

96 коп.

ИЗДАТЕЛЬСТВО
МОСКВА
1970 ГОД
ВЫСШАЯ ШКОЛА



ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

ОСНОВАНИЯ
И ФУНДАМЕНТЫ

Н. А. ЦЫТОВИЧ, В. Г. БЕРЕЗАНЦЕВ, Б. И. ДАЛМАТОВ,
М. Ю. АБЕЛЕВ

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

(краткий курс)

под редакцией чл.-корр. АН СССР профессора
Н. А. Цытовича

Допущено
Министерством высшего и среднего
специального образования СССР
в качестве учебника
для инженерно-строительных
высших учебных заведений
и факультетов



ИЗДАТЕЛЬСТВО «ВЫСШАЯ ШКОЛА»
Москва — 1970

6С4.03
О 75
УДК 624.15

О 75 Основания и фундаменты. Краткий курс. ... Под ред. Н. А. Цытовича. ... Учебник для строит. вузов ... М., «Высш. школа», 1970.

384 с. с илл.

Перед загл. авт.: Н. А. Цытович, В. Г. Березанцев, Б. И. Далматов [и др.].

В книге описаны свойства естественных оснований, общие принципы проектирования жестких и гибких фундаментов, приемы улучшения слабых грунтовых оснований, методы проектирования свайных фундаментов и фундаментов глубокого заложения, расчет и конструирование фундаментов, возводимых в особо сложных условиях (на илах, заторфованных, лёссовых, вечномёрзлых и набухающих грунтах, а также при динамических нагрузках), и основные особенности производства работ по возведению и реконструкции фундаментов.

3-2-6
372-69

6С4.03

Рецензенты:

кафедра механики грунтов, сопротивления материалов, оснований и фундаментов ВЗИСИ (зав. кафедрой докт. техн. наук проф. И. А. Симбулиди); докт. техн. наук проф. М. И. Горбунов-Посадов.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящая книга является учебником по курсу «Основания и фундаменты» и соответствует программам высших строительных учебных заведений СССР для факультетов промышленного и гражданского, гидротехнического и дорожного строительства.

В составлении настоящего учебника приняли участие профессора, заведующие кафедрами механики грунтов, оснований и фундаментов ведущих строительных высших учебных заведений СССР: проф. Н. А. Цытович — руководитель коллектива авторов (Московский инженерно-строительный институт); проф. В. Г. Березанцев (Ленинградский институт инженеров железнодорожного транспорта) и проф. Б. И. Далматов (Ленинградский инженерно-строительный институт); две главы написаны старшим научным сотрудником Московского инженерно-строительного института М. Ю. Абелевым.

Введение, гл. I — «Инженерно-геологические условия и свойства естественных оснований», гл. IV — «Расчеты гибких фундаментов» и гл. VIII — «Фундаменты в особых условиях (на илах, заторфованных, лёссовых и вечномёрзлых и набухающих грунтах)» написаны проф. Н. А. Цытовичем; гл. VI — «Свайные фундаменты», гл. VII — «Фундаменты глубокого заложения», гл. II, § 6 — «О предельных давлениях и предельных деформациях оснований», гл. III, § 12 — «Расчет фундаментов по несущей способности оснований» и гл. VIII, § 42 — «Фундаменты при динамической нагрузке» — проф. В. Г. Березанцевым; гл. II (кроме § 6) — «Основные положения по проектированию фундаментов» и гл. III (кроме § 12) — «Проектирование жестких фундаментов, возводимых в открытых котлованах» — проф. Б. И. Далматовым; гл. V — «Методы искусственного улучшения основания» и гл. IX — «Особенности производства работ по возведению и реконструкции фундаментов» — ст. научным сотрудником М. Ю. Абелевым.

Методика изложения отдельных разделов курса предварительно обсуждалась руководителем с авторами соответствующих разделов, а в отдельных случаях и со всем коллективом авторов книги.

Авторы ставили своей целью дать студентам современный краткий учебник по курсу оснований и фундаментов, изложенный возможно яснее и проще, но на достаточно высоком теоретическом уровне, с описанием новых методов проектирования и расчета фундаментов, разработанных в СССР на основе специальных исследований и практики фундаментостроения. Для облегчения расчетов в учебнике приведен ряд вспомогательных таблиц и некоторые справочные данные.

Изложение курса «Основания и фундаменты» построено с учетом того, что такие общетехнические дисциплины, как инженерная геология, сопротивление материалов и механика грунтов — научная база фундаментостроения, изучаются студентом раньше, поэтому расчетные формулы, как правило, не выводятся, а приводятся лишь ссылки на соответствующие учебники и другие источники.

*Заслуженный деятель науки и техники РСФСР,
чл.-корр. АН СССР
профессор Н. А. ЦЫТОВИЧ*

ВВЕДЕНИЕ

1. ЗНАЧЕНИЕ КУРСА

Знание курса оснований и фундаментов, излагающего современные методы расчета и проектирования фундаментов и аналитические приемы прогноза поведения их оснований, позволяет на практике избежать аварии сооружений.

Главной причиной аварий сооружений, как указывал в 30-х гг. текущего столетия известный специалист по фундаментам проф. В. К. Дмоховский, являются различные недостатки, ошибки и пр. при проектировании и расчете фундаментов и их оснований.

Недостаток внимания к этой области, а также недостаточное использование и внедрение уже имеющихся данных отечественной и зарубежной науки в практику фундаментостроения следует также считать причинами наблюдающихся неудач и ошибок в фундаментостроении. Необходимо отметить, что стоимость мер по переделке фундаментов и исправлению ошибок, допущенных при проектировании оснований и фундаментов, как правило, намного выше первоначальной стоимости фундаментов. Погоня за кажущейся экономией часто приводит к чрезмерным эксплуатационным и ремонтным расходам.

В руководствах по строительному искусству почти двести лет тому назад указывалось, что «при устройстве фундаментов и оснований под них ни трудов, ни изживений жалеть не должно». Новейшие же данные позволяют обеспечить не только надежность возводимых фундаментов, но и их экономичность.

В настоящее время фундаментостроение является в меньшей мере строительным искусством и в большей — дисциплиной, базирующейся на научных данных механики грунтов, постепенно формирующейся в точную отрасль строительных знаний, причем многие решения, применявшиеся ранее приблизительно — лишь по инженерной интуиции, в настоящее время могут быть значительно усовершенствованы на основе результатов научных исследований, достаточно проверенных на практике.

Недочеты при устройстве оснований и фундаментов могут быть объединены в следующие группы *:

* К. С. Сечин. Ошибки в сооружении фундаментов. Перевод с венгер. Госстройиздат, 1960.

1 — ошибки и недостатки в оценке геологического строения участка;

2 — неправильности в проекте фундаментов;

3 — некачественное производство земляных и фундаментных работ;

4 — неучет возможных повреждений в результате стихийных бедствий.

К первой группе ошибок относятся: отсутствие геологических и гидрогеологических данных о месте постройки (к сожалению, иногда еще имеет место проектирование фундаментов и самих сооружений почти при полном отсутствии геологических данных о месте постройки, что совершенно недопустимо); неточность в определении мощности напластований грунтов, что может ввести в заблуждение проектировщиков и привести к недостаточно обоснованному решению; наконец, неполнота данных о грунтах, их сжимаемости, прочностных характеристиках и пр., что не дает возможности использовать имеющиеся теоретические решения и правильно оценить основания.

Ко второй группе ошибок, кроме случайных просчетов при проектировании фундаментов, следует отнести неучет изменений свойств грунтов при эксплуатации сооружений, как-то: дополнительное увлажнение грунтов, подмыв и размыв водой несущих слоев грунта, удаление грунта и других ранее имевшихся пригрузок вокруг фундаментов, изменения свойств грунтов при вибрациях, пучение грунтов при промерзании и пр. Кроме того, к этой группе ошибок следует также отнести неучет при проектировании фундаментов их взаимодействия с грунтами оснований, их совместной работы под нагрузкой.

К третьей группе ошибок относятся чисто производственные погрешности: плохой водоотлив, разрушающий поверхность оснований, недостаточно прочные ограждения котлованов для фундаментов, нарушения структуры грунтов оснований землеройными и транспортными машинами, плохое качество бетонных и других фундаментных работ.

Наконец, к последней категории причин, нарушающих прочность и устойчивость фундаментов, следует отнести стихийные бедствия: наводнения, разрушения селевыми (грязевыми и грязе-каменными) потоками, сейсмические и другие воздействия. Нарушения прочности в этом случае можно избежать как устройством специальных ограждающих дамб и направляющих стенок, так и применением соответствующих конструкций (например, сейсмостойких), а также соответствующим выбором места постройки, на что, к сожалению, обращают мало внимания.

Перечисленных выше возможных ошибок при проектировании, расчете и возведении фундаментов, конечно, можно избежать, предъявляя повышенные требования к изысканиям, проектированию фундаментов и качеству производства фундаментных работ.

В настоящем курсе излагаются методы проектирования и расчета фундаментов, а также особенностей производства работ по их возведению.

2. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Основанием сооружений называется толща природных напластований горных пород, непосредственно воспринимающая нагрузку и взаимодействующая с фундаментами возводимых на ней сооружений.

Следует отличать скальные основания от оснований нескальных грунтовых — крупнообломочных, песчаных, глинистых*.

Скальные основания представляют собой массивные каменные горные породы: изверженные, метаморфические и осадочные, — спаянные и сцементированные с жесткой связью между зернами, залегающие в виде сплошного массива или трещиноватой толщи и характеризующиеся значительными пределами прочности при сжатии (более 50 кг/см^2). Деформации скальных оснований под действием нагрузки от сооружений в общем невелики, и во многих случаях при проектировании сооружений их не учитывают. Для выбора же отметки заложения оснований сооружений весьма важным фактором является глубина залегания скальных пород, а также их трещиноватость, обломочность и мощность зоны выветривания, так как обычно сооружения закладываются на прочных и устойчивых пластах скальных пород.

Механические свойства скальных пород изучаются в специальном разделе геомеханики — механике скальных пород.

Нескальные (грунтовые) основания представляют толщу рыхлых горных пород — грунтов несвязных (раздробленных, дисперсных природных минеральных образований, не имеющих жесткой спаянности между минеральными частицами) или связных, причем прочность внутренних связей во много раз меньше прочности материала самих минеральных частиц.

Таковыми грунтовыми основаниями будут отложения крупнообломочных, песчаных, глинистых и илистых грунтов, свойства которых детально изучаются в курсе механики грунтов.

Эти основания требуют к себе наибольшего внимания при возведении сооружений, так как им свойственна значительно большая деформируемость и неоднородность по сравнению со строительными материалами, из которых возводятся сооружения (бетоны, каменная кладка и т. п.).

Если основаниями сооружений служат природные грунты или скальные породы в условиях их естественного залегания, то они

* По СНиП II-Б.1—62*, скальные породы также называются грунтами, но более правильным будет называть грунтами только нескальные — рыхлые горные породы (см. Н. А. Цытович. Механика грунтов. Изд-во «Высшая школа», 1968).

называются *естественными основаниями*; основания же, предварительно уплотненные или закрепленные теми или иными способами, называются *искусственно улучшенными основаниями* сооружений.

При использовании толщи грунтов в качестве естественных оснований для сооружений существенное значение имеет мощность поверхностных пластов, подверженных микробиологическим процессам и содержащих значительное количество органических веществ, при доступе воздуха быстро минерализующихся, а также глубина ежегодного промерзания и протаивания грунтов, т. е. мощность неустойчивых верхних слоев грунта с сезонно изменяющимися физико-механическими свойствами. На промерзающих грунтах не допускается возводить капитальные сооружения.

Ниже рассматриваются природные грунты лишь как основания сооружений, но не как среда, в которой возводятся подземные сооружения, и не как материал для сооружений (дамбы, земляные плотины и пр.), изучение чего выходит за рамки настоящего курса.

Фундаментами сооружений называются подземные или подводные части сооружений, возводимые на естественных или искусственно улучшенных основаниях и служащие для передачи нагрузок от сооружений на основания.

На рис. 1 показана схема фундамента на естественном основании.

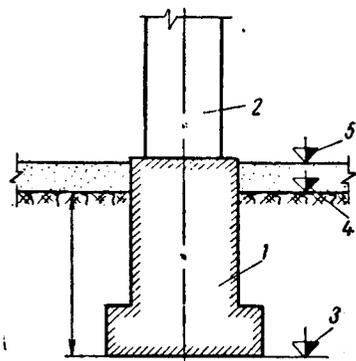


Рис. 1. Схема фундамента на естественном основании:

1 — фундамент; 2 — надземная часть сооружения; 3 — отметка подошвы фундамента; 4 — отметка поверхности грунта; 5 — отметка планировки

Верхняя граница между фундаментом и надфундаментным строением, так же как и границы между отдельными уступами фундамента, носит название *обреза фундамента*; контактная поверхность фундамента с основанием носит название *подошвы фундамента*; расстояние от отметки наинизшего в период эксплуатации сооружения уровня поверхности грунтов до подошвы фундамента — *глубины заложения фундамента*.

Укажем, что отметка естественной поверхности грунта может не совпадать с отметкой планировки (см. рис. 1). Тогда глубина заложения фундамента изменяется: при планировке срезкой — от планировочной отметки; при планировке подсыпкой — от природного уровня грунта. Отметка же подошвы фундаментов сооружений (опорной поверхности) выбирается, как правило, ниже отметки поверхности грунта на такой глубине, где подошва фундаментов находилась бы в практически неизменяемых физических условиях.

При проектировании фундаментов сооружений на основе данных инженерно-геологических изысканий, результатов полевых и лабораторных определений показателей механических (прочностных и деформативных) свойств грунтов и конструктивных особенностей сооружения следует:

1) установить глубину заложения фундаментов в зависимости от геологического строения места постройки, глубины сезонного промерзания-оттаивания и свойств грунтов основания;

2) правильно оценить несущую способность грунтов оснований и их устойчивость при действии нагрузки от сооружения;

3) запроектировать такую систему фундаментов и такие размеры, чтобы при нагрузках от сооружения их основания имели *осадки менее предельных* для данного сооружения;

4) обеспечить прочностью фундаментов, рассматривая их совместную работу с деформируемым основанием, и, наконец;

5) учесть особенности грунтов оснований при производстве земляных (котлованных) и фундаментных работ и обеспечить минимальное нарушение природной структуры естественных оснований; выполнить намеченные проектом меры по обеспечению устойчивости фундаментов.

При разработке проекта фундаментов необходимо также учесть возможность разрушения кладки наружных частей фундаментов при периодическом их увлажнении и промерзании, а также вследствие агрессивного действия грунтовых вод, содержащих химические примеси, особенно при наличии движения грунтовых вод, способствующего выщелачиванию цемента из бетона и раствора каменной кладки или из соединительных швов сборных фундаментов. Влияние этих факторов на фундаменты сооружений заставляет особо тщательно выбирать материал для кладки фундаментов и разрабатывать меры борьбы с процессами выветривания кладки фундаментов и агрессивным действием грунтовых вод.

3. РОЛЬ ОТЕЧЕСТВЕННЫХ СПЕЦИАЛИСТОВ В РАЗВИТИИ ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЯ

Большой вклад в развитие методов проектирования и расчета оснований и фундаментов и разработку новых способов фундаментостроения в условиях различного вида грунтов внесен отечественными специалистами — учеными и инженерами. Достаточно указать, что первый курс оснований и фундаментов как самостоятельной учебной дисциплины был впервые создан и опубликован русским профессором В. М. Карловичем еще в 1869 г., т. е. сто лет тому назад. Исследования же в области оснований и фундаментов отечественными специалистами проводились и ранее. Так, инж. М. С. Волков в работе «Об основаниях каменных зданий» (1840 г.) впервые обратил внимание на опасность для прочности

строения, как-то: на просадочных лёссовых и вечномёрзлых грунтах, на илах и других слабых органо-минеральных (заторфованных) грунтах, — успешно разрешаются отечественными специалистами, которыми разработаны и во многих случаях внедрены новые методы фундаментостроения в этих сложных грунтовых условиях: проф. Ю. М. Абелевым (1934—1967 гг.), проф. Н. Я. Денисовым (1946 г.) и др. — на просадочных лёссовых грунтах; проф. Н. А. Цытовичем (1928—1958—1965 гг.), проф. А. В. Ливеровским (1941 г.) и др. — на вечномёрзлых грунтах.

Дальнейшее развитие исследований в области оснований и фундаментов направлены как на разработку математически строгих методов расчета совместной работы фундаментов, надфундаментных строений и сжимаемой толщи грунтов ограниченных размеров (конечной толщины) с полным учетом их деформативных свойств и табулированием полученных расчетных зависимостей, так и на усовершенствование промышленных методов возведения фундаментов с переходом в дальнейшем к бескотлованному строительству.

ГЛАВА I

ИНЖЕНЕРНО - ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ И СВОЙСТВА ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ

Выбор системы фундаментов проектируемых сооружений и отметки заложения их подошвы зависит в первую очередь от геологических и гидрогеологических условий места строительства и свойств естественных оснований.

Прежде чем приступить к составлению проекта оснований и фундаментов, необходимо установить общие исходные данные: о геологических и геоморфологических особенностях района, о топографии участка, об инженерно-геологических и гидрогеологических условиях строительной площадки и о конструктивных особенностях возводимых сооружений (последнее — по эскизам к технико-экономическому докладу или по типовым проектам).

Методика исследования физико-геологических, гидрогеологических и инженерно-геологических (связанных с инженерной деятельностью людей) процессов, а также инженерно-геологических изысканий и исследований подробно излагается в курсе «Инженерная геология».

Методы же определения расчетных характеристик грунтов, величины напряжений и деформаций (осадок), возникающих в грунтах под действием нагрузок от сооружений, а также оценки прочности, устойчивости и давления грунтов на ограждения подробно излагаются в курсе механики грунтов. В настоящем курсе мы воспользуемся уже известными зависимостями и посвятим почти весь курс изложению специальных методов расчета и проектирования оснований и фундаментов в различных геологических условиях.

В последующем изложении этой главы рассмотрим лишь значение геологических и гидрогеологических условий для выбора места строительства, кратко отметим задачи и объем инженерно-геологических исследований и испытаний грунтов и скальных пород и остановимся на методике выбора величин расчетных физико-механических характеристик грунтов и инженерной оценке оснований сооружений по данным инженерно-геологических изысканий и испытаний грунтов. Вопросы изысканий местных строительных материалов освещаются в курсах инженерной геологии, мы же обратим основ-

ное внимание на оценку напластований грунтов и скальных пород как оснований сооружений, а также на методы искусственного улучшения слабых и структурно неустойчивых грунтов и на особые меры при производстве земляных и фундаментных работ, позволяющие сохранить (но не ухудшить) природные свойства грунтов.

§ 1. ЗНАЧЕНИЕ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ И ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ МЕСТА СТРОИТЕЛЬСТВА

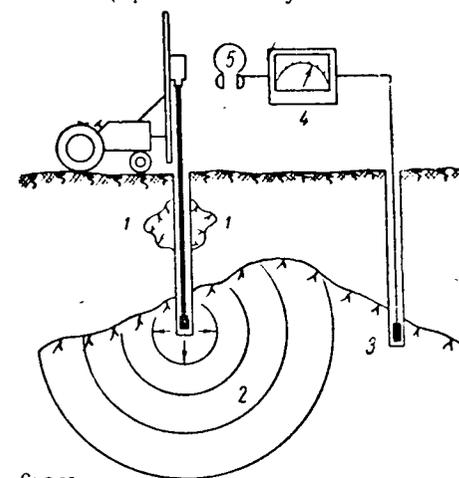
Геологические и гидрогеологические условия места строительства во многих случаях определяют тип фундаментов, выбор которых зависит не только от конструктивных особенностей возводимого сооружения, но и от свойств грунтов основания и геологических особенностей места строительства.

При инженерно-геологическом описании места строительства особое внимание должно быть обращено на протекающие в данных природных условиях и протекать физику-геологические процессы и явления, которые могут оказать влияние на прочность и устойчивость возводимых сооружений. Такими процессами и явлениями могут быть широко распространенные на склонах (особенно крутых) оползневые процессы, селевые (грязе-каменные) потоки, периодически возникающие карстовые (провальные) явления в соответствующих выщелачивающихся породах, просадочные процессы (замачивание толщ при изменении физического состояния грунтов (замачивании лёссовых, оттаивании мерзлых и вечномерзлых), весьма опасные для устойчивости сооружений сейсмические явления и т. п.

Глубина сезонного промерзания и морозостойкость грунтов, особенно при неглубоком залегании грунтовых вод (когда капиллярное поднятие воды достигает фронта промерзания), также обуславливают определенный минимум глубины заложения фундаментов и особые условия устройства подземных частей сооружения и подземных коммуникаций.

Особо существенное значение для правильного выбора отметки заложения оснований и системы фундаментов имеет глубина залегания скальных пород. Весьма важно, чтобы при инженерно-геологических изысканиях был достаточно точно установлен профиль залегания по глубине скальных пород. Однако на практике иногда приходится встречаться с труднопоправимыми ошибками, когда отдельные каменные валуны при бурении принимаются за сплошное залегание скальных пород. Эти ошибки ведут к дорогостоящим перепроектировкам и затяжкам в выполнении плана строительных работ, если они обнаружены при производстве фундаментных работ; если же они обнаружены позже и ниже отметки заложения фундаментов окажутся сильно сжимаемые грунты вместо скальных пород, фундаменты и надфундаментные строения могут получить недопустимые деформации.

Для установления истинного залегания скальных пород и устранения возможных при бурении ошибок (принятия валунов за сплошное залегание скальных пород) в последние годы в Швеции (Р. Лундстромом и Р. Стенбергом)* с успехом используется специальный прибор — «скальный индикатор», который позволяет по результатам регистрации звуковых волн, возникающих при бурении, достаточно точно определить, встречен ли буровым инструментом валун или проходка скважины идет в сплошной скальной породе. Принципиальная схема буровой установки показана на рис. 1-1; вычерчиваемая самописцем зонограмма — на рис. 1-2, где прерывистость темных полос показывает наличие только валуна, а



Скала

Рис. 1-1. Принципиальная схема буровой установки:

1 — валун; 2 — звуковые волны; 3 — микрофон; 4 — усилитель; 5 — наушники

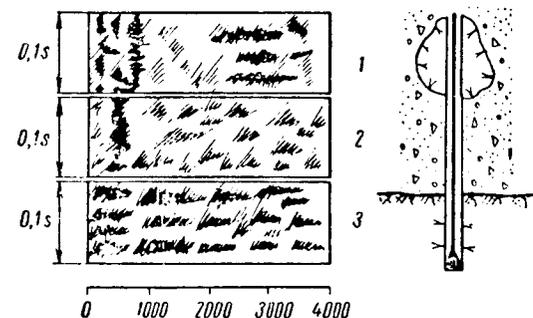


Рис. 1-2. Зонограмма, записанная при бурении валуна, морены и скалы:

1 — валун; 2 — морена; 3 — скала

сплошное распространение полос — проходку скважины в сплошной скальной породе.

Отмеченный метод дает значительно более точный и более детализированный профиль глубины залегания скальных пород по сравнению

* См. Труды VI Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению, т. 1, доклад 1/15; Канада, 1965.

нению с обычным бурением или с сейсмическим методом определения глубины залегания скальных пород.

По условию залегания скальных пород и характеру вышележащих напластований грунтов можно различать следующие основные схемы, обуславливающие выбор того или иного типа фундаментов:

1) *однородную* грунтовую толщу на всю глубину, практически влияющую на осадки и устойчивость фундаментов (рис. 1-3, а);

2) *слоистую толщу* грунтов, характеризуемую различной деформируемостью и различными прочностными показателями для грунтов отдельных пластов (рис. 1-3, б, в), в которой следует различать два основных вида — *согласные* слоистые напластования грунтов

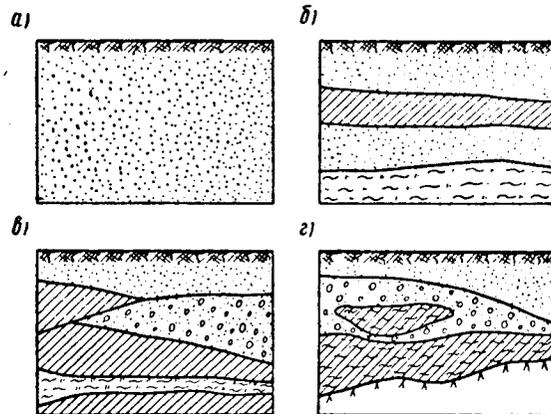


Рис. 1-3. Схема толщ грунтов:

а — однородная; б — слоистая с согласными напластованиями; в — слоистая с несогласными напластованиями; г — резко неоднородная

(см. рис. 1-3, б), неравномерность осадок фундаментов на которых зависит лишь от различия нагрузок на отдельные фундаменты и величины и формы подошвы фундаментов, и *несогласные* слоистые, или выклинивающиеся напластования грунтов (см. рис. 1-3, в), всегда обладающие значительной неравномерностью по сжимаемости, поэтому подошвы отдельных сооружений или даже отдельных фундаментов будут располагаться на различной по сжимаемости толще, что в дальнейшем и обуславливает значительную неравномерность осадок фундаментов;

3) *резко неоднородную толщу* грунтов как по глубине залегания несжимаемых скальных пород, так и по свойствам грунтов, образующих отдельные линзы и прослойки (рис. 1-3, г), например при наличии включений, прослоек, линз и подобных форм залегания торфов, погребенных почв, карстовых воронок (выявленных и скрытых) и т. п., что обуславливает наихудшие условия для возведения и последующего существования сооружений.

Очень важным фактором при описании инженерно-геологических условий места строительства являются гидрогеологические условия: наличие грунтовых вод (безнапорных и напорных), глубины их залегания и колебания уровня. При проектировании фундаментов важно знать наивысший и наименьший уровень грунтовых вод и возможные их изменения при возведении комплексов застроенных сооружений. Так, например, установлено, что режим грунтовых вод в зоне аэрации значительно изменяется, а в засушливых районах при большой площади застройки уровень грунтовых вод (по сравнению с первоначальным залеганием) поднимается вследствие уменьшения испаряемости, затененности поверхности и просачивания сбросов производственной и бытовой воды.

§ 2. ЗАДАЧИ И ОБЪЕМ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ, ПОЛЕВЫХ И ЛАБОРАТОРНЫХ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ И СКАЛЬНЫХ ПОРОД

1. **Задачи инженерно-геологических исследований.** Не останавливаясь подробно на инженерно-геологических изысканиях и исследованиях места строительства, так как они подробно излагаются в курсах инженерной геологии, отметим лишь главные задачи. Для оценки толщи пород как оснований сооружений необходимо:

а) общая инженерно-геологическая съемка района строительства с описанием характерных для рассматриваемого района физико-геологических процессов и явлений и стадии их развития;

б) сравнение различных вариантов выбора места строительства (если оно не определено заранее, например, районной планировкой и не имеет специальных особенностей);

в) определение мощностей отдельных пластов грунта для всей активной зоны под сооружениями и глубины залегания скальных пород;

г) описание условий выполнения общих работ по инженерной подготовке территории застройки (отвод поверхностных вод, регулирование русел, увеличение устойчивости склонов, дренаж подземных вод, специфика планировки и пр.);

д) общая оценка напластований грунтов как оснований сооружений;

е) получение данных для расчетов прочности, устойчивости и деформируемости оснований;

ж) обобщение опыта строительства на близлежащих территориях со сходным с рассматриваемой площадкой геологическим строением и его *анализ* в целях прогноза поведения сооружений на застраиваемой территории.

Желательно, чтобы все отмеченные вопросы были освещены в пояснительном записке по инженерной геологии, так как это позволит избежать ошибок при выборе отметки заложения и системы оснований и фундаментов.

Достаточно полное освещение задач, поставленных перед инженерно-геологическими изысканиями и исследованиями, возможно при надлежащем объеме инженерно-геологических работ.

2. Объем инженерно-геологических изысканий. Этот объем определяется в первую очередь следующими факторами:

а) *степенью изученности* района строительства;

б) *сложностью геологического строения* и гидрогеологии исследуемого района, включая проявление некоторых физико-геологических процессов, которые могут нарушить устойчивость возводимых сооружений;

в) *стадией проектирования.*

Прежде чем приступить к инженерно-геологическим изысканиям, необходимо детально изучить литературные и ведомственные материалы о геологическом строении и гидрогеологии района. Это позволит установить степень изученности в геологическом и гидрогеологическом отношении места строительства и правильно наметить конкретную *программу* необходимых инженерно-геологических изысканий, установив (с учетом конструктивных особенностей сооружения) необходимое число выработок (буровых скважин, шурфов, штолен и т. п.).

В зависимости от сложности геологического строения и чувствительности сооружения к осадкам число выработок и их глубина будут различными. Обычно при предварительных изысканиях глубина скважины должна быть не менее 10 м и не более 30 м при расстоянии между скважинами от 200 до 50 м в зависимости от сложности геологического строения. Однако одними буровыми скважинами никогда нельзя ограничиваться, всегда необходимы и шурфы, а при скальных и полускальных породах и сложных напластованиях — и штольни, обычно выполняемые в бортах долин.

Существенное значение для установления объема инженерно-геологических изысканий имеет и стадия проектирования данного сооружения: будет ли это «технико-экономический доклад» (ТЭД), проектное задание (эскизное обоснование проекта) или стадия составления рабочих чертежей.

Для первой стадии (ТЭД) в ряде случаев можно ограничиться литературными и ведомственными материалами и производством лишь нескольких контрольных выработок (скважин, шурфов и пр.); основной же объем изыскательных работ должен быть выполнен ко второй стадии — «стадии проектного задания», так как основные решения по основаниям и фундаментам принимаются на стадии составления проектного задания (эскизного проекта) и при составлении рабочих чертежей производятся лишь контрольные и при необходимости дополнительные исследования.

Изыскания второй стадии должны полностью осветить (с помощью соответствующих буровых, шурфовых и в отдельных случаях штольневых работ) геологическое строение и гидрогеологию места

строительства с обязательным послойным определением физико-механических свойств грунтов для всей *активной зоны* h_a , влияющей на прочность и устойчивость проектируемых сооружений, и особо тщательно для пластов на отметке заложения фундаментов.

За мощность активной зоны сжатия, т. е. толщи грунтов, влияющей на осадки фундаментов заданных размеров (сжимаемой толщи), принимается глубина, на которой практически не сказывается действие внешней нагрузки. Для гражданских зданий и промышленных сооружений эта мощность условно (по СНиП II-Б. 1—62*, п. 5.16) определяется соотношением

$$p_z \leq 0,2\gamma h_a, \quad (I-1)$$

где p_z — давление от внешней нагрузки на глубине z , равной глубине активной зоны сжатия;

γh_a — давление от собственного веса грунта на той же глубине.

Для гидротехнических же сооружений (по СНиП II-Б. 3—62, п. 5.7) это соотношение будет

$$p_z \leq 0,5\gamma h_a. \quad (I-1a)$$

Соотношения (I-1) и (I-1a) не увязываются друг с другом и показывают на весьма большую условность приведенных рекомендаций.

Исследования автора главы показали, что соотношение (I-1) можно применять приближенно лишь для плотных песчаных грунтов, а соотношение (I-1a) — для твердых глинистых грунтов; во всех же остальных случаях они не будут отвечать действительности.

Более однозначный результат дает формула (для h_a), вытекающая из инженерного метода прогноза осадок фундаментов по эквивалентному слою грунта**.

Согласно полученному решению можно принимать за глубину активной зоны сжатия h_a , влияющей на осадки сооружений, следующую величину:

$$\text{макс } h_a \approx 2h_s, \quad (I-2)$$

где h_s — мощность эквивалентного слоя грунта, определяемая выражением

$$h_s = A\omega_m b^{**}, \quad (I-3)$$

где $A\omega_m$ — коэффициент эквивалентного слоя, определяемый в зависимости от отношения сторон площади подошвы фундаментов $\alpha = l/b$, значения коэффициента относительной боковой деформации μ_0 и жесткости фундамента, характеризуемой для средней осадки жестких фундаментов коэффициентом ω_m ;

b — ширина фундамента с наибольшей площадью подошвы.

* Н. А. Цытович [и др.]. Прогноз скорости осадок оснований сооружений. Стройиздат, 1967, стр. 51, 53.

** Н. А. Цытович. Механика грунтов (краткий курс). Изд-во «Высшая школа», 1968.

Значения величины $A\omega_m$ при среднем значении $\mu_0 = 0,3$ могут приниматься следующими:

$a = l/b$	1	2	3	5	10 и более
$A\omega_m$	1,17	1,60	1,89	2,25	2,77

При других величинах μ_0 значения $A\omega_m$ умножаются на соответствующий постоянный коэффициент. Так, при $\mu_0 = 0,1$ этот коэффициент будет равен $M = 0,83$, при $\mu_0 = 0,4$ $M = 1,47$ и т. д. (см. Н. А. Цытович. Механика грунтов).

Следует отметить, что при вычислении эквивалентного слоя, а по нему и мощности активной зоны h_a в случае разжиженных и слабых грунтов необходимо принимать коэффициент относительной боковой деформации $\mu_0 = 0,4$ или даже $\mu_0 = 0,45$, тогда как для тугопластичных и твердых глинистых грунтов он будет равен $\mu_0 = 0,05 \div 0,15$.

Для промежуточных значений консистенции глинистых грунтов (между твердой и текучей), согласно нашим опытным данным, можно принимать следующее приближенное значение для коэффициента относительной боковой деформации:

$$\mu_0 \approx 0,05 + 0,45I_T, \quad (1-4)$$

где I_T — индекс текучести [по СНИПу, «консистенция», т. е. $I_T = B$, причем

$$B = \frac{W - W_p}{W_T - W_p},$$

где W — природная влажность глинистого грунта;
 W_p — влажность при потере пластичности (раскатывании);
 W_T — влажность при достижении текучести грунта, при этом в выражении (1-4) учитываются лишь положительные значения I_T (от 0 до 1)].

Таким образом, чем слабее (более разжижены) будут грунты, тем большая толща грунтов будет влиять на осадки сооружений, т. е. для слабых грунтов необходимо назначать большую глубину бурения.

Если не представится возможным рассчитать по приведенным формулам толщину активной зоны, то обычно ограничиваются бурением до глубины 10 м на стадии изысканий к проектному заданию с непременной проходкой нескольких, но не менее трех, скважин до коренных скальных пород и во всяком случае до глубины 30 м.

По другим материалам (например, по ТУ 107—53), рекомендуется при отсутствии данных о расчетной величине мощности

сжимаемой толщи назначать глубину скважин и шурфов в зависимости от предполагаемой общей нагрузки на фундаменты. Так, например, для столбчатых фундаментов при нагрузке от 50 до 5000 Т глубина скважин назначается от 6 до 30 м. По данным же практики строительства жилых зданий в США, глубина скважин принимается примерно по 3 м на каждый этаж здания или эквивалентную ему нагрузку*.

Как отмечалось ранее, очень важно знать и глубину залегания скальных пород, особенно если она меньше активной зоны сжатия 2 h_a .

По результатам бурения вся толща сжимаемых грунтов активной зоны разделяется на характерные пласты, для которых могут быть приняты средние показатели их физических и физико-механических свойств, определяемые при последующих полевых и лабораторных испытаниях грунтов. Конечно, объем испытаний будет зависеть и от сложности проектируемых сооружений и от чувствительности их к неравномерным деформациям оснований.

Если основанием будут служить коренные скальные породы, то они испытываются по особой программе, в которую в первую очередь входит всесторонняя оценка трещиноватости скальных пород, установление степени разрушенности скальных пород на ту или иную глубину (с применением геофизических методов разведки: сейсмических, ультразвуковых и т. п.) и определение механических свойств методом полевых пробных нагрузок.

3. Величины, определяемые при полевых и лабораторных испытаниях грунтов и скальных пород. Полевые и лабораторные испытания грунтов дают возможность классифицировать грунты как основания сооружений с целью правильного использования рекомендаций СНИПа и оценить прочностные и деформативные свойства грунтов, необходимые в дальнейшем для расчетов оснований и фундаментов. Такими показателями для грунтов будут:

1) *исходные физические свойства* (объемный вес естественной ненарушенной структуры γ , удельный вес $\gamma_{уд}$ и природная влажность W);

2) *классификационные показатели*: а) номенклатурные — гранулометрический состав, число пластичности; б) характеристики физического состояния — степень влажности (индекс водонасыщенности I_w , по СНИПу — G); относительная плотность (индекс плотности I_n) для песчаных грунтов; консистенция (индекс текучести I_T , по СНИПу — B) для глинистых грунтов;

3) *прочностные показатели* грунтов: а) предельное сопротивление сдвигу (условие прочности) и его параметры: ϕ — угол внутреннего трения грунта, c — сцепление грунта природной плотности-влажности; б) начальная структурная прочность грунтов $p_{стр}$;

* Н. Я. Денисов. Инженерная геология и гидрогеология. Стройиздат, 1957.

4) *характеристики деформируемости* грунтов в фазе уплотнения: а) компрессионная зависимость (изменение коэффициента пористости грунта при изменении внешнего давления в условиях невозможности бокового расширения); б) величина коэффициента относительной сжимаемости грунта (a_0 , $см^2/кг$) или обратно пропорциональная ей величина модуля общей деформации грунта (E_0 , $кг/см^2$); в) величина коэффициента боковой относительной деформации μ_0 ;

5) *показатели скорости уплотнения* грунтов во времени: а) величина коэффициента водоуплотняемости и начального градиента напора (k_ϕ и i_0); б) параметры ползучести скелета грунта (δ и δ_1).

Для скальных пород, кроме исходных физических свойств (объемного веса γ , удельного веса $\gamma_{уд}$ и природной влажности W), определяются в условиях естественного залегания степень трещиноватости и глубина выветренности, а методом полевых пробных нагрузок — сопротивление сколу — сдвигу (основные прочностные показатели) и модуль деформации E_0 ; по образцам ядерных скальных пород определяется также временное сопротивление одноосному сжатию в насыщенном водой и воздушно-сухом состоянии.

Охарактеризуем перечисленные группы показателей, остановив внимание на полевых испытаниях грунтов и отметив значение отдельных групп испытаний для расчетов оснований и фундаментов.

Первая группа. Исходные физические свойства грунтов (γ , $\gamma_{уд}$ и W) необходимы для всех стадий проектирования оснований и фундаментов и инженерной оценки грунтовых наплавов оснований. По этим величинам и известным формулам механики грунтов определяется такая важная характеристика природной уплотненности грунтов, как коэффициент пористости e , равный отношению объема пор грунта к объему его скелета (твердых частиц):

$$e = \frac{\gamma_{уд} - \gamma_{ск}}{\gamma_{ск}}, \quad \text{где } \gamma_{ск} = \frac{\gamma}{1 + W}. \quad (I-5)$$

Без знания начального коэффициента пористости грунтов невозможны расчеты прочности и устойчивости грунтов и особенно расчеты осадок оснований сооружений, на определении которых базируется современный прогрессивный метод проектирования фундаментов по предельным деформациям оснований.

Вторая группа. Классификационные показатели грунтов, а именно:

а) *гранулометрический состав*, определяемый для песчаных грунтов просеиванием, а для глинистых — оцениваемый по так называемому числу пластичности, равному разности между влажностью грунта при текучести W_T и влажностью при потере пластичности W_p , т. е. по $W_n = W_T - W_p$;

б) *индекс водонасыщенности*

$$I_v = \frac{W \gamma_{уд}}{e \gamma_v}, \quad (I-6)$$

где γ_v — объемный вес воды ($\gamma_v = 1 \text{ Г/см}^3 = 0,001 \text{ кг/см}^3$);

в) *относительная плотность* песчаных грунтов, определяемая для чистых, преимущественно кварцевых, песков по величине их коэффициента пористости e (табл. 2, СНиП II-Б. 1—62), а для других видов песчаных грунтов — по известной формуле

$$I_n = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}; \quad (I-7)$$

г) *относительная консистенция* (индекс текучести)

$$I_\tau = \frac{W - W_p}{W_T - W_p}. \quad (I-8)$$

Показатели этой группы представляют собой лишь качественные характеристики физического состояния грунтов и используются в целях предварительного определения нормативного давления на грунты основания по табл. 14 СНиП II-Б. 1—62*, по величине которых допускается рассчитывать размеры фундаментов лишь сооружений III—IV классов, а для других зданий и сооружений разрешается использовать только для назначения предварительных размеров фундаментов.

Третья группа. Прочностные характеристики (величины безопасной нагрузки и предельной несущей способности) необходимы для расчетов прочности грунтов, устойчивости массивов грунта и давления грунтов на ограждения. Здесь следует обратить внимание на то, что вследствие трудности взятия нескольких (даже двух) совершенно идентичных образцов грунта (монолитов) целесообразно диаграмму предельных сопротивлений сдвигу — эту основную прочностную характеристику грунтов — определять* для *одиночных образцов* грунта (конечно, по возможности для большего числа их, чтобы можно было вывести некоторые средние значения определяемых характеристик).

В этом случае поступают следующим образом. По торцу грунтового монолита (взятого большим режущим кольцом из шурфа или с помощью специального грунтоноса из буровой скважины) определяют с помощью шарового штампа сцепление c по формуле**

$$c_{ш} = 0,18 \frac{P}{\pi ds}, \quad (I-9)$$

где P — нагрузка на шаровой штамп;

d — диаметр шарового штампа;

s — глубина отпечатка (осадка) за первые 10", если определяется сцепление, соответствующее данной влажности грунта.

Далее образец грунта подвергают действию того или иного вида возрастающей нагрузки до разрушения образца. Последнее

* Н. А. Цытович. Механика грунтов (краткий курс).

** Там же.

можно выполнить одним из следующих простых способов: а) испытать грунт на прямой плоскостной срез с определением величины максимального (предельного) сопротивления сдвигу (τ $\kappa\Gamma/\text{см}^2$), соответствующего данному уплотняющему давлению (сжимающему напряжению σ $\kappa\Gamma/\text{см}^2$); б) испытать образец грунта на одноосное

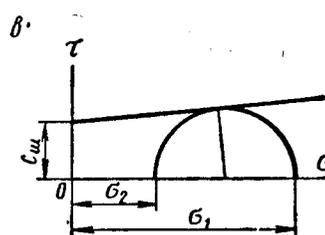
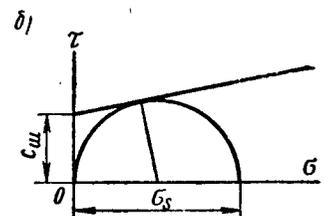
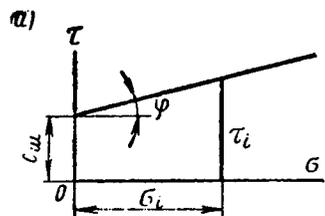


Рис. 1-4. Диаграмма предельных напряжений при сдвиге для определения прочностных характеристик грунтов (ϕ и c):

а — по результатам прямого среза; б — по данным испытания на одноосное сжатие; в — при трехосном сжатии

сжатие, что можно выполнить лишь для очень связных глинистых грунтов, и определить предельное напряжение σ_s , соответствующее хрупкому разрушению образца или потере им устойчивости при прогрессирующем течении (как известно, макс $\tau = \sigma_s/2$); в) испытать грунт на трехосное сжатие (что ближе соответствует условиям работы грунтов в условиях их естественного залегания) с определением максимального разрушающего давления (главного напряжения σ_1) при заданном боковом давлении $\sigma_2 = \sigma_3$. Последнее ис-

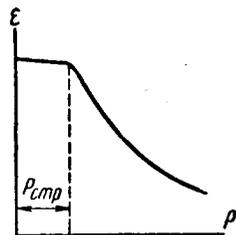


Рис. 1-5. Определение структурной прочности связных грунтов по компрессионной кривой

пытание производится в специальных приборах (стабилометрах), в которых грунт помещается в тонкую резиновую оболочку в целях передачи бокового давления через воду или масло, и применимо как для связных, так и для сыпучих грунтов.

