$\alpha_{уп} = \frac{1 + K \sqrt{v_n^2 + v_\delta^2 + v_w^2}}{1 - K \sqrt{v_n^2 + v_\delta^2 + 2v_w^2}} \quad (53)$$

Полученные значения коэффициентов вариантности уплотненных лёссовидных грунтов могут быть использованы как справочный материал для ориентировочной оценки изменчивости сжимаемости $\alpha_{уп}$ уплотненных грунтов. Используя их в табл. 7, приведены подсчитанные значения $\alpha_{уп}$ по формуле (53).

Таблица 7

Значения коэффициента изменчивости сжимаемости $\alpha_{уп}$ и среднего значения модуля деформации $E_{ср}$ для уплотненных лёссовых грунтов

Вид уплотнения грунта	$\alpha_{уп}$	$E_{ср}$, кс/см ²
Устройство грунтовой подушки . . .	1,4—1,6	250—150
Уплотнение тяжелыми трамбовками . . .	1,5—1,7	200—150
Уплотнение грунтовыми сваями . . .	1,5—1,8	200—150

В. Расчетные схемы деформации лёссовых грунтов I типа

Расчет дополнительных усилий, возникающих в конструкциях зданий и сооружений вследствие просадки лёссовых грунтов в пределах деформируемой зоны, предлагается определять в зависимости от изменения жесткостной характеристики основания C .

Анализ рассмотренных выше особенностей распространения воды в толщах лёссовых грунтов и характера деформации их под нагрузкой при замачивании позволяет наметить следующие две основные расчетные схемы изменения жесткостной характеристики основания под зданием: 1) замачивание грунта на некоторой площади под серединой здания или отсека,

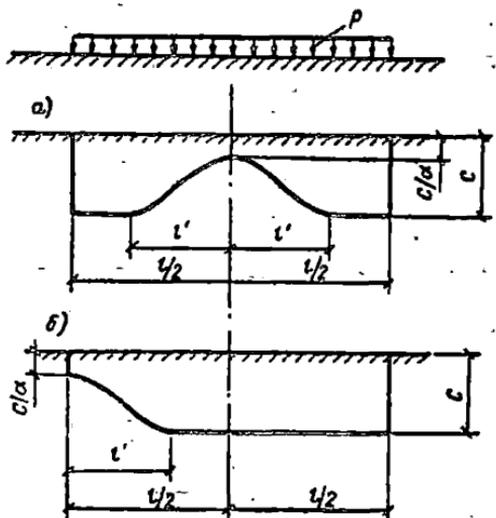


Рис. 46. Расчетные схемы изменения жесткостной характеристики основания при местном замачивании лёссовых грунтов I типа

отрезанного осадочным швом (рис. 46, а); 2) замачивание грунта у торца здания (рис. 46, б).

Кроме этих двух расчетных схем возможны и другие, отражающие различное расположение источника замачивания по отношению к зданию, ширину замачиваемой площади и т. п., которые, как правило, занимают промежуточное положение между приведенными на рис. 46.

Исследованиями А. В. Вронского и В. И. Лишака для неравномерно сжимаемых грунтов доказано, что наибольшие усилия в конструкциях зданий возникают при изменении жесткостной характеристики у торца и под серединой здания. По аналогии с неравномерно сжимаемыми грунтами для просадочных грунтов I типа принимаются также две основные расчетные схемы, приведенные на рис. 46.

Минимальная длина участка l' , на котором происходит изменение жесткостной характеристики от C до C/α , принимается с учетом распространения увлажнения по формуле (42).

При наличии водоупора или уровня грунтовых вод на глубине более чем $2h$, а также при возможном источнике замачивания большой ширины длина участка l' принимается равной $l/2$.

Изменение жесткостной характеристики основания C_x на участке длиной l' по аналогии с неравномерно сжимаемыми грунтами по косинусоиде от C/α до C и от C до C/α ($\alpha > 1$) принимается равным:

$$C_x = \frac{C}{\alpha} + \frac{l'}{2} \left(1 - \frac{1}{\alpha}\right) \left(1 - \cos \frac{\pi x}{l'}\right). \quad (54)$$

Жесткостная характеристика основания C при замачивании просадочных грунтов в центре и у торца здания или отсека приближенно вычисляется по формулам:

$$C^a = \frac{C_{cp} l'}{l - \frac{1}{2} l' \left(1 - \frac{1}{\alpha}\right)}; \quad (55)$$

$$C^b = \frac{C_{cp} l'}{l - l' \left(1 - \frac{1}{\alpha}\right)}. \quad (56)$$

В связи с тем что местное замачивание лёссовых грунтов в основании зданий и сооружений может происходить в период как строительства, так и эксплуатации, среднюю жесткостную характеристику основания C_{cp} рекомендуется определять для наиболее общего случая, когда на основание полностью передается нагрузка от здания.

Для зданий с продольными и поперечными равномерно расположенными несущими стенами, возводимыми на ленточных или сплошных плитных фундаментах, C_{cp} определяется по формуле

$$C_{cp} = p/\Delta_{cp}, \quad (57)$$

где p — приведенная погонная нагрузка на стену или балку в кгс/см^2 ;

$\Delta_{\text{ср}}$ — средняя суммарная величина осадки и просадки фундамента в *см*, равная в зависимости от полной осадки $S_{\text{ос}}$ и просадки $S_{\text{пр}}$:

$$\Delta_{\text{ср}}^{\text{а}} = \frac{lS_{\text{ос}} + 0,5l'S_{\text{пр}}}{l}; \quad (58)$$

$$\Delta_{\text{ср}}^{\text{б}} = \frac{lS_{\text{ос}} + l'S_{\text{пр}}}{l}. \quad (59)$$

Для зданий с поперечными несущими стенами при неравномерном их распределении по площади здания или отсека $C_{\text{ср}}$ определяется по формуле

$$C_{\text{ср}} = p \frac{\sum F_i}{\sum \Delta_i F_i}, \quad (60)$$

где F_i — площадь фундамента i стены в см^2 ;
 Δ_i — суммарная величина осадки и просадки фундамента в см , которая на длине l изменяется обратно пропорционально жесткостной характеристике.

Для каркасных зданий, возводимых на столбчатых фундаментах, жесткостная характеристика под каждым фундаментом $C_{\text{ср}} = C_i$ принимается равной:

$$C_i = P_i / \Delta_i. \quad (61)$$

Определение усилий в конструкциях зданий и сооружений при местном замачивании просадочных лёссовых грунтов по приведенным выше расчетным схемам производится по аналогии с методами, изложенными в указаниях [69, 70], статьях [11, 12, 37, 48, 78, 79], или другими достаточно простыми, точными и обоснованными методами.

2. Расчетные схемы деформации лёссовых грунтов II типа при просадке их от собственного веса

Замачивание лёссовых грунтов в основании зданий и сооружений является случайным фактором. Источник замачивания может иметь различное расположение по отношению к зданию. В связи с этим определение фактической расчетной схемы деформации грунтов для каждого частного случая может быть сделано только при наличии одного конкретного источника

замачивания, приводящего к образованию замоченной зоны известной формы и размеров. В остальных случаях чрезвычайно сложно заранее установить форму и размеры увлажненной зоны и расположение ее по отношению к проектируемому зданию. Поэтому на данном этапе представляется целесообразным разработать расчетные схемы деформации просадочных грунтов II типа, которые бы соответствовали, с одной стороны, наиболее неблагоприятному расположению источника замачивания по отношению к зданию, а с другой — характеру деформации лёссовых грунтов при просадке от собственного веса с учетом их физико-механических характеристик. Эта задача пока что может быть рассмотрена лишь с некоторыми допущениями, так как трудно учесть все факторы, влияющие на характер и неравномерность проявления просадки грунтов от собственного веса и неизбежную часто значительную вариантность значений основных расчетных характеристик просадочных грунтов.

В целях упрощения решения поставленной задачи применим принцип независимости действия сил, т. е. полную возможную величину просадки фундамента в каждой точке на лёссовых грунтах II типа разделим на просадки от нагрузки фундамента и от собственного веса грунта, а при уплотнении лёссовых просадочных грунтов в пределах деформируемой зоны — на деформацию основания от нагрузки фундаментов в сжимаемой зоне и просадку от собственного веса грунта. В соответствии с этим можно рассматривать отдельно расчетные схемы деформации грунта в основании от нагрузки фундаментов и при просадке от собственного веса грунта.

Необходимо отметить, что прием независимых расчетов просадок на площадках со II типом грунтовых условий заложен в СНиП II-Б.2-62 [67], а применительно к расчету зданий на прочность высказан ранее в ряде опубликованных работ [13 и др.].

А. О механизме процесса просадки грунта от собственного веса

Взаимодействие конструкции зданий с грунтом основания в случае просадки его от собственного веса и деформации основания вследствие сжатия нижних

слоев, залегающих, как правило, ниже границы сжимаемой зоны; происходит иначе, чем при просадке грунта от нагрузки фундамента. В последнем случае просадка ленточного фундамента происходит только от его нагрузки и сопровождается неизбежной врезкой фундамента в слои грунта, залегающие непосредственно под подошвой фундамента. При этом величиной врезки фундамента в грунт на незамоченных участках определяется возможная величина просадки по центру замачиваемой площадки.

Для выявления факторов, влияющих на взаимодействие конструкций зданий с грунтом основания при просадке его от собственного веса, рассмотрим изменение основных физико-механических характеристик и напряженного состояния при замачивании лёссовых грунтов на площади небольшой ширины, т. е. для случая, наиболее часто встречающегося при строительстве и эксплуатации гражданских и промышленных зданий.

В пределах принятого контура увлажненной зоны (рис. 47, а) влажность грунта переменная и изменяется от максимальной, обычно равной 0,8—0,95 от полной влагоемкости w_n , до влажности, близкой к естественной.

На некоторой глубине z можно принять следующий характер изменения влажности (рис. 47, б): а) непосредственно под замачиваемой площадью по длине, равной или несколько превышающей ширину ее, влажность грунта постоянна и равна максимальной влажности w_n ; б) за пределами этого участка влажность грунта уменьшается от w_n до естественной $w_{ест}$.

В соответствии с изменением влажности в пределах увлажненной зоны изменяются прочностные и деформативные характеристики лёссовых грунтов (рис. 47, в—д).