По результатам испытаний строят одну из диаграмм предельных сопротивлений сдвигу (рис. 1-4): при прямом срезе; при одноосном сжатии (раздавливании) или при трехосном сжатии. Зная величину удельного сцепления $c_{ш}$, найденного по методу шарового штампа

[формула (I-9)] для того же образца грунта, для которого определялось разрушающее напряжение (по одному из изложенных способов), принимая далее огибающую кругов предельных напряжений за прямую (что дает достаточно точные результаты при давлениях на грунт порядка $0,5-7 \kappa\Gamma/\text{см}^2$), определяют угол наклона этой прямой к оси давлений, который и принимают за угол внутреннего трения грунта ϕ° . Таким образом, имеем два параметра кругов предельных напряжений: $c \kappa\Gamma/\text{см}^2$ и ϕ° .

Одним из важных показателей сопротивляемости грунтов внешним силам является так называемая структурная прочность грунтов $p_{стр}$, так как для грунтов с наличием жестких кристаллизационных связей при давлениях на них, не превосходящих структурной прочности $p_{стр}$, наблюдаются только упругие, весьма незначительные деформации (которыми часто можно пренебречь); для давлений же, больших $p_{стр}$, происходит уплотнение (изменение пористости) грунта, обуславливающее значительные осадки оснований.

Структурную прочность можно определить очень простым способом по компрессионной кривой ненарушенной структуры*, если вначале производить загрузку образца весьма малыми ступенями нагрузки (например, $p_i = 0,01 + 0,05 \kappa\Gamma/\text{см}^2$), еще не разрушающими структурные связи; тогда величина структурной прочности $p_{стр}$ определится по резкому перелому кривой компрессионного сжатия (рис. 1-5).

Показатели четвертой группы — характеристик деформируемости грунтов в фазе уплотнения — определяются как по компрессионным испытаниям образцов грунта ненарушенной структуры, так и по результатам полевых пробных нагрузок, что точнее, так как при полевых испытаниях в работу включаются значительные объемы грунта.

В первом случае величину коэффициента относительной сжимаемости ($a_0 \text{ см}^2/\kappa\Gamma$) определяют по формуле

$$a_0 = \frac{a}{1 + \epsilon_n}, \quad (I-10)$$

где $a = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{p}$ — коэффициент сжимаемости и

$\epsilon_1 - \epsilon_2$ — изменение коэффициента пористости при изменении внешнего давления на величину p ;

ϵ_n — начальный коэффициент пористости грунта, вычисляемый по формуле (I-5) при известных исходных данных γ , $\gamma_{уд}$ и W .

При пробной нагрузке, которой испытываются несущие пласты грунта (обычно на уровне подошвы фундаментов, а при наличии более слабых напластований и на большей глубине) с помощью стандартного круглого или квадратного жесткого штампа площадью

* Существуют и другие способы определения $p_{стр}$, например по замерам величины начального порового давления и др.

подшвы не менее 5000 см^2 (при малых площадях фаза уплотнения грунта ограничивается малыми давлениями и при последующем нагружении даже при незначительных нагрузках переходит в фазу сдвигов) при приложении нагрузки ступенями (с помощью гидравлического домкрата или специальной загрузочной платформы, рис. 1-6), имеют место следующие основные виды кривых осадок как функции производимого на грунт давления p , а именно: первый

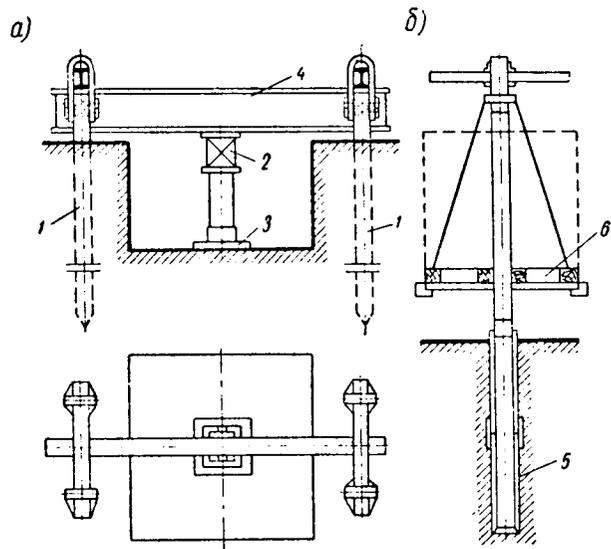


Рис. 1-6. Схема установок для испытания грунтов пробными нагрузками:

а — в шурфах; б — в скважинах;
1 — анкерные сваи; 2 — гидравлический домкрат для нагрузки;
3 — штамп; 4 — двутавровая балка-упор; 5 — обсадная труба;
6 — загрузочная платформа.

вид (рис. 1-7, а), когда осадки до некоторого предела почти строго пропорциональны увеличению давления; второй (рис. 1-7, б), когда вначале (до некоторого предела, который мы считаем равным $p_{стр}$) наблюдаются ничтожно малые осадки, а затем, после перелома кривой, значительно большие, и третий (рис. 1-7, в), когда кривая осадок имеет явно выраженный криволинейный характер.

Для первого вида кривых зависимость между относительной осадкой и давлением $e = f(p)$ линейна, т. е.

$$e = \frac{1}{E_0} \cdot p, \quad (I-11)$$

где E_0 — модуль общей деформации грунта;

для второго — до давлений, меньших $p_{стр}$, деформации практически могут не учитываться, а при давлениях $p_i > p_{стр}$ также можно принимать некоторый участок кривой линейным, т. е.

$$e = \frac{1}{E_0} (p_i - p_{стр}); \quad (I-11a)$$

и для третьего вида — кривые могут быть описаны степенной функцией, т. е.

$$e = \frac{1}{E_0} \cdot p^m, \quad (I-12)$$

где r и m — некоторые постоянные коэффициенты, определяемые опытным путем; или, линеизируя кривую (см. рис. 1-7, в) по участкам, можно написать

$$e \approx \frac{1}{E_0} p_1 + \frac{1}{E_0} (p_i - p_1) \text{ и т. д.} \quad (I-11b)$$

Следует отметить, что тангенс угла наклона кривой осадок к вертикали (оси s) пропорционален модулю общей деформации грунта E_0 , который для рассматриваемого второго вида кривых (для глинистых грунтов) иногда принимают завышенным (пропорциональным $\text{tg } \alpha_1$, см. рис. 1-7, б), не учитывая величины $p_{стр}$, что неправильно, так как для давлений $p_i < p_{стр}$ модуль деформации очень велик, а для давлений $p_i > p_{стр}$ он будет значительно меньше ($\text{tg } \alpha_2 < \text{tg } \alpha_1$).

Модуль общей деформации E_0 в пределах прямолинейной зависимости $s = f(p)$ для грунтов, однородных на достаточную глубину (примерно равную удвоенной ширине штампа), определяется по точной формуле теории линейно деформируемых тел

$$E_0 = \omega (1 - \mu_0^2) \frac{pb}{s}, \quad (I-13)$$

где $\omega = \frac{\pi}{4} = 0,785$ для кругового жесткого штампа и

$\omega = 0,88$ для штампа с квадратной площадью подошвы;

b — ширина или диаметр штампа;

s — полная осадка штампа при данной нагрузке.

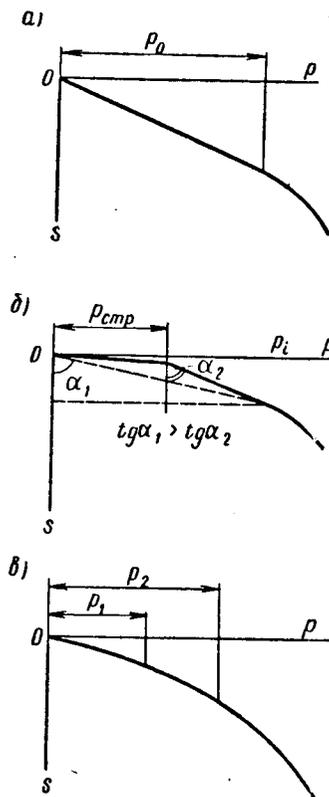


Рис. 1-7. Графики зависимости осадок при пробной нагрузке от величины внешнего давления $s = f(p)$

Формула (I-12) для кругового жесткого штампа диаметром d может быть представлена в виде

$$E_0 = (1 - \mu_0^2) \frac{P}{sd}, \quad (I-13a)$$

где P — суммарная нагрузка на штамп.

Для определения по результатам пробной нагрузки коэффициента относительной сжимаемости a_0 также в пределах линейной зависимости $s = f(p)$ можно воспользоваться известным из механики грунтов выражением

$$a_0 = \frac{\beta}{E_0}, \quad (I-14)$$

$$\text{где } \beta = \left[1 - \frac{2\mu_0^2}{1 - \mu_0} \right];$$

μ_0 — коэффициент относительной боковой деформации.

Для песчаных грунтов μ_0 меняется незначительно (от $\mu_0 = 0,2$ до $\mu_0 = 0,35$), а для глинистых грунтов, как указывалось ранее, зависит от их консистенции [см. выражение (I-4)], изменяясь от 0,05 до 0,50, что существенно сказывается на величинах, определяемых геотехническими изысканиями.

Рис. I-8. Диаграмма водопроницаемости грунтов:

1 — для песчаных, супесчаных и слабых глинистых грунтов; 2 — для уплотненных глин с начальным градиентом напора i_0 .

Наконец, пятая группа — характеристики консолидации грунтов — дает возможность рассчитать протекание осадок водонасыщенных глинистых грунтов во времени, причем важное значение имеют как коэффициент водопроницаемости грунтов k_f (при выжимании воды из водонасыщенных грунтов под нагрузкой), так и величина начального градиента напора i_0 , при преодолении которого лишь возможна фильтрация воды в уплотненных глинистых грунтах. Эти характеристики определяются по экспериментальным диаграммам водопроницаемости грунтов (рис. I-8).

Для грунтов, процесс фильтрационной консолидации у которых закончился, и для всех неводонасыщенных грунтов определяющим фактором протекания их деформации во времени является ползучесть скелета грунта, которая особенно велика у тугопластичных, полутвердых и твердых глин и может достигать почти двойной величины по сравнению с обычной деформацией фильтрационного уплотнения.

Параметры ползучести входят в уравнение напряженно-деформативного состояния сред, подчиняющиеся линейной теории наследственной ползучести Больцмана — Вальтерра, применимость которой к грунтам хорошо подтверждается опытами.

Можно рассматривать полную относительную деформацию грунтов как сумму мгновенной и изменяющейся во времени деформации. Тогда уравнение состояния будет иметь следующий вид:

$$e(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0} + \bar{K}(t - t_0) \sigma(t_0) \Delta t_0, \quad (I-15)$$

где $e(t)$ и $\sigma(t)$ — относительная деформация и напряжение, изменяющиеся во времени;

$\bar{K}(t - t_0)$ — так называемое ядро затухающей ползучести, которое, как показывают детальные опыты проф. С. Р. Месчяна, хорошо описывается выражением

$$\bar{K}(t - t_0) = \delta e^{-\delta_1(t - t_0)}, \quad (I-16)$$

где δ, δ_1 — параметры ползучести.

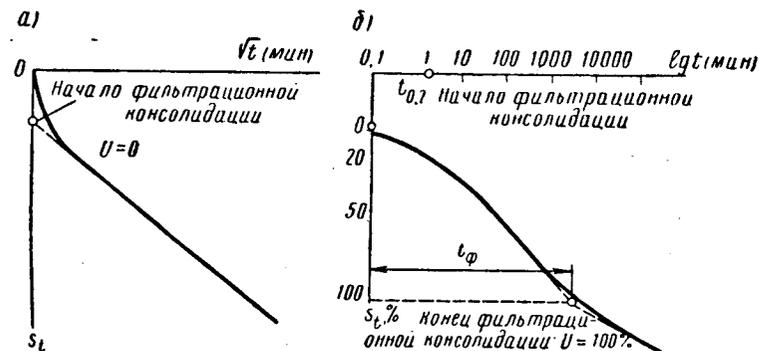


Рис. I-9. Определение фильтрационного этапа уплотнения водонасыщенных грунтов:

а — начало фильтрационного уплотнения ($U_0 = 0$); б — конец фильтрационного уплотнения ($U_0 = 100\%$); $t_{0,2}$ — время, соответствующее 20% фильтрационного уплотнения

Последние параметры (коэффициент ядра ползучести δ и коэффициент затухания ползучести δ_1) * определяются по результатам длительных испытаний монолитов глинистого грунта на компрессию, разделяя кривую изменения деформаций во времени на преимущественно фильтрационную часть и часть, обусловленную ползучестью, по способу, указанному на рис. I-9.

Для фильтрационной части кривой изменения осадок во времени при небольшой доле от всей осадки (например, при $\frac{s_t}{s_{\infty}} = U_0 = 0,2$) по формулам теории фильтрационной консолидации определяют

* Н. А. Цытович, Ю. К. Зарецкий [и др.]. Прогноз скорости осадок оснований сооружений (консолидация и ползучесть многофазных грунтов). Стройиздат, 1967.

первичный (близкий к мгновенному) коэффициент относительной сжимаемости $a_0^{\text{перв}}$, а по полной осадке (включая ползучесть скелета) — конечный (стабилизированный) коэффициент относительной сжимаемости a_0^k . Тогда коэффициент ядра ползучести δ будет равен

$$\delta = \delta_1 \cdot \frac{a_0^{\text{перв}}}{a_0^{\text{втор}}}, \quad (I-17)$$

где $a_0^{\text{втор}} \approx a_0^k - a_0^{\text{перв}}$.

Величина коэффициента затухания ползучести δ_1 определяется по графику изменения единичной относительной скорости осадок от времени (в полулогарифмическом масштабе) как угол наклона

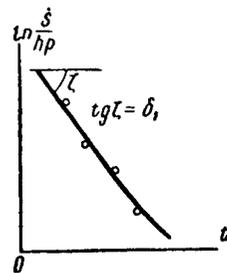


Рис. I-10. Определение коэффициента затухания ползучести δ_1

прямой $\ln \frac{\dot{s}}{\rho h}$ (где \dot{s} — скорость деформаций ползучести) к оси t (рис. I-10), т. е.

$$\delta_1 = \text{tg } \zeta. \quad (I-18)$$

Уравнения (I-15), (I-16) при известных параметрах δ и δ_1 кладутся в основу решения конкретных задач по определению деформаций ползучести естественных оснований сооружений, обусловленных ползучестью скелета грунта*.

При оценке скальных пород наибольшее применение получили полевые испытания пробной нагрузкой, позволяющие учесть влияние на сжимаемость и сопротивление сдвигу скальных оснований их трещиноватости. Для оценки же деформируемости всего массива скальных пород в последнее время стали применяться геофизические методы испытаний, например ультразвуковой и др.

Скальные породы испытываются пробной нагрузкой в штольнях при помощи забетонированного на выровненном дне штольни бетонного массива (штампа), причем как сжимающие, так и сдвигающие нагрузки осуществляются с помощью мощных гидравлических домкратов (обычно 100—200 Т).

Определяются две характеристики трещиноватых скальных пород: модуль деформации E_0 и предельное сопротивление сколу — сдвигу ($\tau_{ск}$, $\tau_{сдв}$). Так как деформации скальных пород, вообще говоря, малы и соизмеримы с деформациями бетонного штампа, то рекомендуется измерять при ступенчатом нагружении не только осадки штампа по двум осям, но и основания поверхности испытываемой скальной породы вне штампа на строго зафиксированных расстояниях от штампа. Последние дают возможность определить модуль общей деформации E_0 , не вводя поправки на дефор-

* См. предыдущую сноску.

мации штампа, которые могут составлять существенную долю от всей замеренной деформации штампа и скальной породы.

Определение модуля общей деформации для скальных и полускальных пород по результатам их испытаний штампами с круглой и квадратной площадью подошвы производится по прежней формуле теорией деформируемых тел [см. выражение (I-13)], но для малодеформируемых скальных пород, величины деформаций которых соизмеримы с величиной деформации самих штампов, — по преобразованной формуле Буссинеска — Шлейхера с введением для точек скального основания вне штампа поправочного коэффициента η *. В общем виде будем иметь

$$E_0 = \frac{\eta \omega_{\text{const}} (1 - \mu_0^2) 2b_1 p}{s'}, \quad (I-19)$$

где ω_{const} — коэффициент формы и жесткости штампа, равный для круглого штампа $\frac{\pi}{4} \approx 0,79$ и для квадратного 0,88;

b_1 — полуширина прямоугольного штампа или радиус круглого;

p — величина внешнего давления;

η — поправочный коэффициент, зависящий от расстояния от измеряемой точки основания до грани штампа;

s' — осадка поверхности основания вне штампа.

Для жесткого круглого штампа диаметром d поправочные коэффициенты для точек вне штампа (по формуле К. Е. Егорова) будут равны

$$\eta = \frac{2}{\pi} \arcsin \frac{d}{2r},$$

где r — расстояние от центра штампа до точки основания вне штампа, где измерена осадка.

Для стандартного прямоугольного штампа (размером подошвы $0,9 \times 1,1$ м) значения коэффициентов η для точек основания вне штампа определяются по вычислениям С. Б. Ухова и З. Г. Тер-Мартirosяна, приведенным в табл. I-1.

Таблица I-1

Значения коэффициента η для штампа $0,9 \times 1,1$ м (при оси Y, параллельной большей стороне)

Расстояние от штампа	0,1 b_1	0,3 b_1	0,5 b_1	1,0 b_1
Коэффициент для осадки по осям: $\begin{cases} X \\ Y \end{cases}$	0,823	0,618	0,516	0,376
	0,812	0,606	0,501	0,356

* С. Б. У х о в, Н. А. Ц ы т о в и ч. Труды I Международного конгресса по механике скальных пород, доклад 3.91; Лиссабон, 1966.

Результаты испытания скальных пород показывают, что до определенного предела зависимость между общими деформациями и давлением для трещиноватых скальных пород также может приниматься линейной и что у трещиноватых скальных пород наблюдается начальная прочность сжатия p_n (рис. I-11, а), аналогичная

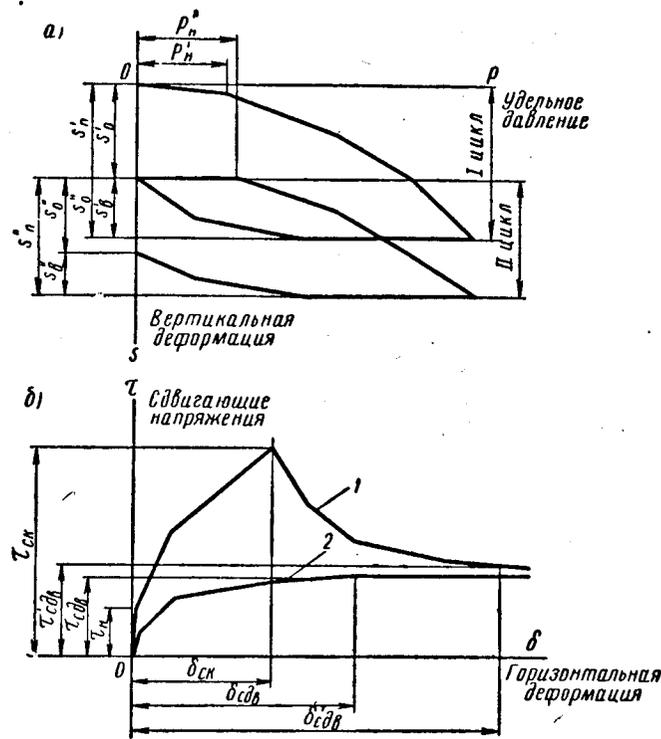


Рис. I-11. Результаты полевых испытаний скальных пород штампом:
а — при исследовании сжимаемости; б — при испытании сопротивления сдвигу

структурной прочности связных грунтов, когда деформации имеют ничтожную величину. В последнем случае при вычислении модуля общей деформации по формуле (I-19) необходимо подставлять вместо величины p значение $(p - p_n)$.

При исследовании сопротивления сдвигу скальных пород при горизонтальном нагружении прибетонированного к скальному основанию штампа или испытания обработанного целика наблюдается два вида кривых деформаций: 1) для более прочных скальных пород — хрупкое разрушение $\tau_{ск}$ — скол (рис. I-11, б, кривая 1) с последующим падением сопротивления сдвигу до некоторой уста-

новившейся величины $\tau_{сдв}$, а для менее прочных — только второй вид кривых деформаций при сдвиге (рис. I-11, б, кривая 2) при постепенном достижении предельного сопротивления сдвигу $\tau_{сдв}$. Следует отметить, что и при исследовании сопротивления сколу — сдвигу трещиноватых скальных пород наблюдается некоторое начальное сопротивление сдвигу τ_n , когда деформации при сдвиге ничтожно малы.

Испытания кернов скальных пород производятся лишь в целях установления коэффициента размягчения K_p , равного отношению временного сопротивления одноосному сжатию образцов пород в насыщенном водой и воздушно-сухом состоянии, и коэффициента морозостойкости K_m , равного отношению временного сопротивления одноосному сжатию образцов после 25 циклов замораживания-оттаивания в воздушно-сухом состоянии.

§ 3. О ВЫБОРЕ ВЕЛИЧИН РАСЧЕТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ И СКАЛЬНЫХ ПОРОД

Полевые и лабораторные испытания грунтов ставят своей целью объективно оценить прочностные и деформативные свойства грунтов и скальных пород и выбрать наиболее отвечающие техническим и экономическим требованиям расчетные величины.

К выбору расчетных характеристик грунтов и скальных пород необходимо отнестись со всей внимательностью, так как от правильности его будут зависеть как достоверность производимых расчетов, так и экономичность принятых решений, ибо излишние запасы сильно удорожают строительство, а недостаточные — делают его небезопасным.

При выборе расчетных характеристик прежде всего необходимо выделить пласты грунтов, которые практически можно считать однообразными — близкими к однородным.

При выделении пластов грунта близкими по сопротивляемости с успехом применяются различные *пенетрометры*, главным образом статические, когда в забой буровой скважины, опережая обсадку, непрерывно по глубине вдавливаются стандартный конус и регистрируется сопротивление вдавливанию.

При наличии кернов грунта с успехом применяется опробование монолитов лабораторным пенетрометром, например вдавливанием иглы Вика (как это применялось на Свирьстрое) или с помощью специального шарового штампа.

По рекомендации института «Гидропроект»*, для каждого выделяемого слоя или пласта грунта необходимо, чтобы коэффициент изменчивости ν для характеристик прочностных свойств грунтов был бы меньше 30%, а для исходных физических свойств

* Инструктивные указания по унификации методов исследования грунтов. Изд. Гидропроект, 1964.

желательно иметь его вдвое меньшим или во всяком случае менее 30%. Если это не выполняется, рассматриваемый слой является неоднородным и *требует* более детального изучения и *расчленения*.

Коэффициент статистической изменчивости ν определяется по формуле

$$\nu = \frac{\kappa}{A_{\text{ср}}}, \quad (\text{I-20})$$

где κ — среднее квадратичное отклонение (стандарт);
 $A_{\text{ср}}$ — среднеарифметическое значение любой характеристики, определяемой опытным путем.

Величина

$$\kappa = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \zeta_i^2}{n-1}}, \quad (\text{I-21})$$

где ζ_i — отклонение наблюдаемого значения определяемой величины от среднего арифметического, т. е.

$$\zeta_i = A_i - A_{\text{ср}}.$$

Нормативные и расчетные характеристики грунтов определяются по результатам непосредственных испытаний грунтов и скальных пород и устанавливаются для всех выделенных пластов грунта с учетом природного напряженного состояния пород и возможного его изменения при строительстве и эксплуатации сооружений.

За нормативные характеристики грунтов и скальных пород принимаются их среднеарифметические значения, полученные в достаточном количестве (желательно числом не менее 10) для данного пласта грунта.

Расчетные характеристики определяются путем умножения нормативных характеристик на коэффициент однородности, определяемый по формуле

$$k_o = 1 - \frac{\kappa}{A_{\text{ср}}}. \quad (\text{I-22})$$

Для сооружений I и II классов рекомендуется расчетные характеристики грунтовых оснований определять, используя статистический метод обработки результатов опытов. Так, при выборе прочностных характеристик грунтов, например параметров сдвига при испытании грунтов на прямой плоскостной срез, расчетные характеристики определяют по способу наименьших квадратов по следующим формулам:

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n p_i^2 \sum_{i=1}^n \tau_i - \sum_{i=1}^n p_i \sum_{i=1}^n p_i \tau_i}{n \sum_{i=1}^n p_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n p_i \right)^2}; \quad (\text{I-23})$$

коэффициент внутреннего трения

$$f = \text{tg } \varphi = \frac{n \sum_{i=1}^n p_i \tau_i - \sum_{i=1}^n p_i \sum_{i=1}^n \tau_i}{n \sum_{i=1}^n p_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n p_i \right)^2}, \quad (\text{I-24})$$

где p_i — внешнее нормальное давление;

τ_i — предельное касательное напряжение.

Отметим, что в случае испытания грунтов на трехосное сжатие с определением эффективных напряжений формулы для вычисления параметров сдвига (c и f) будут иметь несколько иной вид*.

При выборе расчетных характеристик особое внимание необходимо обратить на прочностные свойства грунтов, главным образом на параметры сопротивления сдвигу, так как для глинистых грунтов величина этих параметров будет зависеть и от тех условий, в которых будут находиться глинистые грунты. Как правило, параметры сопротивления сдвигу глинистых грунтов определяются для образцов природной плотности-влажности (по результатам недrenированных испытаний), и далее расчетом по теории консолидации прогнозируются возможные их изменения при последующем существовании сооружений. Если же исходят из результатов дренированных испытаний (обычно получаемых по стандартной методике), необходимо учесть условия работы глинистых грунтов под сооружениями и влияние на них незаконченных процессов консолидации, т. е. при расчете принимать во внимание величину эффективных напряжений.

При проектировании гидротехнических сооружений (согласно СНиП II-Б. 3—62, п. 6.2) за расчетные параметры сопротивления грунтов сдвигу (φ и c) применяются *среднеминимальные* их значения. Нормативные и расчетные характеристики прочностных и деформативных свойств грунтов оснований зданий и сооружений (СНиП II-Б. 1—62) определяются как *средние значения* из достаточного для статистического обобщения числа результатов непосредственных измерений.

Лишь для предварительных расчетов и предварительного назначения характеристик грунтовых оснований для сооружений III—IV классов допускается принимать параметры сопротивления сдвигу и модуль деформации по табличным данным (например, по табл. 13 СНиП II-Б. 1—62 и другим осредненным опытным материалам) в зависимости от генезиса и номенклатуры песчаных грунтов и влажности на границе раскатывания глинистых как функцию их начального коэффициента пористости. Конечно, и для сооружений этих классов необходимо производить контрольные испытания с непосредственным определением прочностных и деформативных характеристик грунтовых оснований.

* А. И. Маргольев. О методах обработки результатов определения сопротивления грунтов сдвигу. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1961, № 3.

Отметим, что результаты определения основных *исходных физических свойств* и параметров прочностных и деформативных характеристик позволяет обоснованно применять в расчетах оснований те или иные теории их деформирования. Без достоверного же прогноза деформаций оснований (их осадок, изменения осадок во времени, перекосов и пр.) не могут быть запроектированы фундаменты по предельным деформациям оснований.

Здесь следует напомнить, что к *однофазным* и *квазиоднофазным* (в механическом смысле) системам будут относиться скальные породы, сухие и маловлажные грунты, а также тугие и твердые глины (при $i < i_n$) с завершённым процессом их фильтрационной консолидации*; к *двухфазным* — полностью водонасыщенные грунты ($I_v = 1$) и к *трехфазным*: а) не полностью водонасыщенным — квазидвухфазным грунты с газосодержащей поровой водой (защемленным и растворенным воздухом, парами и газами) при коэффициенте водонасыщенности $I_v > 0,9$ и б) все влажные и маловлажные грунты с коэффициентом водонасыщенности $I_v < 0,9 \div 0,8$.

Для расчета полных деформаций уплотнения (осадок) сооружений в условиях одномерной задачи однофазных грунтов требуется знать лишь одну характеристику грунта (a_0 или E_0), а при расчете протекания осадок во времени — добавочно два параметра ползучести скелета грунта (δ и δ_1); для двумерных и трехмерных задач полностью водонасыщенных грунтов, т. е. *двухфазной системы* (при $I_v = 1$), необходимо дополнительно знать величину коэффициента относительной боковой деформации μ_0 , коэффициента фильтрации (k_f , а по нему — коэффициента консолидации $c = \frac{k_f}{a_v \gamma_w}$, где γ_w — объемный вес воды) и коэффициента неполного порового давления $\beta_0 \approx \frac{p - p_{стр}}{p}$, а для газосодержащих водонасыщенных грунтов, т. е. *трехфазной системы* (при $I_v > 0,9$), — дополнительно коэффициент сжимаемости газосодержащей поровой воды ($a_w = \frac{1 - I_v}{p_a}$, где p_a — атмосферное давление).

Таким образом, перечисленные выше деформативные характеристики грунтов при использовании их в соответствующих аналитических методах расчета делают вполне определенными расчеты, связанные с прогнозом как полной стабилизированной осадки фундаментов, так и протекания осадок во времени.

Прочностные же характеристики при правильном их выборе дают возможность установить предел фазы уплотнения грунтов (предел пропорциональности) и величину максимально предельной, а по ней и расчетной нагрузки на грунт в основаниях сооружений.

* Н. А. Цытович. Некоторые проблемы деформируемости дисперсных глинистых грунтовых систем. Труды II Всесоюзного съезда по теоретической и прикладной механике. Изд-во АН СССР, 1966.

ГЛАВА II ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ФУНДАМЕНТОВ

§ 4. ДЕФОРМАЦИИ СООРУЖЕНИЙ ПРИ РАЗВИТИИ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ

1. Характер деформаций сооружений различной жесткости.
В общем случае все сооружения можно разбить на абсолютно гибкие, практически гибкие, практически жесткие и абсолютно жесткие.

Абсолютно гибкие сооружения во всех точках следуют за перемещениями поверхности грунтов основания. Примером такого сооружения является земляная насыпь. Неравномерные осадки не вызывают особых осложнений при эксплуатации такого сооружения. Для получения проектных отметок насыпь отсыпается выше на величину ожидаемой осадки, т. е. ей придается строительный подъем.

Абсолютно жесткие сооружения дают равномерную осадку при симметричном нагружении и симметричном распределении податливости грунтов основания либо получают крен без изгиба сооружения. Примером являются элеваторы, дымовые трубы, доменные печи и т. п. Эти сооружения выравнивают осадки, т. е. работают совместно с основанием: в местах большей податливости основания давление по подошве фундаментов уменьшается, а меньшей — увеличивается. За счет перераспределения давления сооружением и уменьшаются неравномерности осадки основания. В то же время это приводит к возникновению в сооружении дополнительных усилий. В монолитных абсолютно жестких сооружениях возникающие дополнительные усилия в большинстве случаев не опасны, так как такие сооружения имеют часто значительный запас прочности несущих конструкций на изгиб.

Сооружения практически жесткие — большая часть зданий и многие инженерные сооружения (многопролетные эстакады и мосты неразрезной конструкции, резервуары и т. п.) — не могут следовать во всех точках за деформациями грунтов основания и искривляются вследствие развития неравномерных осадок. Такие сооружения частично выравнивают неравномерности осадки поверхности грунта основания. Это приводит к возникновению дополнительных усилий в несущих конструкциях сооружения, которые во многих случаях

не учитываются при их проектировании. Поэтому в несущих конструкциях могут появиться трещины. Для предотвращения этого при проектировании фундаментов большое внимание уделяется совместной оценке работы грунтов основания и несущих конструкций сооружения (например, железобетонных рам и т. п.).

Оценка работы грунтов основания совместно с работой несущих конструкций конечной жесткости относится к наиболее сложным задачам расчета сооружения. Сложность заключается в трудности определения жесткости несущих конструкций сооружения в целом, работающих как единая пространственная система, и в неопределенности деформативности грунта в каждой точке основания.

Практически гибкие сооружения в значительной степени следуют за перемещениями поверхности грунта, т. е. получают искривления

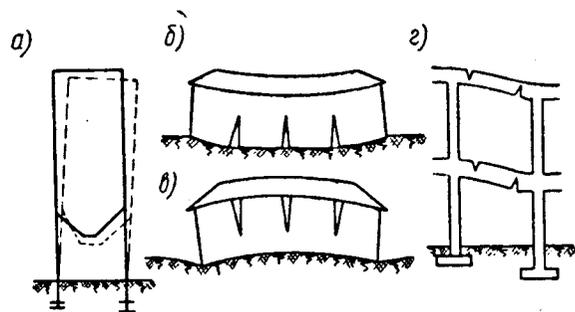


Рис. II-1. Формы деформаций сооружений:
а — крен; б — прогиб; в — выгиб (перегиб); г — перекос

(невысокие одноэтажные здания с разрезными балками покрытия), однако на коротких участках в некоторой степени выравнивают неравномерности осадки. Это приводит к появлению в несущих конструкциях обычно небольших дополнительных усилий. При больших неравномерностях осадок эти усилия могут привести к появлению трещин.

2. Формы деформации и смещения сооружений. В зависимости от характера развития неравномерных осадок основания и жесткости сооружения различают пять простейших форм деформаций сооружений: крен, прогиб, выгиб (перегиб), перекос, кручение.

Крен (рис. II-1, а) — поворот относительно горизонтальной оси — могут получать все сооружения, если основание загружено несимметрично или несимметрично напластование грунтов относительно вертикальной оси сооружения. Наибольшую опасность крен представляет для высоких сооружений (дымовые трубы, узкие здания повышенной этажности и др.). В этом случае крен приводит к развитию дополнительного момента, который в свою очередь способствует увеличению крена, что может привести к потере устойчивости сооружения на опрокидывание.

Колонны и стены, не связанные жестко с остальными конструкциями, могут также получать крен из-за неравномерных осадок основания. Если же исключено перемещение их верхней части в горизонтальном направлении, то при развитии крена основания в несущих конструкциях (колоннах, перекрытиях и др.) возникают дополнительные усилия. Величина этих усилий оценивается при рассмотрении одновременной работы этих конструкций с грунтами основания.

Прогиб и выгиб (рис. II-1, б, в) связаны с искривлением сооружения. Такого вида деформации получают все здания и сооружения, кроме обладающих очень большой жесткостью. Длинные здания на одних участках могут получать прогиб, а на других — выгиб. При прогибе наиболее опасная зона растяжения находится в нижней части сооружения, а при выгибе — в верхней.

Усилия растяжения, возникающие в несущих конструкциях, зависят от неравномерной податливости основания и жесткости сооружения. Чем большей жесткостью обладает сооружение, тем большие усилия возникают. В этом случае величина прогиба или выгиба будет меньше.

Перекас возникает в конструкциях, когда резкая неравномерность осадки наблюдается на коротком участке сооружения при сохранении относительно вертикального положения конструкций. Примером могут являться перекасы каркасного здания (рис. II-1, г).

Кручение сооружения наблюдается при неодинаковом крене по длине сооружения и тем более, когда крен в двух сечениях сооружения развивается в разные стороны. При этом виде деформации дополнительные усилия развиваются не только в элементах стен, но и в конструкциях перекрытия, которые работают преимущественно в горизонтальном направлении на изгиб.

§ 5. ПРИЧИНЫ РАЗВИТИЯ НЕРАВНОМЕРНЫХ ОСАДОК

В общем случае осадка каждого фундамента может рассматриваться как сумма четырех слагаемых осадок:

$$S = S_{\text{упл}} + S_{\text{разупл}} + S_{\text{вып}} + S_{\text{расстр}}, \quad (\text{II-1})$$

где $S_{\text{упл}}$ — осадка в результате уменьшения пористости грунтов под воздействием увеличивающихся напряжений в основании как в результате загрузки рассматриваемого фундамента, так и загрузки соседних площадей и фундаментов;

$S_{\text{разупл}}$ — осадка фундамента, связанная с разуплотнением верхних слоев грунта, залегающих непосредственно ниже дна котлована;

$S_{\text{вып}}$ — осадка за счет выдавливания грунта из-под фундамента в стороны и вверх при развитии зон пластических деформаций;

$s_{расстр}$ — осадка, развивающаяся за счет увеличения сжимаемости грунтов при нарушении их структуры.

1. Неравномерные осадки уплотнения. Под воздействием напряжений выше величины природного давления грунт деформируется. Деформации развиваются преимущественно за счет уменьшения объема пор грунта (уплотнения) и формоизменения в пределах упругих деформаций под воздействием касательных напряжений. Упругие деформации формоизменения обычно во много раз меньше деформаций уплотнения. Поэтому осадки, развивающиеся под

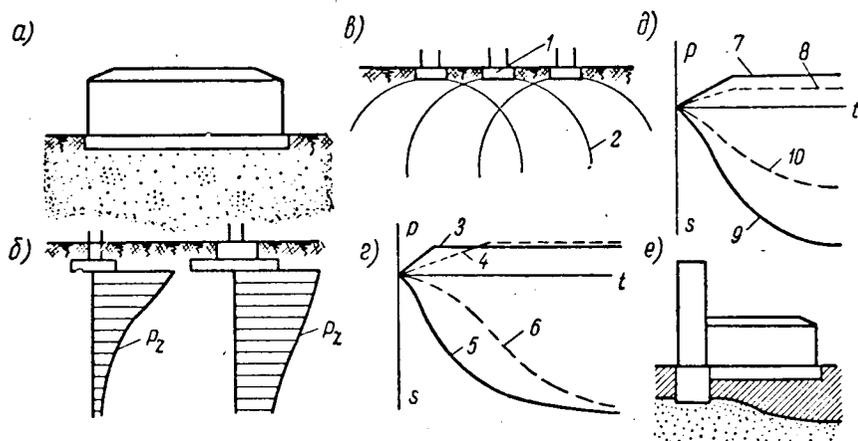


Рис. 11-2. Некоторые причины развития неравномерных осадок уплотнения:

а — неодинаковая плотность грунта; б — неодинаковая нагрузка на фундаменты; в — распространение напряженных зон под фундаментами; г — неодновременное нагружение фундаментов; д — неполная нагрузка фундаментов; е — различие грунтов основания; 1 — фундаменты; 2 — границы напряженных зон; 3, 4 — увеличение нагрузки на два фундамента; 5, 6 — соответственно развитие их осадок во времени при полной нагрузке фундаментов; 7, 8 — увеличение нагрузки на два фундамента; 9, 10 — соответственно развитие их осадок во времени

воздействием местной нагрузки, называют *осадками уплотнения*, хотя в них входят и упругие деформации формоизменения. Эти осадки под отдельными частями сооружения обычно неодинаковы (неравномерны) по следующим основным причинам:

1) *различие инженерно-геологических условий* в пределах площади сооружения при несогласном слоистом напластовании (см. рис. 1-3, в) и резко неоднородной толще грунтов (см. рис. 1-3, г) приводит к неравномерной осадке фундаментов;

2) *неодинаковая плотность* грунта или неравномерное распределение включений (торфянистых, валунов и др.) (рис. 11-2, а) приводит к неравномерности осадки, величину которой трудно установить при проектировании;

3) *неодинаковая нагрузка* на фундаменты вынуждает предусматривать неодинаковые размеры их подошвы, а это при одной и той

же интенсивности давления на основание (рис. 11-2, б) вызывает неравномерные осадки, так как будут деформироваться грунты в пределах неодинаковой толщины слоя;

4) осадка фундамента в сооружении зависит также от *загрузки соседних фундаментов* или поверхности грунта. Бóльшее влияние на осадку испытывают фундаменты средней части сооружения и меньшее — наружных стен, тем более угловые фундаменты. Это объясняется тем, что при нагружении фундаментов в основании напряженные зоны пересекаются (распространение условных напряженных зон показано на рис. 11-2, в) и напряжения суммируются;

5) при *неодновременном нагружении* фундаментов в период возведения сооружений и первые годы эксплуатации наблюдается значительная неравномерность осадок (рис. 11-2, г). Во время возведения на сильно сжимаемых грунтах пятиэтажного кирпичного здания, имеющего наружные несущие стены и внутренние монолитные железобетонные колонны и прогоны, в крайних пролетах на прогонах появились трещины (рис. 11-3). По мере загрузки перекрытий трещины стали закрываться;

6) при *неполной нагрузке* фундаменты получают осадку меньше предусмотренной проектом (рис. 11-2, д). Если остальные фундаменты достигнут проектной осадки, то возникающая неравномерность может оказаться больше предельно допустимого значения;

7) *различие грунтов основания*, когда фундаменты более тяжелой части сооружения основывают на подстилающих менее сжимаемых слоях грунта (рис. 11-2, е), может привести к неравномерности осадки, так как трудно спроектировать фундаменты, которые давали бы одинаковые и одновременно развивающиеся осадки.

Расчетом можно найти размеры фундаментов всех частей сооружения, при которых они будут иметь почти одинаковую осадку. Однако трудно гарантировать, что эти части сооружения будут иметь одинаковые осадки во время постройки и в процессе их стабилизации.

Разнообразие рассмотренных причин развития неравномерных осадок уплотнения свидетельствует, что составить прогноз осадок сооружения, опирающегося на большое количество различных фундаментов, в ряде случаев является задачей весьма сложной. Однако, когда в основании залегают плотные грунты и абсолютные значения ожидаемых осадок невелики, будет мала и их неравномерность. При наличии же в основании сильно сжимаемых грунтов решение задачи усложняется. В этом случае, если возникает сомнение

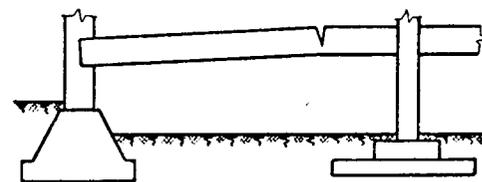


Рис. 11-3. Деформации прогонов при отставании загрузки колонн

в точности прогноза неравномерностей осадок, приходится либо принимать меры по уменьшению чувствительности несущих конструкций к возможным неравномерностям осадок, либо в качестве основания принимать более плотные слои грунта, залегающие на большей глубине.