Изменением основных физико-механических характеристик лёссовых грунтов в пределах увлажненной зоны определяется характер напряженного состояния грунта. В первоначальный период замачивания, когда просадка лёссового грунта отсутствует, распределение вертикальных сжимающих напряжений на некоторой глубине z может быть принято в соответствии с данными рис. 47, е. Согласно ему в пределах средней части увлажненной зоны вертикальные напряжения без учета гидродинамических сил равны: $\sigma_z = \gamma_{вод} z$

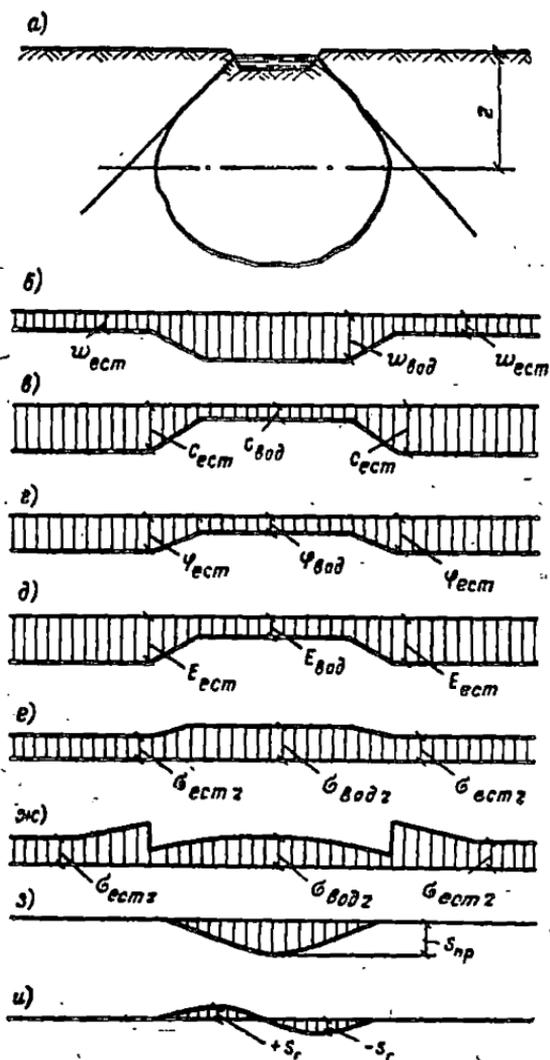


Рис. 47. Характер изменения основных физико-механических характеристик лёссовых грунтов и напряженного состояния при замачивании

а — контур увлажненной зоны; б — характер изменения влажности грунта w на глубине z ; в — то же, сцепления грунта C ; г — то же, угла внутреннего трения грунта φ ; д — то же, модуля деформации E ; е — то же, вертикальных напряжений σ_z до начала появления просадки грунта; ж — то же, вертикальных напряжений σ_z в процессе просадки; з — то же, вертикальных перемещений $s_{пр}$ (просадки поверхности грунта); и — то же, горизонтальных перемещений поверхности грунта при просадке s_r .

($\gamma_{\text{вод}}$ — плотность грунта в водонасыщенном состоянии). Величина напряжений $\sigma_{\text{ест } z}$ в средней части по сравнению с неувлажненной зоной $\sigma_{\text{ест } z}$ должна быть несколько больше за счет повышения влажности и тем самым плотности грунта в этой части.

В дальнейшем, с момента появления просадки грунта, характер распределения вертикальных напряжений должен изменяться. Это происходит вследствие того, что в процессе просадки массив грунта, расположенный в пределах увлажненной зоны и под ней, перемещается, а окружающий увлажненную зону грунт, имеющий естественную влажность и в связи с этим высокие прочностные характеристики и малую сжимаемость, практически остается в покое. В этих условиях относительно смещению увлажненного массива грунта будут противодействовать (оказывать тормозящее влияние) силы сцепления и трения как в самом увлажненном массиве, так и, главным образом, в областях изменения влажности от $w_{\text{ест}}$ до w_{II} и на контакте, отделяющем смещающуюся часть массива от той, которая остается в покое. Так как силы сцепления и трения грунта стремятся удержать смещающуюся часть массива в первоначальном положении, они снижают внутреннее давление в этой части и повышают его в окружающей увлажненную зону массива грунта. Вследствие этого происходит перераспределение вертикальных напряжений от собственного веса, и эпюра напряжений будет иметь вид, близкий к приведенному на рис. 47, ж.

Перераспределение напряжений в замоченной толще лёссовых грунтов при просадке их от собственного веса вследствие тормозящего влияния сил сцепления и трения можно отождествлять с арочным эффектом, что и было сделано в работе А. А. Мустафаева [54].

Необходимо отметить, что величина вертикальных перемещений — просадка различных точек поверхности грунта — будет зависеть как от изменения влажности в пределах увлажненной зоны, так и от характера эпюры вертикальных напряжений. Известно, что возможная величина просадки грунта при прочих равных условиях зависит от конечной степени его увлажнения. Это означает, что в пределах средней части, где влажность грунта близка к максимальной

источника замачивания образуется просадочная трещина.

В начальный период клин грунта ABC поворачивается относительно некоторой точки в сторону источника замачивания и просадочная трещина увеличивается только по ширине. Затем происходит осадка клина, и в просадочной трещине образуется перепад по высоте.

Отклонившийся клин грунта естественной влажности в процессе просадки увлажненного грунта и развития просадочной трещины по некоторой плоскости BC , условно представляющей собой границу перехода грунта с естественной влажностью в увлажненную зону, своим весом оказывает давление на увлажненный грунт, которое направлено перпендикулярно указанной плоскости. Это давление может быть разложено на две составляющие: вертикальную, увеличивающую просадку грунта, и горизонтальную, приводящую к уплотнению грунта в горизонтальном направлении и тем самым горизонтальным перемещениям поверхности.

По мере увеличения размеров увлажненной зоны вследствие распространения воды вниз и в стороны над ней образуется новая призма неувлажненного грунта A_1ABV_1 (см. рис. 48). При увеличении ширины ее A_1A до определенной величины она потеряет устойчивость, и по аналогии с описанным выше по A_1V_1 образуется новая просадочная трещина. Отколовшийся новый массив грунта вместе с клином ABC по плоскости V_1C своим весом будет оказывать дополнительное давление на увлажненный грунт, которое приводит к увеличению вертикальных и горизонтальных перемещений.

Подобный процесс образования просадочных трещин и появления новых отколовшихся призм грунта естественной влажности по мере увеличения размеров увлажненной зоны продолжается до определенного времени, т. е. до тех пор, пока не будет увлажнена вся просадочная толща.

Рассмотренный механизм образования просадочных трещин и горизонтальных перемещений позволяет отметить, что зона горизонтального уплотнения должна располагаться в увлажненном грунте, а зона горизонтального разуплотнения — в массиве грунта

естественной влажности, расположенном над увлажненной зоной. Граница этих зон должна располагаться между краем источника замачивания и первой просадочной трещиной, т. е. на участке AC . В дальнейшем с увеличением увлажненной зоны она может переместиться на участок AA_1 или A_1A_2 и т. д.

При наличии даже небольшой внешней нагрузки призмы обрушения могут образовываться в пределах всей зоны горизонтального разуплотнения грунта, находящейся в растянутом состоянии, или всей зоны просадки грунта. Так как образовавшиеся призмы грунта естественной влажности имеют модуль деформации в 5—10 раз больший, чем модуль деформации нижерасположенного водонасыщенного грунта в пределах увлажненной зоны, их можно рассматривать условно как продолжение фундаментов. В этом случае взаимодействие конструкций зданий, расположенных над увлажненной зоной, с грунтом основания будет происходить через эти призмы грунта естественной влажности и жесткостная характеристика основания будет определяться модулем деформации водонасыщенного лёссового просадочного грунта, находящегося ниже призм обрушения. На другой части здания, расположенной за пределами зоны просадки, врезка фундаментов будет происходить в грунт, находящийся в состоянии естественной влажности и залегающий непосредственно под подошвой фундаментов. Жесткостная характеристика основания на этой части основания будет определяться модулем деформации лёссового грунта верхнего слоя при естественной влажности с учетом перераспределения реактивных давлений.

Б. Расчетные схемы деформации грунта при просадке от собственного веса

При расчете зданий на неравномерную просадку грунта от собственного веса предлагается исходить из двух основных вариантов деформации грунтов в основании зданий с учетом расположения их на кривой просадки грунта, при которых может наблюдаться различная и наибольшая по неравномерности деформативность основания (рис. 49).

Вариант I — односторонняя консоль, соответствующая случаю расположения здания частично на лёссовом

вом грунте естественной влажности и частично на начальном участке кривой просадки грунта. При таком расположении здание работает как консоль с изгибом в сторону источника замачивания.

Вариант II — провисание, соответствующее случаю расположения здания по центру кривой просадки грунта от собственного веса, на которой отсутствует прямолинейный участок просадки грунта. В этом случае происходит также изгиб здания, но в обратную сторону.

По варианту I расположения и изгиба здания рассчитывается прочность и необходимое армирование

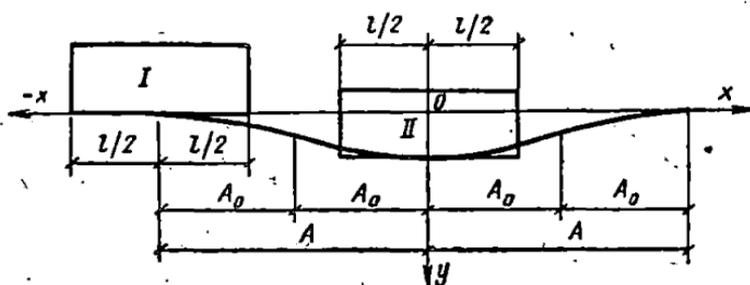


Рис. 49. Основные расчетные варианты расположения зданий или их отсеков на кривой просадки поверхности грунта

его в верхней части, а по варианту II — в нижней части.

Расчетная схема деформации основания при просадке грунта от его собственного веса в соответствии с приведенными на рис. 49 вариантами принимается следующей.

1. В пределах части или всего здания основание его искривляется по некоторой кривой, описываемой условным радиусом кривизны $R_{усл}$ равным:

$$R_{усл} = \frac{A^2}{2S_{пр}} \quad (62)$$

Выполненные КиевЗНИИЭП (И. А. Розенфельд и А. С. Вайнберг) сопоставления показали, что при расчете дополнительных усилий в зданиях от неравномерных просадок переход от косинусоиды к условному радиусу кривизны не приводит к большим погрешностям.

Условный радиус кривизны $R_{\text{усл}}$, как видно из формулы (62), зависит от двух величин; возможной величины просадки $S_{\text{пр}}$ в центре замачиваемой площади и длины криволинейного участка распространения просадки грунта A (рис. 50). С увеличением значения A условный радиус кривизны увеличивается, а с возрастанием значения $S_{\text{пр}}$ — уменьшается.

2. Жесткостная характеристика грунта C в пределах расположения здания переменная и определяется изменением влажности грунта и просадки поверхности. В соответствии с рассмотренным выше

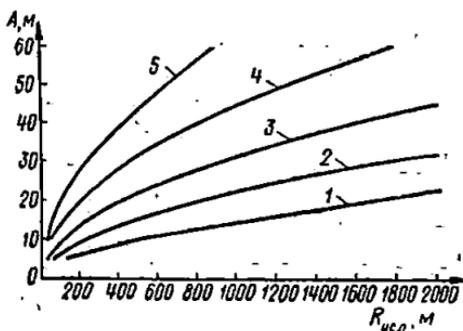


Рис. 50. Зависимость условного радиуса кривизны $R_{\text{усл}}$ от длины криволинейного участка распространения просадки грунта A при величинах просадок поверхности от собственного веса

1 — 10 см; 2 — 25 см; 3 — 50 см; 4 — 100 см; 5 — 200 см

механизмом процесса просадки грунта от собственного веса при расчете зданий на просадочных грунтах II типа вычисление жесткостной характеристики основания производится с учетом следующих положений.

Под частью здания, расположенной за пределами увлажненной зоны, врезка фундаментов происходит в грунт естественной влажности, залегающий непосредственно под подошвой фундаментов. Жесткостная характеристика грунта на этом участке вычисляется по формуле (60).

Под частью здания, расположенной над увлажненной зоной, вследствие горизонтальных и вертикальных перемещений в грунте образуются призмы обрушения (см. рис. 48). Так как образовавшиеся призмы грунта естественной влажности имеют модуль деформации в 5—10 раз больший, чем модуль деформации нижерасположенного водонасыщенного просадочного грунта, то эти призмы рассматриваются как продолжение фундаментов. Поэтому жесткостная характеристика в пределах увлажненной части основа-

ния определяется модулем деформации водонасыщенного просадочного грунта, находящегося ниже призмы обрушения, т. е. принимается равной:

$$C_{\text{вод}} = C m_c, \quad (63)$$

где m_c — коэффициент, учитывающий снижение жесткостной характеристики основания в результате замачивания просадочного грунта.

Величина коэффициента m_c зависит от многих факторов и в общем случае может быть вычислена по формуле

$$m_c = \frac{S_{\text{ос. ср}} h_{\text{с. в}}}{S_{\text{ос. ср}} h_{\text{с. в}} + S_{\text{пр}} h_{\text{ак}}}, \quad (64)$$

где $S_{\text{ос. ср}}$ — средняя осадка здания от его нагрузки, передаваемой на грунт, определяется по СНиП II-Б.1-62;

$S_{\text{пр}}$ — расчетная просадка грунта от собственного веса посередине замачиваемой площади, определяемая далее по формуле (66);

$h_{\text{с. в}}$ — толщина слоя грунта, в пределах которого происходит просадка его от собственного веса;

$h_{\text{ак}}$ — толщина сжимаемой зоны от нагрузки фундамента, определяемая по СНиП II-Б.1-62.

Изменение жесткостной характеристики основания под зданием от $C_{\text{вод}}$ до C происходит по тому же закону, что и просадки грунта, т. е. по косинусоиде. Однако для практических расчетов с некоторым приближением можно принять изменение жесткостных характеристик основания по прямым линиям.

В. Расчетные значения основных параметров просадки грунта от собственного веса

При возведении гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений на просадочных грунтах обычно применяются водозащитные мероприятия, которые должны исключить замачивание просадочных грунтов в основании. Несмотря на это, замачивание лёссовых грунтов по различным причинам происходит и приводит к просадкам фундаментов

не только от их нагрузки, но и от собственного веса грунта. Анализ опыта эксплуатации зданий и сооружений на просадочных грунтах показывает, что при применении водозащитных мероприятий может происходить только местное замачивание и в пределах не всей, а лишь части просадочной толщи. Вследствие этого фактические просадки фундаментов зданий оказываются значительно меньшими максимально возможных величин, получаемых по расчету. В данном случае не рассматриваются те сравнительно редкие и исключительные случаи, когда из-за отсутствия водозащитных мероприятий и длительного действия источника замачивания, поступления обильного количества воды в грунт или под влиянием других особых факторов происходит полное промачивание лёссовых грунтов и полная их просадка от собственного веса.

Кроме того, возможность полного промачивания лёссовых грунтов на всю величину просадочной толщи наряду с применением водозащитных мероприятий определяется и характером технологического процесса возводимого здания, а точнее объемом потребляемой воды. Достаточно обильное замачивание грунтов в основании можно ожидать лишь при возведении зданий и сооружений с мокрым технологическим процессом и большим потреблением воды.

На возможность проявления просадки грунтов оказывает влияние и характер эксплуатации зданий и сооружений. При нормальной эксплуатации их первые деформации в зданиях и сооружениях в виде повышенных осадок отдельных фундаментов, раскрытия осадочных швов, небольших трещин в стенах, увеличения уклонов подкрановых путей и т. п. являются сигналом замачивания просадочных грунтов в основании, после чего устанавливается источник замачивания и принимаются неотложные меры по ликвидации его действия. Своевременное прекращение поступления воды в грунт приводит к сравнительно быстрой стабилизации просадки, в результате чего фактическая просадка оказывается значительно меньше возможной в данных условиях.

Исходя из вышеизложенного расчет зданий на просадку грунта от собственного веса на площадках со II типом грунтовых условий должен производиться

не на максимальные величины просадок и их неравномерности, а на те, которые могут быть в действительности с учетом местных грунтовых условий и технологического процесса, связанного с потреблением воды в зданиях. Это показывает, что для расчетных схем, приведенных на рис. 49, должны приниматься не максимальные значения основных параметров, а их расчетные значения.

Как отмечалось выше, основными параметрами, определяющими характер и степень неравномерности просадки поверхности грунта, являются: а) величина просадочной толщи H или глубина замачивания просадочных грунтов; б) возможная величина просадки $S_{пр}^в$ в центре замачиваемой площади; в) размер горизонтального участка просадки грунта b и ширина замачиваемой площади B ; г) величина распространения просадки грунта в плане $2A$, определяемая шириной замачиваемой площади B и величиной распространения просадки грунта в стороны от замачиваемой площади L .

Расчетная величина замачивания толщи лёссовых грунтов H_p , при которой происходят просадки от собственного веса (величина просадки может достигнуть существенных величин до момента ликвидации источников замачивания), определяется следующими факторами: величиной просадочной толщи H , глубиной $h_{г}$, с которой происходит просадка грунта от собственного веса, характером технологического процесса, связанного с потреблением воды, а также глубиной расположения возможных источников замачивания, что учесть пока что для всех случаев не представляется возможным.

С учетом характера технологического процесса все здания и сооружения целесообразно разделить на две группы:

первая группа — здания и сооружения с мокрым технологическим процессом, потребляющие большое количество воды (бани, прачечные, бассейны, промышленные сооружения с мокрым процессом и т. п.);

вторая группа — здания и сооружения, не имеющие мокрого процесса, оборудованные водопроводом и канализацией (современные жилые, общественные, а также сельскохозяйственные здания, промышленные

здания и сооружения без мокрого технологического процесса и т. п.).

Расчетную величину замачивания H_p просадочных грунтов предлагается принимать равной:

$$H_p = h_n + (H - h_n) m_p, \quad (65)$$

где m_p — коэффициент вероятности полного промачивания нижней части просадочной толщи, принимаемый равным для первой группы зданий 0,7 и для второй группы 0,5.

Расчетная ширина замачиваемой площади B_p в целях получения полной величины просадки посередине замачиваемой площади и исключения влияния на просадки ширины замачиваемой площади в соответствии с рис. 38 принимается равной $B_p = H_p$. При этом горизонтальный участок просадки грунта будет отсутствовать, т. е. $b = 0$.

Расчетную величину возможной просадки $S_{пр}^p$ в центре замачиваемой площади предлагается принимать равной:

$$S_{пр}^p = m_s S_{пр}^{\max} = m_s \sum_{h_n}^{H_p} \delta_{пр} i h_i m_c b, \quad (66)$$

где m_s — коэффициент вероятности полного проявления просадки грунта вследствие возможного недостаточного повышения влажности, принимаемый равным для первой группы зданий 0,9, а для второй группы — 0,8.

Суммирование по формуле (66) производится начиная с глубины h_n , с которой происходит просадка грунта от собственного веса; и до нижней границы расчетной глубины замачивания, т. е. в пределах глубины $H_p - h_n$.

Расчетная величина распространения просадки по поверхности грунта в плане от оси источника замачивания A_p в соответствии с изложенным выше будет

$$A_p = 0,5 H_p + \sum_0^{H_p} h_i \operatorname{tg} \beta_i \eta_i. \quad (67)$$

Расчет зданий и сооружений на возможные просадки лёссовых грунтов на площадках со II типом грунтовых условий производится по предложенным расчетным схемам деформации оснований с исполь-

зованием расчетных значений основных параметров в соответствии с принципом независимости действия сил, т. е. отдельно определяются усилия, возникающие вследствие просадки грунта от нагрузки фундаментов и от собственного веса. После этого полученные результаты складываются с соответствующими знаками. При этом могут быть следующие сочетания деформативных воздействий на здания.

1. Просадка от нагрузки фундаментов отсутствует (вследствие уплотнения лёссового грунта в пределах деформируемой зоны или снижения давления до величины менее начального давления) и возможна только просадка от собственного веса грунта. В этом случае здание рассчитывается на возможные неравномерные осадки от нагрузки фундаментов и на просадку от собственного веса грунта.

2. Возможна просадка от нагрузки фундамента в пределах деформируемой зоны и от собственного веса грунта. Расчет зданий в этих условиях должен выполняться на просадки грунта от нагрузки фундаментов и от собственного веса грунта.

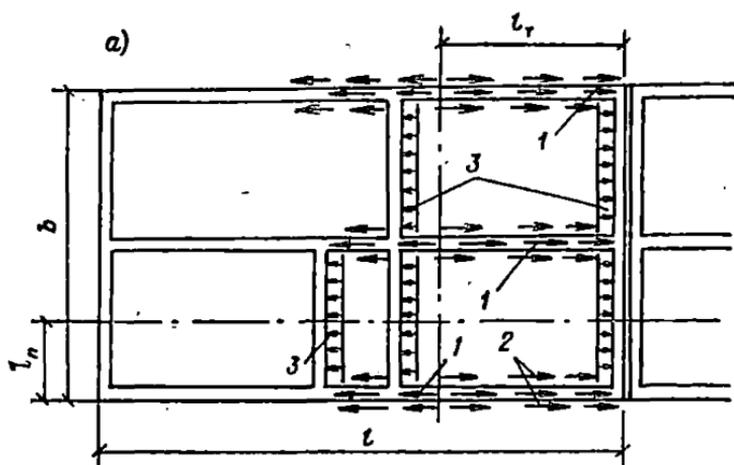
3. Просадка грунта полностью устранена путем применения методов уплотнения, закрепления, прорезки лёссовых грунтов. В этих случаях конструкции зданий проверяются только на возможную неравномерность сжимаемости уплотненных или подстилающих глубокие фундаменты грунтов.

Глава VII

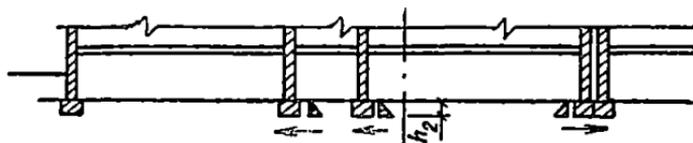
РАСЧЕТ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ПОВЕРХНОСТИ ГРУНТА

1. РАСЧЕТ УСИЛИЙ, ПЕРЕДАЮЩИХСЯ НА ЗДАНИЯ ПРИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЯХ

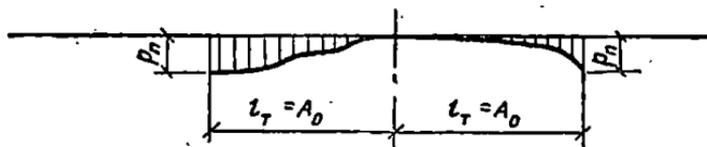
Горизонтальные перемещения, возникающие в основании зданий и сооружений при просадке лёссовых грунтов от собственного веса, передаются на здания благодаря наличию сил трения и сцепления между



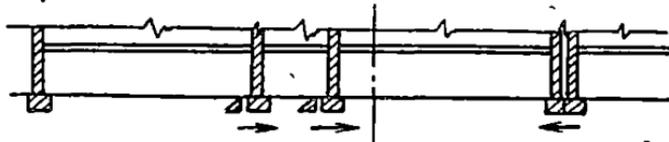
b)



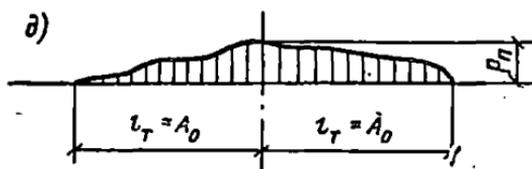
b)



e)



б)



фундаментом и грунтом. Это влечет за собой возникновение в них дополнительных растягивающих или сжимающих усилий, а в некоторых случаях и усилий изгиба с кручением.