2. Неравномерные осадки разуплотнения. Осадки разуплотнения $s_{\text{разупл}}$ развиваются под действием веса сооружения, когда он меньше веса грунта, вынутого при откопке котлована. Это объясняется тем, что при откопке котлована в результате удаления грунта происходит разуплотнение грунтов основания. Кроме того, под действием давления грунта, располагающегося вокруг дна котлована, развиваются упругие деформации.

Указанные факторы приводят к неравномерному поднятию дна котлована (рис. II-4), а в дальнейшем к неравномерным осадкам по следующим причинам:

1) большего разуплотнения грунтов под центральной частью котлована, чем по его краям и в углах, вследствие большего уменьшения напряжений на некоторой глубине, основания;



Рис. II-4. Вспучивание дна котлована

2) различной продолжительности времени, в течение которого разуплотнялись грунты основания под отдельными фундаментами;

3) неодинакового поднятия дна котлована вследствие причин, вызывающих неравномерные осадки уплотнения.

При устройстве фундаментов зданий и промышленных сооружений чаще всего откапываются котлованы глубиной менее 5 м. В таком случае осадки разуплотнения незначительны, да и развиваются они преимущественно до возведения надземных несущих конструкций. Влияние осадок разуплотнения может быть ощутимым при глубине котлованов больше 5 м и устройстве фундаментов, вес которых вместе с обратной засыпкой значительно меньше веса вынутого из котлована грунта.

Осадка разуплотнения равна поднятию дна котлована в процессе разгрузки грунтов основания, которое рассчитывают методами механики грунтов. Для этого грунты испытывают не только на сжатие, но и на разуплотнение при уменьшении давления.

3. Осадки выпирания $s_{\text{вып}}$ связаны с развитием пластических деформаций грунта основания. По подошве жестких фундаментов реактивное давление распределяется неравномерно. Даже при небольшой нагрузке под краями фундаментов возникает давление, приводящее к развитию небольших зон пластических деформаций. Вследствие этих деформаций происходит перераспределение давления по подошве фундамента, уменьшение интенсивности давления под краями и увеличение в средней их части. Такое перераспределение происходит из-за того, что в зонах пластических деформаций

грунты основания обладают большей податливостью за счет деформации указанных зон в сторону от фундамента и вверх (рис. II-5), при этом происходит уплотнение грунтов в направлении деформации этих зон. По мере загрузки фундамента увеличиваются зоны пластических деформаций и осадка выпирания. В то же время грунт, окружающий указанные зоны, уплотняется и оказывает все большее сопротивление, которое может достигать величины пассивного отпора. Осадка выпирания должна определяться на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности. Вследствие отсутствия решения такой задачи с доведением его до приложения к инженерным расчетам в настоящее время приходится ограничивать давление по подошве.

Причины развития неравномерных осадок выпирания те же, что и при развитии неравномерных осадок уплотнения (см. выше). Дополнительно неравномерность развития осадок выпирания может быть обусловлена неодинаковым сопротивлением грунта сдвигу в зонах пластических деформаций.

4. Осадки расструктурирования грунтов основания $s_{\text{расстр}}$. При откопке котлована грунты основания обнажаются и подвергаются воздействию ряда факторов, в результате которых может быть нарушена их природная структура — произойдет расструктурирование.

Из-за этого изменяются их физико-механические свойства. Чаще всего это сопровождается увеличением сжимаемости и уменьшением сопротивляемости грунтов сдвигу, что отражается на осадке фундаментов.

Поскольку нарушение структуры происходит не в одинаковой степени под различными фундаментами, осадки расструктурирования $s_{\text{расстр}}$ неравномерны. Величина $s_{\text{расстр}}$ зависит от способа производства котлованных работ, характера водоотлива, продолжительности работ с начала откопки котлована до обратной засыпки грунта за пазухи фундаментов, а также от характера мер, направленных на сохранение структуры грунтов основания. Причины, под действием которых может произойти нарушение структуры грунтов основания, обуславливаются четырьмя факторами: 1) метеорологическими воздействиями; 2) воздействием грунтовых вод и газа; 3) динамическими воздействиями механизмов; 4) грубыми ошибками строителей.

Метеорологические воздействия приводят к расструктурированию грунтов вследствие (рис. II-6): а) промерзания и оттаивания; б) набухания и размягчения; в) высыхания грунтов.

При промерзании и оттаивании (рис. II-6, а) глинистых и мелкопесчаных грунтов может существенно измениться их объем.

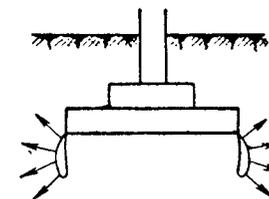


Рис. II-5. Направление развития деформаций выпирания

В случае достаточно сильного увлажнения эти грунты при промерзании *испытывают пучение*, увеличиваются в объеме, а при оттаивании под нагрузкой дают просадку. При пучении могут развиваться значительные напряжения, превосходящие напряжения по подошве фундаментов. Поэтому промерзание пучинистого грунта в основании опасно для сооружения ниже дна котлована не только при его откопке и возведении фундаментов в зимних условиях, но и в период возведения надземных конструкций.

Примером является деформация двухэтажного кирпичного здания. Его стены были возведены осенью и строительство приостановили. Зимой на стенах появились трещины, раскрытие которых

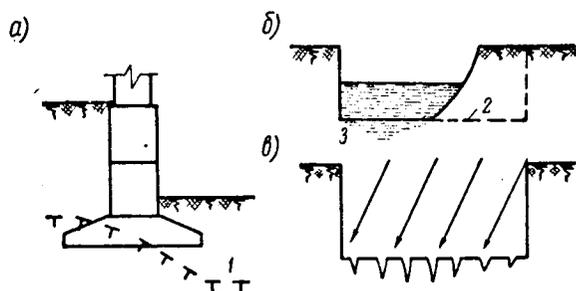


Рис. 11-6. Нарушение структуры грунтов основания под воздействием метеорологических факторов:

а — при промерзании грунтов; б — при увлажнении; в — высыхание грунтов под воздействием солнечной радиации; 1 — граница промерзания; 2 — граница котлована; 3 — зона набухания и размягчения

к весне достигло 25 см (рис. 11-7). Ниже фундаментов со стороны подвалов грунт промерз до 80 см. Принятие мер по поддержанию и усилению конструкций, а также по регулированию оттаивания грунтов основания позволило сохранить конструкции здания.

Когда подошва фундаментов расположена ниже глубины промерзания, все же может происходить поднятие фундаментов касательными силами пучения, развивающимися по их боковым поверхностям, а также смещение с креном и в сторону подвала в случае промерзания грунтов со стороны подвалов через стенку фундаментов в горизонтальном направлении. Эти деформации развиваются, когда фундаменты еще не загружены весом сооружения. Вопросы воздействия сил пучения грунтов более подробно рассмотрены в гл. VIII.

При оттаивании грунтов возникают еще более опасные деформации конструкций сооружений. Процесс просадки при оттаивании развивается очень неравномерно — с южной стороны здания грунт оттаивает быстрее, чем с северной, и быстрее, чем под средней частью сооружения (под внутренними стенами и колоннами). Кроме

того, после оттаивания грунт обладает повышенной сжимаемостью. Поэтому недопустимо промораживать грунты ниже дна котлована, даже если эти грунты специально оттаивают перед закладкой фундаментов.

Для исключения во время строительства воздействия касательных сил исклечения рекомендуется боковые поверхности фундаментов покрывать слоем битума, растворенного в мазуте или соляровом масле. Боковое же давление на фундаменты, которое может разви-

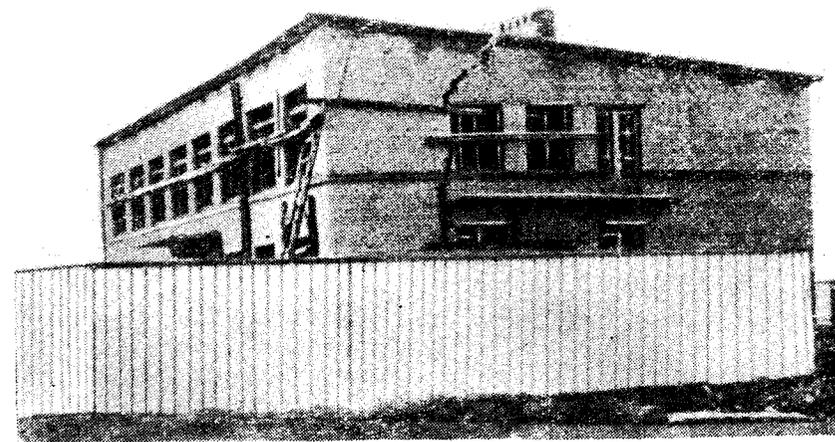


Рис. 11-7. Деформация стены здания при промерзании грунтов под фундаментами

ваться при пучении грунтов, промерзающих в горизонтальном направлении, исключается путем обратной засыпки из непучинистого материала (песок, гравий и т. п.) или надежного утепления подвалных помещений.

При увлажнении глинистых грунтов основания атмосферными осадками происходит их *набухание и размягчение* (рис. 11-6, б). Быстро этот процесс протекает в супесях, пылеватых суглинках, слоистых и трещиноватых глинах. Чем больше глинистость грунта, особенно в глинах, содержащих монтмориллонит, тем набухание больше. Размягчение в значительной степени сказывается на глинистых грунтах, которые имеют поры, заполненные воздухом, сообщающимся с атмосферой. Набухание и размягчение приводят к изменению физико-механических свойств грунта и обычно к развитию неравномерных осадок. Для сохранения структуры грунтов

отводят поверхностные воды от котлованов, а также оставляют нижний слой, подлежащий откопке, в качестве защитного слоя. Этот грунт удаляют непосредственно перед устройством фундамента.

В районах с жарким климатом при вскрытии дна котлованов может наблюдаться интенсивное *высыхание грунтов*. Высыхание глинистых грунтов сопровождается усадкой (рис. II-6, в). Это может в последующем привести к поднятию фундаментов в результате набухания грунтов при восстановлении влажности и во всяком случае неравномерно уменьшить сжимаемость грунта.

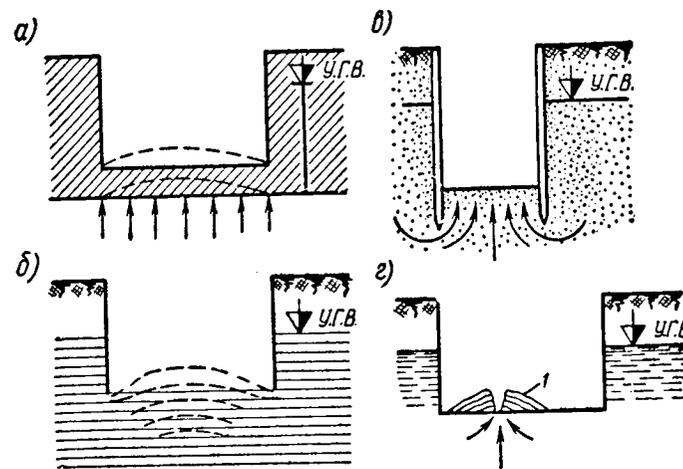


Рис. II-8. Разрушение структуры грунтов под воздействием грунтовых вод:

а — деформация слоя грунта гидростатическим давлением; б — разрушение ленточной глины гидростатическим давлением; в — нарушение структуры грунта гидродинамическим давлением; г — механическая суффозия грунта водой, поступающей через дно в котлован; 1 — конус выноса грунта

Воздействие грунтовых вод и газа приводит к расструктуриванию грунта в результате (рис. II-8): 1) гидростатического давления; 2) гидродинамического давления; 3) механической и химической суффозии; 4) расширения и выделения растворенного газа.

Деформации и даже разрушение практически водоупорного грунта возможны, когда *гидростатическое давление* в подстилающем водопроницаемом грунте больше веса оставшейся части водоупорного слоя грунта (рис. II-8, а). Это сильно сказывается при слоистой текстуре грунтов (ленточные глины и суглинки), которые обладают в 50—100 раз большей водопроницаемостью вдоль слоистости, чем поперек (рис. II-8, б). Для снятия гидростатического давления из водопроницаемого слоя производят грунтовый водоотлив. При

слоистой текстуре глинистых грунтов используют электроосмос или устраивают ниже дна котлована песчаные дрены.

Когда в котлован вода поступает через фильтрующий слой снизу вверх, грунты испытывают *гидродинамическое давление* фильтрующегося потока воды (рис. II-8, в). Это давление существенно уменьшает напряжения в скелете грунта от собственного веса, способствуя набуханию грунта. Для устранения этого либо применяют грунтовый водоотлив (см. гл. IX), либо вокруг котлована забивают шпунт с погружением его в подстилающий слой практически водопроницаемого грунта.

Если вода поступает в котлован по прослойкам, то она может выносить из основания глинистые и пылеватые частицы грунта. Такое явление называется *механической суффозией*. При растворении же минералов скелета грунта или породы основания происходит *химическая суффозия*. При этом ухудшаются физико-механические свойства грунтов. Так, во время откопки котлована глубиной 3,5 м в Ленинграде пылеватые частицы грунта выносились в котлован в нескольких местах, в которых образовывались конусы выноса (рис. II-8, г). Диаметр таких конусов достигал 20 м, а высота — 0,7 м.

При уменьшении гидростатического давления, например при водоотливе, в грунтовой воде наблюдается *расширение замкнутых пузырьков*, а также *выделение* из воды растворенного газа и воздуха. В слабо фильтрующих грунтах (в илах, супесях, суглинках) при выделении и расширении газов происходит их расструктуривание. Оно особенно ощутимо при уменьшении напряжений от собственного веса грунта. Для сохранения структуры газонасыщенных грунтов котлованы откапываются подводным способом.

Динамические воздействия механизмов могут приводить к существенному расструктуриванию водонасыщенных пылеватых грунтов ниже дна котлована. Динамические воздействия опасны для таких грунтов при перемещении и ударах механизмов по дну котлованов, применении для разрыхления мерзлого грунта шар- или клин-бабы и др. Для сохранения естественной структуры указанных грунтов их разрабатывают легкими механизмами, перемещающимися по бровке котлована. Кроме того, на дне оставляют защитный слой грунта, который удаляют вручную или очень легкими землеройными машинами.

Грубые ошибки строителей иногда приводят к расструктуриванию грунтов и появлению значительных неравномерностей осадок. Чаще всего к ним относятся: 1) перебор грунта и некачественная его обратная укладка; 2) откопка глубоких котлованов около ранее возведенных фундаментов, имеющих существенно меньшую глубину заложения; 3) заблаговременная откопка котлованов; 4) затопление котлована производственными или хозяйственными водами.

Все причины нарушения естественной структуры грунтов основания приводят к развитию неравномерных осадок $s_{расстр}$, величины

которых заранее установить невозможно. Поэтому необходимо сохранять структуру грунтов основания во время производства строительных работ.

§ 6. О ПРЕДЕЛЬНЫХ ДАВЛЕНИЯХ И ПРЕДЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЯХ ОСНОВАНИЙ

1. Пределные давления в основаниях сооружений. На рис. 1-7 показаны основные зависимости осадки от давления, производимого фундаментом на основание. Эти графики относятся к фундаментам мелкого заложения, причем первые два из них имеют характерную точку перелома, после которой интенсивность осадки значительно возрастает, третий график имеет вид плавной кривой; такая зависимость наблюдается в основном в мягкопластичных глинистых грунтах. Графики с характерной точкой перелома соответствуют песчаным грунтам средней плотности и плотным, а также твердым, полутвердым и тугопластичным глинам. При фундаментах мелкого заложения разрушение основания, сложенного такими грунтами, происходит в виде сдвига значительных объемов грунта и выпирания на поверхность. Как известно, Н. М. Герсеванов * предложил по мере возрастания местной нагрузки рассматривать три фазы деформации основания: фазу уплотнения, фазу образования сдвигов и фазу выпирания; Н. А. Цытович и Б. И. Далматов **, обратив внимание на то, что в первой фазе, по Н. М. Герсеванову, происходят также постепенно увеличивающиеся местные сдвиги, предложили рассматривать две фазы деформаций (для большинства грунтов раздельные характерной точкой): фазу уплотнения и локальных сдвигов и фазу развития значительных сдвигов. Как уже указывалось выше, при фундаментах мелкого заложения развитие значительных сдвигов приводит к выпиранию на поверхность. На графике рис. 11-9, а выпиранию соответствует участок *bc*, показывающий резкую осадку (провал фундамента). При фундаментах глубокого заложения (относительное заглубление фундамента $\frac{h}{b} > 1,5 \div + 2,0$) выпирания на поверхность не происходит; увеличение осадки возникает в результате взаимодействия развитых областей сдвига с окружающими их областями уплотнения: график осадки приобретает либо вид, показанный на рис. 11-9, б (при относительном заглублении $1,5 \div 2,0 < \frac{h}{b} \leq 3 \div 4$), когда конечный участок графика становится прямолинейным, но менее крутым, чем в первом случае,

* Н. М. Герсеванов. Опыт применения теории упругости к определению допускаемых нагрузок на грунт на основе экспериментальных работ. Труды МИИТа, вып. XV, 1930.

** Н. А. Цытович. Механика грунтов. Изд. 4. Госстройиздат, 1963; Б. И. Далматов. Определение допускаемого давления на грунт по условию критическо-напряженного состояния. Научные труды ЛИСИ, вып. 11. Госстройиздат, 1951.

либо имеет криволинейное очертание на всем протяжении (см. рис. 1-7, в при $\frac{h}{b} > 3 \div 4$). На рис. 11-10, а показано наибольшее развитие областей сдвигов для разной глубины заложения фундаментов, а на рис. 11-10, б — начальные области сдвигов под краем фундамента.

В первой фазе может быть с достаточной для практических целей точностью принята линейная зависимость между осадками и давлением на основание. Давление, соответствующее характерной точке, являющейся границей двух фаз, может рассматриваться как предел возможности использования закономерностей линейно деформируемого полупространства для определения осадок, т. е. как предел пропорциональности. Теоретически величина этого давления определяется для случая полосовой равномерно рас-

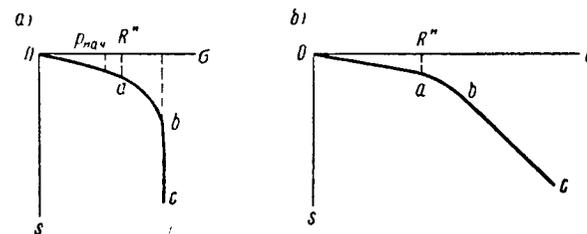


Рис. 11-9. График осадки фундамента при различном относительном заглублении

пределенной нагрузки (плоская задача) на основании выражения для максимальной глубины распространения зон предельного состояния, определяемой с использованием зависимостей для напряжений, полученных в теории линейно деформируемой среды, и условия предельного равновесия (см. Н. А. Цытович. Механика грунтов. Госстройиздат, 1963, сноска на стр. 340).

Давление, соответствующее данному $z_{\text{макс}}$, определяется следующим образом:

$$p = \frac{\pi \gamma}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \left(z_{\text{макс}} + h + \frac{c}{\gamma \text{tg } \varphi} \right) + \gamma h, \quad (11-2)$$

где h — глубина заложения фундамента;

γ — объемный вес грунта;

φ — угол внутреннего трения;

c — сцепление.

На рис. 11-10, б дана схема к выражению (11-2).

При $z_{\text{макс}} = 0$ из выражения (11-2) получается известная формула Н. П. Пузыревского, дающая так называемую начальную критическую нагрузку, т. е. нагрузку, при которой только начи-

нают возникать площадки сдвигов (в рассматриваемом случае полосовую нагрузку в краевых точках):

$$p_{\text{нач}} = \gamma h \frac{\text{ctg } \varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi c \text{ ctg } \varphi}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \quad (\text{II-3})$$

Эта нагрузка меньше давления, соответствующего концу прямолинейного участка графика зависимости осадки от нагрузки

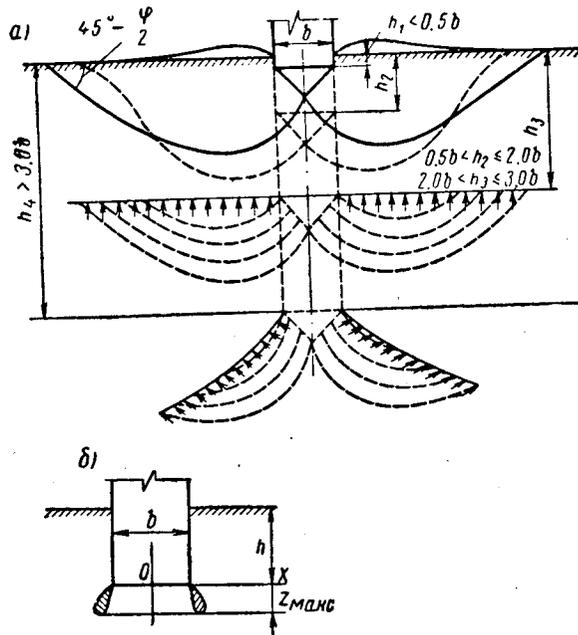


Рис. II-10. Наибольшее развитие областей сдвигов для разной глубины заложения фундамента (а) и схема к формуле (II-2) (б)

(предела пропорциональности), в особенности для широких фундаментов.

В действующих строительных нормах и правилах (СНиП II-Б. 1—62*, п. 5.10) принимается, что линейная зависимость между деформациями и напряжениями нарушается при $z_{\text{макс}} \geq 0,25 b$.

При $z_{\text{макс}} = 0,25 b$ из выражения (II-2) получается приближенная формула для так называемого нормативного давления (по своему определению соответствующего пределу пропорциональности, т. е. пределу применимости к расчету оснований теории линейно деформированной среды)

$$R^{\text{н}} = \frac{\pi \gamma}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \left(0,25b + h + \frac{c}{\gamma \text{tg } \varphi} \right) + \gamma h, \quad (\text{II-2a})$$

или

$$R^{\text{н}} = (Ab + Bh) \gamma + Dc, \quad (\text{II-3a})$$

где

$$A = \frac{0,25\pi}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}; \quad B = 1 + \frac{\pi}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}; \quad D = \frac{\pi \text{ ctg } \varphi}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$$

Таблица значений этих коэффициентов приведена в СНиП II-Б. 1—62*.

Наиболее важным является предельное давление на основание, которое характеризуется исчерпанием его прочности, проявляющимся при фундаментах мелкого заложения выпиранием грунта на поверхность, а при фундаментах глубокого заложения — значительным увеличением интенсивности осадки. Величина предельного давления определяется на основании решений теории предельного напряженного состояния или теории смешанного напряженного состояния, возникающего при взаимодействии областей сдвигов и областей уплотнения. Если для фундаментов мелкого заложения достижение предельного давления соответствует выходу областей сдвигов на поверхность грунта, то для фундаментов глубокого заложения необходимо рассматривать некоторую степень развития этих областей в толще основания (см. гл. VII).

Расчетное давление на основание должно быть назначено так, чтобы величина предельного давления ни в коем случае не была бы превзойдена и чтобы основание, работая под фундаментом (совместно с ним и совместно с надфундаментной конструкцией), не давало деформаций более предельных с точки зрения нормальной эксплуатации сооружения. Поэтому необходимо производить расчет оснований по двум предельным состояниям: 1) по первому предельному состоянию, устанавливаемому по прочности-устойчивости (по несущей способности) основания; 2) по второму предельному состоянию — по деформациям.

Проверка основания по первому предельному состоянию представляет собой сопоставление расчетной нагрузки N на основание с предельной нагрузкой $P_{\text{пр}}$ того же направления. Должно быть выполнено условие

$$N \leq P_{\text{пр}}. \quad (\text{II-4})$$

2. Предельное состояние по деформациям. Расчет по второму предельному состоянию состоит в сравнении одного или нескольких показателей деформаций s , вычисленных от нормативных нагрузок, с их предельными значениями $s_{\text{пр}}$.

Характерными показателями деформаций основания являются: 1) средняя осадка фундаментов s ; 2) разность осадок соседних фундаментов Δs ; 3) крен фундамента; 4) относительный прогиб его:

$$s \leq s_{\text{пр}} \quad (\text{II-5})$$

и

$$\Delta s \leq \Delta s_{\text{пр}} \text{ и т. д.} \quad (\text{II-6})$$

Предельные величины перечисленных показателей деформации, по условиям нормальной эксплуатации сооружений, установлены в нормах и технических условиях на базе обобщения обширных данных по наблюдениям за эксплуатацией различных сооружений при разных деформациях оснований. В таблицах, приводимых в СНиП II-Б. 1—62* (табл. 10 и 11, стр. 17), указаны предельные величины деформаций оснований различных зданий и сооружений промышленного и гражданского комплекса.

Величины средних предельных осадок для зданий допускаются от 8 до 15 см, причем большие осадки допускаются в сооружениях, имеющих более жесткую конструкцию. Для сплошных железобетонных фундаментов таких сооружений, как доменные печи, дымовые трубы, силосные корпуса и водонапорные башни, величина средней предельной осадки повышена до 30 см. Предельные величины деформаций, являющиеся следствием неравномерности осадки (прогибы, разности осадок отдельных колонн), даны в таблицах в долях от длины изгибаемого участка или расстояния между отдельными фундаментами и составляют в среднем 0,001—0,002. Крен сплошных фундаментов не должен превышать 0,004.

Для оснований фундаментов опор мостов (железнодорожных, автодорожных и городских) предельная величина осадки по СН 200—62 равна $1,5 \sqrt{l}$, см (где l — длина меньшего примыкающего к опоре пролета в метрах, принимаемая не менее 25 м). Предельная величина разности осадок смежных опор — $0,75 \sqrt{l}$; предельная величина горизонтального смещения верха опоры — $0,5 \sqrt{l}$, см.

При фундаментах мелкого заложения давление на основание всегда стремятся ограничить величиной предела пропорциональности (нормативного давления), для того чтобы деформации протекали только в первой фазе. Удовлетворение этого требования дает возможность рассчитывать осадку с использованием зависимостей, полученных для линейно деформируемого полупространства, и, кроме того, обеспечивает необходимый запас устойчивости основания. Методы расчета осадок в первой фазе деформаций изложены в курсе механики грунтов (см. Н. А. Цытович. Механика грунтов (краткий курс). Изд-во «Высшая школа», 1968); приложение этих методов к расчету фундаментов см. в гл. III.

При проектировании по второму предельному состоянию (по деформациям) необходимо, как это уже отмечалось выше, обращать внимание на то, чтобы расчетное давление на основание ни в коем случае не достигало величины предельного давления. При малой глубине заложения фундамента, откосном профиле основания и при наличии регулярно действующих горизонтальных нагрузок проверка основания по первому предельному состоянию является безусловно необходимой. При фундаментах *глубокого заложения* достижение предельной нагрузки (по условию прочности) не сопровождается явлениями, представляющими серьезную угрозу для

сооружения, так как увеличение интенсивности осадки происходит в результате взаимодействия областей сдвигов и областей уплотнения. Поэтому давление на глубокое основание может быть назначено иногда и больше нормативного. При проверке основания по второму предельному состоянию в этом случае осадку необходимо определить с учетом возникновения областей сдвигов (при смешанном напряженном состоянии). Методика расчета осадок при смешанном состоянии основания разработана еще мало. Некоторые рекомендации по этому вопросу даны в гл. VII.

3. Последовательность проектирования. Поскольку при проектировании фундаментов приходится производить расчет исходя из предельных состояний по деформации и по устойчивости, рекомендуется следующий порядок проектирования:

1. При выбранном типе надземных несущих конструкций определяются нагрузки, приходящиеся на каждый проектируемый фундамент.

2. Оцениваются инженерно-геологические условия строительной площадки и определяются свойства грунтов.

3. Выбираются ориентировочно глубина заложения и тип фундаментов.

4. Устанавливаются размеры подошвы фундаментов исходя из величины нормативного давления на грунт основания, при котором обеспечивается линейная зависимость между напряжениями и деформациями грунтов.

5. Определяются осадки фундаментов и устанавливаются их неравномерности.

6. Производится проверка устойчивости грунтов основания.

Если при расчете оказывается, что имеются чрезмерные осадки, их неравномерности или недостаточная устойчивость основания, то расчет производят повторно, добиваясь желаемого результата. Когда расчет показывает, что ожидаются большие осадки или недостаточна устойчивость основания, приходится либо пересматривать несущие конструкции сооружения применительно к работе грунтов основания, либо изменять глубину заложения фундаментов, переходить от фундаментов под отдельные колонны к ленточным и сплошным фундаментам, устраивать свайные фундаменты, фундаменты глубокого заложения или искусственные основания.

§ 7. ВЫБОР ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

1. Основные факторы, влияющие на глубину заложения подошвы фундаментов. Выбор глубины заложения подошвы фундамента является одним из основных этапов проектирования. При решении этого вопроса выбирается несущий слой грунта основания, т. е. слой, который будет воспринимать давление от сооружения и передавать на нижележащие подстилающие слои. Во многих случаях, чем выше закладывается подошва, тем дешевле стоимость работ

по устройству фундаментов. Поэтому фундаменты стремятся закладывать по возможности на меньшую глубину. Однако часто самые верхние слои грунта не соответствуют требованиям, предъявляемым к грунтам основания, из-за большой сжимаемости; способности в ряде случаев систематически изменять объем под воздействием метеорологических факторов; возможности терять устойчивое положение (приходить в движение).

Поэтому при назначении глубины заложения фундаментов необходимо выбрать несущий слой грунта, который совместно с подстилающими слоями обеспечивал бы развитие осадки при уплотнении грунтов не выше предельно допустимого значения и отсутствие перемещений фундаментов (стабильное состояние) после загасания осадок. Решая этот вопрос, учитывают три основных фактора:

- 1) инженерно-геологические условия площадки строительства;
- 2) климатические воздействия на верхние слои грунта;
- 3) особенности сооружений как возводимых, так и расположенных по соседству.

Обычно намечается несколько вариантов решений поставленной задачи. Окончательный выбор глубины заложения фундамента производится на основе технико-экономического сравнения вариантов. При этом отбрасываются варианты, при которых деформации основания превосходят предельные значения или не обеспечивается долговечное существование сооружения.

Для остальных вариантов устанавливается сметная стоимость, в которую включаются также расходы, связанные с различием в стоимости возведения надземных конструкций (например, армирование кладки, устройство осадочных швов для понижения чувствительности конструкций к неравномерным осадкам и др.). Кроме того, в некоторых случаях приходится учитывать большую стоимость послеосадочного ремонта фасадов и помещений, а также расходы, связанные с остановками производства для рихтовки подкрановых путей, вывешивания неравномерно просевших конструкций и т. п.

Дополнительно иногда учитывают удобство выполнения работ в зимнее время, возможность возведения фундаментов в сжатые сроки, гарантированное обеспечение сохранности структуры грунтов в основании во время производства строительных работ.

2. Инженерно-геологические условия площадки строительства. Каждая площадка строительства обладает своими специфическими особенностями. Прежде всего, напластование грунтов сугубо индивидуально. Трудно найти две площадки с совершенно одинаковым расположением слоев грунта. Это обстоятельство затрудняет рассмотрение инженерно-геологических условий как фактора, влияющего на выбор глубины заложения подошвы фундаментов. Поэтому рассмотрим типовые схемы напластования, в которые можно объединить все многообразие инженерно-геологических условий. Для схематизации все грунты делят на две условные категории: «слабые» и «надежные» (хорошие).

Слабыми называют грунты, которые не могут быть надежным основанием проектируемого сооружения, если их использовать в качестве несущего слоя при устройстве фундаментов в открытых котлованах.

Надежными называют грунты, которые обеспечивают требуемое существование проектируемого сооружения.

Полезно обратить внимание на относительность понятия «слабый» и «надежный» грунт. Эти понятия, как указано выше, связы-

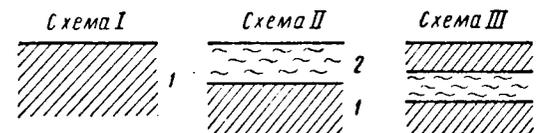


Рис. II-11. Схемы напластования грунтов:
1 — «надежный» грунт; 2 — «слабый» грунт

ваются с проектируемым сооружением. Если проектируется легкое сооружение или сооружение, несущие конструкции которого допустят развитие больших и неравномерных осадок, то даже сильно сжимаемые грунты будут относиться к категории «надежных». В противоположность этому при возведении сооружений, не допускающих неравномерные осадки, а также тяжелых сооружений, под нагрузкой которых фундаменты получают большие осадки, даже грунты, обладающие средней сжимаемостью и с успехом используемые в основании обычных сооружений, приходится считать «слабыми».

При указанном делении грунтов можно все многообразие их напластований представить в виде трех схем, изображенных на рис. II-11.

Схема I. С поверхности на большую глубину залегают «надежные» однородные грунты. Толщина «надежных» грунтов может состоять из нескольких слоев. Все подстилающие слои обладают качествами по сжимаемости и сопротивлению грунта сдвигу не ниже тех, которыми обладает самый верхний слой этой толщи. Простейшим решением для схемы I является принятие минимальной глубины заложения фундаментов, допускаемой при учете климатических воздействий и особенностей сооружения. Иногда за несущий слой принимается более плотный слой, залегающий на некоторой глубине. Такое решение рационально, если качества этого грунта значительно лучше свойств верхнего слоя (рис. II-12) и, конечно, если второе решение будет более экономичным.

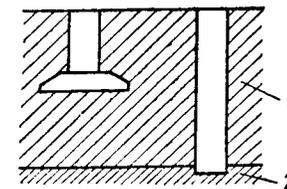


Рис. II-12. Заглубление фундаментов при различном качестве «надежного» грунта:

1 — «надежный» грунт среднего качества; 2 — более плотный грунт

Схема II. Слоистая толща грунтов с залеганием с поверхности на некоторую глубину одного или нескольких пластов «слабых» грунтов, ниже которых располагается толща «надежных» грунтов. При таком напластовании можно наметить ряд решений. Их рациональность зависит от глубины, на которой залегают «надежные» грунты, и от характера возводимого сооружения.

Простейшим решением является прорезка «слабых» грунтов и передача нагрузки на слой «надежных» грунтов (рис. II-13, а). При высоких качествах «надежных» грунта сооружение можно опереть на столбы (рис. II-13, б) или сваи (рис. II-13, в). Сваи могут иметь различную длину в зависимости от качества «надежных» грунтов. Легкие сооружения можно основать на сваях, передающих

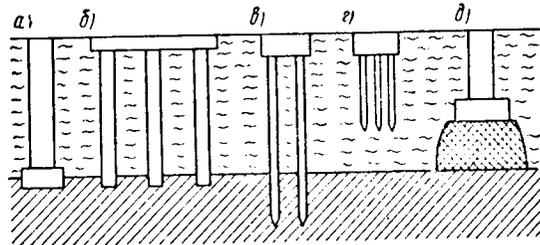


Рис. II-13. Заглубление фундаментов при напластовании грунтов по схеме II:

а — отдельный фундамент; б — столбчатые фундаменты с рандбалкой; в — свайный фундамент с погружением свай в «надежный» грунт; г — то же, с передачей нагрузки от свай на «слабый» грунт; д — фундамент на искусственно улучшенном основании

нагрузку на «слабые» грунты (рис. II-13, г). «Слабые» грунты могут быть уплотнены, например, грунтовыми сваями, электроосмосом, временной нагрузкой с дренированием или закреплены химическими или электрохимическими способами (рис. II-13, д). «Слабые» грунты в пределах наиболее напряженной зоны можно заменить на песчаную подушку. Иногда целесообразно понизить чувствительность несущих конструкций к неравномерным осадкам (разрезка осадочными швами, армирование стен поясами, использование разрезных конструкций и т. п.) или уменьшить неравномерности осадок устройством сплошных фундаментных плит или ленточных фундаментов под колонны.

Схема III. Слоистая толща при наличии на некоторой глубине одного или нескольких пластов «слабых» грунтов. В этом случае приемлемы решения, рассмотренные при напластовании по схеме II. Только теперь приходится прорезать и верхний слой «надежного» грунта. При напластовании по схеме III можно использовать верхний слой «надежного» грунта в качестве распределительной

подушки (рис. II-14, а) или закрепить только слой «слабого» грунта (рис. II-14, б).

Таким образом, глубина заложения фундаментов зависит в первую очередь от инженерно-геологических условий площадки строительства.

3. Климатические воздействия на верхние слои грунта. Под воздействием промерзания и протаивания, высыхания и увлажнения верхние слои грунта могут менять свой объем. Для средней полосы Советского Союза наибольшее значение имеет сезонное промерзание и протаивание грунтов. Многие грунты при промерзании увеличиваются в объеме (испытывают пучение). Это пучение часто существенно превышает возможное увеличение объема грунта за счет объемных изменений воды, переходящей в лед. В промерзающем слое происходит льдовыделение в виде линз и прослоек льда за счет влаги, мигрирующей к фронту промерзания. Такое явление может развиваться и под фундаментами, если грунт под ними будет промерзать. Однако не все грунты испытывают пучение, поэтому различают грунты пучиноопасные и непучиноопасные. К пучиноопасным относятся все глинистые грунты, песчаватые и мелкозернистые пески. Непучиноопасными являются

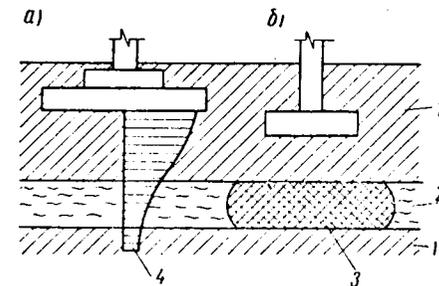


Рис. II-14. Использование верхнего слоя «надежного» грунта:

а — в качестве распределительной подушки; б — с закреплением «слабого» подстилающего слоя; 1 — «надежный» грунт; 2 — «слабый» грунт; 3 — зона закрепления; 4 — эпюра напряжений

среднезернистые, крупнозернистые и гравелистые пески, гравий, галька, медленно выветривающиеся скальные породы.

Пучиноопасные грунты при благоприятных условиях не проявляют свойств пучения при промерзании. *Благоприятные условия* создаются при низком положении уровня грунтовых вод — обычно на 2 м ниже глубины промерзания, когда по капиллярам вода не может поступать к фронту промерзания. Одновременно при этом глины и суглинки должны иметь твердую или полутвердую консистенцию, а супеси — только твердую. Если грунт в условиях залегания после возведения сооружения не удовлетворяет хотя бы одному из перечисленных выше условий, то он будет испытывать пучение. Поэтому при пучиноопасных грунтах в случае неблагоприятных условий (см. табл. II-1) подошву фундаментов наружных стен закладывают ниже расчетной глубины промерзания, которая определяется по формуле

$$H^p = m, mH^n, \quad (II-7)$$

где H^n — нормативная глубина промерзания грунта;
 m_t — коэффициент влияния теплового режима здания на промерзание грунта у наружных стен;
 m — коэффициент условий работы.

Нормативная глубина промерзания H^n принимается по данным наблюдений средней из ежегодных (не менее 10 лет) глубин сезонного

Таблица II-1

Глубина заложения фундаментов в зависимости от расчетной глубины промерзания H^p

Виды грунтов	Расстояние от поверхности планировки до уровня грунтовых вод H , м	Глубина заложения фундамента h_{ϕ} , м
Скальные породы (медленно выветривающиеся), крупные и средней крупности пески	Любое	Любая, но не менее 0,5
Мелкие и пылеватые пески и твердые супеси	$H > H^p + h_{\text{кап}}$	То же
Суглинки и глины твердые и полутвердые	$H > H^p + 2$	» »
Суглинки и глины твердые и полутвердые	$H < H^p + 2$	$h_{\phi} \geq H^p$
Пески мелкие и пылеватые, супеси пластичные и текучие, суглинки и глины текучие и текуче-, мягко- и тугопластичные	Любое	$h_{\phi} \geq H^p$

промерзания под оголенной от снега поверхностью, по карте СНиП II-A. 6—62 или по расчету (в частности, по формуле (8) СНиП II-B. 1—62 *).

Величина m_t определяется для наиболее неблагоприятных условий, к которым относится промерзание грунтов с северной стороны здания около выступающих углов, а также с учетом выноса фундамента. Правильнее m_t вычислять на основе теплотехнического расчета на гидроинтеграторе, однако часто его определяют по таблицам *, по которым величина m_t колеблется от 0,7 до 1.

Коэффициентом условий работы m учитывают изменчивость климата в районе строительства. Поскольку принимается в качестве среднего значения глубина промерзания, тем самым вводится

* Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Основания и фундаменты. Стройиздат, 1964.

лишь пятидесятипроцентная обеспеченность грунтов от промерзания. При возведении капитальных сооружений такую обеспеченность нельзя считать достаточной. Поэтому в районах, в которых в отдельные зимы сумма среднемесячных отрицательных температур воздуха за зиму превышает в 1,5 и более раза средние данные многолетних наблюдений, целесообразно принимать m больше 1. В настоящее время этот коэффициент в указанных районах принимается 1,1.

Фундаменты внутренних стен и колонн отапливаемых зданий устанавливаются вне зависимости от глубины промерзания, но обычно на глубину не менее 0,5 м. При этом принимаются меры по исключению промерзания грунтов основания в период возведения здания до пуска отопления.

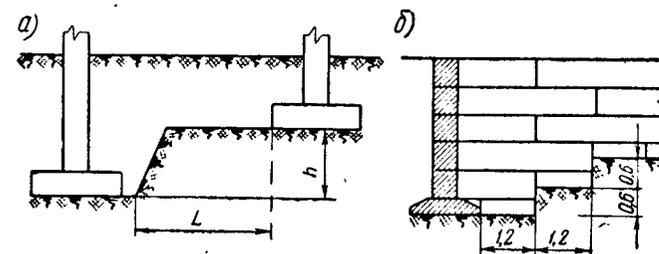


Рис. II-15. Переход при различном заглублении фундаментов:
 а — при отдельных фундаментах; б — при ленточных фундаментах под стены

В южных районах, где чередуются засушливые и дождливые периоды года, иногда возникает необходимость устанавливать зону сезонного набухания глинистых грунтов при увлажнении и сезонного их высыхания с усадкой. В таких районах фундаменты закладывают на глубину, ниже которой объем грунта не изменяется в зависимости от сезона.

4. Особенности сооружений. К особенностям сооружения относятся: наличие подвальных помещений, приемков, глубоких фундаментов под оборудование, примыкание к фундаментам ранее построенных или в будущем возводимых сооружений, характер подземного хозяйства около объекта строительства. Во всех этих случаях опасаются, что при откопке по соседству с проектируемым фундаментом более глубокого котлована будет нарушена структура грунтов основания этого фундамента. По этой причине от глубоких котлованов к подошве соседних фундаментов переход осуществляют с сохранением откоса $h : L = 1 : 2$ (рис. II-15, а). Лишь в плотных грунтах допускается откос 1 : 1. При ленточных фундаментах уступы делаются по их длине (рис. II-15, б). Высота уступов принимается в зависимости от плотности грунтов порядка 0,5—0,6 м.

Когда глубокие фундаменты возводятся в котлованах, огражденных металлическим шпунтом, забитым до водоупора, или методом опускного колодца или кессона без выпуска грунта в разработку, указанные выше положения могут не соблюдаться.