Передача дополнительных усилий на здания и сооружения, так же как и при горных подработках [7, 8, 71, 78, 79], происходит (рис. 51): по подошве фундаментов 1 вследствие наличия сил трения по подошве; по внутренним и наружным поверхностям заглубленных частей фундаментов 2, благодаря наличию сил трения грунта с фундаментом; по заглубленным частям фундаментов поперечных стен 3 в виде бокового пассивного давления грунта.

Исходя из этого суммарное горизонтальное усилие, возникающее в фундаменте, вследствие горизонтальных перемещений грунта при просадке от собственного веса, по аналогии с горными подработками, будет равно [71]:

$$P_{\Pi} = N_{\tau} + N_{\sigma} + N_{\tau.п} + N_{\delta}, \quad (68)$$

где N_{τ} — усилие, вызванное силами трения сдвигающегося грунта по подошве рассчитываемого фундамента;

N_{σ} — усилие, вызванное силами трения грунта по заглубленным боковым поверхностям рассчитываемого фундамента;

$N_{\tau.п}$ — усилие, вызванное силами трения грунта по подошве фундаментов поперечных стен, примыкающих к расчетному;

N_{δ} — усилие, вызванное боковым пассивным давлением сдвигающегося грунта на поперечные фундаменты, примыкающие к расчетному.

Кроме того, на суммарную величину горизонтального усилия, возникающего в фундаменте, будет влиять перераспределение реактивного давления грунта вследствие неравномерной его просадки и врезки



Рис. 51. Схема усилий, передающихся на фундаменты под влиянием горизонтальных перемещений грунта при просадке его от собственного веса

a — план фундаментов и направления действия растягивающих усилий на них; b — поперечный разрез фундаментов и направления действия растягивающих сил; a — эпюра растягивающих сил, передающихся на фундаменты; z — поперечный разрез фундаментов и направления действия сжимающих сил; δ — эпюра сжимающих сил, передающихся на фундаменты

фундамента, которое в рассматриваемом ниже приближенном методе расчета не учитывается.

Так как до настоящего времени отсутствуют данные по взаимодействию горизонтальных перемещений при просадке лёссовых грунтов с конструкцией зданий для определения величин усилий, входящих в формулу (68), воспользуемся действовавшими ранее рекомендациями для почти аналогичных условий при возведении зданий на подрабатываемых территориях [7].

Усилия N_T , вызванные силами трения, между грунтом и подошвой фундамента определяются нагрузкой на фундамент, его размерами, а также коэффициентом трения фундамента по грунту.

Кроме того, исследованиями этого вопроса при горных подработках [7] установлено, что сила трения и сцепления между грунтом и подошвой фундамента пропорциональна относительной горизонтальной деформации ϵ_r до определенной величины, при которой прекращается рост силы трения после достижения максимальной (предельной) величины. За предельную величину относительной горизонтальной деформации, при которой происходит срыв грунта по подошве фундамента, по предложению Р. А. Муллера, А. И. Юшина и Л. Ш. Меламута [7], была принята величина $\epsilon_r = 10 \cdot 10^{-3}$. Видимо, эта величина с той же степенью приближения может быть принята и при вычислении силы трения и сцепления грунта по подошве фундамента для случая просадки лёссового грунта от собственного веса. На основе этого сила трения N_T между грунтом и подошвой фундамента может быть определена из выражения

$$N_T = 100\epsilon_r q_{np} l_T \operatorname{tg} \mu, \quad (69)$$

где ϵ_r — расчетное относительное горизонтальное перемещение, максимальное значение которого принимается: $\epsilon_{r, \max} = 10 \cdot 10^{-3}$;

q_{np} — нагрузка на 1 пог. м длины подошвы фундамента в т/м;

l_T — длина участка фундамента в м, на которой передаются горизонтальные перемещения, вызывающие дополнительные усилия в фундаментах; определяется далее по формуле (73);

μ — коэффициент трения фундамента по грунту, принимаемый приближенно равным, по дан-

ным исследований, применительно к горным подработкам: для влажных суглинков — 0,4; для водонасыщенных суглинков — 0,3; для влажных супесей — 0,45; для водонасыщенных супесей — 0,35.

Аналогичным образом может быть определено на участке l_T и усилие $N_{т.п.}$, которое вызывается силами трения грунта по подошве фундаментов поперечных стен, примыкающих к фундаменту расчетной продольной стены

$$N_{т.п.} = 100e_{гп}l_{п} \operatorname{tg} \mu, \quad (70)$$

где $q_{п}$ — нагрузка на 1 пог. м длины подошвы фундамента рассматриваемой поперечной стены в т/м;

$l_{п}$ — длина примыкающего участка фундамента поперечной стены в м.

Усилие N_6 , вызванное силами сцепления грунта по заглубленным боковым поверхностям рассчитываемого фундамента продольной оси на участке длиной l_T , по аналогии с описанным выше вычисляется из выражения

$$N_6 = 100e_{гс}F, \quad (71)$$

где c_r — удельное сцепление грунта с заглубленной поверхностью фундамента в т/м², принимаемое равным для лёссовидных супесей 0,2 и для лёссовидных суглинков 0,4;

F — площадь поверхности заглубленной в грунт части фундамента на участке длиной l_T (включая и площадь подошвы фундамента) в м².

Экспериментальными исследованиями Г. И. Покровского [57] было установлено, что пассивное давление грунта на подпорную стену зависит не только от ее высоты, но также и от ее относительного смещения. Величина бокового пассивного давления при горизонтальных перемещениях грунта устанавливается не сразу, а лишь при достижении определенной величины перемещения подпорной стенки или заглубленной части фундамента. Согласно ВТУ 01-60 [10] принято, что полная величина бокового пассивного давления устанавливается при относительном горизонтальном перемещении грунта $e_r = 10 \cdot 10^{-3}$. С учетом этого

положения для случая горизонтальных перемещений грунта при просадке его от собственного веса можно приближенно принять, что полная величина бокового пассивного давления N_d будет наблюдаться при относительном горизонтальном перемещении $\varepsilon_r \geq 10 \cdot 10^{-3}$, а при меньшем относительном перемещении величина бокового пассивного давления изменяется по линейной интерполяции.

В свою очередь, полная величина усилия N_d , вызванного боковым пассивным давлением на фундаменты поперечных стен, расположенных в пределах участка l_T , равна:

$$N_d = \gamma \frac{h^2}{2} l_T \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (72)$$

где γ — объемный вес грунта, залегающего от пола или уровня планировки до подошвы фундамента;

h — глубина заложения фундамента;

φ — угол внутреннего трения грунта.

Длина участка фундамента l_T , на котором передаются горизонтальные перемещения, вызывающие дополнительные усилия в фундаментах, определяется расположением здания или отдельного отсека, отрезанного осадочным швом, на криволинейном участке кривой просадки поверхности грунта и зависит от длины зданий $2l$ и длины (ширины) криволинейного участка A . Анализ различных схем расположений зданий на кривой просадки грунта показывает, что максимальная длина участка l_T равна:

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } A_0 \geq 2l \dots l_T = l; \\ \text{при } A_0 < 2l \dots l_T = A_0/2. \end{array} \right\} \quad (73)$$

Наименьшее значение l_T , полученное из выражения (73), и следует принимать в расчетах по формулам (69) — (72).

Приведенное в формуле (68) суммарное горизонтальное усилие, возникающее в фундаменте, получено исходя из того условия, что сдвиг фундамента происходит по грунту. Наряду с этим суммарная величина горизонтального усилия, передаваемого на фундамент, при горизонтальном перемещении поверхности грунта будет определяться и прочностными характеристиками грунтов основания, т. е. плоскость сдвига может распо-

лагаться ниже подошвы фундамента и проходить только по грунту. В этом случае суммарное горизонтальное усилие $P_{п.с}$, передаваемое на фундамент, будет

$$P_{п.с} = F_{п}(\rho_{ср} \operatorname{tg} \varphi + c), \quad (74)$$

где $F_{п}$ — площадь подошвы продольного и примыкающих поперечных фундаментов в пределах участка длиной $l_{т}$ в м;

$\rho_{ср}$ — средневзвешенная величина нагрузки на 1 пог. м длины подошвы фундаментов в $тс/м^2$;

φ — угол внутреннего трения грунта основания;

c — сцепление грунта основания в $тс/м^2$.

За расчетную величину суммарного горизонтального усилия, возникающего в фундаменте, принимается минимальная величина, получаемая из выражений (68) и (74).

На полученную расчетную минимальную величину горизонтального усилия должны рассчитываться соответствующим образом: а) ленточные фундаменты зданий с несущими стенами; б) колонны нижних этажей каркасных зданий с отдельно стоящими фундаментами, не связанными между собой; в) горизонтальные связи между отдельными столбчатыми фундаментами.

2. РАСЧЕТ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ КОНСТРУКЦИИ И ШИРИНЫ ОСАДОЧНЫХ ШВОВ

Горизонтальные перемещения поверхности при просадке лёссового грунта от собственного веса приводят к появлению не только дополнительных напряжений в фундаментах, но и к смещению их в плане, что, естественно, необходимо учитывать при компоновке зданий и сооружений, состоящих из отдельных отсеков; устройстве осадочных швов, прокладке подземных коммуникаций и т. п.

Возможные величины горизонтальных перемещений зданий или сооружений в целом, а также отдельных их отсеков, отрезанных осадочными швами, столбчатых фундаментов под колонны или фундаментов под оборудование определяются в основном расположением их на кривой просадки поверхности

грунта, размерами зданий, шириной зон уплотнения или разуплотнения грунта, расчетной величиной относительного горизонтального перемещения.

Вполне очевидно, что при расположении здания или основной его части за пределами зон горизонтального уплотнения или разуплотнения грунтов оно не будет испытывать горизонтального перемещения. Последнее появляется лишь в тех случаях, когда более половины длины здания или его отсека, отрезанного осадочными швами, располагается в пределах области развития горизонтальных перемещений. В соответствии с этим при значительных размерах здания или сооружения, запроектированного без осадочных швов, когда длина его равна или более $2A$, горизонтальные перемещения при любом расположении здания будут отсутствовать. В этом отношении в целях исключения горизонтальных перемещений целесообразно длину зданий или отдельных отсеков принимать величиной не менее $2A$, что, в свою очередь, нежелательно с точки зрения снижения дополнительных усилий, возникающих при просадке грунта.

Расчет величин горизонтальных перемещений зданий в целом, отдельных отсеков, отрезанных осадочными швами, фундаментов под колонны и оборудование, так же как и расчет самих конструкций зданий и сооружений, должен производиться с учетом совместной работы зданий с грунтом основания, т. е. в пределах расположения здания следует учитывать, что горизонтальные перемещения поверхности грунта взаимодействуют со зданием.

Суть этого взаимодействия состоит в том, что в жестких в горизонтальном направлении зданиях, к которым относятся все здания с ленточными фундаментами, связанными между собой или со сплошными плитными фундаментами, передаваемые грунтом горизонтальные перемещения воспринимаются фундаментом, и здание может смещаться только как единое целое. При этом горизонтальные перемещения в одних точках поверхности грунта уменьшаются, а в других увеличиваются. Взаимодействие здания с грунтом основания приводит к тому, что в зонах разуплотнения грунта, располагающихся под жестким зданием, просадочные трещины отсутствуют. Это особенно наглядно проявилось при испытании круп-

нопанельного экспериментального дома № 33 в г. Запорожье [64].

В относительно гибких зданиях, к которым могут быть отнесены каркасные здания с отдельно стоящими несвязанными между собой фундаментами, на величины горизонтальных перемещений отдельных фундаментов будет оказывать влияние жесткость колонн. Вследствие этого горизонтальные перемещения отдельных фундаментов не будут полностью следовать за горизонтальными перемещениями грунта и уменьшаться в зависимости от жесткости колонн.

В гибких зданиях, как, например, в открытых эстакадах с несвязанными между собой колоннами и фундаментами, горизонтальные перемещения последних практически полностью следуют за горизонтальными перемещениями поверхности грунта.

Для расчета возможных величин горизонтальных перемещений конструкций принимается наиболее невыгодное расположение здания на кривой просадки поверхности грунта, при котором конструкции получают максимальные горизонтальные перемещения. Это может быть тогда, когда все или большая часть здания располагается в пределах криволинейного участка кривой просадки грунта и поперечная ось здания или отсека совпадает с серединой этого участка.

В соответствии с рассмотренным выше принципом совместной работы здания с грунтом основания, а также различными расположениями зданий на кривой просадки грунта возможны следующие расчетные схемы для определения горизонтальных перемещений различных конструкций (рис. 52).

Схема I служит для определения величин горизонтальных перемещений зданий и сооружений в целом. Она включает два расчетных случая: при $2l \leq 2A_0$ (рис. 52, Ia) и $2l > 2A_0$ (рис. 52, Ib).

В соответствии с изложенным и данными рис. 52 в первом случае возможная величина горизонтального перемещения подошвы фундамента здания будет равна площади эпюры абсолютных величин горизонтальных перемещений под зданием, отнесенной к длине здания, т. е.

$$S_{r, s} = e_r \left(A_0 - \frac{l}{2} \right). \quad (75)$$

Обозначения величин, входящих в формулу (75), приведены на рис. 52.

Схема II служит для определения величин горизонтальных перемещений отдельных фундаментов ко-

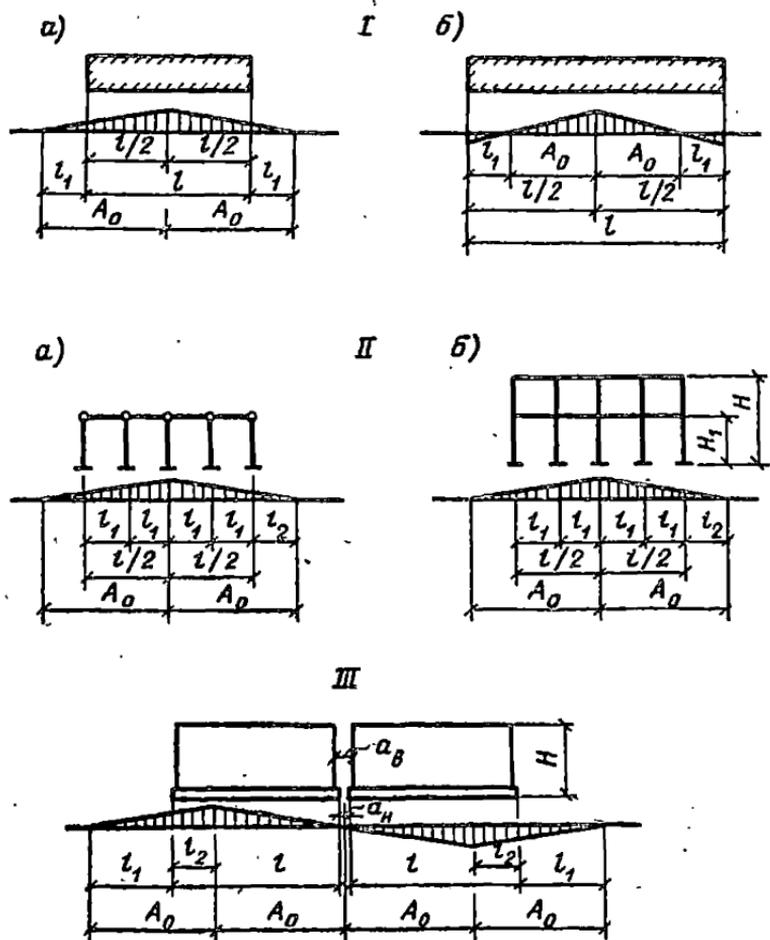


Рис. 52. Схемы для определения горизонтальных перемещений конструкций

лонн гибких (рис. 52, IIa) и относительно гибких (рис. 52, IIб) зданий. Максимальная величина горизонтального перемещения отдельного фундамента равна:

$$S_{г. \phi} = \epsilon_r m_r A_0, \quad (76)$$

где m_r — коэффициент условий работы, учитывающий жесткость колонн, соединений их с перекрытиями и покрытиями и принимаемый равным: а) для внутренних рядов одноэтажных промышленных зданий, эстакад и подобных конструкций с шарнирным соединением колонн с элементами покрытия $m_r = 1$; б) для многоэтажных каркасных зданий в зависимости от их конструкции, жесткости колонн и стыковых соединений приблизительно $m_r = 0,2 \div 0,8$.

Относительное горизонтальное смещение между двумя соседними фундаментами определяется из выражения

$$S_{г. ф. с} = \epsilon_r m_r l_1. \quad (77)$$

Схема III служит для определения ширины осадочных швов (рис. 52, III). В ней рассматривается наиболее неблагоприятное расположение отсеков здания на кривой просадки поверхности грунта, когда горизонтальный участок просадки грунта отсутствует и рядом расположенные отсеки сближаются.

Необходимая ширина осадочного шва по низу фундаментов a_n в этом случае будет складываться из возможных величин горизонтальных перемещений двух соседних отсеков и равна:

при $2l \leq A_0$

$$a_n = S_{г. с. 1} + S_{г. с. 2} = \epsilon_r \cdot 2l; \quad (78)$$

при $2A_0 > 2l > A_0$.

$$a_n = \epsilon_r \frac{1}{l} (4A_0 l - A_0^2 - 2l^2). \quad (79)$$

При определении горизонтальных перемещений конструкций и осадочных швов в верхней части наряду с горизонтальными перемещениями фундаментов необходимо учитывать наклоны поверхности, вызванные неравномерной просадкой грунта.

Для отдельно стоящего фундамента с небольшой площадью в плане максимальная величина наклона при просадке грунта от собственного веса может быть принята равной:

$$\theta_\phi = \frac{S_{нр}^p}{2} \cdot \frac{\pi}{2A_0}, \quad (80)$$

а величина полного горизонтального смещения в верхней части

$$a_{\text{в}} = a_{\text{н}} + \frac{S_{\text{нр}}^{\text{п}} \pi}{4A_0} H_3, \quad (81)$$

где H_3 — высота здания от подошвы фундамента до наиболее высокой точки.

Для отдельных зданий или отсеков, отрезанных осадочными швами, учитывая их некоторую жесткость, протяженность в плане и врезку фундамента в грунт основания, без больших погрешностей средний наклон поверхности грунта в пределах расположения здания можно принять

$$\theta_{\text{ср}} = \frac{S_{\text{нр}}^{\text{п}}}{2A_0} = \frac{S_{\text{нр}}^{\text{п}}}{A}. \quad (82)$$

С учетом этого необходимая ширина осадочного шва в верхней части здания вычисляется из выражения

$$a_{\text{в}} = a_{\text{н}} + \frac{S_{\text{нр}}^{\text{п}}}{A} H_3. \quad (83)$$

При назначении ширины осадочных швов полученные расчетные их величины по формулам (78), (79) и (83) увеличиваются на 10—15 %.

Известный интерес представляет сопоставление расчетных величин горизонтальных перемещений зданий с замеренными в натуре. В качестве примера рассмотрим горизонтальные перемещения и наклоны секций экспериментального крупнопанельного дома № 33 в г. Запорожье после замачивания грунта. Средние величины углов наклона, горизонтальных перемещений и просадок торцов секций дома № 33 после испытания (до начала выправления) приведены на рис. 53.

Замеренные величины расхождения осадочных швов между секциями I и II, II и III поверху составляли 480 и 860 мм, а понизу (у подошвы фундаментов) 90 и 190 мм. Учитывая, что первоначальная ширина осадочного шва составляла около 30 мм, фактическое дополнительное расхождение осадочных швов вследствие просадки грунта будет равно: поверху между секциями I и II 450 мм и секциями II и III 830 мм, а понизу между секциями I и II и II и III соответственно 60 и 160 мм.

В соответствии с фактическим расположением секций дома № 33 на кривой просадке грунта (рис. 53, б) горизонтальное перемещение подошвы фундаментов секции I от центра здания в сторону источника замачивания (при $A = 22$ м и $\epsilon_T = 5,8$ мм/м) равно 38 мм,

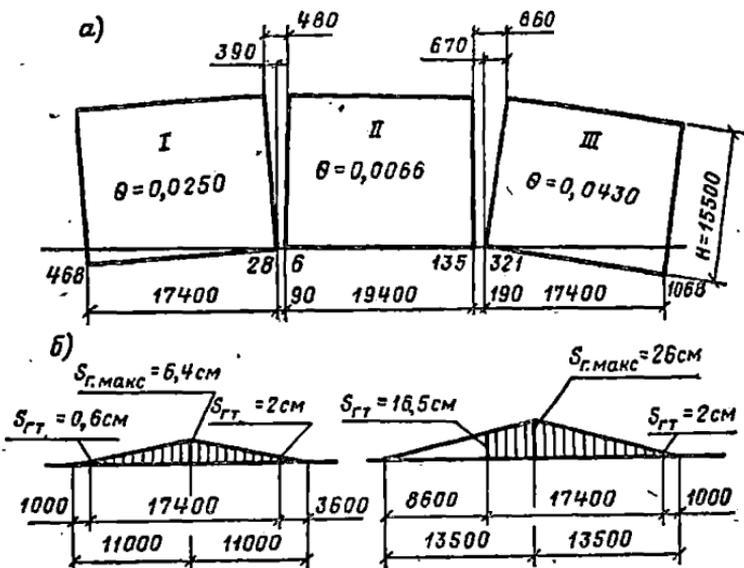


Рис. 53. Просадки, наклоны и горизонтальные перемещения секций экспериментального дома № 33 в г. Запорожье

а — схема деформации дома; б — расчетные величины горизонтальных перемещений поверхности грунта; I—III — секции дома

а секции III в противоположную сторону (при $A = 27$ м и $\epsilon_T = 19,2$ мм/м) — 160 мм. Таким образом, дополнительное раскрытие осадочного шва на уровне подошвы между секциями I и II получается равным 38 мм вместо замеренных 60 мм, а между секциями II и III — 160 мм, т. е. полностью совпадает с замеренной величиной.

Средние расчетные величины угла наклона секций I и III, вычисленные по формуле (82), равны 0,0214 и 0,0395, а фактически замеренные — 0,025 и 0,043, т. е. больше на 15—8%.