При возведении сооружений в водоемах или непосредственно около них дополнительно приходится считаться с возможным размывом грунта около фундаментов.

К особенностям сооружений относятся также нагрузки, передаваемые на основание, чувствительность конструкций к неравномерным осадкам, планируемая долговечность сооружений и их уникальность. Чем капитальнее и тяжелее сооружение и большие нагрузки оно передает на основание, а также чем чувствительнее несущие конструкции к неравномерным осадкам, тем на более плотные грунты приходится передавать от него давление. Это чаще всего приводит к увеличению глубины заложения фундаментов. При высоких сооружениях, например дымовых трубах, мачтах и т. п., глубина заложения диктуется необходимостью значительного развита фундаментов в стороны.

ГЛАВА III

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕСТКИХ ФУНДАМЕНТОВ, ВОЗВОДИМЫХ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ

Все фундаменты делят на две группы: фундаменты, возводимые в котлованах, и фундаменты, устраиваемые в грунте (свайные, опускные колодцы, оболочки, кессоны и т. п.). Часто фундаменты первой группы называют фундаментами мелкого заложения, а второй — глубокого заложения. Фундаменты в зависимости от характера их работы делятся на жесткие и гибкие. Жесткими называют фундаменты, деформации которых не учитывают при определении реактивного давления по подошве; при расчете же гибких фундаментов это давление находят с учетом деформаций самих фундаментов, испытывающих изгиб (см. гл. IV).

Основное назначение фундаментов — передать давление от сооружения на основание, обычно сложенное грунтами. Грунты воспринимают давления, во много раз меньшие прочности материалов конструкций, опирающихся на фундаменты. Поэтому фундаментам придают форму, при которой они могли бы распределить нагрузку на требуемую площадь (рис. III-1).

Для исключения чрезмерного искривления несущих конструкций при проектировании фундаментов заботятся о том, чтобы неравномерности осадки основания не превосходили бы предельно допустимых значений. Кроме того, должна быть обеспечена устойчивость грунтов основания. Следовательно, главной целью проектирования фундаментов является выбор их типа и основных размеров (глубины заложения и размеров подошвы), при которых обеспечивается надежное долговечное существование сооружения. При этом принимаемое решение должно быть экономичным.

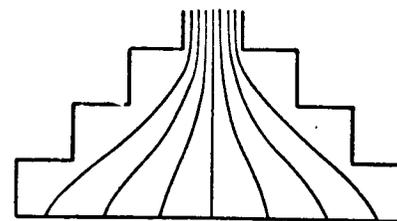


Рис. III-1. Схема линий давления в теле фундамента

§ 8. КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ, УСТРАИВАЕМЫХ В КОТЛОВАНАХ

1. Типы фундаментов. Различают следующие основные типы фундаментов.

1. *Отдельные* фундаменты, устраиваемые под колонны и стены в комбинации с фундаментами-балками (рандбалками); эти фундаменты развиваются в ширину и в длину (рис. III-2, а).

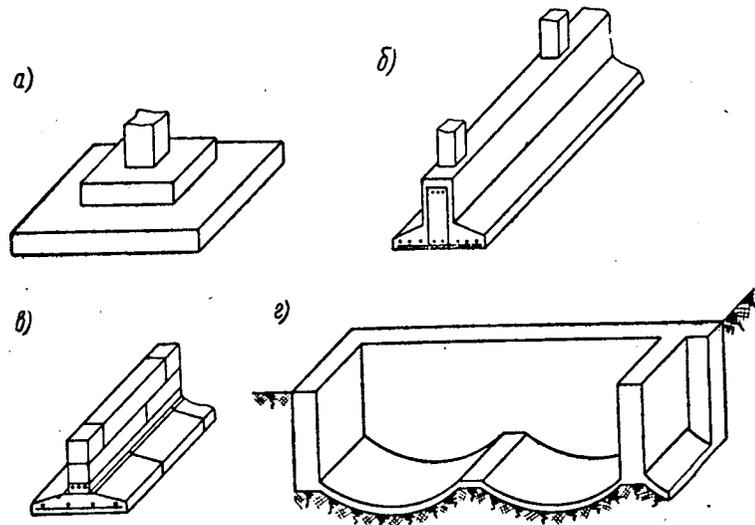


Рис. III-2. Типы фундаментов:

а — отдельный; б — ленточный под колонны; в — ленточный под стену; г — сплошной в виде оболочек

2. *Ленточные* фундаменты под колонны, воспринимающие давление от ряда колонн (рис. III-2, б); ленты делают и в двух направлениях — фундаменты из перекрестных лент.

3. *Ленточные* фундаменты под стены, простирающиеся вдоль стен (рис. III-2, в). Ленточные фундаменты можно развивать только по ширине, их длина обусловлена длиной стен или длиной ряда колонн.

4. *Сплошные* фундаменты в виде железобетонных плит, в частности, под сетку колонн и под стены (см. ниже рис. III-8, з), в виде оболочек (рис. III-2, г) или коробчатой формы; размеры подошвы сплошного фундамента обусловлены размерами в плане сооружения или его части, опирающейся на фундамент.

5. *Массивные* фундаменты в виде жесткого массива под всем сооружением; эти фундаменты могут развиваться в плане в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Отдельные фундаменты не увеличивают жесткость сооружения. Они применяются, когда неравномерности осадки не превосходят допустимых величин. Для уменьшения неравномерностей осадок колонн применяют ленточные фундаменты, перекрестные ленты и сплошные фундаменты. Ленточные фундаменты под стены несущественно изменяют жесткость сооружения. Когда стены имеют большие проемы, ленточные фундаменты перераспределяют давление по длине и объединяют столбовые простенки. Ленточные фундаменты под стены иногда устраиваются с целью ограждения подвальных помещений и технических подполий.

При небольшом развитии в плане отдельных, массивных и ленточных фундаментов под стены их кладка работает преимущественно на сжатие. Выступающие части в этом случае делают с уступами или наклонными (рис. III-3). Наименьшее соотношение высоты уступа к выносу $h : l$ и высоты фундамента к его выносу $H : L$ устанавливается в пределах от 2 до 1 в зависимости от сопротивления кладки фундамента на растяжение и интенсивности давления по подошве. С целью экономии материала кладку нижнюю часть фундамента делают в виде армированной плиты. Такие фундаменты устраиваются как отдельные под колонны (см. рис. III-2, а), так и ленточные под стены (см. рис. III-2, б).

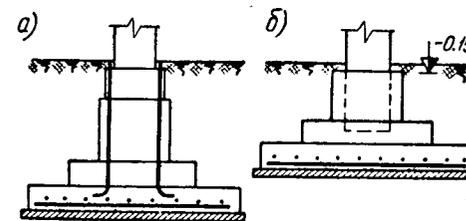


Рис. III-4. Железобетонные фундаменты:

а — под металлическую колонну; б — стаканного типа под сборную железобетонную колонну

Верхняя часть фундаментов выполняется в зависимости от характера опирающихся на них конструкций. Под металлические колонны обрез фундаментов устраивают на глубину 0,5—1,0 м для размещения металлического башмака колонны ниже отметки пола здания (рис. III-4, а). Под сборные железобетонные колонны делают фундаменты стаканного типа с повышенной стаканной частью (рис. III-4, б). Это позволяет производить обратную засыпку и планировку под полы до монтажа колонн.

2. *Материалы для фундаментов.* Материалы в фундаментах подвергаются деформациям под действием различных внешних усилий, влиянию грунтовой и поверхностной воды, воздействию замерзания и оттаивания влаги в порах кладки. Для обеспечения долговечности фундаментов выбирают материалы, хорошо сопротивляющиеся этим воздействиям: железобетон, бетон, бутобетон, бутовая

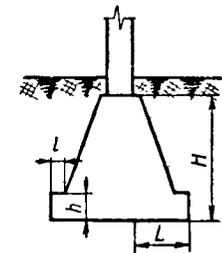


Рис. III-3. Разрез по отдельному пирамидальному фундаменту

кладка. При возведении бутовой кладки приходится использовать ручной труд. Поэтому в настоящее время она применяется редко.

Бетон является более совершенным материалом для фундаментов. Широко применяется бетон М 50—150. С целью уменьшения расхода цемента в бетон втапливают бутовые камни (бутобетон) в количестве 25-30% объема кладки. Из бетона и бутобетона делают стеновые блоки сборных фундаментов и блоки фундаментных подушек небольшой ширины.

Наиболее универсальным материалом для фундаментов любой конструктивной формы является железобетон. Особенно незаменим железобетон для ленточных фундаментов под колонны и сплошных фундаментов, так как железобетон хорошо сопротивляется изгибу. Железобетонные и бетонные фундаменты часто выполняются сбор-

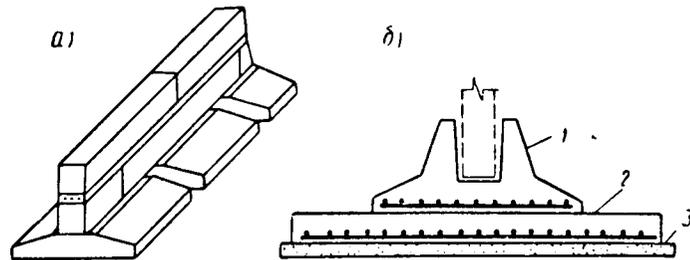


Рис. III-5. Сборные фундаменты:

а — ленточный под стену с прерывистой подушкой; б — отдельный под колонну из двух блоков;
1 — подколонник; 2 — плита; 3 — подсыпка из песка

ными, что позволяет широко использовать индустриальный метод их возведения.

3. Сборные железобетонные фундаменты. Применение сборных элементов наиболее рационально для устройства ленточных фундаментов под стены (см. рис. III-2, в). В этом случае фундамент состоит из железобетонных блоков-подушек, работающих на изгиб, и стеновых блоков, испытывающих преимущественно сжатие. Выше уровня грунтовых вод применяют пустотелые стеновые блоки. Для ленточных фундаментов под стены используют типовые блоки-подушки и стеновые блоки*. С целью экономии и уменьшения количества типоразмеров блоков-подушек их укладывают с зазорами (рис. III-5), т. е. устраивают ленточный фундамент с прерывистой подушкой. Зазоры между подушками заполняются песком с уплотнением.

При возведении крупнопанельных зданий иногда применяют панельные фундаментные плиты и панели стеновых блоков.

* Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Основания и фундаменты. Стройиздат, 1964.

Чтобы обеспечивалась определенная работа блоков подушек, они должны опираться на основание по всей площади подошвы. Для этого на спланированное дно котлована укладывают слой песка 6—10 см и выравнивают его правилом. Если недопустимо наличие фильтрующего слоя под подушками (при просадочных и набухающих грунтах или агрессивных грунтовых водах), блоки-подушки укладывают на слой раствора.

Отдельные фундаменты также иногда делают сборными. Под колонны такие фундаменты целесообразнее делать из одного блока. Сборка фундаментов под колонны из нескольких блоков приводит к дополнительному расходу арматуры, располагающейся в нескольких уровнях (рис. III-5, б). Размеры блоков устанавливаются в зависимости от грузоподъемности крана, применяемого для сборки. Применение под колонны отдельных фундаментов, собираемых из двух и более блоков, рационально лишь в условиях возведения фундаментов в сжатые сроки (с целью исключения возможного промерзания грунтов в зимнее время или уменьшения средств на осушение котлованов и т. п.).

При устройстве сборных фундаментов можно достигнуть минимальных расходов бетона, веса фундамента, сроков его возведения, снижения трудозатрат на постройке. Однако при этом обычно увеличиваются расход стали, трудозатраты на заводе и иногда транспортные расходы.

4. Конструктивные особенности монолитных фундаментов. Монолитные фундаменты целесообразны при устройстве массивных фундаментов, имеющих небольшую площадь опалубки по сравнению с объемом бетона; гибких ленточных и сплошных фундаментов, работающих на изгиб; отдельных фундаментов сложного очертания под колонны и оборудование, а также когда вес фундамента колонны больше грузоподъемности монтажного крана.

Недостатками монолитных фундаментов являются: малая обрачиваемость опалубки; увеличение трудозатрат непосредственно на постройке; трудности обеспечения схватывания и твердения бетона в зимних условиях; удлинение сроков работ по устройству фундаментов.

При применении типовой инвентарной опалубки, ускорении схватывания и твердения бетона монолитные фундаменты под колонны во многих случаях более экономичны. Иногда в качестве опалубки используют тонкостенные сборные железобетонные элементы. Так, для коробчатого фундамента в качестве опалубки верхней плиты использовались корытные настилы (рис. III-6). Для опалубки стен такого фундамента можно применять настилы или панели.

Под железобетонные монолитные фундаменты обычно делают подготовку из щебня, втрамбованного в грунт и политого раствором, или из тощего бетона. Подготовка предназначена для предотвращения вытекания цементного молока из бетонной смеси в

грунт, перемешивания бетонной смеси с грунтом, погружения арматуры в грунт.

При плотных слабофильтрующих грунтах устраивать подготовку не обязательно. В этом случае толщина защитного слоя ниже арматуры принимается 5—8 см. При наличии же подготовки защитный слой делается в 3 см.

Железобетонные фундаменты рассчитываются в соответствии с методикой, излагаемой в курсе железобетонных конструкций, на продавливание и на изгиб. Под колонны эти фундаменты делаются с уступами и армируются сеткой, укладываемой в нижней их части (см. рис. III-2, III-4).

5. Защита фундаментов от агрессивных грунтовых вод. Грунтовые воды являются слабым раствором химических веществ. Некоторые растворы при определенной концентрации образуют среду,

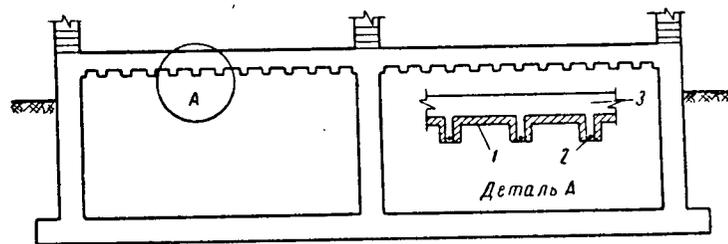


Рис. III-6. Коробчатый фундамент:

1 — сборный корытчатый настил; 2 — арматура; 3 — монолитный бетон

агрессивную по отношению к бетону. Под воздействием агрессивных грунтовых вод бетон фундаментов разрушается, арматура оголяется и корродирует. Процесс разрушения фундаментов зависит от степени и характера агрессивности грунтовых вод, водопроницаемости грунтов, скорости перемещения воды относительно фундамента, плотности бетона, наличия трещин в бетоне, особенно в зоне растяжения, и толщины конструкции. Для фундаментов установлены нормы содержания химических веществ в грунтовой воде, при которых вода считается агрессивной по отношению к бетону*.

Грунтовые воды обладают агрессивностью чаще всего в районах расположения предприятий, потребляющих или выпускающих химические вещества, в местах городских свалок, складирования отходов химической промышленности, а также в местах заболоченных территорий и наличия в грунте остатков органических веществ или легкорастворимых солей. Воздействия некоторых видов агрессивности на бетон можно избежать применением более стойких к

* Инструкция по проектированию. Признаки и нормы агрессивности воды — среды для железобетонных и бетонных конструкций. СН 249—63. Госстройиздат, 1963.

этой агрессивности цемента, например сульфатостойких при сульфатной агрессивности. При агрессивности среды фундаменты гидроизолируют. Особое внимание уделяют изоляции фундамента снизу, где расположена арматура. Для этого подготовку делают из асфальта; если подготовку делают из бетона, то ее покрывают 2 раза битумом или в исключительных случаях укладывают рулонную гидроизоляцию на мастике.

Разрушение бетона фундамента с боков менее опасно, поэтому чаще всего ограничиваются покрытием боковых поверхностей 2 раза черным вяжущим. Дополнительно вокруг фундамента делают замок из переметой глины (рис. III-7). Если агрессивность грунтовой воды велика, устраивают более сложную гидроизоляцию из рулонных материалов. При агрессивности среды тщательно изолируют стены здания от подсоса капиллярной воды из грунта через фундамент.

6. Защита подвальных помещений от грунтовых вод. При высоком стоянии грунтовых вод или возможном их подъеме возникает угроза затопления подвалов и приямков. Для исключения этого устраивается гидроизоляция, конструкция которой выбирается в зависимости от характера грунтов основания, типа фундаментов и допустимой сырости в подвале*, поэтому проектирование гидроизоляции выполняется одновременно с проектированием фундаментов.

Если уровень грунтовых вод не поднимается выше пола подвала, однако по капиллярам влага может проникать в подвальные помещения, то пол и штукатурка стен делаются в виде цементного слоя с железнением, а с наружной стороны фундаменты покрываются гидроизоляционной мастикой (рис. III-8, а).

Когда наивысший уровень грунтовых вод находится выше отметки проектируемого пола подвала, гидроизоляция делается сплошной, простирающейся по стенам выше отметки наивысшего его положения. Гидроизоляция испытывает гидростатическое давление, направленное в сторону изолируемого помещения. Для того чтобы удержать гидроизоляцию в проектном положении, ее прижимают специальной конструкцией, способной воспринять указанное давление. Если наиболее высокое положение уровня грунтовых вод не более чем на 0,5 м выше пола подвала, то гидроизоляцию удерживают *пригрузочным слоем* бетона (рис. III-8, б). Его вес должен

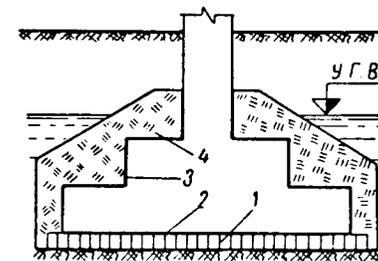


Рис. III-7. Изоляция фундамента от агрессивных грунтовых вод:

1 — асфальтовая подготовка; 2 — слой битума; 3 — два слоя битумной обмазки; 4 — глиняный замок

* См. сноску на стр. 64.

быть не менее гидростатического давления; в таком случае толщина пригрузочного слоя должна равняться приблизительно расстоянию от пола подвала до уровня грунтовых вод. Если уровень грунтовых вод поднимается более чем на 0,5 м выше пола подвала, то для удержания гидроизоляции в проектном положении делают специальную конструкцию, работающую на изгиб.

В зависимости от характера этой конструкции различают гидроизоляцию внутреннюю и наружную.

Внутренняя гидроизоляция (рис. III-8, в) устраивается после возведения фундаментов и прижимается железобетонной плитой со стенками (кессоном). Стенки кессона упирают в выступающие части фундаментов или в перекрытие. Этим исключается поднятие кессона гидростатическим давлением, но создается возможность передачи давления от сооружения через вертикальные стенки и плиту на грунт. Если после устройства кессона фундаменты будут давать осадку, то одновременно с ними будет перемещаться и кессон. Это возможно лишь за счет уплотнения грунтов под кессоном, которое сопровождается значительным возрастанием реактивного давления. Чтобы

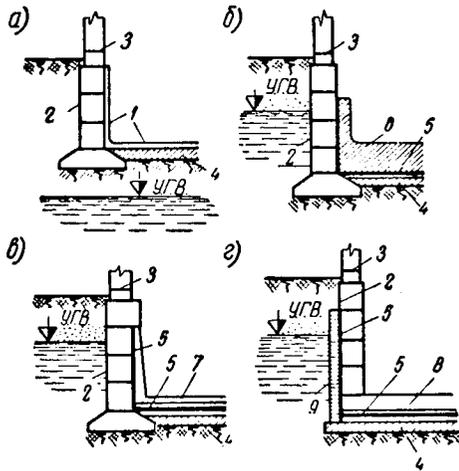


Рис. III-8. Гидроизоляция подвальных помещений:

а — цементным слоем; б — внутренняя, пригруженная бетоном; в — внутренняя с кессоном; г — наружная при сплошной плите; 1 — цементный слой; 2 — обмазка; 3 — гидроизоляция стен; 4 — подготовка; 5 — рулонная гидроизоляция; 6 — пригрузочный бетон; 7 — железобетонный кессон; 8 — фундаментная плита; 9 — защитная стенка

избежать такого явления, либо гидроизоляцию и кессон делают после стабилизации осадки сооружения, либо под плитой устраивают легко сжимаемые прокладки (например, из торфа).

Часто рационально устраивать **наружную гидроизоляцию** (рис. III-8, г). Тогда фундамент делается в виде сплошной плиты. Устройство гидроизоляции при сплошной плите упрощается, так как уменьшается количество огибаемых углов. На подготовку в этом случае наносится сплошной слой гидроизоляции, которая для защиты от повреждения покрывается стяжкой из цементного раствора. Сделанные выпуски изоляции в дальнейшем отгибаются вверх и наклеиваются на наружные стенки фундамента. Вертикальная гидроизоляция защищается стенками из кирпича или сборными плитами для исключения повреждения при обратной засыпке и удержания гидроизоляции в случае неплотной укладки грунта за

пазухи фундаментов. Гидроизоляцию делают после устройства временного дренажа, исключающего поступление воды в котлован. Иногда взамен гидроизоляции подвальных помещений понижают уровень грунтовых вод постоянным дренажем.

§ 9. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ РАСЧЕТ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ЖЕСТКИХ ФУНДАМЕНТОВ ПО НОРМАТИВНОМУ ДАВЛЕНИЮ

Как ранее сказано, основным расчетом фундаментов является расчет их по предельным деформациям оснований. Однако подбирать размеры подошвы фундаментов непосредственно по значению предельно допустимой деформации несущих конструкций затруднительно. Поэтому предварительно определяют размеры подошвы исходя из величины нормативного давления на грунт основания R^n , при котором зоны пластических деформаций незначительны (по глубине $1/4 b$), и поэтому соблюдается линейная зависимость между напряжениями и деформациями, возникающими в грунте основания (рис. III-9). Лишь только после подбора размеров подошвы фундамента, если это требуется, производят расчет возможной его осадки.

Из механики грунтов известно, что по подошве жестких фундаментов чаще всего давление распределяется по седлообразной эпюре. Вследствие очень большой интенсивности давления под краями даже мало нагруженного фундамента возникают зоны пластических деформаций. По мере его нагружения эти зоны увеличиваются, что приводит к перераспределению давления: уменьшению под краями и увеличению под средней частью. Это способствует выравниванию давления по подошве. Поэтому в инженерных расчетах принимают приближенно, что при центральном нагружении фундамента давление распределяется равномерно. Интенсивность этого давления согласно формуле (II-3а) не должна превышать величину нормативного давления R^n .

1. Определение нормативного давления. Величину нормативного давления можно определить по формуле (II-2). Эта формула приводится к виду, более удобному для расчетов:

$$R^n = m [(Ab + Bh) \gamma + Dc^n], \quad (III-1)$$

где b — ширина подошвы фундамента;
 h — глубина заложения фундамента;
 γ — объемный вес грунта выше подошвы фундамента;
 c^n — сцепление грунта (нормативное);
 m — коэффициент условий работы;

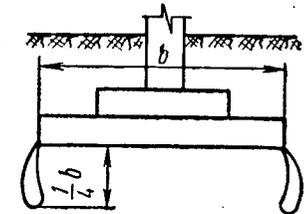


Рис. III-9. Развитие зон пластических деформаций при нормативном давлении на основание

A, B, D — коэффициенты, зависящие от нормативного угла внутреннего трения φ^n и принимаемые по табл. 7 СНиП II-Б.1—62*.

При откопке котлованов ниже уровня грунтовых вод в мелкозернистых и пылеватых песках m принимается соответственно 0,8 и 0,6; в остальных случаях $m = 1$.

Величина h выбирается в зависимости от толщины слоя грунта, под действием которого уплотнились грунты основания на глубине заложения подошвы. По СНиП II-Б.1-62*, при планировке срезкой она принимается от планировочной отметки, а при планировке подсыпкой — от природного уровня.

Объемный вес грунта γ , как правило, принимают без учета взвешивающего действия воды, если даже уровень грунтовых вод выше подошвы фундамента. Исключением являются слабоуплотненные отложения (илы и т. п.), если уровень грунтовых вод в них не опускался ниже подошвы фундамента.

Величина нормативного давления на основание R^n зависит от еще неизвестной ширины подошвы фундамента b . Поэтому ее находят последовательным приближением. Задаются значениями b и вычисляют R^n до тех пор, пока его величина не будет равна среднему давлению по подошве фундамента при значении b , которым задались.

Если прочностные характеристики φ^n и c^n подстилающего слоя существенно меньше, чем несущего, непосредственно воспринимающего давление от фундамента, то проверяют нормативное давление на кровлю подстилающего более слабого слоя. Эта условная проверка производится по формуле (III-1). При этом рассматривается условный фундамент, имеющий глубину заложения, равную глубине залегания кровли слабого грунта, а ширину подошвы подбирают с учетом распределения давления на этот слой (см. СНиП II-Б.1—62*).

2. Нагрузки, учитываемые при расчете оснований по деформации.

Так как выбор основных размеров фундаментов производится по деформации, при расчете оснований исходят из *основного сочетания нормативных нагрузок*. При определении расчетом неравномерности осадки нежелательно как занижение, так и завышение нагрузок по сравнению с фактически действующими.

Постоянно действующей нагрузкой является собственный вес сооружения, под влиянием которого неизбежно уплотняются грунты основания. Величину временных нагрузок трудно определить точно. Так, нормативное значение полезной нагрузки на перекрытия многоэтажных зданий, пролетные строения мостов и т. п. часто завышено. Если здание имеет однотипные несущие конструкции (например, внутренние и наружные несущие стены или полнокаркасное здание), то завышение временной нагрузки приводит к более или менее одинаковому завышению осадки всех фундаментов. Хуже дело обстоит при разнотипных конструкциях (например, наруж-

ные несущие стены и внутренние железобетонные колонны), когда завышение временных нагрузок вызывает неодинаковую недогрузку фундаментов, приводящую к их неравномерной осадке.

Важно также учитывать длительность действия нагрузок. Если в основании залегают водонасыщенные глинистые грунты в пластичном состоянии, деформирующиеся медленно по мере выдавливания воды из пор и развития деформаций ползучести, то кратковременные нагрузки почти не отражаются на величине осадки. По этой причине из числа так называемых кратковременных нагрузок (по классификации СНиП II-А.11—62) выбирают такие, которые действуют относительно продолжительное время. Наоборот, при быстро деформирующихся грунтах из кратковременных нагрузок учитывают наибольшие.

3. Определение (предварительное) размеров центрально нагруженных фундаментов.

Центрально нагруженным называют фундамент, у которого центр приложения вертикальной равнодействующей внешних нагрузок и центр тяжести площади подошвы находятся на одной вертикали. При проектировании вначале определяют максимальную нормативную нагрузку, действующую на обрез N_o^n , и выбирают глубину заложения подошвы (см. § 7). Кроме N_o^n ,

на основание передается вес фундамента N_ϕ^n и грунта, расположенного над уступами, $N_{гр}^n$. Сумма этих нагрузок уравнивается реактивным давлением грунта p^n (рис. III-10). Если обозначить площадь подошвы фундамента F , то, взяв проекцию всех сил на вертикальную ось, составим уравнение равновесия, из которого найдем среднее давление по подошве фундамента:

$$p^n = \frac{N_o^n + N_\phi^n + N_{гр}^n}{F} \quad (III-2)$$

Значение p^n должно удовлетворять условию (II-3) и быть близко к величине R^n . Это ведет к наиболее экономичному решению. Поэтому для нахождения F в формулу (III-2) подставляют $p^n = R^n$. Пока не найдены размеры фундамента, неизвестными являются не только F , но и $N_\phi^n, N_{гр}^n$. Да и значение R^n зависит от ширины подошвы. Это вынуждает решать задачу последовательным приближением. Расчет упрощается, если величина R^n принимается постоянной для всех фундаментов проектируемого здания. Такое положение соответствует случаям, когда нормативное давление на осно-

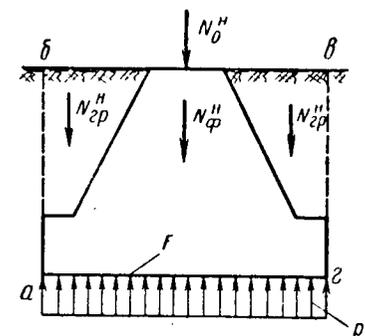


Рис. III-10. Расчетная схема центрально нагруженного фундамента

вание R^n определяется либо по опыту строительства в данном районе сооружений с аналогичными по чувствительности несущими конструкциями, либо по таблицам действующих норм (СНиП II-Б. 1—62 *).

Сумма $N_{\phi}^n + N_{гр}^n$ зависит от площади подошвы фундамента. Она равна весу материалов, входящих в объем параллелепипеда $ab\gamma$, имеющего площадь основания F (рис. III-10). Если обозначить среднее значение объемного веса материалов, входящих в этот объем, через $\gamma_{ср}$, то из выражения (III-2) при $p^n = R^n$ получим

$$F = \frac{N_{\phi}^n}{R^n - \gamma_{ср} h_{\phi}}. \quad (III-3)$$

Величину $\gamma_{ср}$ принимают в зависимости от соотношений объемов, занимаемых грунтом и фундаментом, а также значений объемного веса грунта обратной засыпки и материала фундамента. Чаще всего $\gamma_{ср}$ принимается равным 2—2,2 T/m^3 . Глубина заложения фундамента h_{ϕ} здесь считается от планировочной отметки.

При известном F подбирают с округлением до 10 см размеры подошвы, добиваясь одинакового выноса фундамента во все стороны, что соответствует возникновению минимальных усилий в фундаменте. Обычно подошву фундаментов делают прямоугольной или квадратной.

Площадь подошвы ленточных фундаментов на участке длиной l определяют по формуле (III-3) при нагрузке $N_{ол}^n$, действующей по обрезу на участке l . Тогда ширина фундамента

$$b = \frac{F}{l}.$$

Для ленточных фундаментов под колонны за l принимается шаг колонн, а под стены — 1 м.

В процессе расчета центрально нагруженного фундамента уточняется и значение нормативного давления на основание по формуле (III-1). После определения основных размеров фундаментов рассчитывают их уступы, арматуру и конструируют. Эти расчеты производятся в зависимости от материала, из которого проектируется фундамент.

4. Предварительное определение размеров внецентренно нагруженных фундаментов. Внецентренно нагруженными называют фундаменты, у которых центр приложения равнодействующей не совпадает с центром площади подошвы фундамента. Обычно это является результатом передачи на фундамент надземными конструкциями момента, распора (горизонтальной составляющей), а также одностороннего давления грунта на боковую поверхность фундамента.

Рассмотрим фундамент, у которого возникает момент относительно одной главной оси инерции площади подошвы. Пусть на обрез фундамента действуют три составляющие нагрузки: N_{ϕ}^n

M_{ϕ}^n и T_{ϕ}^n (рис. III-11). Кроме того, фундамент при неодинаковой отметке обратной засыпки воспринимает давление грунта с одной стороны E . Обозначим вес фундамента через N_{ϕ}^n и вес грунта на его уступах через $N_{гр}^n$, тогда найдем в общем виде составляющие усилий, действующих по подошве:

$$\left. \begin{aligned} N^n &= N_{\phi}^n + N_{\phi}^n + N_{гр}^n; \\ M^n &= M_{N_{\phi}^n}^n + M_{N_{\phi}^n}^n + M_{N_{гр}^n}^n + M_{M_{\phi}^n}^n + M_{T_{\phi}^n}^n + M_E^n; \\ T^n &= T_{\phi}^n + E. \end{aligned} \right\} \quad (III-4)$$

Здесь индексы у моментов показывают, от действия какого усилия получен данный момент. В частных случаях отдельные слагаемые могут равняться нулю или являться разностью двух моментов, действующих справа и слева (например, M_E^n , $M_{N_{гр}^n}^n$).

При предварительном определении размеров фундамента условно принимают, что напряжения по подошве распределяются по линейному закону. Тогда эпюра давления по подошве имеет один из трех видов, изображенных на рис. III-11. Для построения эпюр достаточно найти p_{\max}^n и p_{\min}^n по формуле внецентренного сжатия:

$$p_{\max/\min}^n = \frac{N^n}{F} \pm \frac{M^n}{W}, \quad (III-5)$$

где F и W — соответственно площадь и момент сопротивления подошвы фундамента.

При прямоугольной форме подошвы фундамента после подстановки значений $F = lb$, $W = \frac{bl^2}{6}$ и $M^n = N^n e$ получим

$$p_{\max/\min}^n = \frac{N^n}{bl} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right), \quad (III-6)$$

где l — размер подошвы в плоскости действия момента; e — эксцентриситет относительно центра тяжести площади подошвы.

Так как неравномерность давления сказывается в небольшой зоне, то значение p_{\max}^n может быть больше R^n , однако должно удовлетворяться (по СНиПу) условие

$$p_{\max}^n \leq 1,2R^n. \quad (III-7)$$

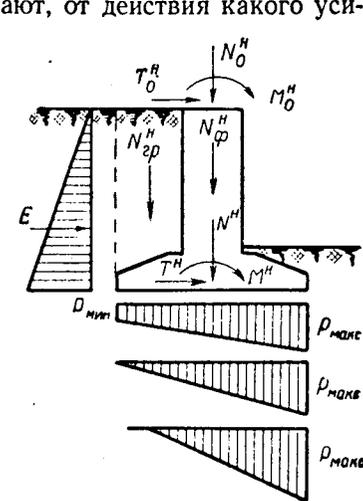


Рис. III-11. Расчетная схема внецентренно нагруженного фундамента

Кроме того, должно удовлетворяться условие (II-3), при этом

$$p^n = p_{\text{ср}} = \frac{N^n}{F}. \quad (\text{III-8})$$

По формулам (III-5), (III-6) и условиям (II-3) и (III-7) решают задачу последовательным приближением. С этой целью вначале определяют размеры подошвы как для центрально нагруженного фундамента по формуле (III-3). При полученных размерах находят приблизительный вес фундамента и грунта исходя из среднего объемного веса $\gamma_{\text{ср}}$. Определяют N^n , M^n , $p_{\text{макс}}^n$ и проверяют условия (II-3) и (III-7). Если они не удовлетворяются или имеется большой запас, повторяют расчет до получения желаемых результатов.

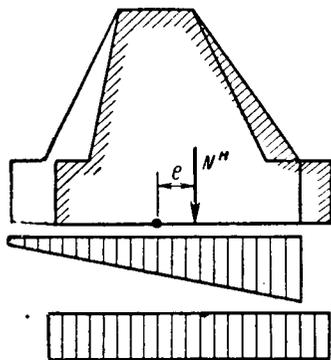


Рис. III-12. Смещение подошвы фундамента относительно оси конструкции

Наименьшая площадь подошвы фундамента получается, когда $p_{\text{ср}}^n = R^n$ и одновременно удовлетворяется условие (III-7). Для этого увеличивают длину подошвы фундамента в направлении эксцентриситета и уменьшают ее ширину или придают подошве сложное очертание (тавровое, двутавровое и т. п.).

Такие решения ведут к увеличению изгибающего момента в сечениях фундамента. Другим путем выравнивания напряжений по подошве является смещение центра тяжести подошвы фундамента в сторону эксцентриситета (рис. III-12). Если центр тяжести подошвы расположить в точке приложения равнодействующей N^n , то

момент относительно этого центра будет равен нулю. Такое смещение целесообразно, когда момент есть результат действия постоянных нагрузок. При различных сочетаниях нагрузок получаются неодинаковые величины эксцентриситетов, поэтому смещением добиваются выравнивания моментов, действующих вправо и влево.

Чем меньше отношение $\frac{p_{\text{мин}}}{p_{\text{макс}}}$, тем фундамент получит больший поворот. Поэтому при расчете ограничивают указанное отношение. При проектировании фундаментов колонн, несущих тяжелые мостовые краны, принимается $\frac{p_{\text{мин}}}{p_{\text{макс}}} \geq 0,25$, а для обычных фундаментов $\frac{p_{\text{мин}}}{p_{\text{макс}}} \geq 0$.

Отрыв части подошвы фундамента (см. рис. III-11) допускается лишь в исключительных случаях — при действии монтажных нагрузок или когда проверяется устойчивость от действия допол-

нительного или особого сочетания нагрузок. В случае отрыва части подошвы от основания

$$p_{\text{макс}}^n = \frac{2N^n}{3(0,5l - e)b}, \quad (\text{III-9})$$

где b — размер подошвы в направлении, перпендикулярном эксцентриситету e ;

l — то же, в плоскости действия момента.

Иногда равнодействующая смещена относительно обеих главных осей инерции (рис. III-13). Тогда при прямоугольной форме подошвы под угловыми точками

$$p_{\text{макс}}^n = \frac{N^n}{lb} \left(1 \pm \frac{6e_x}{l} \pm \frac{6e_y}{b} \right), \quad (\text{III-10})$$

где e_x и e_y — эксцентриситеты равнодействующей в плоскости подошвы фундамента соответственно относительно осей Y и X .

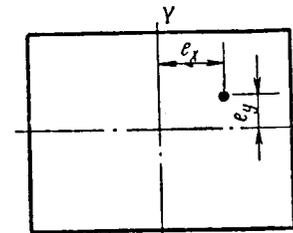


Рис. III-13. План подошвы внецентренно нагруженного фундамента

Выравнивания напряжений в этом случае можно достигнуть, размещая центр тяжести подошвы по возможности ближе к точке приложения равнодействующей.

При предварительном определении размеров внецентренно нагруженных фундаментов по нормативному давлению одновременно уточняется величина R^n .

§ 10. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ ДЕФОРМАЦИЯМ ОСНОВАНИИ

1. **Условия необходимости расчета осадок.** Расчет оснований, т. е. определение размеров подошвы фундаментов по нормативному давлению, является первым приближением к решению поставленной задачи. Если соблюдаются условия $p^n \leq R^n$ и $p_{\text{макс}}^n \leq 1,2R^n$, то зоны пластических деформаций незначительны и расчет осадок можно производить исходя из линейной зависимости между напряжениями и деформациями. Опыт возведения относительно небольших сооружений (например, зданий до 6 этажей) показывает, что при грунтах, обладающих даже средней сжимаемостью, достаточно размеры фундаментов рассчитать по величине нормативного давления на основание. По такому расчету получают размеры фундаментов, при которых величины осадок и их неравномерности не превосходят предельно допустимых значений. Поэтому можно не производить расчет осадок большой группы зданий, если основание сложено средне- и малосжимаемыми грунтами, за-

легающими относительно выдержанными горизонтальными слоями (см. табл. 12, СНиП II-Б.1—62 *).

Когда возникают сомнения в необходимости расчета осадок фундаментов, проверку можно произвести, воспользовавшись расчетом осадки фундаментов по методу эквивалентного слоя Н. А. Цытовича *, т. е.

$$s = A\omega b a_0 p_d, \quad (\text{III-11})$$

где $A\omega$ — коэффициент эквивалентного слоя, принимаемый для жестких фундаментов по табл. III-1;

b — ширина подошвы фундамента;

a_0 — коэффициент относительной сжимаемости грунта;

p_d — дополнительное давление, под действием которого уплотняются грунты основания, при этом

$$p_d = p^n - \gamma h, \quad (\text{III-12})$$

где γ — объемный вес грунта в пределах глубины h ;

h — глубина заложения фундамента, считая от природной поверхности грунта.

Таблица III-1

Значения коэффициента эквивалентного слоя $A\omega$ для жестких фундаментов

Коэффициент Пуассона μ_0	Соотношение сторон подошвы фундамента $\alpha = \frac{l}{b}$					
	1	1,5	2	3	5	≥ 10
0,1	0,89	1,09	1,23	1,46	1,74	2,15
0,2	0,94	1,15	1,30	1,54	1,84	2,26
0,25	0,99	1,21	1,37	1,62	1,94	2,38
0,3	1,08	1,32	1,49	1,76	2,11	2,60
0,35	1,24	1,52	1,72	2,01	2,42	2,98
0,4	1,58	1,94	2,20	2,59	3,10	3,82

Значение s не должно превышать предельно допустимой величины осадки $s_{пр}$. Исходя из этого, для относительно горизонтального залегания слоев грунта составим условие, при удовлетворении которого нет необходимости рассчитывать осадки:

$$a_{0, \max} \leq \frac{s_{пр}}{A\omega b p_d}, \quad (\text{III-13})$$

где $a_{0, \max}$ — коэффициент относительной сжимаемости наиболее сжимаемого слоя грунта основания;

b — ширина наиболее нагруженного фундамента.

Если влияние загрузки соседних фундаментов незначительно и условие (III-13) удовлетворено, то осадки по расчету получатся

* Н. А. Цытович. Механика грунтов. Стройиздат, 1968.

меньше $s_{пр}$, так как фактическая сжимаемость грунтов несколько меньше $a_{0, \max}$. Когда условие (III-13) не удовлетворено или влияние загрузки соседних фундаментов существенно, то расчет осадок обязателен.

2. Расчет по предельной абсолютной и средней осадке. Когда основание под всем сооружением сложено относительно горизонтально залегающими слоями, сжимаемость которых с глубиной не увеличивается, при расчете по деформациям ограничиваются удовлетворением условий:

$$\left. \begin{aligned} s_{аб} &\leq s_{пр, аб} \\ s_{ср} &\leq s_{пр, ср} \end{aligned} \right\} \quad (\text{III-14})$$

где $s_{аб}$ и $s_{ср}$ — соответственно абсолютная и средняя осадки по расчету;

$s_{пр, аб}$ и $s_{пр, ср}$ — предельные соответственно абсолютная и средняя осадки, принимаемые на основании опыта строительства или по табл. II СНиП II-Б.1—62*.

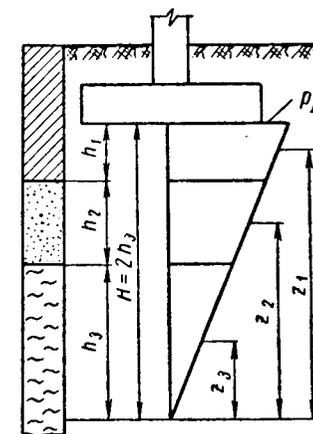


Рис. III-14. Расчетная схема к методу расчета Н. А. Цытовича

Ограничения по неравенствам (III-14) являются условиями, при которых можно не рассчитывать неравномерности осадки обычных зданий и сооружений, что значительно упрощает расчет.

Абсолютное значение конечной осадки чаще всего рассчитывают или по методу суммирования, или по методу эквивалентного слоя Н. А. Цытовича.

Расчет осадки по методу эквивалентного слоя сводится к определению:

1) мощности эквивалентного слоя

$$h_3 = A\omega b, \quad (\text{III-15})$$

где $A\omega$ — коэффициент эквивалентного слоя (см. табл. III-1); b — ширина фундамента;

2) средней величины коэффициента относительной сжимаемости

$$a_{0, м} = \frac{1}{2h_3} \sum_{i=1}^n h_i a_{0i} z_i, \quad (\text{III-16})$$

где h_i — мощность i -го слоя в пределах активной зоны $H = 2h_3$ (рис. III-14);

a_{0i} — коэффициент относительной сжимаемости i -го слоя;

z_i — расстояние от низа активной зоны до середины i -го слоя;

3) величины конечной осадки

$$s = h_a a_{om} p_d \quad (III-17)$$

Значение p_d определяется по формуле (III-12).

При грунтах структурных и водонасыщенных, обладающих начальным градиентом, формула (III-17) принимает вид

$$s = 0,5 h_a a_{om} p_d \quad (III-18)$$

где h_a — мощность активной зоны, уточняемая в зависимости от прочности структурных связей грунта, величины начального градиента и условий отжатия воды из уплотняемых слоев грунта*.

По формулам (III-17) и (III-18) получаются несколько завышенные значения осадок, особенно при площади подошвы фундаментов более 50 м². Это объясняется тем, что в данном случае осадки определяются как перемещение поверхности линейно деформируемого квазигомогенного полупространства. С глубиной же сжимаемость грунтов уменьшается, вследствие чего фактические осадки бывают несколько меньше значений, получаемых по рассмотренному методу. Вследствие этого целесообразно при расчете осадки фундаментов со значительной площадью подошвы рассматривать деформации *ограниченной толщи* грунта**.

Расчет осадок по *методу суммирования*, рекомендуемому СНиП II-Б.1—62*, широко используется в проектной практике, хотя он основан на большом количестве достаточно произвольных допущений. Например, несмотря на сложное напряженное состояние грунтов в основании, при определении осадок учитываются только вертикальные нормальные напряжения p_z . Деформации от остальных компонентов напряжений (при пространственной задаче) не учитываются. Деформативность грунтов характеризуется только модулем деформации. Коэффициент бокового расширения грунта не учитывается. По методу суммирования осадка

$$s = 0,8 \sum_{i=1}^n h_i \frac{1}{E_{oi}} p_i \quad (III-19)$$

где h_i — мощность i -го слоя в пределах активной зоны (рис. III-15);

p_i — средняя интенсивность вертикального давления в i -м слое под центром подошвы фундамента, определяемая из выражения $p_i = \frac{1}{2} (p_{z, i} + p_{z, i+1})$;

E_{oi} — модуль общей деформации i -го слоя;

* Н. А. Цытович [и др.]. Прогноз скорости осадок оснований сооружений. Стройиздат, 1967.

** Б. И. Далматов [и др.]. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. Изд-во «Высшая школа», 1969.

n — число слоев, на которое разбивается активная зона;
0,8 — коэффициент, корректирующий упрощенную схему расчета.

Значение вертикального нормального напряжения (давления) p_z вычисляется по формуле

$$p_z = \alpha p_d \quad (III-20)$$

Коэффициент α определяется по табл. 8 СНиП II-Б.1—62* в зависимости от

$$m = \frac{2z}{b} \text{ и } n = \frac{l}{b},$$

где l и b — соответственно больший и меньший размеры подошвы фундамента;

z — глубина от подошвы фундамента до точки, в которой определяется p_z .

Сжимаемая толща основания принимается до глубины, на которой $p_z = 0,2 p_{6z}$ (где p_{6z} — природное давление в вертикальном направлении).

Если вблизи рассчитываемого фундамента располагаются соседние фундаменты, влияние загрузки которых должно учитываться, то к p_z добавляют напряжения от загрузки соседних фундаментов, определяемые методом угловых точек*.

Наиболее простым критерием необходимости учитывать загрузку соседних фундаментов является предположение, что осутимые напряжения в основании развиваются в пределах угла рассеивания порядка 45° к горизонту. В таком случае, проведя под 45° линии через нижнюю точку сжимаемой толщи, найденной с учетом загрузки соседних фундаментов, определим, загрузкой каких фундаментов пренебрегать нельзя (рис. III-16). Зная осадки основных фундаментов сооружения, находят среднюю осадку сооружения по формуле

$$s_{cp} = \frac{s_1 F_1 + s_2 F_2 + \dots + s_n F_n}{F_1 + F_2 + \dots + F_n} \quad (III-21)$$

где s_1, s_2, \dots, s_n — осадки отдельных фундаментов или лент;
 F_1, F_2, \dots, F_n — площади этих фундаментов;
 n — количество всех фундаментов в здании.

Если несколько фундаментов находятся в одинаковых условиях и их осадки одинаковы, то в качестве F подставляется значение

* Н. А. Цытович. Механика грунтов. Стройиздат, 1963.

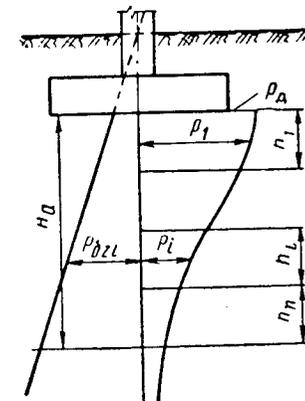


Рис. III-15. Расчетная схема к методу суммирования

произведения площади такого фундамента на их количество. Таким образом, расчетом определяются значения $s_{аб}$ и $s_{ср}$, которые сравниваются с предельно допустимыми, т. е. проверяются условия (III-14). Если условия (III-14) не удовлетворены, то это не значит, что принятые размеры фундаментов неприемлемы. Основным критерием неприемлемости принятых размеров фундаментов является неравномерность осадок (см. ниже). Невыполнение условия (III-14) показывает, что неравномерности осадок могут быть больше предельно допустимых. Поэтому либо, изменяя размеры фундаментов, добиваются удовлетворения условия (III-14), либо выполняют расчет неравномерности осадки. Существенно уменьшить осадки фундаментов легче всего путем увеличения глубины их заложения до слоя менее сжимаемого грунта. Изменением же только

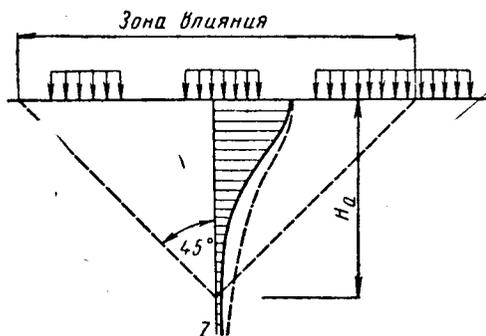


Рис. III-16. Схема для оценки влияния загрузки соседних фундаментов

размеров подошвы удастся снизить осадки, как правило, на 10—30%. Поскольку удовлетворение условия (III-14) зависит одновременно от величины предельно допустимой осадки, можно также добиться удовлетворения этого условия путем уменьшения чувствительности несущих конструкций к неравномерным осадкам.

3. Расчет по предельной неравномерности осадки,

приводящей к искривлению сооружения. Расчет по предельной неравномерности осадки является основным расчетом фундаментов по деформации, так как только при неравномерных осадках основания искривляются сооружения и в их стенах, балках, плитах и других конструкциях возникают добавочные растягивающие напряжения, вызывающие недопустимые трещины. Неравномерные осадки затрудняют также эксплуатацию сооружений, поскольку нарушается проектное положение оборудования. Наконец, при развитии неравномерных осадок может меняться архитектурный облик сооружений. По этим причинам также ограничивается неравномерность осадок фундаментов.

Расчет по предельной неравномерности осадки сводится к удовлетворению условия

$$\Delta s \leq \Delta s_{пр}, \quad (III-22)$$

где Δs — неравномерность осадки по расчету;
 $\Delta s_{пр}$ — предельно допустимая неравномерность осадки, устанавливаемая по табл. 10 СНиП II-Б.1—62*.

Неравномерность осадки перекоса и прогиба Δs , как правило, определяется без учета жесткости конструкций сооружения. В то же время чем большей жесткостью обладает сооружение, тем в большей степени произойдет выравнивание неравномерностей осадок перекоса и прогиба. Следовательно, фактическая неравномерность осадок сооружения будет меньше величины Δs , определяемой без учета совместной работы основания с конструкциями сооружения. Это обстоятельство является скрытым запасом, не учитываемым при проектировании.

Только расчет деформаций гибких фундаментов производится с учетом совместной работы грунтов основания с фундаментом, работающим на изгиб. Однако и в этом случае работа надфундаментных конструкций не учитывается. Указанный запас следует рассматривать как минимально необходимый, так как величина фактической осадки несколько отличается от получаемой по расчету за счет нарушения структуры грунтов основания при откопке котлованов и возведении фундаментов, а также по другим причинам (см. гл. II).

Определение неравномерности осадки сводится к расчету осадки всех фундаментов, отличающихся друг от друга глубиной заложения, размерами подошвы, интенсивностью давления по подошве, влиянием загрузки соседних фундаментов и характером напластования грунтов. Зная осадку всех фундаментов, по разности находят абсолютное значение неравномерности осадки, т. е.

$$\Delta s_{аб} = s_б - s_м,$$

где $s_б$ и $s_м$ — соответственно большее и меньшее значения осадок соседних фундаментов.

Часто неравномерности осадки выражают величиной, отнесенной к единице длины конструкции:

$$\Delta s = \frac{s_б - s_м}{L}, \quad (III-23)$$

где L — расстояние между осями фундаментов, дающих осадки $s_б$ и $s_м$.

В общем случае часть неравномерности осадки вызывает крен, а остальная доля — перекося конструкции, опирающихся на эти фундаменты. Оба вида деформаций в неразрезных конструкциях могут вызывать дополнительные усилия. При крене эти усилия возникают вследствие того, что центрально нагруженные фундаменты стремятся дать осадку без поворота подошвы, а развитие крена вызывает поворот колонн (рис. III-17, а). Это приводит к возникновению в последних изгибающих моментов. Если колонны обладают небольшой жесткостью, то указанные усилия незначительны. По этой причине деформации крена всего сооружения обычно вычитают из величины неравномерности осадок. При этом имеет в виду, что деформации крена находятся в пределах допустимых величин.

Перекося неразрезных конструкций (рис. III-17, б) приводит к появлению в них дополнительных изгибающих усилий. Поскольку крен сооружения $\Delta s_{\text{крена}}$ не вызывает существенных усилий в горизонтальных элементах конструкций, деформации перекося вычисляют не от горизонтальной линии, а от линии крена. Поэтому относительную неравномерность осадки, которая приводит к перекося, находят из выражения

$$\Delta s_{\text{перекося}} = \Delta s - \Delta s_{\text{крена}}. \quad (\text{III-24})$$

Крен ($\Delta s_{\text{крена}}$) сооружения или его части находят по разности осадки их крайних фундаментов, которую относят к расстоянию между осями этих фундаментов. Аналогично, при

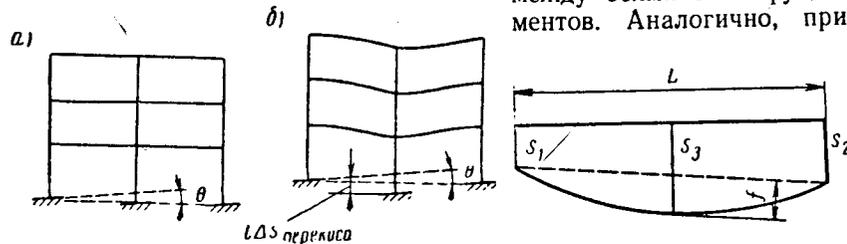


Рис. III-17. Схемы деформаций каркасных зданий:

а — крен; б — крен с перекосям

Рис. III-18. Определение прогиба стены

вычислении прогиба или выгиба f учитывают общий крен сооружения (рис. III-18), определяя f из выражения

$$f = s_3 - \frac{1}{2}(s_1 + s_2). \quad (\text{III-25})$$

В этом случае относительный прогиб будет

$$\Delta s = \frac{f}{L},$$

где L — длина деформируемого участка стены.

Выше было отмечено, что фактическая осадка фундамента зависит не только от деформаций уплотнения грунтов при приложении нагрузки и набухания их при откопке котлованов, но и от ряда других факторов (см. гл. II). По этой причине, а также вследствие неточности определенных деформативных характеристик грунтов основания вычисленные значения осадок по расчету не могут претендовать на высокую точность. Однако благодаря выравниванию неравномерностей осадок за счет неучитываемой работы несущих конструкций совместно с грунтами основания расчет по предельному состоянию по деформациям (неравномерности осадок) исключает появление в конструкциях недопустимых деформаций. Конечно, при этом имеется в виду, что во время устройства фундаментов сохраняется природная структура грунтов в основании.

Расчет по предельно допустимым значениям неравномерности осадки сводится к проверке условия (III-22). Если оно не удовлетворяется, то увеличивают размеры подошвы фундамента, который дает большую осадку, и производят повторные расчеты неравномерности осадки до тех пор, пока условие (III-22) не будет удовлетворено.

Поскольку расчет по неравномерности осадки всех фундаментов трудоемок, вначале производят расчет осадок нескольких пар фундаментов, у которых ожидается наибольшая неравномерность осадки, и проверяют условие (III-22). Если оно удовлетворяется, расчет производится для остальных фундаментов. Когда же условие (III-22) не удовлетворяется и расчеты показывают, что выравнивание осадки затруднительно, то рассматривают другие решения фундаментов (большая глубина заложения, объединение фундаментов в ленты, сплошную плиту, устройство свайных фундаментов и т. п.).

4. Расчет фундаментов по предельному крену. Некоторые высокие сооружения допускают достаточно большие вертикальные осадки, но крен их ограничивают по двум причинам:

1) усложняется эксплуатация сооружений, так как при крене происходят значительные горизонтальные перемещения, особенно в верхней их части, а горизонтальные элементы (перекрытия и др.) получают наклон;

2) возникает и иногда резко увеличивается эксцентриситет усилия, передаваемого на основание, что может привести к потере устойчивости сооружения.

Крен фундамента обуславливается следующими причинами:

1) внецентренной загрузкой основания;

2) несимметричным влиянием на осадку загрузки соседних фундаментов и площадей;

3) несимметричным относительно оси фундамента или сооружения залеганием слоев грунта различной сжимаемости.

Крен отдельных фундаментов при внецентренном их нагружении может быть определен по формулам М. И. Горбунова-Посадова, полученным исходя из рассмотрения деформаций линейно деформируемого полупространства:

крен продольной оси прямоугольного фундамента

$$\text{tg } \theta_l = \frac{8k_1(1 - \mu_{\text{ср}}^2) M_l^H}{E_{\text{ср}} l^3}; \quad (\text{III-26})$$

крен поперечной оси прямоугольного фундамента

$$\text{tg } \theta_b = \frac{8k_2(1 - \mu_{\text{ср}}^2) M_b^H}{E_{\text{ср}} b^3}; \quad (\text{III-27})$$

крен круглого фундамента, по В. М. Абрамову и К. Е. Егорову,

$$\text{tg } \theta = \frac{6(1 - \mu_{\text{ср}}^2) M^H}{E_{\text{ср}} d^3}; \quad (\text{III-28})$$

где M_l^H , M_b^H , M^H — соответственно моменты от нормативных нагрузок в вертикальной плоскости, проходящей по продольной оси, по поперечной оси и по одному из диаметров;

l , b , d — соответственно бо́льшая и меньшая стороны и диаметр подошвы фундамента;

E_{cp} , μ_{cp} — средние значения в пределах активной зоны модуля деформации и коэффициента Пуассона грунта;

k_1 , k_2 — коэффициенты, принимаемые по графикам (рис. III-19) в зависимости от соотношения сторон K_n .

Если при размерах подошвы фундамента, найденных по нормативному давлению на основание, крен получается больше предельно до-

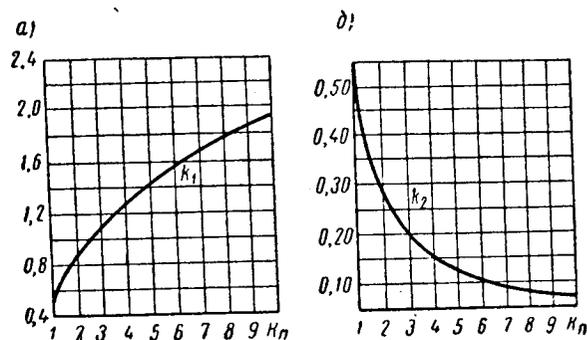


Рис. III-19. Графики для определения коэффициентов, необходимых при вычислении кренов фундаментов:

а — коэффициент k_1 ; б — коэффициент k_2

пустимого, то последовательным приближением находят такие их значения, при которых удовлетворялось бы условие (III-22). Выражения (III-26) ÷ (III-28) можно решить относительно размеров подошвы фундамента, приняв предельно допустимое значение крена.

Крен фундаментов в результате влияния загрузки соседних фундаментов и площадей, а также при несимметричном напластовании грунтов определяется путем спрямления в пределах подошвы фундамента криволинейно деформированной поверхности грунта. Для этого необходимо определить осадки поверхности грунта в нескольких точках вдоль оси, получающей крен. Однако чаще ограничиваются определением осадки двух точек фундамента, располагающихся под противоположными краями или находящимися от краев на одинаковом расстоянии (порядка 0,1 размера фундамента). В этом случае крен находят из выражения

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{s_1 - s_2}{L}, \quad (\text{III-29})$$

где s_1 и s_2 — осадки выбранных двух точек;

L — расстояние между этими точками.

Крен отдельных и ленточных фундаментов приводит к повороту нижней части колонн и стен и их искривлению.

5. Учет скорости протекания осадок. Все сделанные выше рекомендации по проектированию фундаментов по предельным состояниям исходили из величины деформаций после стабилизации (затухания) осадки.

Таким образом, основные рекомендации сводятся к проектированию фундаментов по конечным осадкам.

Однако глинистые грунты деформируются длительное время после приложения нагрузки. Это в большинстве случаев обуславливается медленным выдавливанием воды из пор грунта (фильтрационная консолидация) и постепенным развитием деформаций ползучести скелета грунта и связанной воды.

Эти вопросы (развитие осадки во времени) рассматриваются в механике грунтов*. Здесь же отметим случаи, когда необходимо учитывать скорость протекания осадок при проектировании фундаментов. К этим случаям относятся:

- 1) неодновременность загрузки основания в период постройки сооружения и ввода его в эксплуатацию (см. рис. II-2, з);
- 2) наличие различных по характеру неодинаково уплотняющихся грунтов во времени под отдельными частями сооружения;
- 3) неодинаковая величина активной зоны под различно загруженными фундаментами;
- 4) устройство внутренней гидроизоляции подвальных помещений до затухания осадок;
- 5) проектирование фундаментов по величине осадки, развивающейся после установки оборудования или ввода объекта в эксплуатацию.

Рассмотрение осадок во времени производится, как правило, когда в основании залегают относительно слабые грунты, деформация которых приводит к развитию осадок, близких к предельным значениям. Если ожидаемые величины осадок и их неравномерностей значительно меньше (в 2—3 раза) предельных, то обычно нет необходимости рассматривать развитие осадок во времени с позиции проектирования оснований по деформациям. Однако для тяжелых сооружений иногда следует рассматривать развитие деформаций во времени и для плотных грунтов.

Рассматривая в общем виде задачу осадки уплотнения грунтов во времени, Н. А. Цытович** дает рекомендации производить расчет с учетом развития деформаций водонасыщенных глинистых грунтов:

* Н. А. Цытович [и др.]. Прогноз скорости осадок оснований сооружений, 1967.

** Там же.

текучепластичной консистенции — по классической теории фильтрационной консолидации Терцаги—Герсеванова;

мягкопластичной консистенции — по теории консолидации с учетом структурной прочности и величины начального градиента напора;

тугопластичной и полутвердой консистенции — по теории фильтрационной консолидации и ползучести с учетом сжимаемости газосодержащей поровой воды и структурности скелета;

твердой консистенции — по теории ползучести сплошных сред.

Учет структурной прочности и начального градиента напора существенно отражается и на величине конечной осадки.

Медленное нарастание осадок во времени часто имеет и положительное значение. С этой точки зрения следует отметить способность строительных материалов к деформациям ползучести. При медленно развивающихся осадках параллельно нарастают и деформации ползучести в несущих конструкциях без их разрушения. Конструкции приспособляются к медленно развивающимся деформациям основания. Поэтому предельные значения неравномерности осадки при медленно деформирующихся грунтах (глинистые грунты в пластичном состоянии) допускаются большими, чем при грунтах, которые относительно быстро развивают деформации (пески, твердые глины).

§ 11. КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРЫ БОРЬБЫ ПО УМЕНЬШЕНИЮ ВЛИЯНИЯ НЕРАВНОМЕРНЫХ ОСАДОК СООРУЖЕНИЙ

При неравномерных осадках, как было сказано выше, в несущих конструкциях сооружений возникают дополнительные усилия, чаще всего не учитываемые при их расчете. Кроме того, неравномерные, а также большие по величине осадки существенно отражаются на взаимном расположении частей сооружения и самого сооружения по отношению к входам, подземным коммуникациям и т. п. Поэтому при проектировании несущих конструкций в той или иной мере учитывают возможное развитие осадок и их неравномерностей, а именно:

- 1) сооружению в целом и его отдельным частям придают строительный подъем;
- 2) увеличивают гибкость сооружения;
- 3) конструкции сооружений проектируют с большим запасом прочности;
- 4) применяют фундаменты, выравнивающие неравномерные осадки оснований;
- 5) используют особые конструктивные решения.

1. Строительный подъем сооружения. Поскольку всякое сооружение должно находиться на определенных отметках, при выборе высотного его положения проектом предусматриваются величины перемещений сооружения в связи с осадками оснований, особенно

сложенных сильносжимаемыми грунтами. С этой целью сооружения дают строительный подъем, т. е. сооружение возводят выше на величину ожидаемой осадки. Когда ожидаются неравномерные осадки отдельных частей сооружения, величину их строительного подъема принимают различной в зависимости от ожидаемых осадок.

Если осадки развиваются во времени медленно, придание сооружению строительного подъема в соответствии с величиной конечной осадки может оказаться неудачным для начального периода эксплуатации. С целью получения минимальных отклонений сооружения от проектного положения величину строительного подъема $s_{нд}$ принимают равной среднему значению между конечной осадкой s и осадкой, накопленной за строительный период $s_{стр}$:

$$s_{нд} = \frac{1}{2} (s + s_{стр}). \quad (III-30)$$

Величины s и $s_{стр}$ определяют расчетом. При возведении обычных зданий осадка глинистых грунтов за период строительства составляет $0,3 \div 0,5 s$. В этом случае принимают $s_{нд} \approx 0,7 s$. Определение строительного подъема по формуле (III-30) особенно необходимо, когда сооружение состоит из нескольких неодинаково загруженных частей, дающих различную по величине осадку.

Иногда сооружениям придают строительный подъем более сложной формы. Так, при проектировании Нижне-Свирской ГЭС было установлено, что здание электростанции с турбинами получит крен в сторону верхнего бьефа при односторонней загрузке основания весом воды в результате заполнения водохранилища. Для того чтобы валы турбин во время эксплуатации занимали вертикальное положение, они были установлены с наклоном в сторону нижнего бьефа, т. е. им был придан строительный подъем на величину ожидаемого крена. При заполнении водохранилища валы турбин пришли почти в вертикальное положение.

2. Увеличение гибкости сооружения. Ранее было показано, что гибкие сооружения следуют за осадкой основания и в их конструкциях не возникает дополнительных усилий. Основную жесткость зданиям придают стены, ригели рам, неразрезные балки, фермы и др. Когда ожидаются существенные неравномерности осадки между отдельными опорами балок, ферм и рам, эти конструкции лучше делать разрезными (статически определимыми), чтобы неравномерные осадки не отражались на их работе. Наиболее жесткие элементы зданий — стены — также разрезают на части.

Если многоэтажное здание разрезать большим количеством осадочных швов, то его можно рассматривать как условно гибкое сооружение, так как в местах осадочных швов жесткость здания равна нулю. Однако такое решение трудно использовать на практике. Это объясняется рядом причин:

- 1) приходится увеличивать количество поперечных стен, поскольку каждая обособленная часть должна иметь пространственную жесткость;

2) всякий осадочный шов, являясь законной трещиной, приносит неудобства при эксплуатации;

3) каждая обособленная часть здания получает свой крен и осадку;

4) осадочные швы должны обеспечить самостоятельность вертикальных перемещений при равномерной осадке и горизонтальных — при неодинаковом крене соседних частей;

5) чем выше здание и чем меньше размеры в плане части, обособленной осадочными швами, тем больше горизонтальные перемещения в верхних этажах, нарушающие архитектурный его облик;

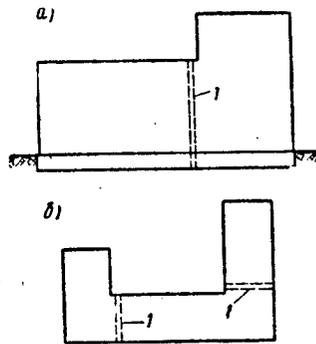


Рис. III-20. Расположение осадочных швов:

а — при разной этажности здания; б — при сложной конфигурации в плане

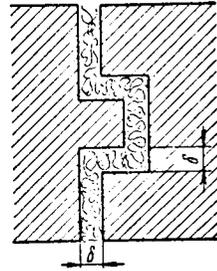


Рис. III-21. Деталь осадочного шва

6) в местах расположения осадочных швов усложняется эксплуатация трубопроводов, имеющих опоры на двух частях, разделенных осадочным швом;

7) до стабилизации осадки в помещениях, через которые проходят осадочные швы, приходится часто проводить штукатурно-малярные ремонты.

По этим причинам стремятся свести количество осадочных швов к минимуму и прибегают к их устройству, когда в основании залегают сильносжимаемые грунты, здание в плане имеет сложную конфигурацию или по высоте разноэтажно (рис. III-20).

Минимальная ширина зазора осадочного шва l вдоль и поперек стены (рис. III-21) определяется по формуле

$$\delta = k_n h (\operatorname{tg} \theta_n - \operatorname{tg} \theta_s), \quad (\text{III-31})$$

где h — расстояние от подошвы фундамента до высоты, для которой определяется ширина зазора осадочного шва;
 $\operatorname{tg} \theta_n$ — крен фундамента правой части сооружения;
 $\operatorname{tg} \theta_s$ — то же, левой в том же направлении;
 k_n — коэффициент, учитывающий неоднородность грунтов основания.

Если крен развивается навстречу, то $\operatorname{tg} \theta_n$ будет иметь отрицательный знак. Величину коэффициента k_n принимают порядка 1,3—1,5.

Осадочные швы наружных стен заполняются долговечным упругим теплоизолирующим материалом (минеральная вата, пенопласт и т. п.).

3. Придание конструкциям сооружений добавочной прочности.
 При развитии неравномерных осадок основания в конструкциях сооружений возникают дополнительные усилия. В стенах зданий при сопротивлении, которое они оказывают изгибу, в случае прогиба (см. рис. II-1) возникают усилия растяжения в фундаментах и нижней части стен, а сжатие — вверх; в случае выгиба — растяжение вверх, а сжатие вниз. Кладка стен хорошо сопротивляется сжатию и плохо — растяжению, поэтому при неравномерных осадках в стенах трещины появляются преимущественно в зоне растяжения, а косые трещины — в результате действия главных растягивающих напряжений.

С целью увеличения сопротивляемости стен растягивающим усилиям строители давно вводят в них металлические стержни. Ранее эти стержни делались в виде кованых связей; в 1936 г. проф. Б. Д. Васильев * рекомендовал армировать стены железобетонными поясами, идущими вдоль всех наружных и внутренних стен. Позднее пояса стали делать в виде армированного утолщенного шва кладки (иногда неправильно эти пояса называют поясами жесткости).

Пояса армирования существенно увеличивают сопротивление стен растягивающим усилиям, возникающим при изгибе, почти не изменяя их жесткости. При неравномерно сжимаемых грунтах, когда неизвестна форма деформации изгиба здания, пояса армирования располагают как в нижней, так и в верхней части стен. Поскольку неравномерные осадки развиваются по мере возведения здания, возникает опасность появления в стенах трещин еще до устройства поясов в верхней части здания. Поэтому

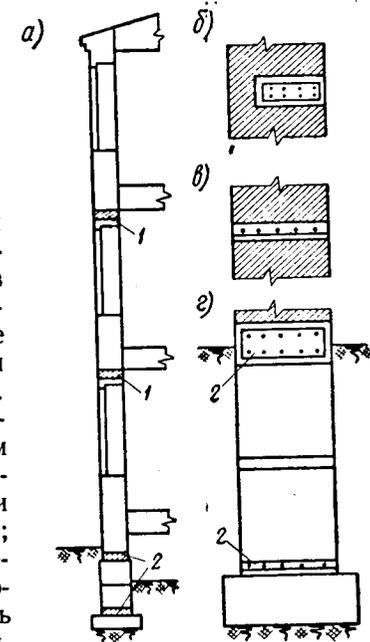


Рис. III-22. Размещение поясов армирования:

а — по высоте стены; б — деталь железобетонного пояса; в — деталь армированного шва; г — армирование сборного фундамента; 1 — пояса в стене; 2 — пояса в фундаменте

* Б. Д. Васильев. Возведение капитальных зданий на сильносжимаемых основаниях. Стройиздат, 1952.

пояса располагают в фундаменте (рис. III-22, а) и по высоте стен через 1—2 этажа (рис. III-22, а).

Конструкция поясов в стенах показана на рис. III-22, б, в. Сечение арматуры в поясах часто назначается конструктивно — 5—15 см² в каждом поясе. Однако его можно рассчитать, если известны деформации грунтов по длине здания и жесткость самих стен. Приближенный расчет поясов производят по методике Б. И. Далматова*.

При действии в стенах больших перерезывающих сил, приводящих к перекосу и возникновению значительных главных растягивающих напряжений, над проемами и в простенках появляются косые трещины. Увеличить сопротивляемость стен такого рода усилиям можно частым расположением поясов, уменьшением размеров проемов и увеличением ширины простенков, а также армированием кладки простенков сетками. Иногда для рассредоточения деформаций перекоса на участке возможного ее возникновения устраивают монолитный железобетонный фундамент.

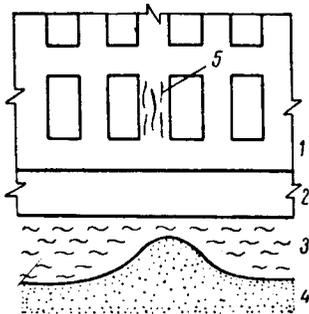


Рис. III-23. Раздробление кладки при концентрации напряжений:

1 — стена; 2 — фундамент; 3 — сильносжимаемый грунт; 4 — малосжимаемый грунт; 5 — деформированный простенок

Поскольку искривления и перекосы конструкций зданий связаны с перераспределением реактивного давления грунта по подошве, на некоторых участках стен происходит концентрация напряжений, не учитываемая обычными расчетами. Концентрация напряжений бывает значительной, если на коротком участке по длине стены в основании встречаются включения малосжимаемого грунта (рис. III-23). В результате концентрации в простенках нижних этажей над таким включением напряжения могут превысить предельное значение, вследствие чего в кладке появляются вертикальные трещины, свидетельствующие о ее разрушении силами сжатия. По этой причине, когда ожидается существенное перераспределение давления по подошве, прочность кладки стен нижних этажей должна быть принята с учетом возможной концентрации напряжений в связи с неравномерной податливостью основания. Для уменьшения концентрации давления по подошве и усилий, возникающих в стенах при их изгибе, в длинных зданиях приходится устраивать осадочные швы.

4. Применение фундаментов, выравнивающих неравномерные осадки основания. Когда неравномерность осадки основания оказы-

вается недопустимой для несущих конструкций сооружения или для его эксплуатации, выравнивания осадок добиваются путем постановки конструкций на общий фундамент. Например, ряд колонн опирают на ленточный фундамент или все здание — на сплошную плиту. Чем большей жесткостью обладает такой фундамент, тем меньшие неравномерности осадки будут испытывать надземные конструкции. Эти фундаменты перераспределяют давление от сооружения на грунт основания (см. гл. IV). Если при сложном напластовании грунтов трудно с достаточной точностью оценить податливость основания под разными участками такого фундамента, его проектируют с дополнительным запасом прочности и по всей его длине устраивают двойное армирование.

За последнее время многоэтажные здания стали делать с несущими поперечными стенами. Наружные же стены собирают из навесных панелей, состоящих преимущественно из теплоизоляционного материала. Такие стены обладают малой прочностью даже на сжатие при их изгибе. При неравно-

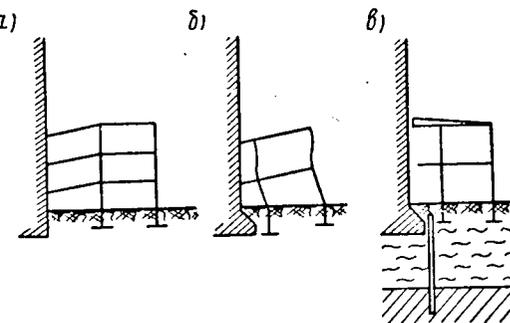


Рис. III-24. Устройство малоэтажных пристроек около тяжелых зданий:

а — без осадочного шва; б — с осадочным швом; в — с забивкой шпунта в плотный грунт

мерной осадке отдельных поперечных стен в наружных стенах развиваются деформации перекоса, в результате которых раскрываются швы между панелями, нарушаются закладные крепления и даже разрушаются сами панели. Для уменьшения указанных деформаций при сильносжимаемых грунтах поперечные стены устанавливают на жесткие ленточные фундаменты, идущие вдоль здания.

5. Особые конструктивные решения. При возведении разноэтажных зданий и, в частности, при устройстве малоэтажных пристроек около зданий повышенной этажности могут разрушиться конструкции перекрытий, опирающиеся на эти две неодинаково загруженные части здания (рис. III-24, а). Отрезка пристройки осадочным швом при большой сжимаемости грунтов (рис. III-24, б) не гарантирует сохранности конструкций вследствие крена пристройки в сторону основной части здания. Крен обуславливается тем, что загрузка основания тяжелой части здания приводит к неравномерной осадке фундаментов пристройки (к большей осадке фундаментов, расположенных ближе к тяжелой части здания).

* Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Основания и фундаменты. Стройиздат, 1964.

При сильносжимаемых грунтах в основании, когда не представляется возможным передать давление на плотные подстилающие грунты, в настоящее время используются два решения.

1. Пристройку отрезают осадочным швом и основание делят шпунтом, который забивают через всю толщу слабых грунтов (рис. III-24, в). Этот шпунт воспринимает силы трения в пределах сильно сжимаемых слоев грунта, дающих осадку под весом высокой части здания. Чтобы шпунт не перемещался вниз и тем самым не передавал бы нагрузку на основание пристройки, его погружают в подстилающий менее сжимаемый слой

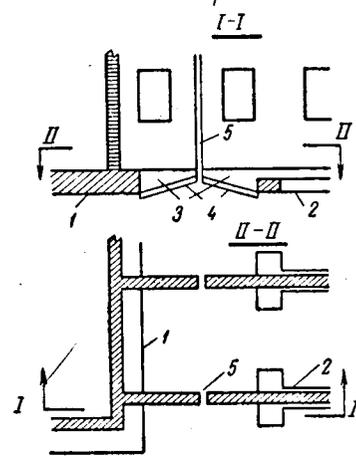


Рис. III-25. Устройство консолей в зоне осадочного шва:

1 — фундаментная плита тяжелой части здания; 2 — фундамент прилегающей стены; 3 — консоли; 4 — воздушные зазоры; 5 — осадочный шов

ной части фундаментов несущих конструкций, а если возникает необходимость — и из стен и перекрытий многоэтажной части здания. Для определенности работы консолей под ними устраивается воздушный зазор величиной не менее ожидаемой осадки. В случае отсутствия зазора при развитии осадки консоли будут врезаться в грунт. Поэтому их рассчитывают на реактивное давление грунта, возникающее в условиях предельного равновесия (при выпоре грунта из-под консолей).

При оценке влияния тяжелой части сооружения на осадку пристроек особенно важно осадки всех фундаментов определять с учетом влияния загрузки соседних фундаментов. Зная зону влияния при загрузке тяжелой части здания на осадку фундаментов легких пристроек, можно установить минимально допустимое расстояние между фундаментами этих частей здания. Для соблюдения указан-

ного минимального расстояния часть конструкций пристроек устанавливается на консоли, выпущенные из многоэтажной части здания, а часть — на встречные консоли, выпускаемые из фундаментов пристройки (рис. III-25).

Во многих случаях ожидаемые неравномерности осадки уменьшаются до предельно допустимой величины путем изменения размеров подошвы и глубины заложения фундаментов. Так, например, при наклонном залегании подстилающего слоя более плотного грунта фундамент закладывают на различной глубине (рис. III-26, а), оставляя в основании одинаковую толщину слоя слабого грунта. Выравнивания осадки можно добиться и при постоянной глубине заложения путем уширения фундамента в месте, где слой слабого грунта имеет большую толщину (рис. III-26, б).

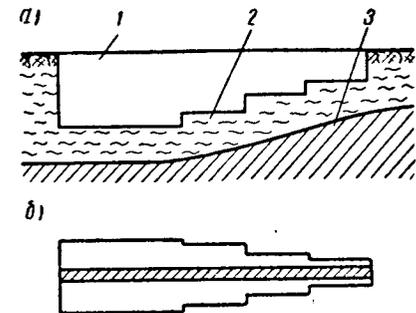


Рис. III-26. Способы выравнивания осадок:

а — различным заглублением; б — уширением;
1 — фундамент; 2 — сильносжимаемый грунт; 3 — малосжимаемый грунт

§ 12. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЙ

Для фундаментов мелкого заложения, как это указывалось в гл. II, в ряде случаев давление на основание может быть ограничено условием (II-4), представляющим собой проверку по первому предельному состоянию (по несущей способности оснований). Строительные нормы и правила требуют производить проверку оснований, сложенных нескальными грунтами, по несущей способности в двух случаях: 1) при наличии регулярно действующей на фундамент горизонтальной нагрузки; 2) при основаниях, ограниченных откосами.

Для того чтобы выполнить данный расчет, необходимо иметь методы определения предельной нагрузки (на основание) того же направления, какое задано для расчетной нагрузки. В настоящее время предельная нагрузка наиболее точно определяется методами, разработанными в теории предельного напряженного состояния грунтов и в теории, рассматривающей смешанное состояние грунтового массива, имеющего предельно напряженные области и области, в которых сохраняется еще линейная зависимость между деформациями и напряжениями. Как известно из механики грунтов, в курсах которой излагаются указанные методы, предельное напряженное состояние вполне определяет очертание поверхностей скольжения.

Таблица III-2

Значения коэффициентов к формуле (III-32)

φ, град		5	10	15	20	25	30	35	40	45
δ, град										
0	N_T	0,17	0,56	1,40	3,16	6,92	15,32	35,19	86,46	236,30
	N_q	1,57	2,47	3,94	6,40	10,70	18,40	33,30	64,20	134,50
	N_c	6,49	8,34	11,00	14,90	20,70	30,20	46,20	75,30	133,50
5	N_T	0,09	0,38	0,99	2,31	5,02	11,10	24,38	61,38	163,30
	N_q	1,24	2,16	3,44	5,56	9,17	15,60	27,90	52,70	96,40
	N_c	2,72	6,56	9,12	12,50	17,50	25,40	38,40	61,60	95,40
10	N_T		0,17	0,62	1,51	3,42	7,64	17,40	41,78	109,50
	N_q		1,50	2,84	4,65	7,65	12,90	22,80	42,40	85,10
	N_c		2,84	6,88	10,00	14,30	20,60	31,10	49,30	84,10
15	N_T			0,25	0,89	2,15	4,93	11,34	27,61	70,58
	N_q			1,79	3,64	6,13	10,40	18,10	33,30	65,40
	N_c			2,94	7,27	11,00	16,20	24,50	38,50	64,40
20	N_T				0,32	1,19	2,92	6,91	16,41	43,00
	N_q				2,09	4,58	7,97	13,90	25,40	49,20
	N_c				3,00	7,68	12,10	18,50	29,10	48,20
25	N_T					0,38	1,50	3,84	9,58	24,86
	N_q					2,41	5,67	10,20	18,70	36,75
	N_c					3,03	8,09	13,20	21,10	35,75
30	N_T						0,43	1,84	4,96	13,31
	N_q						2,75	6,94	13,10	25,40
	N_c						3,02	8,49	14,40	24,40
35	N_T							0,47	2,21	6,41
	N_q							3,08	8,43	16,72
	N_c							2,97	8,86	15,72
40	N_T								0,49	2,60
	N_q								3,42	10,15
	N_c								2,88	9,15
45	N_T									0,50
	N_q									3,78
	N_c									2,78

Примечание. Верхняя строка коэффициентов относится к случаю действия только вертикальной нагрузки ($\delta = 0$).

Однако допускается применять и приближенные методы, в которых очертаением поверхностей скольжения предварительно задаются (например, методом круглоцилиндрических поверхностей). Ниже рассматриваются результаты разработок различных методов, наиболее удобных для практических целей расчета оснований фундаментов мелкого заложения.

1. Действие вертикальной и горизонтальной нагрузки на основание с горизонтальной поверхностью. Для фундаментов в виде полосы и прямоугольных В. В. Соколовский * предложил пользоваться приближенной формулой, коэффициенты которой зависят только от величины угла внутреннего трения грунта основания φ :

$$\left. \begin{aligned} p_e &= N_T \gamma y + N_q q + N_c c; \\ t_e &= p_e \operatorname{tg} \delta, \end{aligned} \right\} \quad (\text{III-32})$$

где y — абсцисса точек подошвы фундамента (рис. III-27), в которой определяется ордината эпюры предельного давления p_e ;
 γ — объемный вес грунта;
 c — сцепление;
 q — интенсивность пригрузки вне фундамента на уровне его подошвы;

N_T , N_q и N_c — коэффициенты, определенные на основании интегрирования дифференциальных уравнений предельного равновесия в безразмерных координатах для разных значений φ (табл. III-2).

Формулы (III-32) отвечают схеме одностороннего сдвига и выпирания; при равномерно распределенной пригрузке q эпюра предельного давления получается трапецидальной (см. рис. III-27), т. е. равнодействующая предельного давления имеет эксцентриситет.

Таким образом, данному распределению пригрузки поверхности грунта у фундамента соответствует вполне определенный вид эпюры предельного давления, т. е. определенный эксцентриситет равнодействующей предельного давления e_n . Такое положение отвечает поверхностям скольжения, начинающимся непосредственно от подошвы фундамента. Если предельная нагрузка достигается при ином эксцентриситете равнодействующей ($e \neq e_n$), то под жестким фундаментом образуется клиновидный переходный объем грунта (уплотненное ядро), от которого начинаются поверхности скольжения.

При наличии уплотненного ядра величина предельной нагрузки повышается. Однако до настоящего времени подробно исследован только случай образования клиновидного ядра под вертикальной симметричной нагрузкой, для которой получены удобные в практических расчетах формулы, рассматриваемые в следующем разделе

* В. В. Соколовский. Устойчивость оснований и откосов. Известия ОТН АН СССР, 1952, № 8.