При расчетных значениях наклонов секций вычисленное раскрытие осадочных швов поверху между секциями I и II равно $38 + 0,0214 \cdot 15500 = 370$ мм, а между секциями II и III — $160 + 0,0395 \cdot 15500 =$

= 780 мм, т. е. соответственно на 80 и 50 мм, или на 16 и 6% меньше фактических.

В заключение необходимо отметить, что с учетом неизбежной значительной вариантности исходных для расчета данных (относительной просадочности, коэффициентов фильтрации и др.) вычисленные значения горизонтальных перемещений и наклонов достаточно хорошо согласуются с фактическими, а имеющиеся расхождения получаются вполне приемлемыми для практических целей.

3. УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ НА ТРУБОПРОВОДЫ, УЛОЖЕННЫЕ В ЗЕМЛЕ

В трубопроводах инженерных коммуникаций (водопровода, канализации, теплофикации), а также в бетонных и железобетонных каналах различного назначения, находящихся в грунте в пределах зоны развития просадки от собственного веса, возникают дополнительные усилия от горизонтальных перемещений. Вызываются они тем, что уложенные в грунт трубы вследствие уплотнения грунта при обратной засыпке и во времени оказываются защемленными.

Величина защемления трубы в грунте зависит как от вида, плотности, влажности грунта, так и от диаметра, материала, изоляции, шероховатости наружной поверхности трубы. При изгибе трубы от неравномерной просадки грунта, а также с увеличением времени засыпки и сцепления ее с грунтом величина защемления трубы увеличивается.

Экспериментальные исследования величины защемления трубы в грунте [7] показывают, что удельное защемление может достигать значительных величин (до $0,43 \text{ кгс/см}^2$), которые оказывают существенное влияние на ее прочность и главным образом на герметичность стыков. Наблюдаемое иногда раскрытие стыков керамических, чугунных, бетонных труб в зонах просадки грунта от собственного веса происходит главным образом под влиянием горизонтальных перемещений грунта.

Для расчета максимально возможной величины перемещения трубы в стыке — раскрытие стыка — принимается наиболее неблагоприятное расположение

трубы на кривой просадки грунта от собственного веса (рис. 54). Исходя из условия, что дополнительные усилия, передающиеся на трубу вследствие горизонтальных перемещений грунта, превышают прочность стыка на растяжение или на сжатие при заделке труб (что обычно наблюдается при прокладке трубопроводов из чугунных, керамических и железобетонных труб), величина их горизонтального перемещения может быть определена из следующих выражений:

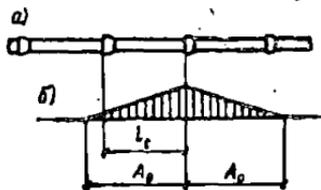


Рис. 54. Схема для расчета трубопровода на горизонтальные перемещения
а — трубопровод; б — эпюра горизонтальных перемещений

$$\text{при } l_c \leq A_0 \quad S_{г.т} = \epsilon_r l_c m_T;$$

$$\text{при } 2A_0 > l_c > A_0 \quad S_{г.т} = \epsilon_r (2A_0 - l_c) m_T, \quad (84)$$

где l_c — расстояние между стыками труб;

m_T — коэффициент, учитывающий уменьшение относительной величины горизонтальных перемещений по глубине.

Для определения величины коэффициента m_T рассмотрим результаты исследований горизонтальных перемещений в массиве лёссового грунта и изменение их по глубине на площадке уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием под жилой девятиэтажный дом в микрорайоне Северо-Восток II в г. Ташкенте.

Предварительное замачивание осуществлялось с поверхности котлована размером в плане 24×32 м и глубиной 0,6—1 м. Просадочные лёссовидные суглинки и супеси на данном участке залегают на глубину до 22—25 м. Расчетная величина просадки от собственного веса по результатам компрессионных исследований равна 42 см.

Для наблюдения за горизонтальными перемещениями, происходящими в толще лёссового грунта в процессе просадки, на продольной оси за пределами котлована на расстоянии 3 м от его бровки был открыт шурф размером в плане $1,2 \times 1,2$ м и глубиной 8 м. В целях обеспечения свободной деформации шурфа при горизонтальных перемещениях грунта

в процессе просадки этот шурф раскреплялся отдельными звеньями высотой 0,6—0,8 м с промежутками между ними по высоте 0,1—0,15 м.

По верху шурфа была установлена исходная марка, по которой замерялись горизонтальные перемещения вдоль створа относительно опорных точек. Кроме того, на дне шурфа имелась дополнительная исходная марка, на которую центрировался отвес. Горизонтальные перемещения отдельных звеньев шурфа замерялись через 1 м по глубине относительно отвесной струны по маркам, установленным в звеньях крепления в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Результаты замеров от двух исходных марок (верха и низа шурфа) каждый раз контролировались. Точность замера горизонтальных перемещений в шурфе составляла ± 2 мм.

Параллельно с шурфом для замера полных горизонтальных перемещений по глубине были пробурены четыре скважины диаметром 127 мм, расположенные по той же оси, что и шурф, на расстояниях 1; 4,6; 6,6; 8,2 м от бровки котлована. Скважины засыпали темно-серым песком с небольшим уплотнением. Для замера горизонтальных перемещений верха скважин по центру их были установлены поверхностные марки.

Для определения изгиба скважин в результате горизонтальных перемещений через месяц после прекращения замачивания у каждой из них были пройдены шурфы. Одна из граней каждого шурфа проходила по центру скважины, что позволило на светлом фоне увлажненного лёссового грунта четко выделить ствол скважины, засыпанный темным песком.

Горизонтальные перемещения грунта по скважинам определялись через 1 м по глубине путем замера расстояний между осью первоначального (до замачивания) положения скважины и осью скважины после замачивания мерной линейкой. При определении оси первоначального положения скважин основание их на глубине 10 м принималось неподвижным, а центр верха скважин переносился в первоначальное положение на величину горизонтального перемещения, полученного по поверхностным маркам. В полученных точках забивались шпильки и по ним натягивались струны, представляющие собой ось первоначального положения скважин.

Результаты замеров горизонтальных перемещений в толще лёссовых грунтов, приведенные на рис. 55, показывают, что изменение горизонтальных перемещений по глубине в зоне горизонтального уплотнения происходит по прямолинейному закону. Подобный характер развития горизонтальных перемещений по глубине обуславливается тем, что в результате просадок за пределами замачиваемой площади образуются призмы обрушения, ограниченные просадочными трещинами с поворотом их вокруг некоторой оси. По-видимому, картина, аналогичная приведенной на рис. 55, наблюдается и в зонах горизонтального уплотнения грунта вследствие возникающих в нем дополнительных сжимающих напряжений.

Эпюры развития зоны горизонтальных перемещений по глубине в массиве лёссового грунта (рис. 56) показывают, что с глубиной уменьшается не только абсолютная величина горизонтального перемещения, но и зона их развития. Граница зоны развития горизонтальных перемещений с достаточной степенью приближения может быть выражена уравнением полуэллипса вида

$$A_{0,z} = \frac{A_0}{h_r} \sqrt{h_r^2 - z^2}, \quad (85)$$

где h_r — максимальная глубина развития горизонтальных перемещений на границе зон горизонтального уплотнения и горизонтального разуплотнения грунта;

z — глубина от поверхности земли.

По имеющимся пока что немногочисленным данным экспериментальных исследований максимальная глубина развития горизонтальных перемещений приближенно может быть принята равной $(0,4 \div 0,5)H$, где H — глубина просадочной толщи или замачивания. В соответствии с изложенным выше коэффициент m_T на глубине z будет равен:

$$m_T = A_{0,z}/A_0. \quad (86)$$

Для исключения или снижения величины раскрытия стыка трубопровода, состоящего из отдельных секций, следует применять стыки, обладающие достаточной компенсационной способностью. К таким стыкам относится соединение с помощью раструба, которое во многих случаях обеспечивает не только со-

хранность труб, но иногда и достаточную герметичность соединения.

Так как вследствие горизонтальных перемещений грунта в трубопроводах наравне с растягивающими

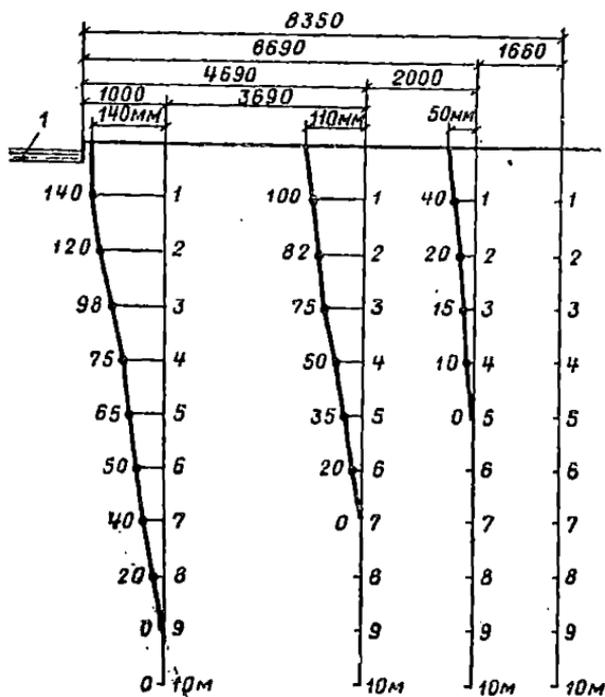


Рис. 55. Развитие горизонтальных перемещений по глубине массива грунта
1 — котлован

усилиями появляются сжимающие, при длине трубопровода более $4A_0$ они могут быть уравновешены. В этих случаях раскрытие стыков из-за заземления концов трубопровода в грунте, расположенных за пределами зоны просадки грунта, будет отсутствовать. При малой длине трубопровода между колодцами для исключения или уменьшения возможной величины раскрытия стыков целесообразно предусматривать в колодцах специальные упоры, препятствующие перемещению труб.

В сплошных трубопроводах, как, например, водопровода, теплофикации, влияние горизонтальных

перемещений снижается путем применения компенсирующих устройств.

Максимальные дополнительные напряжения, возникающие в трубах под влиянием горизонтальных перемещений грунта по аналогии с горными работами [7, 8], могут быть приближенно определены по формуле

$$\sigma_{\max} = \frac{QA_c}{F}, \quad (87)$$

где Q — величина защемления трубы в грунте, приходящаяся на 1 пог. м длины трубопровода;

F — площадь поперечного сечения трубопровода.

При надежном контакте трубы с грунтом, когда сопротивление сдвигу грунта по трубе превосходит сопротивление сдвигу самого грунта, защемление трубы в грунте будет определяться в основном прочностными характеристиками грунта. Для этого слущая величина Q будет равна:

$$Q = (\gamma H_T \operatorname{tg} \varphi + c) P, \quad (88)$$

где γ — объемный вес грунта в обратной засыпке в $г/см^3$;

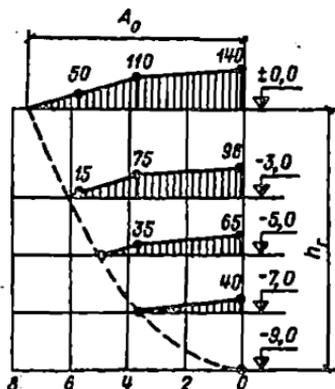
H_T — глубина заложения трубопровода в см;

φ и c — угол внутреннего трения и сцепление грунта обратной засыпки, определяемые с учетом возможной плотности и влажности грунта;

P — периметр трубы в см.