данного параграфа. При наклонной нагрузке (т. е. при наличии как вертикального, так и горизонтального давления на основание) форма уплотненного ядра исследована меньше * и только в случае

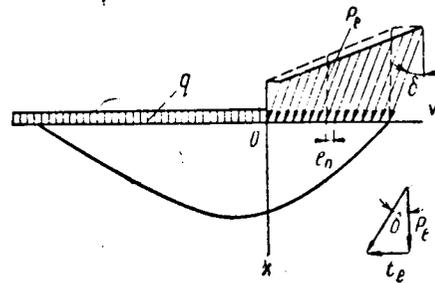


Рис. III-27. Схема одностороннего сдвига и выпирания при наклонной нагрузке

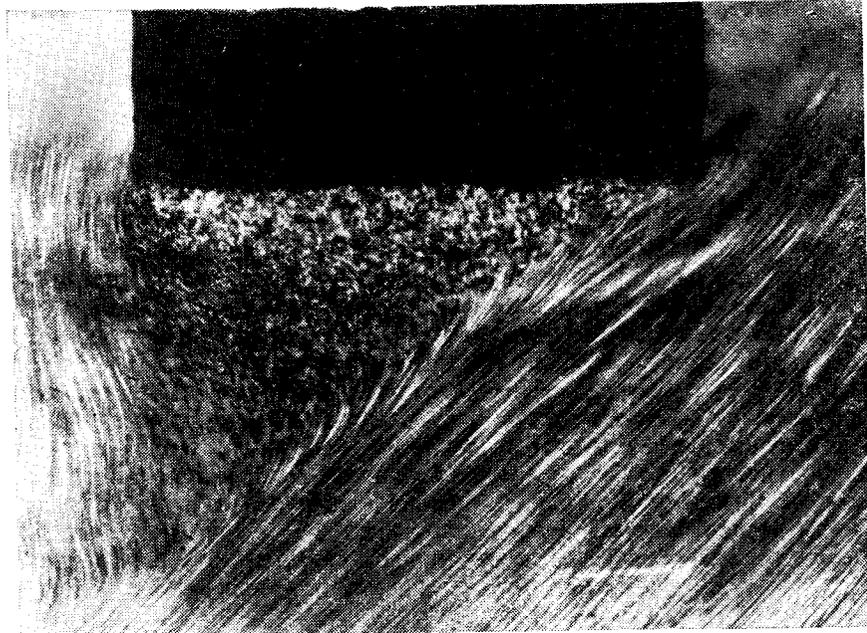


Рис. III-28. Форма уплотненного грунтового ядра под жестким шероховатым фундаментом при наклонной нагрузке, полученная М. Ш. Минцковским

* Н. И. Швецова. Некоторые случаи расчета устойчивости оснований. Сб. ЛИИЖТа, 1958, № 158.

** М. Ш. Минцковский. О некоторых вопросах плоской задачи устойчивости оснований. Изд. АСИА УССР, 1962.

Здесь, кроме обозначений, применявшихся ранее и отмеченных на рисунке: Q — предельное давление на грань ядра AC , получаемое построением линий скольжения по В. В. Соколовскому, если рассматривать эту грань как поверхность шероховатой наклонной подпорной стенки; G_n — вес уплотненного ядра;

$$\alpha = \text{arcctg} \left[\frac{\cos \varphi}{\sin(\varphi + \delta) \cos \delta} + \text{tg} \delta \right].$$

Для того чтобы иметь возможность оценить запас устойчивости основания, выраженный как отношение равнодействующей предельной нагрузки к равнодействующей расчетной нагрузке, в общем случае при $e \neq e_n$ необходимо проверить возможность построения эпюры, эквивалентной эпюре расчетной нагрузки *, вписанной в предельную. Эквивалентная эпюра приближенно строится ломаной ($OACBD$, рис. III-30). Предельная эпюра $OAFD$ с крайними ординатами $p_{e(0)}$ и $p_{e(b)}$, вычисляемыми по формуле (III-32), определяет величину эксцентриситета равнодействующей предельной нагрузки:

$$e_n = \frac{b}{3} \left(\frac{2p_{e(b)} + p_{e(0)}}{p_{e(b)} + p_{e(0)}} - 3 \right).$$

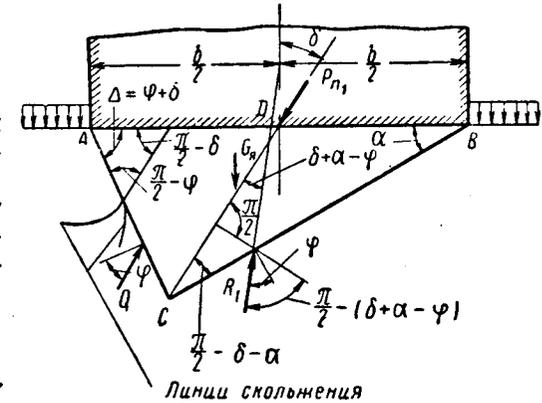


Рис. III-29. Схема ядра, принятая для вывода формулы (III-33)

Положение равнодействующей расчетной нагрузки P_p фиксируется расстоянием a от ребра O (см. рис. III-30), расчетная эпюра $OA'B'D$ показана пунктиром. Расстояние y_0 точки C перелома эквивалентной эпюры (на участке AC она очерчена по контуру предельной эпюры) определяется из следующего уравнения:

$$(p_{e(0)} + p_{e(b)}) \left(1 - \frac{1}{\eta} \right) y_0^2 + \left[\frac{1}{\eta} (p_{e(0)} + p_{e(b)}) (3a - b) - p_{e(b)} b \right] y_0 + \left[\frac{1}{\eta} (p_{e(0)} + p_{e(b)}) (2b - 3a) - p_{e(0)} b \right] \cdot b = 0.$$

Краевая ордината эквивалентной эпюры σ_0 вычисляется по формуле

$$\sigma_0 = \frac{\frac{1}{\eta} (p_{e(0)} + p_{e(b)}) b - (p_{e(b)} y_0 + p_{e(0)} b)}{b - y_0},$$

* В. Г. Березанцев. Расчет прочности оснований сооружений. Стройиздат, 1960.

где η — коэффициент запаса устойчивости основания, равный $\eta = \frac{P_{II}}{P_p}$.

Эквивалентная эпюра может быть построена, если соблюдаются условия $0 \leq y_0 \leq b$ и $0 \leq \sigma_0 \leq p_{c(b)}$; кроме того, для обеспечения устойчивости должно быть выполнено неравенство

$$y_0 < \frac{1}{3} b.$$

Предельную наклонную нагрузку на основание незаглубленного фундамента в виде полосы и прямоугольного можно определить графо-аналитическим методом*, допускающим круглоцилиндрическую форму поверхности скольжения.

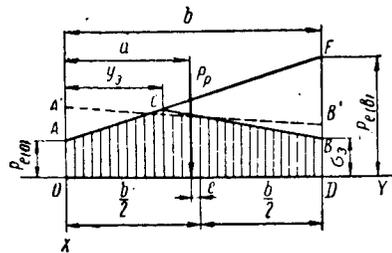


Рис. III-30. Схема построения эквивалентной эпюры для определения запаса устойчивости основания

2. Действие вертикальной симметричной нагрузки на основание с горизонтальной поверхностью. Как уже указывалось выше, при эксцентриситете предельной нагрузки, отличном от получаемого для случая, когда поверхности скольжения начинаются непосредственно у подошвы жесткого фундамента, под последним образуется переходный уплотненный клиновидный объем грунта. При симметричной вертикальной нагрузке (равнодействующая проходит через центр подошвы фундамента) это уплотненное ядро имеет симметричную форму.

На рис. III-31 показаны фотографии опытов по вдавливанию штампов в песчаные грунты с уложенными горизонтально окрашенными полосами, позволившими зафиксировать форму ядра: на рис. III-31, а — результаты, полученные Ж. Керизелем для случая плоской задачи (штамп в виде полосы); на рис. III-31, б — для случая осевой симметрии напряженного состояния (круглый штамп), полученные В. Г. Березанцевым. В обоих случаях ядро имеет в вертикальной плоскости треугольную форму.

* Д. Е. Польшин, Р. А. Токарь. Приближенный графо-аналитический способ расчета оснований на устойчивость. Сб. НИИ оснований и фундамента, 1952, № 18.

Приняв приближенно ядро жестким и форму его сечения в виде равнобедренного прямоугольного треугольника, В. Г. Березанцев получил с помощью введения приближенного очертания линий

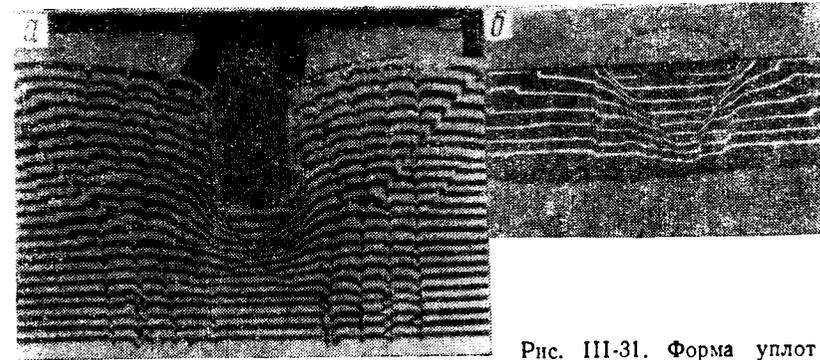


Рис. III-31. Форма уплотненного грунтового ядра под жестким шероховатым фундаментом при вертикальной симметричной нагрузке:

а — для случая плоской задачи по опытам Ж. Керизеля; б — для кругового штампа по опытам В. Г. Березанцева

скольжения (рис. III-32) следующую формулу для вычисления средней интенсивности предельного давления:

$$p_{cp} = N'_y \gamma b + N'_q q + N'_c c. \quad (III-34)$$

Коэффициенты N'_y , N'_q и N'_c зависят только от величины угла внутреннего трения грунта и принимаются по табл. III-3.

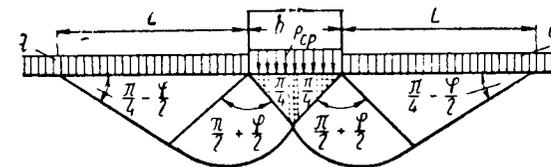


Рис. III-32. Схема к определению предельной вертикальной симметричной нагрузки на основание с горизонтальной поверхностью [формула (III-34)]

Дальнейшие исследования формы уплотненного ядра показали, что в нем имеются две части*: упругая и пластическая. Базируясь на таком разделении, М. И. Горбунов-Посадов исследовал смешанное напряженное состояние основания под центрально прило-

* В. Г. Березанцев [и др.]. Исследования прочности песчаных оснований. Трансжелдориздат, 1958.

Таблица III-3

Значения коэффициентов к формуле (III-34)

Кoeffици- енты \ φ° град	φ° град												
	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
N'_y	1,7 2,1	2,3 2,8	3,0 3,6	3,8 5,0	4,9 7,0	6,8 9,5	8,0 12,6	10,8 17,3	14,3 24,4	19,8 34,6	26,2 48,6	37,4 71,3	50,1 108,0
N'_q	4,4 4,5	5,3 6,5	6,5 8,5	8,0 10,8	9,8 14,1	12,3 18,6	15,0 24,8	19,3 32,8	24,7 45,5	32,6 64,0	41,5 87,5	54,8 127,0	72,0 185,0
N'_c	11,7 12,8	13,2 16,8	15,1 20,9	17,2 24,6	19,8 29,9	23,2 36,4	25,8 45,0	31,5 55,4	38,0 71,5	47,0 93,6	55,7 120,0	70,0 161,0	84,7 219,0

Примечание. Верхние строчки таблицы дают значения коэффициентов для фундаментов в виде полосы (плоская задача), нижние — для круглых фундаментов (осесимметричная задача). Коэффициенты, приведенные для случая плоской задачи, могут быть использованы также для фундаментов с прямоугольной подошвой, а коэффициенты для круглых фундаментов — для квадратных.

женной вертикальной нагрузкой и показал, что формулы, опирающиеся только на решения теории предельно напряженного состояния, в этом случае дают некоторый запас в величине предельного давления.*

3. Действие вертикальной и горизонтальной нагрузки на основание, ограниченное откосом. Для случая основания, ограниченного откосом, следует пользоваться следующей приближенной формулой теории предельного равновесия, полученной И. В. Ковалевым** на базе решений В. В. Соколовского и В. Г. Березанцева:

$$p_0 = N_{y0} \gamma y + N_{q0} q + N_{c0} c. \quad (III-35)$$

Эта формула соответствует схеме, изображенной на рис. III-33 (q — интенсивность пригрузки откоса от веса слоя грунта толщиной, равной глубине заложения фундамента). Коэффициенты N_{y0} , N_{q0} , N_{c0} приведены в табл. III-4 для φ от 10 до 30° и для δ от 0 до 20°.

Оценка запаса устойчивости производится, как и выше, по отношению величин равнодействующей предельного давления и равнодействующей расчетного давления. Так же как и в случае основания с горизонтальной поверхностью, предварительно производится проверка возможности построения эквивалентной эпюры, вписанной в предельную.

* М. И. Горбунов-Посадов. Устойчивость фундаментов на песчаном основании. Госстройиздат, 1962.

** И. В. Ковалев. О предельном сопротивлении оснований, ограниченных откосом. Сб. трудов ЛИИЖТа, 1964, № 225.

Таблица III-4

ε, град	δ, град	φ, град			5			10			15			20		
		N_{q0}	N_{c0}	N_{T0}												
10	20	472	127	2,29	4,13	10,7	1,59	3,53	8,63	1,13	6,29	15,3	0,74	—	—	—
	25	7,77	17,3	4,88	6,74	14,6	3,65	5,75	12,00	2,35	9,34	20,5	1,62	—	—	—
	30	13,10	24,3	10,30	11,20	20,5	7,50	9,51	16,80	5,18	13,40	28,8	3,53	6,43	10,1	2,21
	35	23,10	35,8	22,50	19,50	29,8	16,60	16,30	24,40	11,60	19,50	39,50	7,61	11,00	15,1	4,90
15	20	43,00	55,9	52,10	35,60	45,9	39,50	29,20	37,10	28,20	23,90	29,40	17,90	19,30	22,8	11,10
	25	3,77	11,8	1,78	3,30	9,92	1,26	2,82	7,92	0,93	5,72	13,30	0,65	—	—	—
	30	6,34	15,8	3,88	5,50	13,30	2,72	4,69	10,90	1,94	8,43	19,0	1,39	—	—	—
	35	10,70	21,8	8,20	9,18	18,30	5,87	7,78	15,10	3,73	11,90	25,20	2,90	5,26	8,99	1,90
20	20	18,80	31,5	17,60	15,90	26,20	12,50	13,20	21,40	8,88	11,00	17,10	5,98	8,89	13,20	4,06
	25	34,40	48,1	39,80	28,50	39,40	30,60	23,50	31,80	21,40	19,20	25,20	13,80	15,40	19,50	8,60
	30	4,87	14,40	2,89	4,23	12,10	2,00	3,60	9,85	1,53	7,60	16,60	1,10	—	—	—
	35	8,47	19,60	6,24	7,25	16,40	4,45	6,13	13,40	3,17	10,60	21,60	2,23	4,14	7,95	1,61
25	20	14,80	27,7	13,30	12,60	23,10	9,51	10,50	18,80	6,72	8,64	14,90	4,81	7,02	11,50	3,22
	25	27,00	41,4	29,10	22,40	33,90	21,90	18,40	27,30	15,40	15,00	21,60	10,30	12,10	16,70	6,67
	30	6,25	17,5	4,35	5,35	14,70	3,27	4,53	12,00	2,25	9,44	18,50	1,64	3,06	7,01	1,30
	35	11,30	24,4	9,63	9,53	20,20	6,86	7,96	16,30	4,90	13,10	18,50	3,62	5,35	9,97	2,45
30	20	20,70	35,6	21,00	17,10	29,10	15,70	14,00	23,50	10,60	11,50	18,50	7,45	9,25	14,20	4,90
	25	8,02	21,4	6,45	6,76	17,70	4,53	5,65	14,40	3,37	11,40	15,80	2,51	3,80	8,65	1,75
	30	15,20	30,6	14,70	12,50	25,00	10,80	10,40	20,10	7,36	8,42	13,10	5,44	6,78	12,10	3,70
	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Для расчета гибких фундаментов используются те или иные теории расчета балок, опирающихся на сплошное упругое основание, которые распространяют и на линейно деформируемые основания.

Следует отметить огромную роль отечественных ученых в развитии теории расчета фундаментных балок и плит на упругом (линейно деформируемом) основании. Достаточно указать на работы проф. Н. П. Пузыревского и акад. А. Н. Крылова, разработавших «метод начальных параметров», значительно упрощающий расчеты гибких фундаментов по теории местных упругих деформаций; работы профессоров Г. Э. Проктора, Н. М. Герсеванова, М. И. Горбунова-Посадова, Б. Н. Жемочкина и А. П. Синицына, И. А. Симвулиди и др., внесших значительный вклад в теорию расчета фундаментных балок по методу общих упругих деформаций (на линейно деформируемом полупространстве), а также работы профессоров П. Л. Пастернака, В. З. Власова, Г. К. Клейна, Б. Г. Коренева и др., предложивших иные методы расчета фундаментных балок и плит на сжимаемом основании, характеризуемом двумя коэффициентами деформируемости.

Следует отметить, что в настоящее время наибольшее применение в практике проектирования гибких фундаментов находят два метода: метод местных упругих деформаций, учитывающий только осадки в месте приложения нагрузки, и метод общих упругих деформаций, учитывающий не только местные, но и общие (вне загруженной поверхности) деформации грунта.

Как показывают новейшие исследования, метод местных упругих деформаций (или так называемый «метод коэффициента постели») применим в случае возведения фундаментов на слабых сильносжимаемых грунтах, а также при малой мощности слоя сжимаемого грунта (когда превалируют местные деформации, а общие вне загруженной поверхности весьма малы); метод же общих упругих деформаций (линейно деформируемого однородного полупространства) применим в случае наличия достаточно плотных грунтов и при не слишком больших опорных площадях. Для площадей же порядка десятков и сотен квадратных метров более близкие результаты дает теория изгиба слоя ограниченной мощности на несжимаемом основании.

Общая схема работы гибких фундаментов в простейших случаях показана на рис. IV-1. На рис. IV-1, а дана схема изгиба свободной консольной балки, изгибу которой ничто (кроме заделки одного конца) не препятствует, на рис. IV-1, б — той же консольной балки, но опирающейся по всей длине на сплошное грунтовое основание. Очевидно, что во втором случае прогибы консольной балки будут значительно меньше, чем в первом, причем величина их будет зависеть и от податливости (сжимаемости) сплошного грунтового основания, а следовательно, будут меньше и расчетные изгибающие моменты и перерезывающие силы. Можно и на других примерах показать, что учет реакции сплошного основания в фундаментных балках будет всегда давать более экономичное решение по сравнению

с балками свободными, что вызывает необходимость учета совместной работы изгибаемых фундаментных балок и сжимаемого основания.

На рис. IV-1, в дана схема реакций основания фундаментной балки, свободно лежащей на грунте и нагруженной сосредоточенной силой и моментом.

Предварительный подбор сечений фундаментных балок необходим для установления их жесткости EI , входящей во все последующие расчеты, так как изгиб балок на сжимаемом основании является статически неопределимой задачей.

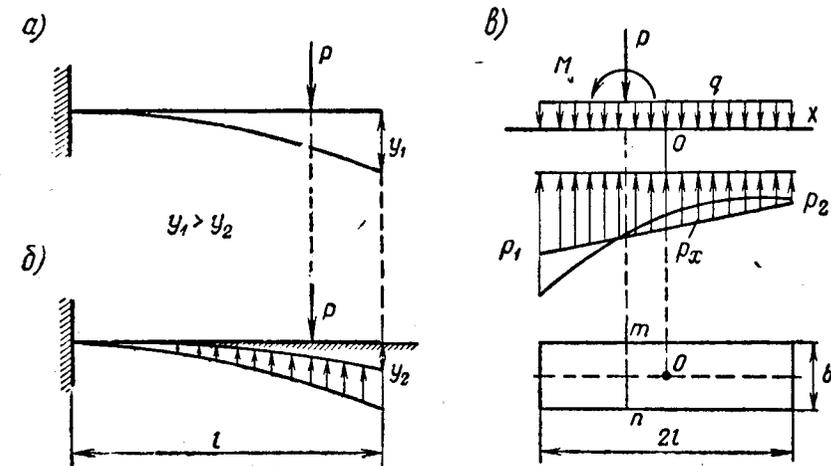


Рис. IV-1. Схема работы гибких фундаментных балок

Для предварительного подбора сечения коротких фундаментов балок допускается не учитывать криволинейность эпюры реактивных давлений p_x (см. рис. IV-1, в); тогда приближенно изменение давлений по площади подошвы фундамента можно определить по известным из курса сопротивления материалов формулам неравномерного (внецентренного) сжатия.

Приняв обозначения по рис. IV-1, в, будем иметь

$$p_{1,2} = \frac{N}{F} \pm \frac{6M_0}{b(2l)^2}, \quad (a)$$

где N — сумма всех вертикальных нагрузок на фундаментную балку;

F — площадь подошвы фундаментной балки,

M_0 — момент всех сил относительно центра тяжести подошвы фундаментной балки.

Полагая далее

$$p_0 = \frac{N}{F} = q + \frac{\Sigma P_i}{2lb}, \quad \text{получим}$$

$$p_{1,2} = p_0 \pm \frac{3}{2} \cdot \frac{M_0}{bl^2}. \quad (IV-1)$$

Определив по формуле (IV-1) крайние ординаты прямолинейной эпюры давлений p_1 и p_2 , вычерчиваем ее и, прикладывая к балке реакции основания, равные по величине давлениям, но противоположно им направленные, рассматриваем их как внешние силы. Тогда для любого сечения рассматриваемой фундаментной балки, например $m-n$ (см. рис. IV-1, е), изгибающие моменты M_x , перерезывающие силы Q_x , найдутся по правилам строительной механики (беря сумму моментов и сумму всех сил с одной стороны сечения $m-n$).

По величине макс M_x определяем необходимый по условию прочности момент сопротивления балки W_x , который будет равен

$$W_x = \frac{\text{макс } M_x}{\sigma_{\text{расч}}}, \quad (IV-2)$$

где $\sigma_{\text{расч}}$ — допускаемое напряжение для материала фундаментной балки.

По моменту сопротивления W_x подбираем сечение фундаментной балки *, а по нему определяем и жесткость балки EI .

Отметим, что для жестких фундаментных балок в эскизных проектах часто ограничиваются вышеприведенным приближенным определением сечения фундаментной балки по формулам сопротивления материалов.

§ 14. О ТЕОРИЯХ ИЗГИБА БАЛОК НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ И ИХ ПРИМЕНИМОСТИ К РАСЧЕТУ ГИБКИХ ФУНДАМЕНТОВ

Как указывалось ранее, при расчете гибких фундаментов применяются главным образом две теории: 1) теория местных упругих деформаций и 2) теория общих упругих деформаций.

1. Предпосылкой теории местных упругих деформаций является положение о прямой пропорциональности между давлением и местной осадкой, т. е. осадкой только в месте приложения нагрузки. Это положение совместно с известным дифференциальным уравнением изогнутой оси балки Навье было использовано Винклером (1867 г.) и Циммерманом (1888 г.) для расчета на изгиб железнодорожных шпал, причем результаты полученных ими решений не противоречили данным непосредственных наблюдений.

* Подбор сечения железобетонных балок излагается в курсе «Железобетонные конструкции».

Основным уравнением деформаций в методе местных упругих деформаций будет

$$y = \frac{p_x}{c_y}, \quad (IV-3)$$

где y — упругая осадка грунта в месте приложения нагрузки;

p_x — давление по подошве фундамента;

c_y — коэффициент упругости основания, или так называемый «коэффициент упругой постели».

Метод местных деформаций не учитывает общих деформаций вне загруженной поверхности, что позволяет рассматриваемое упругое основание представить моделью несвязных между собой упругих пружин (рис. IV-2, а).

Действительно, согласно уравнению (IV-3), в тех местах, где нет внешнего давления (т. е. где $p_x = 0$), упругая осадка будет равна нулю. В то же время результаты непосредственных наблюдений показывают, что оседает не только нагруженная поверхность, но и соседние участки грунта, образуя упругую лунку (рис. IV-2, б), т. е. имеют место не только местные упругие деформации, но и общие, которые не учитываются в рассматриваемом методе.

Уравнение (IV-3) можно переписать в виде

$$p_x = c_y y, \quad (IV-3a)$$

что позволяет следующим образом сформулировать основную предпосылку метода местных упругих деформаций: *давление в любой точке упругого основания прямо пропорционально местной упругой осадке в этой точке.*

Коэффициент пропорциональности $c_y = \frac{p_x}{y}$ имеет размерность кг/см^3 или Т/м^3 и принимается для данного грунта строго постоянным. В то же время результаты опытов показывают, что коэффици-

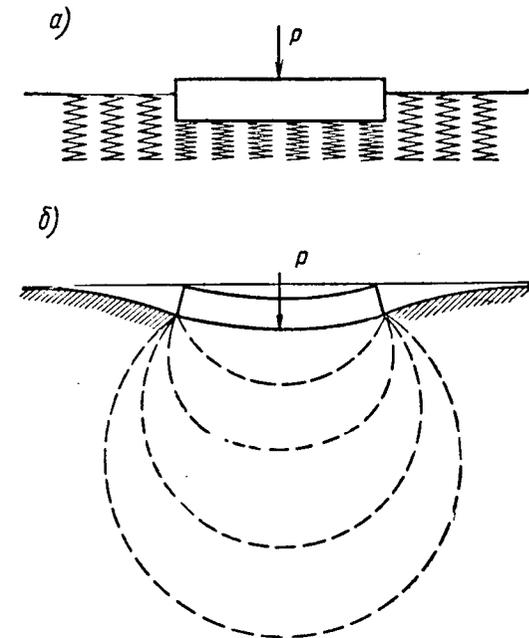


Рис. IV-2. Деформации поверхности грунта:
а — по теории местных упругих деформаций; б — по теории общих упругих деформаций

циент c_y зависит как от величины внешнего давления (среднего p), так и от площади передачи нагрузки F , причем чем больше внешнее давление и больше площадь подошвы фундамента, тем коэффициент c_y будет меньше, что и необходимо учитывать*.

По формуле О. А. Савинова, оправданной опытом, величина коэффициента упругости основания может приниматься равной**

$$c_y = c_n \left[1 + \frac{2(l+b)}{\Delta F} \right] \sqrt{\frac{p}{p_0}}, \quad (IV-4)$$

где c_n , Δ — постоянные жесткости основания, причем c_n для различных грунтов имеет величину от 0,5 до 3 $\kappa\Gamma/\text{см}^3$ (см. табл. 43 в кн. «Механика грунтов», изд. 4-е, 1963), а величина Δ принимается равной 1 м^{-1} , если размеры площади подошвы фундамента выражены в метрах;
 l , b — длина и ширина площади подошвы фундамента; $F = l b$;

p — величина внешнего давления (удельной нагрузки);
 p_0 — давление опытного штампа, при котором определялась величина c_n .

При расчете ленточных свайных фундаментов (однорядных или многорядных) и известной площади ΔF части фундаментной ленты, приходящейся на одну свая, коэффициент упругости основания («коэффициент постели») определяется по следующему простому выражению:

$$c_y = \frac{P}{s \Delta F}, \quad (IV-36)$$

где s — осадка свай при нагрузке P (определяется полевым пробным испытанием).

Все изложенное ограничивает область применения метода местных упругих деформаций. Только для слабых грунтов можно не учитывать осадки вне места приложения внешней нагрузки, а отсутствие связи между элементами грунта, обуславливающее полную равномерность осадки при равномерном давлении на подошву фундаментов, можно принимать лишь при незначительной мощности слоя сжимаемого грунта. Так, исследования, проведенные под руководством автора инженером Г. В. Крашенинниковой, показывают, что лишь при мощности слоя сжимаемого грунта, опирающегося на скальное основание, $H < \frac{l}{8}$ (где l — полупролет ленточного фундамента) предпосылки теории местных упругих деформаций выполняются достаточно строго.

* См. нашу статью в Сборнике трудов МИСИ, 1956, № 14.

** Н. А. Цытович. Механика грунтов. Изд. 4. Госстройиздат, 1963, стр. 481, 482.

Однако метод местных упругих деформаций, на котором базируются расчеты балок и плит на упругом (винклеровском) основании, позволяя более экономно проектировать гибкие фундаменты с учетом реакций грунтового основания, находит довольно широкое применение при расчете ленточных фундаментов (в том числе железобетонных лент на сваях) и дает достаточно достоверные результаты, если при выборе величины коэффициента упругости основания учитываются площадь передачи нагрузки и величина среднего давления на грунт по подошве.

Таким образом, метод местных упругих деформаций можно с успехом применять при наличии слабых грунтов или в случае малой мощности слоя сжимаемого грунта и известной величины коэффициента упругости основания.

2. Метод общих упругих деформаций базируется на решениях классической теории упругости однородных и изотропных тел, которые в известных пределах считаются применимыми и для грунтовых оснований.

Исходными уравнениями деформаций основания в этом методе будут:

для случая плоской задачи (формула Фламана)

$$y = \frac{P}{\pi C} \ln(x - x_0) + D; \quad (IV-5)$$

для пространственной задачи (формула Буссинеска)

$$y = \frac{P}{\pi CR}, \quad (IV-6)$$

где y — осадка упругой полуплоскости или упругого полупространства;

P — сосредоточенная сила;

$C = \frac{E}{1 - \mu^2}$ — коэффициент деформируемости полупространства [E модуль упругости, μ — коэффициент Пуассона];

R , x — расстояния до рассматриваемой точки ограничивающей плоскости;

D — постоянная интегрирования.

Метод общих упругих деформаций распространяют и на линейно деформируемое полупространство, принимая величину коэффициента равной

$$C_0 = \frac{E_0}{1 - \mu_0^2}, \quad (IV-7)$$

где E_0 — модуль общей (упругой и неупругой) деформации;

μ_0 — коэффициент относительной боковой деформации, аналогичный коэффициенту Пуассона.

Осадки ограничивающей полупространство плоскости, определяемые по методу общих деформаций, имеют место не только непо-

средственно под нагруженной поверхностью, но и вне ее (см. рис. IV-2, б), что всегда наблюдается в природе и соответствует характеру изменения напряжений в массиве грунта под нагрузкой. Однако следует отметить, что деформации (осадки) поверхности, определяемые по методу общих деформаций, более медленно загасают при удалении от места загрузки по сравнению с наблюдаемыми в природе.

Предпосылки классической теории упругости к грунтам могут применяться лишь с некоторыми ограничениями, допуская лишь сжимающие напряжения в грунтах или для грунтов, обладающих некоторой связностью, уплотненностью, когда отдельные частицы грунтов и их агрегаты, взаимодействуя друг с другом, воспринимают как нормальные (обоих знаков) напряжения, так и сдвигающие. Последнее обуславливает применимость метода общих упругих деформаций лишь к достаточно плотным, тугопластичным, твердым и другим подобным грунтам.

В зависимости от граничных условий (главным образом мощности сжимаемой толщи и глубины залегания скальных пород) при расчете фундаментов по методу общих деформаций могут применяться как решения, относящиеся к однородному деформируемому полупространству, так и к слою грунта ограниченной мощности, опирающемуся на несжимаемое (скальное) основание. Если мощность сжимаемой толщи H , залегающей на несжимаемом основании, менее $4l$, т. е. $H < 4l$ (где l — полупролет ленточного фундамента), то необходимо учитывать ограниченность слоя сжимаемого грунта, что дает возможность запроектировать более экономичные (по сравнению с рассчитанными по теории полупространства) фундаменты.

Наконец, как указывалось ранее, были предложены иные методы расчета гибких фундаментов, учитывающие как местные, так и общие их деформации, характеризующиеся двумя коэффициентами упругости основания, которые, однако, не получили пока широкого развития и применяются лишь в особых случаях.

§ 15. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТНЫХ ВАЛОК НА МЕСТНОМ УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

Уравнение изгиба фундаментных валок, опирающихся на сплошное упругое (или линейно деформируемое) основание, по теории местных деформаций выводится исходя из условия совместной работы фундаментной балки и упругого основания. Уравнением изогнутой оси балки, как известно, будет

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -M_x, \quad (6_1)$$

где EI — жесткость фундаментной балки (определяется по предварительному подбору сечения балки);

M_x — изгибающий момент от действия внешних сил.

Дифференцируя уравнение (6₁), получим выражение для перерезывающей силы Q_x :

$$EI \frac{d^3y}{dx^3} = -Q_x. \quad (6_2)$$

Принимая во внимание, что $\frac{dQ_x}{dx} = p_x$, а по выражению (IV-3а) $p_x = c_y y$, получим

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} = -c_y y. \quad (IV-8)$$

Это и есть известное дифференциальное уравнение изгиба балок на упругом основании по теории местных упругих деформаций.

Решение дифференциального уравнения (IV-8), как известно из высшей математики, может быть представлено в виде

$$y = e^{\alpha x} (C_1 \cos \alpha x + C_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (C_3 \cos \alpha x + C_4 \sin \alpha x), \quad (IV-9)$$

где x — координата длины;
 y — прогиб балки;

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{c_y b}{4EI}} \text{ 1/м}; \quad (IV-10)$$

C_1, C_2, C_3, C_4 — постоянные интегрирования, определяемые из начальных условий изгиба.

Так как при проектировании гибких фундаментов расчет балок на упругом основании применяется главным образом для ленточных фундаментов и вообще фунда-

ментов достаточно протяженных, то рассмотрим более подробно изгиб бесконечных и полубесконечных балок на сплошном упругом основании и метод приведения конечных балок к балкам бесконечно длинным, что вполне достаточно для проектирования ленточных фундаментов на слабых грунтах.

Балка бесконечно длинная, нагруженная сосредоточенной силой P (рис. IV-3).

Определим постоянные интегрирования из рассмотрения начальных условий изгиба при $x = \infty$ и $x = 0$. Подставляем в уравнение (IV-9) $x = \infty$. Очевидно, что на весьма большом удалении от точки приложения

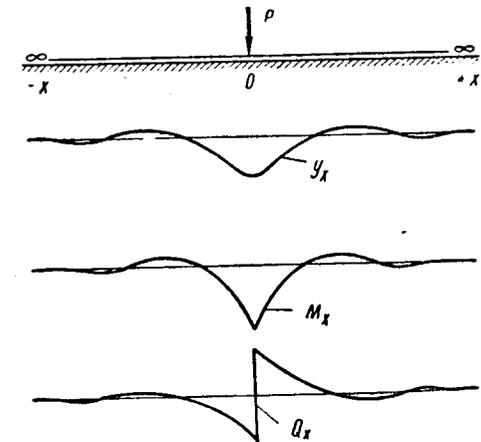


Рис. IV-3. Схема эпюр прогибов y_x , изгибающих моментов M_x и перерезывающих сил Q_x для бесконечно длинной балки

силы прогиб балки будет равен нулю, т. е. $y = 0$. Чтобы удовлетворить этому условию, следует положить

$$C_1 = C_2 = 0. \quad (B_1)$$

Тогда прогиб бесконечно длинной балки уже будет иметь более простое выражение, а именно:

$$y = e^{-\alpha x} (C_3 \cos \alpha x + C_4 \sin \alpha x). \quad (B_2)$$

В точке приложения силы P , т. е. при $x = 0$, угол поворота вследствие симметрии, будет равен нулю, т. е. $\frac{dy}{dx} = y' = 0$. От выражения (B₂) берем первую производную, как от произведения функций:

$$y' = -\alpha [e^{-\alpha x} (C_3 \cos \alpha x + C_4 \sin \alpha x + C_3 \sin \alpha x - C_4 \cos \alpha x)]. \quad (B_3)$$

При $x = 0$ $y' = 0$, откуда

$$C_3 = C_4. \quad (B_4)$$

Обозначим не найденную пока постоянную интегрирования через C , т. е. $C = C_3 = C_4$, тогда будем иметь

$$y = e^{-\alpha x} C (\cos \alpha x + \sin \alpha x). \quad (IV-11)$$

Для определения постоянной C воспользуемся условием, что в точке приложения сосредоточенной силы, т. е. при $x = 0$, перерезывающая сила $Q_x = -\frac{P}{2}$. А так как $EI y''' = -Q_x$, то, беря последовательно производные от выражения (IV-11), получим:

$$\left. \begin{aligned} y' &= -2C\alpha e^{-\alpha x} \sin \alpha x; \\ y'' &= +2C\alpha^2 e^{-\alpha x} (\sin \alpha x - \cos \alpha x); \\ y''' &= -4C\alpha^3 e^{-\alpha x} \cos \alpha x. \end{aligned} \right\} \quad (B_5)$$

При $x = 0$ имеем

$$EI \cdot 4C\alpha^3 = \frac{P}{2}, \quad (B_6)$$

откуда

$$C = \frac{P}{8EI\alpha^3}. \quad (IV-12)$$

Итак, окончательно для бесконечно длинной балки на сплошном упругом основании по теории местных деформаций имеем: прогиб балки

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{P}{8EI\alpha^3} e^{-\alpha x} (\cos \alpha x + \sin \alpha x); \\ &\text{изгибающий момент} \\ M_x &= -EI y'' = -\frac{P}{4\alpha} e^{-\alpha x} (\sin \alpha x - \cos \alpha x); \\ &\text{перерезывающая сила} \\ Q_x &= -EI y''' = \frac{P}{2} e^{-\alpha x} \cos \alpha x. \end{aligned} \right\} \quad (IV-13)$$

Или, обозначив

$$\left. \begin{aligned} \zeta_1 &= e^{-\alpha x} (\cos \alpha x + \sin \alpha x); \\ \zeta_2 &= e^{-\alpha x} (\sin \alpha x - \cos \alpha x); \\ \zeta_3 &= e^{-\alpha x} \cos \alpha x, \end{aligned} \right\} \quad (B_7)$$

окончательно будем иметь:

$$\left. \begin{aligned} y_x &= \frac{P}{8\alpha^3 EI} \zeta_1; \\ M_x &= -\frac{P}{4\alpha} \zeta_2; \\ Q_x &= \frac{P}{2} \zeta_3. \end{aligned} \right\} \quad (IV-13a)$$

Для облегчения расчетов в табл. IV-1 приведены значения функций $\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3$, а на рис. IV-3 схематически изображены изменения по длине балки: прогибов y_x , изгибающих моментов M_x и перерезывающих сил Q_x .

Максимальное значение прогиба и изгибающего момента будет под грузом, т. е. при $x = 0$.

Принимая во внимание, что по выражению (IV-10),

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{c_y b}{4EI}}, \text{ получим}$$

$$\text{макс } y = \frac{P}{8\alpha^3 EI} = \frac{P\alpha}{2c_y b}. \quad (IV-14)$$

Точно так же

$$\text{макс } M_x = \frac{P}{4\alpha}. \quad (IV-15)$$

Уравнение прогиба (IV-11) можно использовать и для других случаев изгиба бесконечно длинной и полубесконечной балок.

Для нагрузки, равномерно распределенной на некотором участке l бесконечно длинной балки, для любой точки a (рис. IV-4) уравнение прогибов получим, проинтегрировав выражение прогибов (верхняя строка формул IV-13) от 0 до b и от 0 до c , приняв за сосредоточенную силу элементарную нагрузку, тогда

$$y = \frac{q}{2c_y} (2 - e^{-ab} \cos ab - e^{-ac} \cos ac). \quad (IV-16)$$

Приведем еще значение расчетных величин для бесконечно длинной балки, нагруженной в начале координат (рис. IV-5) парой сил с моментом $+M_0$. Прогиб фундаментной балки в этом случае равен

$$y = \frac{M_0 \alpha^2}{c_y b} e^{-\alpha x} \sin \alpha x$$

или, обозначив $\zeta_4 = e^{-\alpha x} \sin \alpha x$ (значения ζ_4 даны в табл. IV-1),

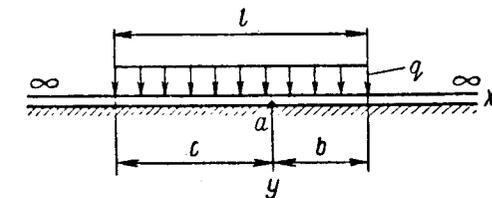


Рис. IV-4. Схема бесконечной балки, равномерно нагруженной на участке l

получим:

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{M_0 \alpha^2}{c_y b} \zeta_4; \\ M_x &= -\frac{M_0}{2} \zeta_8; \\ Q_x &= -\frac{M_0}{2} \alpha \zeta_1. \end{aligned} \right\} \quad (IV-17)$$

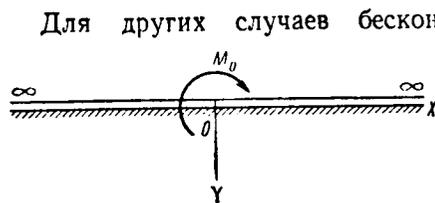


Рис. IV-5. Схема бесконечной балки, нагруженной сосредоточенным моментом M_0

момента M_0 , подобно предыдущему получим

$$y = \frac{e^{-\alpha x}}{2\alpha^3 EI} [(P \cos \alpha x - \alpha M_0 (\cos \alpha x - \sin \alpha x))] \quad (IV-18)$$

или, принимая во внимание обозначения (в₇), будем иметь

$$y = \frac{1}{2\alpha^3 EI} (P \zeta_8 + M_0 \alpha \zeta_2). \quad (IV-18a)$$

Максимальный прогиб будет под грузом (при $x = 0$) и равен

$$\text{макс } y = \frac{1}{2\alpha^3 EI} (P - \alpha M_0). \quad (IV-18б)$$

Точно так же, продифференцировав выражение (IV-18), получим угол наклона касательной к изогнутой оси балки, который для конца балки (при $x = 0$) будет равен

$$y'_{x=0} = -\frac{1}{2\alpha^2 EI} (P - 2\alpha M_0). \quad (IV-19)$$

При действии нескольких сосредоточенных грузов, расположенных на некотором конечном расстоянии (меньшем $l \leq \frac{3}{2} \cdot \frac{\pi}{\alpha}$, т.е. когда нельзя считать конец балки удаленным на бесконечность), очень удобный прием — так называемый *метод фиктивных грузов* для определения расчетных величин — предложил инж. Б. П. Тимофеев (журнал «Зодчий», 1915 г.).

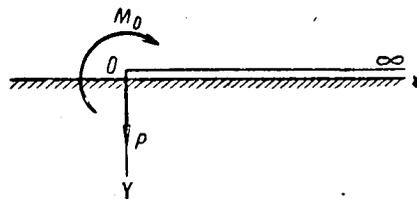


Рис. IV-6. Схема полубесконечной балки, нагруженной на конце сосредоточенной силой P и сосредоточенным моментом M_0

Как показано Б. П. Тимофеевым, если конец балки имеет полную заделку, т.е. конечное сечение балки поворачиваться не может, то, чтобы использовать формулы (IV-13), выведенные для бесконечно длинной балки, необходимо построить зеркальное отражение балки со всеми находящимися на ней грузами: $P_{1(отр)}$, P_2 (отр), ...

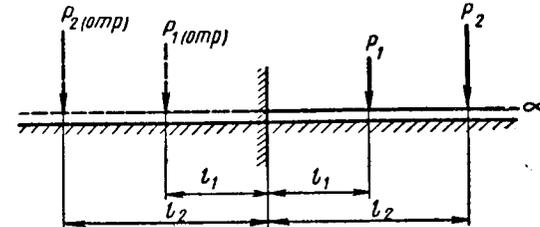


Рис. IV-7. Приведение полубесконечной балки, заделанной одним концом, к бесконечной

(рис. IV-7). Тогда на основании независимости действия сил находят все величины, характеризующие изгиб балки (y_x , M_x , Q_x), суммируя ординаты эпюр от каждой сосредоточенной силы. Суммирование можно производить либо циркулем, либо пользуясь прозрачной калькой, начертив фундаментную балку в масштабе длин

$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt{\frac{4EI}{c_y b}}$ (в см или м) и ординаты кривых в каком-либо определенном масштабе, прикладывая кальку так, чтобы начало координат совпадало с интересующей точкой балки.

В случае бесконечно длинной балки со свободным концом и действии на конечном расстоянии сосредоточенного груза P_1 (рис. IV-8) необходимо на продолжении балки построить зеркальное

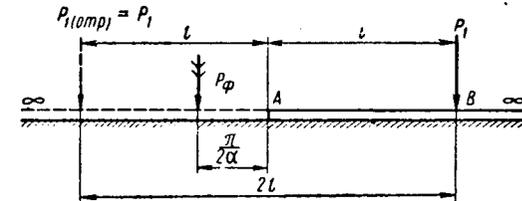


Рис. IV-8. Приведение полубесконечной балки со свободным концом к бесконечной по «методу фиктивных грузов»

отражение груза $P_{1(отр)}$ и добавочно приложить на расстоянии $\frac{\pi}{2\alpha}$ от конца фиктивный груз P_ϕ , определяемый по формуле

$$P_\phi = 2e^{-(\alpha l - \frac{\pi}{2})} \left[\cos \left(\alpha l + \frac{\pi}{2} \right) + \sin \left(\alpha l + \frac{\pi}{2} \right) \right] P_1. \quad (IV-20)$$

В случае действия ряда сосредоточенных грузов (рис. IV-9) для приведения фундаментной балки к бесконечно длинной также строится зеркальное изображение всех грузов за свободным концом балки, а общий добавочный фиктивный груз P_ϕ прикладывая

Значения ξ для расчета бесконечно длинных фундаментных балок

αx	ξ_1	ξ_2	ξ_3	ξ_4	αx	ξ_1	ξ_2	ξ_3	ξ_4
0,0	1,0000	1,0000	1,0000	0,0000	3,6	-0,03659	-0,01241	-0,0245	-0,01209
0,1	0,9907	0,8100	0,9004	0,0903	3,7	-0,03407	-0,00787	-0,0210	-0,01310
0,2	0,9651	0,6398	0,8024	0,1627	3,8	-0,03138	-0,00401	-0,0177	-0,01369
0,3	0,9267	0,4888	0,7078	0,2189	3,9	-0,02862	-0,00077	-0,0147	-0,01392
0,4	0,8784	0,3564	0,6174	0,2610	4,0	-0,02583	-0,00189	-0,01197	-0,01386
0,5	0,8231	0,2415	0,5323	0,2908	4,1	-0,02309	0,00403	0,00955	-0,01356
0,6	0,7628	0,1431	0,4530	0,3099	4,2	-0,02042	0,00572	0,00735	-0,01307
0,7	0,6997	-0,0599	0,3798	0,3199	4,3	-0,01787	0,00699	0,00545	-0,01243
0,8	0,6354	-0,0093	0,3130	0,3223	4,4	-0,01546	0,00791	0,00380	-0,01168
0,9	0,5712	-0,0657	0,2528	0,3185	4,5	-0,01320	0,00852	0,00235	-0,01086
1,0	0,5083	-0,1108	0,1988	0,3096	4,6	-0,01112	0,00886	0,00110	-0,00999
1,1	0,4476	-0,1457	0,1510	0,2967	4,7	-0,00921	0,00898	0,0002	-0,00909
1,2	0,3899	-0,1716	0,1092	0,2807	4,8	-0,00748	0,00892	0,0007	-0,00820
1,3	0,3355	-0,1897	0,0729	0,2626	4,9	-0,00593	0,00870	0,0009	-0,00732
1,4	0,2849	-0,2011	0,0419	0,2430	5,0	-0,00455	0,00837	0,0020	-0,00646

1,5	0,2384	-0,2068	0,0158	0,2226	5,1	-0,00334	-0,00795	0,00235	-0,00564
1,6	0,1959	-0,2077	-0,0059	0,2018	5,2	-0,00229	-0,00746	0,00260	-0,00487
1,7	0,1576	-0,2047	-0,0236	0,1812	5,3	-0,00139	-0,00692	0,00275	-0,00415
1,8	0,1234	-0,1985	-0,0376	0,1010	5,4	-0,00063	-0,00636	0,0029	-0,00349
1,9	0,0932	-0,1899	-0,0484	0,1415	5,5	0,00001	0,00578	0,0029	-0,00288
2,0	0,0667	-0,1794	-0,0564	0,1231	5,6	0,00053	0,00520	0,0029	-0,00233
2,1	0,0439	-0,1675	-0,0618	0,1057	5,7	0,00095	0,00464	0,0028	-0,00184
2,2	0,0244	-0,1548	-0,0652	0,0896	5,8	0,00127	0,00409	0,0027	-0,00141
2,3	0,0080	-0,1416	-0,0668	0,0748	5,9	0,00152	0,00356	0,00255	-0,00102
2,4	-0,0056	-0,1282	-0,0669	0,0613	6,0	0,00169	0,00307	0,0024	-0,00069
2,5	-0,0166	-0,1149	-0,0658	0,0491	6,1	0,00180	0,00261	0,0022	-0,00041
2,6	-0,0254	-0,1019	-0,0636	0,0383	6,2	0,00185	0,00219	0,0020	-0,00017
2,7	-0,0320	-0,0895	-0,0608	0,0287	6,3	0,00187	0,00181	0,00185	0,00003
2,8	-0,0369	-0,0777	-0,0573	0,0204	6,4	0,00184	0,00146	0,00165	0,00019
2,9	-0,0403	-0,06666	-0,0535	0,01330	6,5	0,00179	0,00115	0,00150	0,00032
3,0	-0,04226	-0,0563	-0,0493	0,00703	6,6	0,00172	0,00087	0,0013	0,00042
3,1	-0,04314	-0,0468	-0,0450	0,00787	6,7	0,00162	0,00063	0,0012	0,00050
3,2	-0,04307	-0,03831	-0,0407	0,00238	6,8	0,00152	0,00042	0,00095	0,00055
3,3	-0,04224	-0,03060	-0,0364	0,00582	6,9	0,00141	0,00024	0,0008	0,00058
3,4	-0,04079	-0,02374	-0,0322	0,00853	7,0	0,00129	0,0009	0,0007	0,00060
3,5	-0,03887	0,01769	0,0283	0,01059					

ется на прежнем расстоянии ($\frac{\pi}{2\alpha}$ от свободного конца балки) и величина его определяется выражением

$$P_{\phi} = \sum_1^n 2e^{-(\alpha l_i - \frac{\pi}{2})} \left[\cos \left(\alpha l_i + \frac{\pi}{2} \right) + \sin \left(\alpha l_i + \frac{\pi}{2} \right) \right] P_i. \quad (IV-20a)$$

Приведенные зависимости (IV-13a) + (IV-20a) дают возможность, пользуясь табл. IV-1, весьма просто построить суммарные эпюры прогибов (осадок), изгибающих моментов и перерезывающих сил для любого ленточного фундамента при любых на него нагрузках.

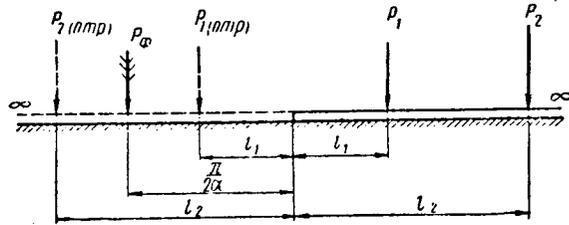


Рис. IV-9. Расположение фиктивных грузов при действии нескольких сил на балку

Позволим еще раз напомнить, что описанный метод местных упругих деформаций (при изложении которого мы ограничились лишь самым простым приемом решения задач изгиба ленточных фундаментов) можно применять при проектировании фундаментов лишь при наличии в их основании слабых грунтов или при незначительной мощности слоя сжимаемого грунта, опирающегося на несжимаемое основание.

Для фундаментных балок ограниченной длины можно не пользоваться методом суммирования, так как существуют эффективные общие аналитические методы их решения. Здесь в первую очередь следует еще раз отметить *метод начальных параметров* проф. Н. П. Пузыревского* и акад. А. Н. Крылова**, позволяющий для каждого участка балки между грузами ограничиться определением не четырех, а двух постоянных интегрирования, изложение чего выходит за рамки настоящего курса.

§ 16. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТНЫХ БАЛОК И ПЛИТ НА ЛИНЕЙНО ДЕФОРМИРУЕМОМ ПОЛУПРОСТРАНСТВЕ

Как отмечалось ранее, работу гибких фундаментов следует рассматривать совместно с работой грунтового основания, которое можно принимать за упругое однородное полупространство, свой-

* Н. П. Пузыревский. Фундаменты. Стройиздат, 1923 и 1934.

** А. Н. Крылов. О расчете балок, лежащих на упругом основании. Изд-во АН СССР, 1930.

ства которого описываются теорией упругости и *принципом линейной деформируемости*.

1. **Бесконечно жесткие полосы.** При центральной нагрузке (по строгому решению М. А. Садовского, 1928 г., и др.) реактивные давления p_x на грунт определяются выражением

$$p_x = \frac{2q_m}{\pi \sqrt{1-\xi^2}}, \quad (IV-21)$$

где q_m — среднее давление на единицу площади подошвы;

ξ — относительная координата, равная $\frac{x}{l}$; (l — полупролет нагруженной полосы).

Последовательное интегрирование выражения (IV-21) дает возможность в замкнутом виде получить выражения для перерезывающей силы Q_x и изгибающего момента M_x :

$$Q_x = q_m b l \left(\frac{2}{\pi} \arcsin \xi - \xi \right); \quad (IV-22)$$

$$M_x = q_m b l^2 \left[\frac{2}{\pi} \left(\xi \arcsin \xi + \sqrt{1-\xi^2} \right) - \frac{1+\xi^2}{2} \right]. \quad (IV-23)$$

Следует отметить, что по подошве жестких фундаментов строгое решение теории упругости всегда дает седлообразное распределение реактивных давлений с величиной их у краев (у кромки полосы), достигающей теоретически бесконечно больших величин. Конечно, на практике краевые давления не могут быть больше предела прочности грунта на вдавливание, поэтому строгие решения теории упругости и базирующиеся на них расчеты дают несколько преувеличенную величину изгибающих моментов, что и необходимо учитывать.

2. **Гибкие полосы конечной жесткости на линейно деформируемом полупространстве** рассчитываются по методу М. И. Горбунова-Посадова* и методу И. А. Симвулиди**, давшим значительное число табулированных решений, а также по практическому методу Б. Н. Жемочкина***, принимающему реакцию основания ступенчатой.

Следует здесь же отметить, что таблицы М. И. Горбунова-Посадова, составленные с большим приближением (у краевых кромок) к строгому решению теории упругости, дают для изгибающих моментов почти всегда несколько завышенные результаты (порядка 5—10%).

* М. И. Горбунов-Посадов. Расчет конструкций на упругом основании. Госстройиздат, 1953.

** И. А. Симвулиди. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. Изд-во «Высшая школа», 1968.

*** Б. Н. Жемочкин и А. П. Синицын. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. Госстройиздат, 1962.

Метод И. А. Симвулиди, в котором реакция основания принимается в виде особой алгебраической функции третьей степени, дает решения в замкнутом виде; при наличии составленных автором многочисленных вспомогательных таблиц этот метод находит широкое применение на практике.

Метод Б. Н. Жемочкина также широко применяется на практике вследствие его универсальности.

Метод М. И. Горбунова-Посадова заключается в совместном решении (путем применения одиночного или двойного степенных рядов) дифференциального уравнения изгиба фундаментных балок и уравнения деформаций грунтового основания как линейно деформируемого полупространства.

Рассмотрим лишь плоскую задачу, т. е. фундаментную полосу большой протяженности в направлении, перпендикулярном пло-

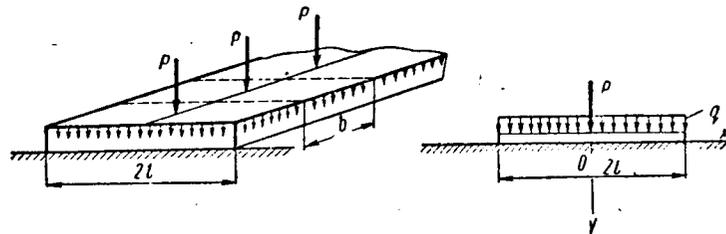


Рис. IV-10. Схема упругой фундаментной балки

скости чертежа (рис. IV-10), вырезав в ней балку шириной b , нагрузку на которую можно считать такой же, как и для соседних участков полосы.

Обозначим длину рассматриваемой балки шириной b через $2l$ и поместим начало координат в середине балки. Тогда дифференциальное уравнение изгиба полосы в приведенных абсциссах $(\xi = \frac{x}{l})$ будет иметь следующий вид:

$$\frac{EI}{(1-\mu^2)bl^4} \cdot \frac{d^4 y}{d\xi^4} = q(\xi) - p(\xi), \quad (IV-24)$$

где $\frac{EI}{(1-\mu^2)b} = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$ — цилиндрическая жесткость полосы, $T \cdot м$;
 y — прогиб балки;
 $p(\xi)$ — реактивное давление грунта;
 $q(\xi)$ — равномерно распределенная внешняя нагрузка.

Вторым уравнением будет служить выражение для осадок линейно деформируемого полупространства от действия равномерно

распределенной нагрузки $q(\xi)$, которое согласно формуле Фламана (IV-5) принимает следующий вид:

$$s(\xi) = \frac{2(1-\mu_0^2)}{\pi E_0} \int_{-(1+\xi)}^{(1-\xi)} q(\xi) \ln(\xi - \xi_0) d\xi_0 + D. \quad (IV-25)$$

Отметим, что в уравнение осадок (IV-25) входит произвольная постоянная D , значение которой для плоской задачи никак не может быть определено, так как исходная формула (IV-5) дает лишь относительные перемещения (одной точки основания по отношению к другой), но не абсолютные осадки; при рассмотрении совместной работы изгибаемых фундаментов и деформируемого основания определять D нет необходимости.

М. И. Горбунов-Посадов принимает * далее распределение реактивных давлений основания $p(\xi)$ по закону бесконечного степенного ряда, который заменяет полиномом n -й степени:

$$p(\xi) = a_0 + a_1(\xi) + a_2(\xi)^2 + a_3(\xi)^3 + \dots + a_n \xi^n. \quad (IV-26)$$

Коэффициенты a_i ряда (IV-26) определяются исходя из условий равновесия и равенства прогибов полосы осадкам загруженной поверхности.

Значения $p(\xi)$ по уравнению (IV-26) подставляют в уравнения (IV-24) и (IV-25) и путем интегрирования определяют величины $y(\xi)$ и $s(\xi)$, также выражая их через бесконечные степенные ряды, а именно:

$$y(\xi) = A_0 + A_1 \xi + A_2 \xi^2 + A_3 \xi^3 + \dots + A_n \xi^n; \quad (IV-27)$$

$$s(\xi) = B_0 + B_1 \xi + B_2 \xi^2 + B_3 \xi^3 + \dots + B_n \xi^n. \quad (IV-28)$$

Величины коэффициентов A_i , B_i рядов (IV-27) и (IV-28) определяются некоторыми функциями от величин a_i , т. е.

$$A_i = f_1(a_i);$$

$$B_i = f_2(a_i).$$

Так как прогиб фундаментной полосы в любой точке должен быть равен осадке в этой точке, то, чтобы удовлетворить этому условию, необходимо приравнять коэффициенты в уравнениях (IV-27) и (IV-28) при одинаковых степенях ξ , т. е. необходимо положить:

$$\left. \begin{aligned} A_0 &= B_0; \\ A_1 &= B_1; \\ A_2 &= B_2; \\ &\dots \\ A_n &= B_n. \end{aligned} \right\} \quad (IV-29)$$

* М. И. Горбунов-Посадов. Расчет конструкций на упругом основании. Госстройиздат, 1953.

Добавляя к этим уравнениям два уравнения равновесия и решая полученную систему уравнений относительно коэффициентов a_i , получим, по выражению (IV-26), значение реактивных давлений $p(\xi)$.

Зная распределение реактивных давлений, расчетные величины Q_x и M_x определяют, беря сумму всех сил и сумму всех моментов с одной стороны рассматриваемого сечения.

Полученные М. И. Горбуновым-Посадовым решения представлены им в виде таблиц реактивных давлений p_x , перерезывающих сил Q_x и изгибающих моментов M_x , причем при вычислении их принят полином десятой степени, а сечения взяты на расстоянии 0,1 от полупролета для различных значений гибкости полосы Γ .

Показатель гибкости полосы Γ при этом определяется по выражению

$$\Gamma = \frac{(1 - \mu^2) \pi E_0 b l^3}{(1 - \mu_0^2) 4EI} \approx 10 \frac{E_0 l^3}{E h^3}, \quad (IV-30)$$

где E_0 — модуль общей деформации основания;

E — модуль упругости материала фундаментной полосы;

h — высота поперечного сечения фундаментной полосы.

Как пример в табл. IV-2а, б, в приведены значения безразмерных коэффициентов для эпюр реактивных давлений \bar{p} , перерезывающих сил \bar{Q} и изгибающих моментов \bar{M} для гибких полос шириной $b = 1$ м при равномерной на них нагрузке q Т/м².

Для перехода от безразмерных величин к действительным необходимо воспользоваться следующими формулами:

$$\left. \begin{aligned} \text{для реактивных давлений } p_x &= \bar{p} q \text{ Т/м}^2; \\ \text{для перерезывающих сил } Q_x &= \bar{Q} b l q \text{ Т}; \\ \text{для изгибающих моментов } M_x &= \bar{M} b l^2 q \text{ Т} \cdot \text{м}. \end{aligned} \right\} (IV-31)$$

Распределение реактивных давлений p_x , перерезывающих сил Q_x и изгибающих моментов M_x для полосы при действии равномерно распределенной нагрузки показано на рис. IV-11, а, а эпюры реактивных давлений для полос разной гибкости ($\Gamma = 0$, $\Gamma = 5$ и $\Gamma = 50$) — на рис. IV-11, б.

Как видно из приведенных данных, при равномерной нагрузке на полосу распределение реактивных давлений будет неравномерным, что и вызывает изгиб фундаментной полосы, подтверждаемый экспериментально. По теории же местных деформаций, реакции основания при равномерной нагрузке принимаются строго одинаковыми по всей площади подошвы фундамента, не вызывая его изгиба, что является неверным.

Расчет сплошных фундаментных плит производится на основе тех же, рассмотренных ранее предпосылок (по М. И. Горбунову-Посадову), но при повышенном модуле общей деформации грунта.

При передаче нагрузки на грунт через сплошные фундаментные плиты, занимающие значительную площадь в плане, включаются

Таблица IV-2а

Действие равномерно распределенной нагрузки на полосу в условиях плоской задачи

$\xi = \frac{x}{l}$	Реактивные давления \bar{p}										макс Q_x	макс M_x
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9		
Γ	0,64	0,64	0,65	0,67	0,69	0,74	0,80	0,89	1,06	1,46	-0,210	+0,137
1	0,69	0,70	0,71	0,72	0,75	0,80	0,87	0,99	1,23	1,69	-0,163	+0,103
2	0,72	0,72	0,74	0,74	0,77	0,81	0,87	0,99	1,21	1,65	-0,153	0,096
3	0,74	0,74	0,75	0,76	0,78	0,81	0,87	0,99	1,19	1,61	-0,144	0,090
5	0,77	0,78	0,78	0,79	0,80	0,83	0,88	0,97	1,16	1,55	-0,129	0,080
7	0,80	0,80	0,81	0,81	0,82	0,84	0,88	0,96	1,13	1,50	-0,117	0,072
10	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,85	0,88	0,95	1,11	1,44	-0,103	0,063
15	0,88	0,88	0,87	0,87	0,87	0,87	0,89	0,94	1,07	1,37	-0,085	0,051
20	0,90	0,90	0,90	0,89	0,89	0,88	0,89	0,93	1,05	1,32	-0,075	0,043
30	0,94	0,94	0,93	0,92	0,91	0,90	0,90	0,92	1,01	1,26	-0,061	0,033
50	0,97	0,97	0,96	0,95	0,94	0,92	0,91	0,92	0,99	1,18	-0,045	0,022

Таблица IV-26

Значения Q

$\xi = \frac{x}{l}$ r	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0	0	-0,036	-0,072	-0,106	-0,138	-0,167	-0,190	-0,206	-0,210	-0,187
1	0	-0,030	-0,060	-0,089	-0,115	-0,138	-0,155	-0,163	-0,153	-0,110
2	0	-0,028	-0,056	-0,082	-0,107	-0,128	-0,145	-0,153	-0,144	-0,104
3	0	-0,026	-0,052	-0,076	-0,099	-0,120	-0,136	-0,144	-0,136	-0,099
5	0	-0,022	-0,045	-0,066	-0,087	-0,105	-0,121	-0,129	-0,124	-0,090
7	0	-0,020	-0,039	-0,058	-0,077	-0,094	-0,108	-0,117	-0,113	-0,084
10	0	-0,016	-0,033	-0,049	-0,065	-0,080	-0,094	-0,103	-0,101	-0,075
15	0	-0,012	-0,025	-0,030	-0,051	-0,064	-0,076	-0,085	-0,085	-0,065
20	0	-0,010	-0,019	-0,030	-0,041	-0,053	-0,064	-0,073	-0,075	-0,060
30	0	-0,006	-0,012	-0,020	-0,026	-0,038	-0,048	-0,057	-0,061	-0,050
50	0	-0,003	-0,006	-0,010	-0,015	-0,022	-0,031	-0,040	-0,045	-0,039

Таблица IV-25

Значения M

$\xi = \frac{x}{l}$ r	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0	0,137	0,135	0,129	0,120	0,108	0,093	0,075	0,055	0,034	0,014
1	0,103	0,101	0,097	0,089	0,079	0,066	0,052	0,036	0,020	0,006
2	0,096	0,095	0,091	0,084	0,074	0,063	0,049	0,034	0,019	0,006
3	0,090	0,089	0,085	0,079	0,070	0,059	0,046	0,032	0,018	0,006
5	0,080	0,079	0,076	0,070	0,063	0,053	0,042	0,029	0,016	0,005
7	0,072	0,071	0,068	0,063	0,057	0,048	0,038	0,027	0,015	0,005
10	0,063	0,062	0,059	0,055	0,050	0,042	0,034	0,024	0,013	0,004
15	0,051	0,050	0,049	0,046	0,041	0,036	0,028	0,020	0,011	0,004
20	0,043	0,043	0,041	0,039	0,035	0,031	0,025	0,018	0,010	0,003
30	0,033	0,033	0,032	0,030	0,028	0,024	0,020	0,015	0,009	0,003
50	0,022	0,021	0,021	0,020	0,019	0,017	0,014	0,011	0,007	0,002

в работу большие массы грунта, залегающие на большой глубине, и существенное значение приобретает малая сжимаемость глубоко залегающих пластов грунта, что и обуславливает значительно большие значения модуля общей деформации грунта (E_0).

В рассматриваемом случае можно рекомендовать определять величину расчетного модуля общей деформации грунта лишь по ре-

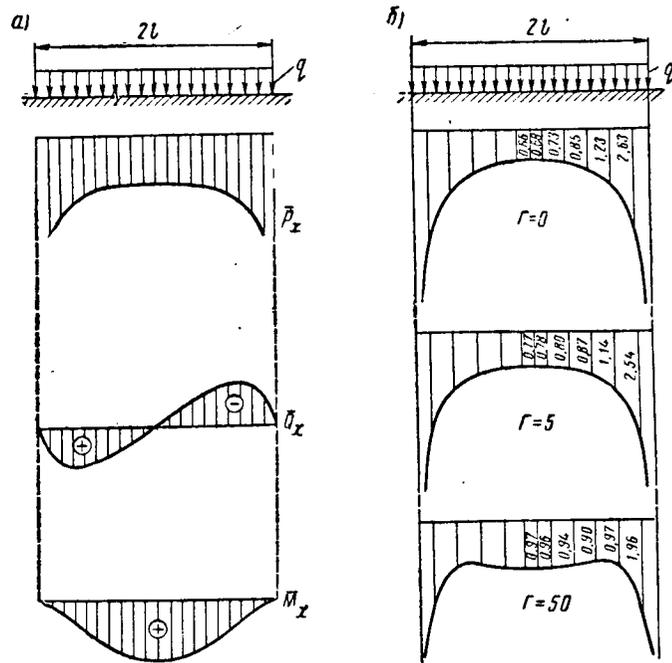


Рис. IV-11. Действие равномерно распределенной нагрузки на фундаментную балку:

a — характер распределения реактивных давлений p_x , перерезывающих сил Q_x и изгибающих моментов M_x ; *b* — эпюра реактивных давлений по подошве для полос разной гибкости

зультатам непосредственного замера осадок s уже возведенных в аналогичных грунтовых условиях фундаментов, имеющих величину площади подошвы того же порядка, что и у рассматриваемой фундаментной плиты.

По методу эквивалентного слоя осадка фундамента будет равна

$$s = h_s a_0 p$$

или, принимая во внимание, что коэффициент относительной сжи-

маемости грунта $a_0 = \frac{\beta}{E_0}$ (где $\beta = 1 - \frac{2\mu_0^2}{1 - \mu_0^2}$; μ_0 — коэффициент относительной боковой деформации грунта), получим

$$E_0 = \frac{\beta h_s^2}{s}, \quad (I-136)$$

где h_s — мощность эквивалентного слоя грунта (определяется с учетом ограниченности сжимаемой толщи грунтов) для фундамента, имеющего осадку s (см. Н. А. Цытович. Механика грунтов. Краткий курс, табл. 30, 1968).

На основе общего решения задачи об изгибе плиты неограниченных размеров под действием сосредоточенной силы, полученного О. Я. Шехтер, М. И. Горбунов-Посадов составил подробные таблицы для расчета средних полей плиты под сетку колонн, расположенных по углам прямоугольников. Этот расчет справедлив для полей плиты, находящихся на расстоянии $l_0 \geq 1,5L$, где L — приведенная длина, равная

$$L = \sqrt[3]{\frac{Eh^3(1 - \mu_0^2)}{6(1 - \mu^2)E_0}}, \quad (IV-32)$$

или

$$L = \sqrt[3]{\frac{2D(1 - \mu_0^2)}{E_0}}, \quad (IV-32a)$$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)} \text{ — цилиндрическая жесткость плиты.}$$

В таблицах расчетные величины приведены в зависимости от относительных координат

$$\xi = \frac{x}{L} \text{ и } \eta = \frac{y}{L}.$$

Переход от безразмерных величин к действительным производится по следующим формулам:

$$\left. \begin{aligned} \text{для реактивных давлений } p_x &= p \cdot \frac{P}{L^2} \text{ Т/м}^2; \\ \text{для прогибов } y_x &= \bar{w} \frac{P(1 - \mu_0^2)}{E_0 L} \text{ м} \end{aligned} \right\} (IV-33)$$

и при отнесении расчетных величин (моментов и перерезывающих сил) к 1 пог. м плиты:

$$\left. \begin{aligned} \text{изгибающие моменты } M &= \bar{M} P \text{ Т} \cdot \text{м}; \\ \text{крутящие моменты } H &= (1 - \mu_0) \cdot \bar{H} P \text{ Т} \cdot \text{м}; \\ \text{перерезывающие силы } Q &= -\bar{N} \frac{P}{L} \text{ Т}. \end{aligned} \right\} (IV-34)$$

Крайние поля фундаментной плиты, находящиеся на расстоянии, меньшем $l_0 < 1,5L$ (где L — приведенная длина), можно считать лишь приближенно, вырезав мысленно по осям смежных рядов колонн полосу и рассмотрев ее как полубесконечную.

Метод И. А. Симвулиди применяется для определения реакций основания, а по ним и уравнениям статики — величин перерезывающих сил и изгибающих моментов в любом сечении нагруженной полосы, лежащей на *линейно деформируемом полупространстве*. Автором метода исходя из дифференциального уравнения изогнутой оси балки и уравнения деформаций основания для определения реакций основания предложен очень удобный многочлен третьей степени:

$$p_x = a_0 + 2\frac{a_1}{L}\left(x - \frac{L}{2}\right) + \frac{4a_2}{L^2}\left(x - \frac{L}{2}\right)^2 + \frac{8a_3}{L^3}\left(x - \frac{L}{2}\right)^3, \quad (IV-35)$$

где L — длина балки;

a_i — параметры, зависящие от свойств основания, геометрических размеров и жесткости фундаментов;

x — координата длины, причем за начало координаты принят левый конец балки.

Для определения неизвестных параметров a_i , кроме двух условий равновесия и двух граничных условий, используются четыре условия контактности балки с основанием: 1) равенство прогибов балки и осадок грунта (определяемых по формуле Фламанна) на левом конце балки; 2) равенство ординат тех же кривых в середине балки; 3) равенство площадей, образованных прогибами обеих линий деформаций, и 4) равенство третьих производных обеих функций в середине балки.

В результате решения системы восьми уравнений с восемью неизвестными И. А. Симвулиди получил весьма простые выражения для параметров a_0 , a_1 , a_2 и a_3 , причем в случае симметричных нагрузок параметры a_1 и a_2 обращаются в нуль.

Приведем расчетные формулы И. А. Симвулиди для случаев, часто встречающихся на практике*.

1. Действие равномерно распределенной нагрузки по всей длине полосы. Параметры общего выражения (IV-35) для p_x в рассматриваемом случае будут:

$$\left. \begin{aligned} a_0 &= \frac{8252 + 29\alpha}{13440 + 29\alpha} \cdot q; \\ \frac{a_2}{3} &= \frac{5188}{13440 + 29\alpha} \cdot q; \\ a_1 &= a_3 = 0, \end{aligned} \right\} \quad (IV-36)$$

где α — показатель гибкости, по И. А. Симвулиди, определяемый выражением

$$\alpha = \frac{1 - \mu^2}{1 - \mu_0^2} \cdot \frac{\pi E_0 b L^3}{EI} \approx \frac{\pi E_0 L^3}{EI}; \quad (IV-37)$$

b — ширина полосы, равная единице.

* И. А. Симвулиди. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. Росвузиздат, 1964.

Расчетные величины в этом случае определяются выражениями: реактивные давления на фундамент со стороны грунта

$$p_x = a_0 + \frac{4a_2}{L^2}\left(x - \frac{L}{2}\right)^2; \quad (IV-38)$$

перерезывающие силы

$$Q_x = \frac{2a_2 x}{3L^2}(x - L)(2x - L); \quad (IV-39)$$

изгибающие моменты

$$M_x = \frac{a_2 x^2}{3L^2}(x - L)^2. \quad (IV-40)$$

В цитируемой работе И. А. Симвулиди приводятся расчетные формулы и для случаев загрузки равномерно распределенным давлением любой части длины L фундаментных лент.

2. Действие сосредоточенной силы P в середине полосы. Значения параметров в рассматриваемом случае будут:

$$\left. \begin{aligned} a_0 &= \frac{8252 + 71\alpha}{13440 + 29\alpha} \cdot \frac{P}{L}; \\ \frac{a_2}{3} &= \frac{5188 - 42\alpha}{13440 + 29\alpha} \cdot \frac{P}{L}; \\ a_1 &= a_3 = 0. \end{aligned} \right\} \quad (IV-41)$$

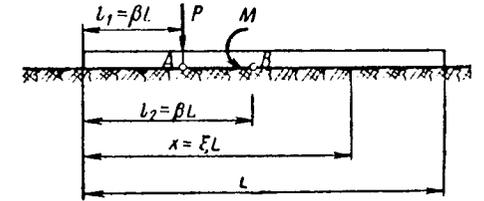


Рис. IV-12. Схема нагрузки на фундамент (к примеру расчета)

Подставляя значения $a_1 = a_3 = 0$ в выражение (IV-35), получим формулу для определения реактивных давлений со стороны грунта на фундамент:

$$p_x = a_0 + \frac{4a_2}{L^2}\left(x - \frac{L}{2}\right)^2. \quad (IV-42)$$

Определив по формуле (IV-42) реакции основания и зная внешние силы, обычным способом находят расчетные перерезывающие силы и изгибающие моменты.

Для более сложных случаев, например при расположении сосредоточенной силы и сосредоточенного момента в произвольном месте по длине L фундаментной ленты шириной $b = 1$ (рис. IV-12), расчетные формулы будут сложнее, но для практических расчетов могут быть табулированы, что и выполнено в книге И. А. Симвулиди.

3. Действие сил, приложенных в произвольном месте полосы. Для случая сосредоточенной силы P , приложенной в произвольном месте по длине фундаментной полосы L на некотором расстоянии $l = \beta L$ от левого конца (рис. IV-12), при пользовании табулированными величинами расчетные формулы принимают следующий вид:

в случае действия сосредоточенной нагрузки:

$$\left. \begin{aligned} p_x &= \bar{p} \cdot \frac{P}{bL} \text{ T/m}^2; \\ Q_x &= \bar{Q}P \text{ T}; \\ M_x &= \bar{M}PL \text{ T} \cdot \text{м}; \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV-43})$$

в случае действия сосредоточенного момента M (рис. IV-12):

$$\left. \begin{aligned} p_x &= \bar{p} \cdot \frac{M}{bL^2} \text{ T/m}^2; \\ Q_x &= \bar{Q} \cdot \frac{M}{L} \text{ T}; \\ M_x &= \bar{M}M \text{ T} \cdot \text{м} \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV-44})$$

и в случае действия равномерно распределенной нагрузки q на части пролета L :

$$\left. \begin{aligned} p_x &= \bar{p}q \text{ T/m}^2; \\ Q_x &= \bar{Q}bLq \text{ T}; \\ M_x &= \bar{M}bL^2q \text{ T} \cdot \text{м}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV-44a})$$

Значения безразмерных величин \bar{p} , \bar{Q} и \bar{M} даны в таблицах И. А. Симвулиди как функции гибкости полосы α и относительных величин $\beta = \frac{l}{L}$ и $\xi = \frac{x}{L}$.

Как пример, на рис. IV-13, а показаны расчетные эпюры p_x , Q_x и M_x для полосы длиной $L = 10$ м, нагруженной на расстоянии $l = 7$ м от левого конца сосредоточенной силой $P = 100$ Т, а на рис. IV-13, б — сосредоточенным моментом $M = 30$ Т·м на расстоянии $l = 2$ м от левого конца при гибкости полосы, равной $\alpha = 25$ (пример заимствован из книги И. А. Симвулиди).

Метод Б. Н. Жемочкина основан на применении к расчету гибких фундаментов общей методики строительной механики статически неопределимых стержневых систем и дает возможность получить решение с достаточной для практических целей точностью для любого вида балок, опирающихся на сплошное линейно деформируемое основание при любом виде внешней нагрузки как постоянной, так и переменной жесткости фундаментных балок. В методе Б. Н. Жемочкина приходится решать систему (иногда 7—10 и более) линейных уравнений, что не представляет затруднений и особенно просто выполняется на электронных счетно-решающих машинах. Последнее, а также наличие (составленных автором и другими специалистами) ряда вспомогательных таблиц обусловило в настоящее время широкое применение рассматриваемого метода в практике проектирования гибких фундаментов.

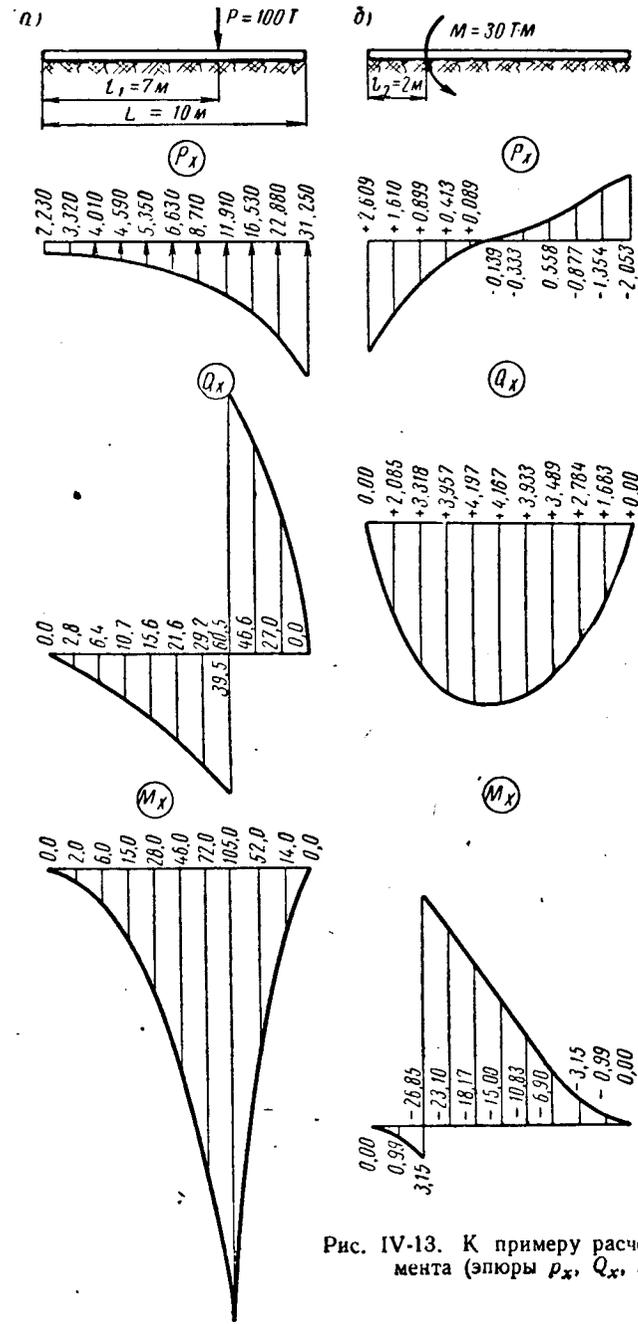


Рис. IV-13. К примеру расчета фундамента (эпюры p_x , Q_x , M_x)

В основу метода Б. Н. Жемочкина * положены следующие допущения:

1. Распределение реактивных давлений по подошве фундаментной балки принимается ступенчатым (рис. IV-14), причем все ступени имеют одинаковую длину c , а число их в зависимости от желаемой точности расчета может быть любым, но не очень малым (порядка 12—16).

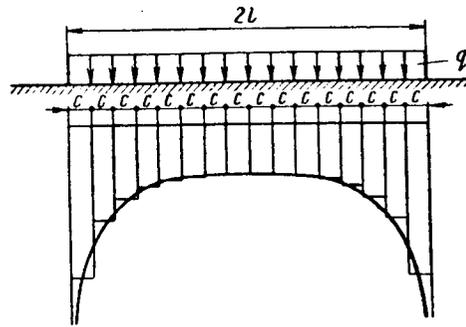


Рис. IV-14. Схема разбивки фундаментной полосы на элементы при расчете по методу Б. Н. Жемочкина

2. В пределах каждой ступени реакция грунта осредняется, принимается равномерно распределенной по длине ступени и заменяется жестким шарнирным стержнем, приложенным в середине каждой ступени.

3. Полученная сложная стержневая система (нагруженная балка, опирающаяся на ряд жестких шарнирных стержней) рассматривается как фундаментная балка, лежащая на сплошном линейно деформируемом основании.

4. Условие совместной работы балки и сжимаемого основания удовлетворяется равенством прогиба балки и осадки основания в месте закрепления стержней.

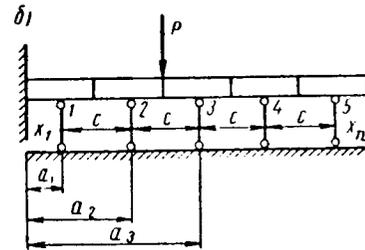
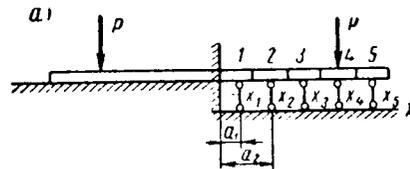


Рис. IV-15. К расчету фундаментных балок по методу Б. Н. Жемочкина

Задача сводится к определению неизвестных реакций сжимаемого основания, причем Б. Н. Жемочкин рекомендует смешанный метод строительной механики стержневых систем (метод сил совместно с методом деформаций).

Поместив в середине или в конце балки условную заделку (в зависимости от того, симметрична или не симметрична нагрузка), все вертикальные стержни мысленно разрезают и заменяют неизвестными силами X_1, X_2, X_3, \dots , в результате получают расчетную схему балки по смешанному методу (рис. IV-15, а, б).

* Б. Н. Жемочкин, А. П. Синицын. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. Госстройиздат, 1962.

Неизвестными будут усилия в стержнях, а также перемещения в условной заделке (прогиб y_0 при симметричной системе и угол поворота ψ при обратно симметричной), т. е. число неизвестных будет равно $n + 2$ (где n — число стержней). Число уравнений также будет $n + 2$, так как к уравнениям перемещений надо добавить два уравнения равновесия.

Для нахождения неизвестных составляем систему канонических уравнений, добавляя к ней два уравнения равновесия:

$$\left. \begin{aligned} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + X_3 \delta_{13} + \dots + y_0 + a_1 \psi + \Delta_{1p} &= 0; \\ X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + X_3 \delta_{23} + \dots + y_0 + a_2 \psi + \Delta_{2p} &= 0; \\ \dots + \dots + \dots & \\ X_1 + X_2 + X_3 + \dots - \Sigma P &= 0; \\ X_1 a_1 + X_2 a_2 + X_3 a_3 + \dots - \Sigma M &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (IV-45)$$

Здесь δ_{11}, δ_{12} — перемещения по направлению силы от действия единичных сил, приложенных в точках 1, 2, 3 и т. д.;

y_0, ψ — осадка балки и угол поворота, определяемые из решения системы (IV-45);

Δ_{kp} — перемещения по направлению действия силы X_k от внешней нагрузки.

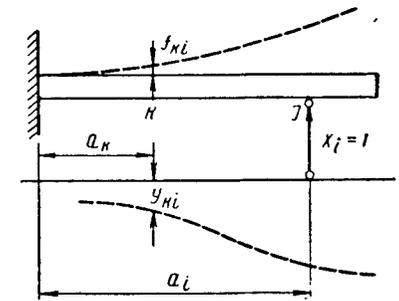


Рис. IV-16. Схема прогибов и осадок балки

При конкретизации уравнений (IV-45) необходимо определить перемещения δ_{ki} и Δ_{kp} , которые вычисляются по правилам теории сопротивления материалов, например по формуле Максвелла — Мора или пользуясь вспомогательными таблицами.