Расчеты трубопроводов на дополнительные усилия и деформации от горизонтальных перемещений рекомендуется производить только для тех случаев, когда неизбежна просадка лёссового грунта в местах их расположения, как, например, для водоводов у вновь создаваемых водохранилищ, каналов, прудов, зданий с мокрым технологическим процессом и т. п.

Рис. 56. Эпюры зон развития горизонтальных перемещений по глубине в массиве лёссового грунта (пунктиром показаны границы этих зон)



ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Изложенные в данной монографии предложения по расчету оснований, фундаментов и зданий основываются на принципе расчета их по деформациям и возможно более полном учете как особенностей деформации просадочных лёссовых грунтов под нагрузкой, так и характеристик грунтов, включая изменение их в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений. Вполне очевидно, что при этих условиях надежность получаемых результатов будет определяться не только точностью применяемых расчетов, но и главным образом достоверностью определения исходных характеристик просадочных грунтов, закладываемых в те или иные расчетные положения или формулы. Это вызывает необходимость обращения особого внимания на тщательность определения используемых в расчетах характеристик грунтов и полноту выполнения исследований при проведении инженерно-геологических изысканий.

Переход к проектированию оснований, фундаментов и самих зданий по деформациям является качественно новым подходом не только к проектированию, но и к инженерно-геологическим исследованиям грунтов. Включение в расчеты новых характеристик грунтов, которые ранее практически не использовались, неизбежно влечет за собой необходимость их достоверного определения при проведении инженерно-геологических исследований, т. е. приводит к изменению и расширению содержания и объемов работ по исследованию грунтов по сравнению с применяемыми в практике до этого времени.

Для расчетов оснований, фундаментов и зданий по деформациям прежде всего должны быть определены все деформативные характеристики просадочных грунтов, а именно:

относительная просадочность $\delta_{пр}$ на всю глубину просадочной толщи при бытовой нагрузке в замоченном состоянии, а также при суммарной нагрузке от собственного веса грунта и возможной нагрузки от фундамента; или для каждого горизонта грунта через l м по глубине должна быть получена зависимость относительной просадочности его от нагрузки;

величины начального просадочного давления p_n и начальной (критической) влажности ω_n для всех литологических слоев грунта, входящих в просадочную толщу;

модули сжимаемости просадочных грунтов при естественной влажности $E_{ест}$ и в водонасыщенном состоянии $E_{вод}$ для всех литологических слоев, залегающих в пределах деформируемой зоны;

степень изменчивости сжимаемости основания α , сложенного просадочным грунтом при его возможном замачивании;

модули сжимаемости уплотненных соответствующими методами грунтов при естественной влажности $E_{у.ест}$ и в водонасыщенном состоянии $E_{у.вод}$ или $E_{у.ест}$ и α_y при возведении фундаментов на уплотненных основаниях.

В процессе проведения инженерно-геологических изысканий и лабораторных исследований из прочностных характеристик должны определяться: угол внутреннего трения φ и сцепление c — при естественной влажности и обязательно в водонасыщенном состоянии. Кроме того, при возведении фундаментов на уплотненных просадочных грунтах должны определяться эти же характеристики для уплотненных до заданной плотности грунтов.

Определение всех перечисленных выше прочностных и деформативных характеристик просадочных грунтов должно выполняться с учетом изложенных в данной монографии методик и рекомендаций.

Описанные в монографии методы расчета просадок и их неравномерностей, основанные на учете распространения воды в толщах лёссовых грунтов, приводят к необходимости определения коэффициентов фильтрации всех литологических слоев, составляющих просадочную толщу.

Как отмечалось во введении, а также в соответствующих разделах монографии, многие предложения

по расчету еще являются достаточно приближенными, отражают глубину исследования вопроса на сегодняшний день и, конечно, требуют дальнейшего развития и уточнения. Базой для их совершенствования, как и вообще всей проблемы развития строительства на просадочных грунтах в последние годы, является дальнейшее углубленное экспериментальное изучение механизма и закономерностей просадки грунтов под нагрузкой сооружений или собственного веса грунта и многих других вопросов, относящихся к механике просадочных грунтов. Полученные результаты экспериментальных исследований позволяют усовершенствовать расчетные схемы и модели оснований и тем самым способствуют прогрессу теоретических исследований.

В направлении экспериментальных исследований закономерностей, механизма и динамики (во времени) просадки грунтов первостепенное значение имеет дальнейшее развитие следующих вопросов:

установление экспериментальным путем для различных видов лёссовых грунтов и форм замачиваемых площадей зависимости величины просадки от собственного веса, от ширины замачиваемой площади или увлажненной зоны и получение аналитическим путем с использованием основных характеристик общих зависимостей величины просадки грунта как функции: $S_{пр}^{макс} = f(B, \rho_n, \omega_n, c, \varphi)$;

исследование закономерностей развития горизонтальных перемещений при просадке от собственного веса как на поверхности, так и в массиве просадочного лёссового грунта и аналитической связи их с основными характеристиками грунтов;

исследование механизма, динамики и закономерностей просадки грунтов при подъеме уровня грунтовых вод, а также при медленном повышении влажности грунтов вследствие нарушений естественных условий аэрации при застройке территорий; особое значение эти вопросы имеют при устройстве планировочных насыпей и срезок, что может резко изменить напряженное состояние грунта;

изучение взаимодействия зданий и сооружений с грунтом оснований при горизонтальных его перемещениях в результате просадок грунта от собственного веса;

исследование особенностей распространения воды в однородных и неоднородных толщах лёссовых грунтов вниз и особенно в стороны, закономерностей формирования увлажненной зоны и получения аналитических зависимостей возможных размеров ее на различные периоды замачивания от основных характеристик грунтов и лёссовых толщ;

установление предельных допустимых величин деформаций от просадки грунтов для наиболее распространенных типов зданий и сооружений массового строительства;

исследование отдельных вопросов, связанных с начальным просадочным давлением грунта, начальной (критической) его влажностью, и многих других.

Результаты этих исследований должны явиться основой для одновременно и параллельно развивающихся теоретических и аналитических исследований по совершенствованию существующих и разработке новых методов расчета:

просадки грунта от собственного веса с учетом размеров увлажненной зоны;

просадки фундаментов в условиях сложного напряженного состояния;

горизонтальных перемещений грунта как на поверхности, так и внутри его массива;

нормативного давления на просадочные грунты естественного сложения и уплотненные различными методами и др.

Выполняющиеся многими организациями, а также научными работниками и инженерами в достаточно больших масштабах экспериментальные и теоретические исследования, в том числе и по намеченным выше направлениям, позволяют надеяться, что в ближайшие годы на основе полученных результатов окончательно сформируется механика просадочных грунтов. Это, в свою очередь, приведет к дальнейшему совершенствованию и развитию методов строительства на просадочных грунтах. Однако необходимо, чтобы внимание к проблеме строительства на просадочных грунтах не ослабевало, а экспериментальные и теоретические исследования проводились целенаправленно по главным определяющим направлениям.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абелев Ю. М., Абелев М. Ю. Основы проектирования и строительства на просадочных макропористых грунтах. Стройиздат, 1968.
2. Агишев И. А. Зависимость между пористостью и модулем деформации, установленная полевыми испытаниями глинистых грунтов. В научно-техническом бюллетене НИИ оснований № 20: «Основания и фундаменты». Госстройиздат, 1957.
3. Алпеев С. К. Исследование характера просадочных деформаций под штампом. В кн.: «Вопросы механики просадочных грунтов». Изд. АзПИ. Баку, 1967.
4. Анапьев В. П., Гильман Ф. Д., Троицкий Б. Р., Божко А. Г. Экспериментально-теоретические исследования уплотнения лёссовых грунтов трамбованием в условиях Ростовской области. В сб.: «Материалы к VI Всесоюзному совещанию по закреплению и уплотнению грунтов». Изд. МГУ, 1968.
5. Аскарров Х. А. О критической влажности лёссовидных просадочных грунтов. ДАН УзССР № 7. Изд. АН УзССР 1954.
6. Балаев Л. Г. Зависимость величины просадочных деформаций лёссовых грунтов от степени их увлажнения. Научные записки МИИВХ, т. XXIII, 1960.
7. ВНИИМ Центрогипрошахт. Проектирование, строительство и охрана зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. ГНТИЛ по горному делу, 1963.
8. ВНИИМ НИИ оснований. Руководство по расчету зданий и сооружений, проектируемых на подрабатываемых территориях. Стройиздат, 1968.
9. Воляник В. Е., Коптелова С. Н. Строительные свойства лёссовых грунтов Северного Кавказа. Ростовиздат, 1965.
10. Временные технические условия проектирования и строительства зданий и сооружений на угленосных площадях Карагандинского бассейна (ВТУ 01-60). ЦИНТИ. Алма-Ата, 1960.
11. Вронский А. В. К расчету крупнопанельных зданий на неравномерные осадки основания с учетом длительных процессов. «Основания, фундаменты, механика грунтов», 1968, № 6.
12. Вронский А. В. Влияние характера изменения жесткости основания по длине здания на напряженное состояние их конструкций. В сб. № 59 НИИ оснований: «Основания, фундаменты и подземные сооружения». Стройиздат, 1970.
13. Гельфандбейн А. М., Геллис Л. А. Неравномерные вертикальные и горизонтальные деформации просадочных грунтов. Будівельник, 1967.

14. Герсеванов Н. М., Польшин Д. Е. Теоретические основы механики грунтов и их практическое применение. Военморстройиздат, 1948.

15. Гиршкан С. А. Исследование динамики фильтрационного потока с помощью нейтрального индикатора влажности. «Гидротехника и мелиорация», 1964, № 9.

16. Глухов И. Г. Фильтрация воды из каналов в лёссовых породах и просадочные явления на орошаемых участках. «Гидротехника и мелиорация», 1956, № 10.

17. Голубков В. Н. Исследование деформаций оснований в лёссовых грунтах и использование их результатов для проектирования фундаментов. В кн.: «Основания и фундаменты», вып. 1. «Будивельник». Киев, 1968.

18. ГОСТ 12374—66. Грунты. Метод полевого испытания статическими нагрузками. Стандартиздат, 1967.

19. Гольдштейн М. Н. Просадочность лёссовых грунтов. В сб.: «Вопросы геотехники». Трансжелдориздат, 1956.

20. Гольдштейн М. Н. Некоторые результаты новых исследований просадочных грунтов и способов строительства на них. В сб.: «Геотехника в строительстве». Стройиздат, 1966.

21. Гольдштейн М. Н., Шугаев В. В. О характере деформаций лёссовых грунтов под фундаментами в процессе замачивания. В сб. докладов межвузовской научной конференции: «Вопросы строительства на лёссовидных грунтах». Воронеж, 1961.

22. Гольдштейн М. Н., Макаренко Н. А. Об определении просадочных свойств лёссовых грунтов. «Основания, фундаменты, механика грунтов», 1970, № 6.

23. Григорян А. А. Опытное замачивание просадочного грунта в г. Херсоне. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1962, № 1.

24. Григорян А. А., Иванов Ю. К. О форме и размерах просадочного блюдца. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1968, № 2.

25. Григорян А. А., Иванов Ю. К. Прогноз просадки грунтовой толщи при замачивании через небольшой в плане глубокий источник. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1968, № 6.

26. Далматов Б. И. Расчет оснований зданий и сооружений по предельным состояниям. Стройиздат, 1968.

27. Денисов Н. Я. О природе просадочных явлений в лёссовидных суглинках. «Советская наука», 1946.

28. Денисов Н. Я. Строительные свойства лёсса и лёссовидных суглинков. Госстройиздат, 1953.

29. Денисов Н. Я. Ухудшение свойств глинистых грунтов во время строительства. «Промышленное строительство», 1962, № 6.

30. Денисов Н. Я. Некоторые вопросы строительства на лёссовых грунтах. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1962, № 4.

31. Дерягин Б. В. Механические свойства тонких слоев жидкости. «Журнал физической химии», т. V, вып. 2—3, 1934.

32. Дранников А. М. Итоги изучения и опыт строительства на лёссовых просадочных грунтах. В сб.: «Научные труды КИСИ», вып. 18. Изд. КИСИ. Киев, 1962.

33. Зурнаджи В. А., Ананьев В. П., Гильман Я. Д., Дежин Ю. В. Основания и фундаменты на лёссовых просадочных грунтах. Изд. Ростовского университета. Ростов-на-Дону, 1968.

34. Иванов Ю. К. Исследование некоторых закономерностей просадочных деформаций лёссовых грунтов в условиях природного напряженного состояния. Автореферат диссертации. М., 1969.

35. Игнатова О. И. Корректирование значений модулей деформации глинистых грунтов пластичной консистенции, определенных на компрессионных приборах. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1968, № 2.

36. Кириллов А. А., Фролов Н. Н. Гидротехнические сооружения на оросительных системах в лёссовых просадочных грунтах. Сельхозиздат, 1963.

37. Косицын Б. А., Соболев Д. Н. К расчету жилых зданий, возводимых на просадочных грунтах. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1967, № 1.

38. Крутов В. И., Тарасова И. В. О методике определения величины начального давления для просадочных грунтов. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1964, № 1.

39. Крутов В. И. Предложения по определению величины начального давления просадочных грунтов. «Строительство и архитектура Узбекистана», 1969, № 6.

40. Крутов В. И. Влияние влажности на сжимаемость уплотненных тяжелыми трамбовками глинистых грунтов. В сб. № 46 НИИ оснований. Госстройиздат, 1961.

41. Крутов В. И. Деформативные и прочностные характеристики уплотненных лёссовых грунтов. Материалы VI совещания по закреплению и уплотнению грунтов. Изд. МГУ, 1968.

42. Крутов В. И. Расчет просадки фундаментов по данным испытаний грунтов штампами с замачиванием. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1962, № 6.

43. Крутов В. И. К расчету зданий на просадку от собственного веса грунта. В сб. № 59 НИИ оснований. Стройиздат, 1970.

44. Крутов В. И. Горизонтальные перемещения поверхности лёссовых грунтов от собственного веса. В сб.: «Вопросы строительства гидротехнических сооружений на просадочных грунтах». Баку, 1969.

45. Ларионов А. К., Приклонский В. А., Ананьев В. П. Лёссовые породы СССР и их строительные свойства. М., Госгеолтехиздат 1959.

46. Литвинов И. М. Опыт строительства Южно-трубного металлургического завода (Никопольстрой) на лёссовых грунтах. В сб.: «Строительство на лёссовых грунтах». Госстройиздат, 1939.

47. Литвинов И. М. Глубинное укрепление и уплотнение просадочных грунтов, Будівельник. Киев, 1969.

48. Лишак В. И. К вопросу об определении усилий в конструкциях крупнопанельных зданий, вызываемых неравномерными осадками оснований. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965, № 5.

49. Ломизе Г. М. Зависимость просадочности от напряженного состояния лёссового грунта. «Гидротехническое строительство», 1959, № 11.

50. Ломизе Г. М. Основные позиции в вопросах прочности и деформируемости грунтов и их приложения к лёссовым грунтам. В кн.: «Механические свойства грунтов и вопросы строительства зданий на увлажненных лёссовых основаниях». Чечено-Ингушское книжное изд-во. Грозный, 1968.

51. Ломизе Г. М., Иващенко И. Н. О закономерностях деформируемости лёссовых грунтов. В кн.: «Механические свойства грунтов и вопросы строительства зданий на увлажненных лёссовых основаниях». Чечено-Ингушское книжное изд-во. Грозный, 1968.

52. Мосьяков Е. Ф. Изучение просадочных свойств лёссовых пород пенетрационным методом. В сб.: «Материалы Всесоюзного совещания по методике инженерно-геологического и гидрогеологического обоснования ирригационных систем на лёссовых территориях». Киев, 1966.

53. Мочалов И. П., Виноградов Е. Н. Развитие деформаций сильно просадочных лёссовых грунтов в процессе замачивания. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1969, № 3.

54. Мустафаев А. А. Расчет просадки лёссовых грунтов в условиях природного напряженного состояния. В сб.: «Вопросы прочности и деформируемости грунтов». Изд. АзПИ. Баку, 1966.

55. Мустафаев А. А., Алнев С. К. Вопросы расчета несущей способности лёссовых оснований. В сб.: «Вопросы механики просадочных грунтов. Изд. АзПИ, Баку, 1967.

56. Одицова Н. П. Исследования метода строительства гидротехнических сооружений оросительных систем на подушках из переработанного лёссового грунта: Автореферат диссертации. Изд. ВНИИГЛМ, 1970.

57. Покровский Г. И. О давлении грунта на подпорные стенки в зависимости от их высоты и смещения. «Гидротехническое строительство», 1940, № 5—6.

58. Пособие по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений на просадочных грунтах. Стройиздат, 1964.

59. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. Стройиздат, 1964.

60. Розенфельд И. А., Фурсова Н. Е. К разработке унифицированных типовых проектов крупнопанельных жилых домов для строительства в сложных грунтовых условиях. «Строительство и архитектура», 1969, № 4.

61. Розенфельд И. А., Вайнберг А. С. К вопросу о расчетной методике системы «просадочное основание — здание». В Межведомственном республиканском сборнике: «Основания, фундаменты», вып. 3. «Будивельник», 1970.

62. Рубинштейн А. Л. Прогноз деформации сооружений на лёссовых просадочных грунтах. «Гидротехника и мелиорация», 1965, № 4.

63. Сальников Б. А., Шаевич Я. Е., Чарушиков И. Г. Исследование несущей способности уплотненных грунтов. Известия вузов «Строительство и архитектура», № 3. Новосибирск, 1966.

64. Соколов Н. М., Крутов В. И., Сорочан Е. А. Строительство крупнопанельных зданий на просадочных грунтах. Стройиздат, 1965.

65. Справочник проектировщика. «Основания и фундаменты. Л.—М., Стройиздат, 1964.

66. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений. СНиП II-Б. 1-62. Госстройиздат, 1961.

67. Строительные нормы и правила. Основания и фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах. СНиП II-Б. 2-62. Госстройиздат, 1962.

68. Токарь Р. А. О расчете оснований по деформациям. В сб. НИИ оснований № 30. Стройиздат, 1965.

69. Указания по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов. СН 321-65. Стройиздат, 1966.

70. Указание по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов, строящихся на просадочных грунтах. СН 339-65. Стройиздат, 1966.

71. Указания по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. СН 289-64. Стройиздат, 1965.

72. Фролов Н. Н. Проектирование оснований и фундаментов гидромелиоративных сооружений. «Колос», 1967.

73. Циунчик Б. И. Сопротивление сдвигу макропористых лёссовидных просадочных грунтов при изменении их влажности. «Известия вузов. Строительство и архитектура», № 6. Новосибирск, 1961.

74. Цытович Н. А. Механика грунтов. Госстройиздат, 1963.

75. Черный Б. И., Кравцов Г. И., Пшеничкин А. П., Мальцев Т. А. О совместной работе здания и основания в условиях больших деформаций при уплотнении лёссовой толщи весом сооружения. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965, № 3.

76. Черный Б. И. Об изменениях влажности и деформируемости лёссовых оснований после предварительного увлажнения. В кн.: «Механические свойства грунтов и вопросы строительства зданий на увлажненных основаниях». Чечено-Ингушское книжное изд-во. Грозный, 1968.

77. Шадунц К. Ш., Терлецкий В. П. Геотехнические свойства уплотненных лёссовидных суглинков. В сб. ДИИТА: «Геотехника в строительстве», вып. 1. Стройиздат, 1966.

78. Юшин А. И. К расчету на неравномерные осадки жестких зданий с учетом податливости их коробки. В кн.: «Вопросы проектирования и строительства на подрабатываемых территориях». Изд. Центргипрошахт. М., 1963.

79. Юшин А. И. К расчету ленточных фундаментов зданий, проектируемых по жесткой конструктивной схеме на воздействие горизонтальных деформаций оснований при подработке. В сб. трудов НИИ оснований № 59: «Основания, фундаменты и подземные сооружения». Стройиздат, 1970.

248615

Сурхандарьинская
ОБЛАСТНАЯ БИБЛИОТЕКА
г. Термез

О Г Л А В Л Е Н И Е

Предисловие	3
Глава I. Основные характеристики просадочных лёссовых грунтов . .	7
1. Природа и сущность просадки лёссовых грунтов	7
2. Относительная просадочность грунтов	14
3. Начальное просадочное давление лёссовых грунтов	21
4. Начальная (критическая) влажность лёссовых грунтов	25
Глава II. Особенности деформации просадочных лёссовых грунтов при замачивании	31
1. Общий характер деформации просадочных грунтов по глубине. Типы грунтовых условий	31
2. Особенности просадки грунтов от нагрузки фундаментов	35
3. Виды деформаций при просадке грунта от собственного веса	38
4. Некоторые особенности развития просадок грунта от собственного веса при подъеме уровня грунтовых вод	50
5. Влияние планировочных насыпей на осадку и просадку лёссовых грунтов	57
Глава III. Распространение воды в толщах лёссовых грунтов при их замачивании	62
1. Источники замачивания	62
2. Формирование увлажненной зоны в однородных толщах лёссовых грунтов	64
3. Распространение воды в неоднородных толщах лёссовых грунтов	69
Глава IV. Нормативные давления на просадочные грунты	78
1. Деформативные и прочностные характеристики просадочных грунтов	78
2. Фазы деформации просадочных грунтов под нагрузкой фундамента	89
3. Расчет нормативных давлений на лёссовые грунты	94
Глава V. Расчет просадок фундаментов и поверхности грунта	101
1. Основы расчета оснований по деформациям	101
2. Расчет просадок	106
3. Расчет разности просадок и кренов фундаментов	117
Глава VI. Расчетные схемы деформации лёссовых грунтов для расчета зданий на прочность	122
1. Расчетные схемы деформации лёссовых грунтов I типа	122
2. Расчетные схемы деформации лёссовых грунтов II типа при просадке их от собственного веса	135
Глава VII. Расчет зданий и сооружений на горизонтальные перемещения поверхности грунта	149
1. Расчет усилий, передающихся на здания при горизонтальных перемещениях	149
2. Расчет горизонтальных перемещений конструкций и ширины осадочных швов	155
3. Учет влияния горизонтальных перемещений на трубопроводы, уложенные в земле	162
Заключение	168
Литература	172