Перемещение δ_{ki} в какой-либо точке k по направлению силы X_k от действия единичной силы $X_i = 1$, приложенной к точке 1, состоит из перемещений от осадки основания y_{ki} и прогиба балки f_{ki} (рис. IV-16), т. е.

$$\delta_{ki} = y_{ki} + f_{ki} \quad (IV-46)$$

В случае пространственной задачи расчета балки шириной b осадку y_{ki} (исходя из формулы Буссинеска) можно представить в виде

$$y_{ki} = \frac{(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0 c} \cdot F_{ki}, \quad (a_1)$$

где c — длина участков (расстояние между силами X_i), на которые разбивается балка для расчета;

F_{ki} — функция, зависящая от отношения $\frac{b}{c}$ и определяемая по вспомогательной табл. IV-3 Б. Н. Жемочкина в зависимости от $\frac{x}{c}$ и $\frac{b}{c}$ (где x — расстояние от той точки, где определяется осадка, до середины загруженного участка). Тогда перемещение δ_{ki} можно представить в виде

$$\delta_{ki} = F_{ki} + \alpha_{np} \omega_{ki}, \quad (IV-47)$$

где для пространственной задачи

$$\alpha_{np} = \frac{\pi E_0 c^3}{6EI(1 - \mu_0^2)}. \quad (a_2)$$

Для определения ω_{ki} в случае пространственной задачи служит таблица прогибов балки от сосредоточенных единичных сил (табл. IV-4) как функция величин $\frac{a_i}{c}$ и $\frac{a_k}{c}$ (где a_i — расстояние от заделки балки до места приложения нагрузки; a_k — расстояние от заделки балки до сечения, где определяется прогиб; c — длина участков, на которые разбивается балка).

При симметричной нагрузке на балку, когда условная заделка принимается в середине балки, для решения задачи достаточно рассмотреть систему уравнений для правой половины балки. Тогда перемещения δ_{ki} , вызываемые действием сил X_i , определяются осадками балки от правых и левых сил и прогибом балки только от правых сил, так как левые силы благодаря заделке не вызывают изгиба правой части балки.

В этом случае формула (IV-47) принимает следующий вид:

$$\delta_{ki} = [(F_{ki})_{\text{прав}} + (F_{ki})_{\text{лев}}] + \alpha \omega_{ki}. \quad (IV-48)$$

В случае *плоской задачи* перемещения δ_{ki} можно выразить формулой (IV-47), однако величина коэффициента α будет иной ($\alpha_{пл}$), а величины F_{ki} определяются по табл. IV-5, составленной для линейно деформируемой полуплоскости по формуле Фламана; при этом надо иметь в виду, что последняя содержит произвольную величину, определяемую только расстоянием до условной точки, от уровня которой отсчитываются осадки, и дает лишь относительную величину осадок.

В случае *плоского напряженного состояния* величина коэффициента α будет равна *

$$\alpha_{пл} = \frac{\pi E_0 c^3}{6EI}, \quad (a_3)$$

* Б. Н. Жемочкин, А. П. Синицын. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. Госстройиздат, 1962.

а в случае *плоской деформации*

$$\alpha_{пл} = \frac{\pi E_0 c^3 (1 - \mu^2)}{6EI(1 - \mu_0^2)}. \quad (a_4)$$

Перемещения же от прогиба балки ω_{ki} определяются по табл. IV-4. Свободные члены Δ_{ki} уравнений (IV-45) представляют *прогибы* балки от *внешней нагрузки* и определяются, так же как и ω_{ki} , с помощью вспомогательной табл. IV-4: если внешние силы приложены в местах опорных стержней — путем умножения табличных величин на соответствующую величину α [выражения (a₂), (a₃) или (a₄)]; если же внешние силы не совпадают с опорными стержнями, следует каждую силу разложить на две составляющие, приложенные в местах соседних опорных стержней.

Определив значения перемещений δ_{ki} и прогибов балки Δ_{kp} с помощью нижеприведенных вспомогательных табл. IV-3 — IV-5, выписываем систему канонических уравнений (IV-45) и решаем ее относительно неизвестных $X_1, X_2, X_3, \dots, y_0$ или φ .

Величины найденных усилий X_i , отнесенные к длине участков c , на которые была разделена рассчитываемая фундаментная балка, дают возможность построить ступенчатую эпюру реактивных давлений, приняв $p_i = \frac{X_i}{cb}$.

Зная реактивные давления основания и внешние силы, действующие на фундаментную балку, легко определить величину расчетных перерезывающих сил Q_x и изгибающих моментов M_x в любом сечении фундаментной балки, составляя уравнения вертикальных сил и моментов (включая и реакции основания) по одну сторону от рассматриваемого сечения.

При расчете фундаментных балок не рекомендуется разбивать балку на малое число участков, размеры которых, например в случае пространственной задачи, желательно иметь в пределах $\frac{b}{2} \leq c \leq 2b$ (где b — ширина балки).

Так, например, для балки при равномерно распределенной нагрузке q в условиях плоской задачи и гибкости системы фундамент—грунт (по М. И. Горбунову-Посадову, $\Gamma = 3$) на рис. IV-17 и в табл. IV-6 приведены ступенчатые эпюры реактивных давлений P_x , перерезывающих сил Q_x и изгибающих моментов M_x , найденные расчетом * при величине участков балки $c = \frac{2l}{5}$ и $c = \frac{2l}{15}$, и их сравнение с решением М. И. Горбунова-Посадова, полученным при делении длины балки $2l$ на 21 участок и определении реактивных давлений по методу двойного степенного ряда (сплошные линии на эпюрах рис. IV-17).

Из приведенного сопоставления видим, что принятие в расчете пяти ступеней реактивных давлений дает недостаточную точность.

* Примеры рассчитаны аспирантом МИСИ И. Н. Терновским.

Единичные осадки F_{ki} линейно деформируемого полупространства
при прямоугольной площади нагрузки

$\frac{x}{c}$	$\frac{c}{x}$	F_{ki}					
		$\frac{b}{c} = \frac{2}{3}$	$\frac{b}{c} = 1$	$\frac{b}{c} = 2$	$\frac{b}{c} = 3$	$\frac{b}{c} = 4$	$\frac{b}{c} = 5$
0		4,265	3,525	2,406	1,867	1,542	1,322
1	1	1,069	1,038	0,929	0,829	0,746	0,678
2	0,500	0,508	0,505	0,490	0,469	0,446	0,424
3	0,333	0,336	0,335	0,330	0,323	0,315	0,305
4	0,250	0,251	0,251	0,249	0,246	0,242	0,237
5	0,200	0,200	0,200	0,199	0,197	0,196	0,193
6	0,167	0,167	0,167	0,166	0,165	0,164	0,163
7	0,143	0,143	0,143	0,143	0,142	0,141	0,140
8	0,125	0,125	0,125	0,125	0,124	0,124	0,123
9	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,110
10	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,099
11	0,091				0,091		
12	0,083				0,083		
13	0,077				0,077		
14	0,071				0,071		
15	0,067				0,067		
16	0,063				0,063		
17	0,059				0,059		
18	0,056				0,056		
19	0,053				0,053		
20	0,050				0,050		

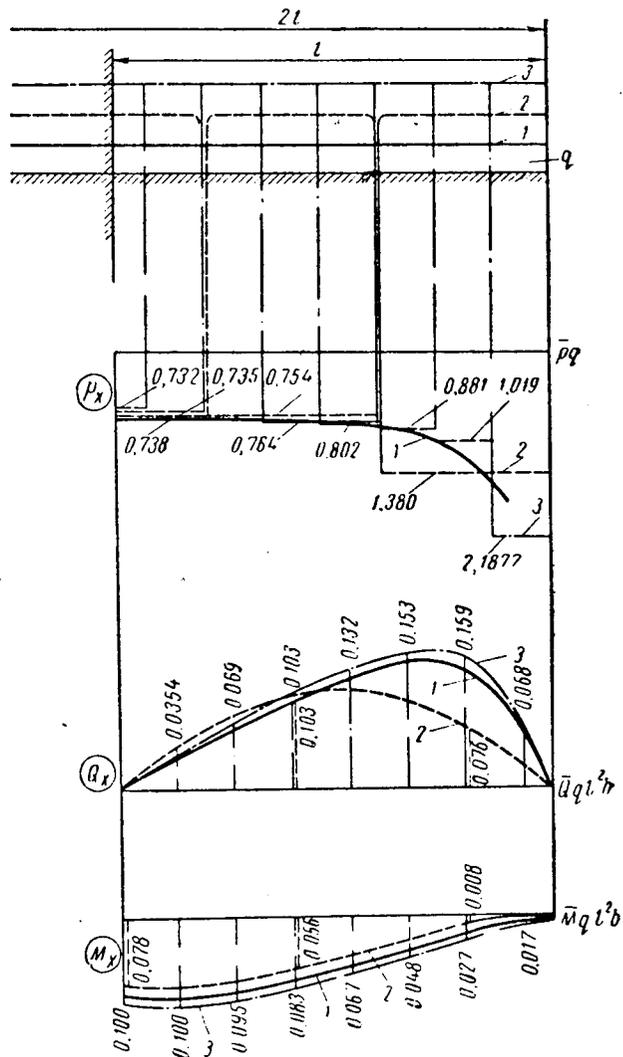


Рис. IV-17. Эпюры реактивных давлений p_x , перерезывающих сил Q_x и изгибающих моментов M_x при равномерной нагрузке на фундаментную балку:

1 — по методу М. И. Горбунова-Посадова ($c = \frac{2l}{21}$); 2 — по методу Б. Н. Жемочкина ($c = \frac{2l}{5}$) и 3 — то же, при $c = \frac{2l}{15}$

Значения единичных прогибов $w_{kl} =$

a_l/c	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
a_k/c	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
0,5	0,25	0,625	1	1,375	1,75	2,125	2,5	2,875	3,25	3,625
1,0		2	3,5	5	6,5	8	9,5	11	12,5	14
1,5			6,75	10,125	13,5	16,875	20,25	23,625	27	30,375
2,0				16	22	28	34	40	46	52
2,5					31,25	40,625	50	59,375	68,75	78,125
3,0						54	67,5	81	94,5	108
3,5							87,75	104,125	122,5	140,875
4,0								128	152	176
4,5									182,25	212,625
5,0										250
5,5										
6,0										
6,5										
7,0										
7,5										
8,0										
8,5										
9,0										
9,5										
10										

Деление длины балки на 15 участков достаточно близко к точному решению, что видно при сравнении со сплошными кривыми на рис. IV-17.

В дальнейшем, как показано Г. В. Крашенинниковой *, составившей многочисленные вспомогательные таблицы для расчета

Таблица IV-5

Единичные осадки F_{kl} для линейно деформируемой полуплоскости

$\frac{x}{c}$	F	$\frac{x}{c}$	F	$\frac{x}{c}$	F	$\frac{x}{c}$	F
0	0,000	6	-6,967	11	-8,181	16	-8,931
1	-3,296	7	-7,276	12	-8,356	17	-9,052
2	-4,751	8	-7,544	13	-8,516	18	-9,167
3	-5,574	9	-7,780	14	-8,664	19	-9,275
4	-6,154	10	-7,991	15	-8,802	20	-9,378
5	-6,602						

* Г. В. Крашенинникова. Диссертационная работа «Исследование работы балок на сжимаемом основании конечной глубины». МИСИ, 1967.

w_{lk} от действия сосредоточенных сил

5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0	9,5	10
4	4,375	4,75	5,125	5,5	5,875	6,25	6,625	7	7,375
15,5	17	18,5	20	21,5	23	24,5	26	27,5	29
33,75	37,125	40,5	43,875	47,25	50,625	54	57,375	60,75	64,125
58	64	70	76	82	88	94	100	106	112
87,5	96,875	106,25	115,625	125	134,375	143,75	153,125	162,5	171,875
121,5	135	148,5	162	175,5	189	202,5	216	229,5	243
159,25	177,625	196	214,375	232,75	251,125	269,5	287,875	306,25	324,625
200	224	248	272	296	320	344	368	392	416
243	273,375	303,75	334,125	364,5	394,875	435,25	455,625	486	516,375
287,5	325	362,5	400	437,5	475	512,5	550	587,5	625
332,75	378,125	423,5	468,875	514,25	559,625	605	650,375	695,75	741,125
	432	486	540	594	648	702	756	810	864
		594,25	648,5	702,75	759,5	813	866,125	929,5	992,875
			686	759,5	833	906,5	980	1053,5	1127
				842,75	928,125	1012,5	1096,875	1181,25	1265,625
					1024	1120	1216	1312	1408
						1228,25	1336,625	1445	1553,375
							1458	1579,5	1701
								1714,75	1850,125
									2000

балок на сжимаемом слое ограниченной мощности, при расчете балок по методу Б. Н. Жемочкина вполне достаточно принимать 16 ступеней реактивных давлений.

Таблица IV-3

Сопоставление результатов расчета фундаментной балки при равномерной нагрузке в условиях плоской задачи

Величина участков c	Расстояние сечения от середины балки	P	Q	M
$\frac{2l}{5}$	0	0,738q	0	0,078ql ^{2b}
	0,4l	0,754q	-0,103ql	0,056ql ^{2b}
	0,8l	1,380q	-0,076ql	0,008ql ^{2b}
$\frac{2l}{15}$	0	0,732q	0	0,095ql ^{2b}
	0,4l	0,764q	-0,103ql	0,083ql ^{2b}
	0,8l	1,020q	-0,159ql	0,029ql ^{2b}

Применение электронно-счетных машин дает возможность ограничиться только *составлением* основных систем уравнений, что значительно упрощает расчеты.

§ 17. РАСЧЕТ ГИБКИХ ФУНДАМЕНТОВ НА ТОЛЩЕ ГРУНТОВ ОГРАНИЧЕННОЙ МОЩНОСТИ (СЛОЕ КОНЕЧНОЙ ГЛУБИНЫ)

Если несжимаемые скальные породы залегают на глубине, меньшей активной зоны сжатия для фундаментов данных размеров, то предпосылки однородного полупространства как в случае плоской, так и пространственной задач не будут соблюдаться.

Наличие несжимаемых пород на некоторой глубине грунтовой толщи, как известно из курса механики грунтов, сказывается некоторой концентрацией напряжений по оси нагрузки, но общие осадки от действия местной нагрузки будут значительно меньше, чем в случае толщи однородных на большую глубину грунтов (полупространство).

Как показывают соответствующие исследования, наличие несжимаемой породы на некоторой глубине, меньшей активной зоны сжатия, сказывается не только на величине осадок сжимаемой толщи, но в высокой степени и на распределении контактных давлений по подошве фундаментов, а следовательно, и на величине расчетных изгибающих моментов и перерезывающих сил.

Учет ограниченности сжимаемой толщи (конечной глубины сжимаемого слоя) при проектировании сооружений *дает значительный экономический эффект*, не уменьшая гарантий безопасности по сравнению с расчетами по методу однородного полупространства.

Поэтому в настоящее время при проектировании сооружений, особенно имеющих значительную величину площади подошвы, учитывают неглубокое залегание несжимаемых (скальных) пород, а иногда принимают допущение о несжимаемости грунтов ниже активной зоны сжатия, по величине различной для фундаментов с разной площадью подошвы.

Исходными положениями излагаемого ниже метода расчета гибких фундаментов на слое конечной глубины (ограниченной мощности), подстилаемом несжимаемым основанием, являются:

1) сжимаемая толщина (от уровня подошвы фундамента до глубины залегания несжимаемых пород) принимается однородной или квазиоднородной (со средними значениями характеризующих толщ коэффициентов деформируемости) и линейно деформируемой;

2) для определения реакций грунтовых оснований применяется метод Б. Н. Жемочкина, но единичные осадки определяются не по формуле Фламана (для плоской задачи однородного полупространства), а по решению О. Я. Шехтер (НИИ оснований, 1937 г. *),

* О. Я. Шехтер. Об определении осадок в грунтах с подстилающим слоем под фундаментом. «Гидротехническое строительство», 1937, № 10.

рассмотревшей сжатие однородного *слоя ограниченной мощности* также в условиях плоской задачи, но опирающегося на несжимаемое скальное основание под действием нагрузки, равномерно распределенной на некотором участке полосы $2a$, приложенной на его поверхности; при этом допускается, что на контакте упругого слоя с несжимаемым подстилающим основанием сдвигающие напряжения равны нулю.

Методика расчета гибких фундаментов на сжимаемой толще грунтов конечной глубины и составление большого числа вспомогательных таблиц единичных коэффициентов осадок (по формуле О. Я. Шехтер), коэффициентов реактивных давлений по подошве фундаментов, а по ним и изгибающих моментов для различной мощности толщи сжимаемых грунтов, опирающейся на несжимаемое основание, и различных нагрузках на фундаменты, часто встречаю-

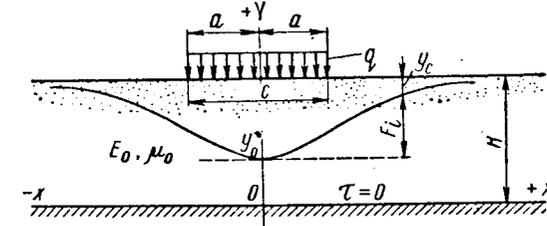


Рис. IV-18. К расчету гибких фундаментов на слое конечной глубины

щихся на практике, составлены Г. В. Крашенинниковой * и И. К. Самариним **.

Приняв на контакте сжимаемого слоя грунта и несжимаемой породы отсутствие трения и сцепления (что, как можно показать, весьма незначительно сказывается на величине осадок при мощности упругого слоя, большей полупролета полосы) и основываясь на общем интеграле Н. М. Герсеванова для напряжений в условиях плоской задачи, О. Я. Шехтер получила решение с учетом граничных условий (на поверхности и по контакту слоя) очень сложной задачи определения осадок сжимаемого слоя ограниченной мощности H (рис. IV-18), опирающегося на несжимаемое основание.

Формула О. Я. Шехтер для полной осадки линейно деформируемого слоя на несжимаемом основании имеет следующий вид:

$$y_i = -\frac{q(1-\mu_0^2)}{E_0} \cdot \frac{4H}{\pi} \int_0^{\infty} \frac{\text{sh}^2 \alpha \cos \frac{x}{H} \alpha \sin \frac{a}{H} \alpha}{(\text{sh} \alpha \text{ch} \alpha + \alpha) \alpha^2} \cdot d\alpha. \quad (\text{IV-49})$$

* Г. В. Крашенинникова. Расчет балок на упругом основании конечной глубины. Изд-во «Энергия», 1964.

** И. К. Самарин, Г. В. Крашенинникова. О расчете балок на сжимаемом основании. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1960, № 2.

Выражению (IV-49) можно придать другой вид, более удобный для вычислений, если учесть, что

$$\cos \frac{x}{H} \alpha \sin \frac{a}{H} \alpha = \frac{1}{2} \left[\sin \frac{a+x}{H} \alpha - \sin \frac{x-a}{H} \alpha \right]; \quad \frac{\pi H}{l} = \Delta \alpha,$$

и обозначить

$$\Omega \left(\frac{x \pm a}{H} \right) = \frac{y}{\pi} \int_0^{\pm \alpha} \frac{\text{sh}^2 \alpha \sin \frac{x \pm a}{H} \alpha}{(\text{sh} \alpha \text{ch} \alpha + \alpha) \alpha^2} d\alpha, \quad (\text{IV-50})$$

тогда

$$g_i = -\frac{qH}{E_0} \cdot \frac{(1 - \mu_0^2)}{2} \left[\Omega \left(\frac{x+a}{H} \right) - \Omega \left(\frac{x-a}{H} \right) \right],$$

где интеграл $\Omega \left(\frac{x \pm a}{H} \right)$ вычисляется по формуле Симпсона.

Обозначив далее

$$\Omega \left(\frac{x+a}{H} \right) - \Omega \left(\frac{x-a}{H} \right) = \omega'$$

и относя вычисления к ширине участка c , выражению (IV-50) можно придать следующий вид:

$$y_i = -\frac{qH}{\pi E_0} \cdot \frac{c}{H} \left(\omega_i \cdot \frac{\pi H}{c} \right) (1 - \mu_0^2), \quad (\text{IV-51})$$

или

$$y_i = \frac{qc}{\pi E_0} (1 - \mu_0^2) (F_i - \bar{y}_0), \quad (\text{IV-52})$$

причем

$$F_i = \bar{y}_0 - g_i = \frac{\pi H}{c} (\bar{\omega}_0 - \bar{\omega}_i) \quad (\text{IV-53})$$

и \bar{y}_0 — осадка слоя при $\frac{x}{c} = 0$ (рис. IV-18).

В нижеследующих табл. IV-7, IV-8 приведены значения единичных коэффициентов осадок y_i и разности коэффициентов осадок F_i , составленные Г. В. Крашенинниковой по решению О. Я. Шехтер и вычисленные с помощью электронно-счетных машин, которые используются при расчетах гибких фундаментов на сжимаемой толще грунтов ограниченной мощности, залегающей на несжимаемом основании.

Пользуясь данными табл. IV-7, осадка любой точки поверхности сжимаемой толщи, отстоящая на расстоянии $\frac{x}{c}$ от оси загруженного участка, определяется выражением

$$\bar{y}_x = \frac{qc(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0} \cdot g_i. \quad (\text{IV-54})$$

При $qc = 1$ будем иметь

$$y_i = g_i \frac{(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0}. \quad (\text{IV-54a})$$

Таблица IV-7

Единичные значения коэффициентов осадок \bar{y}_i для слоя грунта конечной глубины

$\frac{c/H}{x/c}$	1/32	1/16	1/8	1/4	1/2	1	2	4
0	9,61447	8,22843	6,84315	5,46092	4,09071	2,76654	1,59831	0,79497
0,25	9,19978	7,96705	6,58254	5,20334	3,84481	2,56161	1,49611	0,79268
0,5	8,2844	6,84315	5,46091	4,09073	2,76655	1,58832	0,79498	0,39268
0,75	6,98781	5,59341	4,21497	2,85965	1,59058	0,59029	0,11280	0,000
1,0	6,31965	4,93666	3,56351	2,22868	1,03250	0,22567	0,000	
2,0	4,86718	3,49329	2,15578	0,95247	0,14791	0,000		
3,0	4,04948	2,69054	1,40509	0,39496	0,000			
4,0	3,47704	2,13885	0,93878	0,13000				
5,0	3,03793	1,72583	0,61036	0,01200				
6,0	2,68329	1,40228	0,38642	0,000				
7,0	2,38732	1,14199	0,23143					
8,0	2,13469	0,92915	0,12561					
9,0	1,91554	0,75335	0,05514					
10,0	1,72310	0,60732	0,00998					
11,0	1,55256	0,48567	0,000					
12,0	1,40034	0,38430						
13,0	1,22350	0,29993						
14,0	1,18074	0,22992						
15,0	1,02909	0,17206						
16,0	0,92800	0,12452						
17,0	0,83610	0,08573						
18,0	0,75243	0,05438						
19,0	0,67615	0,02025						
20,0	0,60656	0,00943						
21,0	0,54304	0,000						
25,0	0,3397							
30,0	0,1717							
35,0	0,0690							
40,0	0,0093							
42,0	0,000							

Таблица IV-8
Единичные значения перемещений F_{ki} (разностей коэффициентов осадок), вычисленные по данным табл. IV-7

x/c	c/H	0 полу-пространство						
		1/32	1/16	1/8	1/4	1/2	1	2
0		0	0	0	0	0	0	0
1		-3,29482	-3,29177	-3,27964	-3,23244	-3,05821	-2,54087	-1,59831
2		-4,74729	-4,73514	-4,68737	-4,50845	-4,24280	-3,94280	-3,94280
3		-5,53789	-5,53789	-5,43808	-5,06596	-4,09071	-3,76654	-3,76654
4		-6,13743	-6,08958	-5,90438	-5,33092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
5		-6,57650	-6,50260	-6,23279	-5,44872	-4,09071	-3,76654	-3,76654
6		-6,93118	-6,82615	-6,45672	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
7		-7,22715	-7,08644	-6,61172	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
8		-7,47978	-7,29928	-6,71734	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
9		-7,69893	-7,47508	-6,78801	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
10		-7,89137	-7,62111	-6,83317	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
11		-8,06191	-7,74276	-6,84315	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
12		-8,181	-7,84413	-6,84315	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
13		-8,356	-7,92850	-6,84315	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
14		-8,516	-7,99851	-6,84315	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
15		-8,664	-8,05637	-6,84315	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
16		-8,802	-8,10391	-6,84315	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
17		-8,931	-8,14270	-6,84315	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
18		-9,052	-8,17405	-6,84315	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
19		-9,167	-8,19918	-6,84315	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
20		-9,275	-8,21900	-6,84315	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
21		-9,378	-8,22843	-6,84315	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
25		-9,475	-8,22843	-6,84315	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
30		-9,524	-8,22843	-6,84315	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
35		-10,186	-8,22843	-6,84315	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654
40		По формуле Жемочкина	-8,22843	-6,84315	-5,46092	-4,09071	-3,76654	-3,76654

Точно так же разность осадок $(\Delta y)_x = y_0 - y_x$ будет равна

$$(\Delta y)_x = \frac{qc(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0} \cdot F_x. \quad (IV-55)$$

При $qc = 1$ получим

$$(\Delta y)_{ki} = F_{ki} \frac{(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0}, \quad (IV-55a)$$

где F_{ki} определяется по табл. IV-8.

Отметим, что использование в расчетах упругих фундаментов на слое сжимаемого грунта ограниченной толщины уравнения О. Я. Шехтер (IV-49), соответствующего условию $\tau_{y-H} = 0$ (на контакте упругого слоя и несжимаемого основания), идет в запас прочности.

Более строгое решение задачи (при условии, что $\tau_{y-H} \neq 0$) получено проф. С. С. Давыдовым и им же табулировано*. Последнее следует применять при очень малой мощности слоя сжимаемого грунта, примерно при $H < \frac{1}{4}L$. В других случаях разница в расчетах при исходных уравнениях, по Шехтеру и Давыдову, незначительна.

Расчет фундаментных полос на сжимаемом слое ограниченной мощности, лежащем на несжимаемом основании ($H \neq 0$), производится исходя из тех же общих уравнений (IV-45) смешанного метода строительной механики статически неопределимых систем, как и в общем методе расчета гибких фундаментов Б. Н. Жемочкина.

Отличием от изложенного ранее метода расчета фундаментных балок на линейно деформируемом полупространстве и полуплоскости будет то, что перемещения δ_{ki} в канонических уравнениях вида

$$\begin{aligned} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + X_3 \delta_{13} + \dots + y_0 + a_1 \psi_1 + \Delta_{1p} &= 0; \\ X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + X_3 \delta_{23} + \dots + y_0 + a_2 \psi_1 + \Delta_{2p} &= 0 \end{aligned}$$

и т. д.

должны определяться как функции толщины (мощности) сжимаемого слоя по табл. IV-7 коэффициентов единичных осадок поверхности сжимаемой толщи грунтов конечной глубины, характеризующиеся не разностью осадок, а вполне определенной их величиной.

Тогда перемещения в какой-либо точке k (по направлению силы X_k) при расчете гибких фундаментов будут определяться выражением

$$\delta_{ki} = (y_{ki})_c + f_{ki}, \quad (IV-56)$$

где $(y_{ki})_c$ — перемещение балки от осадки основания (при $H \neq 0$), определяемое выражением (IV-54 а),

* С. С. Давыдов. Расчет и проектирование подземных конструкций. Стройиздат, 1950, стр. 132—150.

* С. С. Давыдов. Расчет строительных конструкций на упругом основании (учебное пособие). Изд. МИИТа, 1967.

Отсылая интересующихся к цитируемой ранее книге Г. В. Крашенинниковой, приведем табулированные решения (табл. IV-9+IV-11) для трех основных случаев загрузки фундаментной балки:

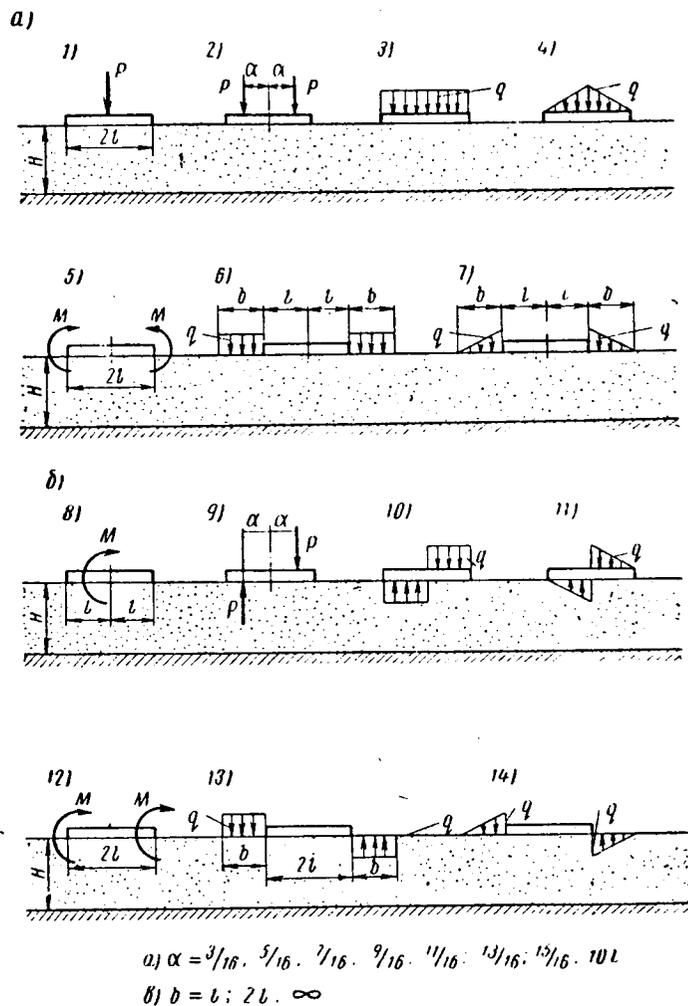


Рис. IV-20. Схемы нагрузок при расчете гибких фундаментов:
 а — симметричные; б — обратно симметричные

1) действия сосредоточенной силы в середине балки (случай 1 по рис. IV-20); 2) действия равномерно распределенной нагрузки (случай 3 по рис. IV-20) и 3) действия боковой равномерно распределенной пригрузки (случай 6 по рис. IV-20).

Таблица IV-9
 Значения единичных реактивных давлений \bar{p}_i , осредненных на участках длиной $c = 1/8l$, при действии сосредоточенной силы, приложенной в середине балки

$\xi = \frac{x}{l}$	При $H = \frac{1}{16} l$ и значениях Γ				При $H = \frac{1}{2} l$ и значениях Γ					
	0	3,0	5,0	10,0	30	0	3	5	10	30
$\pm 1/16$	1,0	2,098	2,430	2,670	3,370	0,924	1,306	1,477	1,768	2,312
$\pm 3/16$	0,829	1,909	2,240	2,463	2,564	0,925	1,242	1,391	1,621	1,990
$\pm 5/16$	0,836	1,601	1,610	1,698	1,602	0,918	1,164	1,262	1,413	1,594
$\pm 7/16$	0,857	1,229	1,0	1,234	0,807	0,910	1,106	1,177	1,204	1,204
$\pm 9/16$	0,899	0,857	0,760	0,624	0,275	0,933	0,937	0,931	0,837	0,837
$\pm 11/16$	0,899	0,476	0,340	0,197	-0,045	0,810	0,763	0,678	0,496	0,496
$\pm 13/16$	0,987	0,101	0,020	-0,171	-0,222	0,927	0,682	0,587	0,422	0,169
$\pm 15/16$	1,927	-0,271	-0,400	-0,515	-0,351	1,556	0,810	0,477	-0,010	-0,602
$\xi = \frac{x}{l}$	при $H = l$ и значениях Γ				при $H = 2l$ и значениях Γ					
$\pm 1/16$	0,828	1,143	1,289	1,580	2,133	0,718	1,040	1,202	1,497	2,102
$\pm 3/16$	0,829	1,099	1,228	1,454	1,856	0,725	1,002	1,137	1,376	1,808
$\pm 5/16$	0,836	1,039	1,133	1,290	1,510	0,741	0,953	1,053	1,221	1,460
$\pm 7/16$	0,837	0,966	1,022	1,108	1,174	0,769	0,902	0,962	1,056	1,142
$\pm 9/16$	0,857	0,898	0,912	0,925	0,867	0,816	0,862	0,878	0,876	0,860
$\pm 11/16$	0,899	0,838	0,805	0,744	0,581	0,909	0,846	0,812	0,746	0,582
$\pm 13/16$	0,987	0,799	0,710	0,555	0,291	1,059	0,866	0,772	0,608	0,322
$\pm 15/16$	1,927	1,218	0,891	0,347	-0,432	2,263	1,529	1,184	0,600	0,276

Таблица IV-10
 Значения единичных реактивных давлений β_i , осредненных на участках длиной $s = 1/8l$,
 при равномерной нагрузке на балку длиной $2l$

$\xi = \frac{x}{l}$	при $\Gamma = 0$						при $\Gamma = 3,0$								
	$H = \frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	$H = l$	$H = 2l$	$H = \infty$	$H = \frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	$H = l$	$H = 2l$	$H = \infty$	$H = \frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	$H = l$	$H = 2l$	$H = \infty$
	$\pm 1/16$	0,970	0,924	0,828	0,718	0,639	0,990	0,958	0,876	0,786	0,733	0,990	0,958	0,876	0,786
$\pm 3/16$	0,972	0,925	0,829	0,725	0,640	0,985	0,956	0,874	0,789	0,738	0,985	0,956	0,874	0,789	0,738
$\pm 5/16$	0,976	0,929	0,836	0,741	0,668	0,980	0,954	0,874	0,796	0,751	0,975	0,934	0,866	0,808	0,772
$\pm 7/16$	0,966	0,918	0,837	0,769	0,710	0,975	0,934	0,866	0,808	0,772	0,960	0,916	0,870	0,836	0,814
$\pm 9/16$	0,956	0,910	0,857	0,818	0,770	0,960	0,916	0,870	0,836	0,814	0,960	0,916	0,870	0,836	0,814
$\pm 11/16$	0,946	0,911	0,899	0,909	0,874	0,960	0,904	0,893	0,899	0,898	0,960	0,904	0,893	0,899	0,898
$\pm 13/16$	0,960	0,927	0,987	1,059	1,070	0,960	0,904	0,956	1,013	1,043	0,960	0,904	0,956	1,013	1,043
$\pm 15/16$	1,254	1,556	1,927	2,263	2,629	1,190	1,474	1,791	2,073	2,251	1,190	1,474	1,791	2,073	2,251

$\xi = \frac{x}{l}$	при $\Gamma = 5,0$						при $\Gamma = 10,0$								
	$H = \frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	$H = l$	$H = 2l$	$H = \infty$	$H = \frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	$H = l$	$H = 2l$	$H = \infty$	$H = \frac{1}{4}l$	$H = \frac{1}{2}l$	$H = l$	$H = 2l$	$H = \infty$
	$\pm 1/16$	0,990	0,962	0,900	0,820	0,773	1,018	0,994	0,938	0,875	0,889	1,018	0,994	0,938	0,875
$\pm 3/16$	0,988	0,969	0,895	0,819	0,775	1,010	0,989	0,931	0,871	0,868	1,010	0,989	0,931	0,871	0,868
$\pm 5/16$	0,988	0,964	0,892	0,821	0,781	1,008	0,981	0,923	0,866	0,821	1,008	0,981	0,923	0,866	0,821

$\xi = \frac{x}{l}$	при $\Gamma = 30$						при $\Gamma = 50$						при $\Gamma = 100$						
	$H = \frac{1}{4}l$	$H = l$	$H = 2l$	$H = \infty$	$H = \frac{1}{2}l$	$H = l$	$H = \frac{1}{4}l$	$H = l$	$H = 2l$	$H = \infty$	$H = \frac{1}{2}l$	$H = l$	$H = 2l$	$H = \infty$	$H = \frac{1}{2}l$	$H = l$	$H = 2l$	$H = \infty$	
	$\pm 7/16$	0,965	0,942	0,879	0,826	0,794	0,920	0,953	0,902	0,859	0,742	0,920	0,953	0,902	0,859	0,742	0,920	0,953	0,902
$\pm 9/16$	0,960	0,919	0,877	0,845	0,824	0,980	0,925	0,889	0,862	0,842	0,980	0,925	0,889	0,862	0,842	0,980	0,925	0,889	0,862
$\pm 11/16$	0,960	0,901	0,890	0,895	0,893	0,980	0,898	0,887	0,889	0,870	0,980	0,898	0,887	0,889	0,870	0,980	0,898	0,887	0,889
$\pm 13/16$	0,970	0,895	0,941	0,992	1,018	0,970	0,881	0,914	0,956	0,980	0,970	0,881	0,914	0,956	0,980	0,970	0,881	0,914	0,956
$\pm 15/16$	1,179	1,438	1,726	1,982	2,142	1,114	1,380	1,615	1,821	1,988	1,114	1,380	1,615	1,821	1,988	1,114	1,380	1,615	1,821

$\xi = \frac{x}{l}$	при $\Gamma = 30$						при $\Gamma = 50$						при $\Gamma = 100$						
	$H = \frac{1}{4}l$	$H = l$	$H = 2l$	$H = \infty$	$H = \frac{1}{2}l$	$H = l$	$H = \frac{1}{4}l$	$H = l$	$H = 2l$	$H = \infty$	$H = \frac{1}{2}l$	$H = l$	$H = 2l$	$H = \infty$	$H = \frac{1}{2}l$	$H = l$	$H = 2l$	$H = \infty$	
	$\pm 1/16$	1,021	0,996	0,966	0,948	1,022	1,012	0,992	1,023	1,020	0,011	1,021	0,996	0,966	0,948	1,022	1,012	0,992	1,023
$\pm 3/16$	1,014	0,985	0,953	0,938	1,018	1,003	0,983	1,023	1,016	1,005	1,014	0,985	0,953	0,938	1,018	1,003	0,983	1,023	1,016
$\pm 5/16$	1,005	0,972	0,940	0,926	1,015	0,989	0,967	1,018	1,005	0,990	1,005	0,972	0,940	0,926	1,018	0,989	0,967	1,018	1,005
$\pm 7/16$	0,973	0,941	0,916	0,902	0,982	0,958	0,940	0,989	0,974	0,953	0,973	0,941	0,916	0,902	0,982	0,958	0,940	0,989	0,974
$\pm 9/16$	0,938	0,914	0,900	0,883	0,946	0,926	0,911	0,961	0,946	0,936	0,938	0,914	0,900	0,883	0,946	0,926	0,911	0,961	0,946
$\pm 11/16$	0,896	0,884	0,881	0,875	0,903	0,888	0,885	0,912	0,900	0,883	0,896	0,884	0,881	0,875	0,903	0,888	0,885	0,912	0,900
$\pm 13/16$	0,864	0,879	0,898	0,804	0,858	0,872	0,884	0,868	0,869	0,870	0,864	0,879	0,898	0,804	0,858	0,872	0,884	0,868	0,869
$\pm 15/16$	1,289	1,429	1,546	0,625	1,256	1,352	1,438	1,206	1,270	1,352	1,289	1,429	1,546	0,625	1,256	1,352	1,438	1,206	1,270

Таблица IV-11

Значения единичных реактивных давлений \bar{p}_i , осредненных на участках длиной $s = \frac{1}{8} l$, при действии боковой пригрузки в сторону на величину b

$\xi = \frac{x}{l}$	при $\Gamma = 0$				при $\Gamma = 3,0$				при $\Gamma = 5,0$			
	$H = 1 \cdot$		$H = 2l$		$H = 1$		$H = 2l$		$H = 1$		$H = 2l$	
	$\frac{1}{2} l$	$\frac{1}{10} l$	$\frac{1}{2} l$	$\frac{1}{10} l$	$\frac{1}{2} l$	$\frac{1}{10} l$	$\frac{1}{2} l$	$\frac{1}{10} l$	$\frac{1}{2} l$	$\frac{1}{10} l$	$\frac{1}{2} l$	$\frac{1}{10} l$
$\pm 1/16$	0,076	0,172	0,225	0,280	0,042	0,123	0,169	0,212	0,028	0,101	0,143	0,180
$\pm 3/16$	0,075	0,171	0,220	0,273	0,044	0,125	0,168	0,210	0,031	0,104	0,143	0,180
$\pm 5/16$	0,071	0,164	0,209	0,257	0,046	0,126	0,165	0,203	0,036	0,108	0,144	0,173
$\pm 7/16$	0,082	0,163	0,197	0,227	0,066	0,134	0,166	0,188	0,058	0,120	0,150	0,170
$\pm 9/16$	0,090	0,140	0,152	0,177	0,094	0,129	0,113	0,159	0,091	0,122	0,106	0,150
$\pm 11/16$	0,089	0,099	0,094	0,087	0,096	0,105	0,102	0,096	0,099	0,108	0,105	0,101
$\pm 13/16$	0,073	0,015	-0,028	-0,058	0,095	0,089	0,044	-0,015	0,105	0,055	0,026	0,007
$\pm 15/16$	0,566	-0,927	-1,069	-1,243	-0,474	-0,791	-0,891	-1,053	-4,433	-0,717	-0,817	-0,966

Величины реактивных давлений определяются по следующим формулам перехода:

1) в случае действия сосредоточенной силы P (рис. IV-21)

$$p_i = \bar{p}_i \frac{P}{2lb} \text{ T/m}^2$$

(где $b = 1 \text{ м}$);

2) в случае действия равномерно распределенной нагрузки q (рис. IV-22)

$$p_i = \bar{p}_i q \text{ T/m}^2;$$

3) в случае равномерной боковой пригрузки (рис. IV-23)

$$p_i = \bar{p}_i q \text{ T/m}^2,$$

где \bar{p}_i — табулированные величины.

Изгибающие моменты и перерезывающие силы фундаментных балок на слое грунта ограниченной мощности, подстилаемом не-

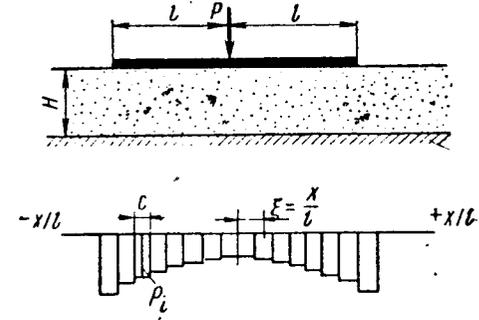


Рис. IV-21. Эпюра реакций основания при действии сосредоточенной нагрузки в середине балки

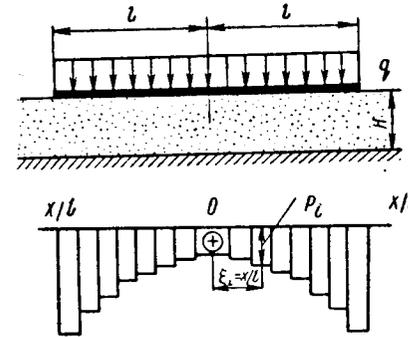


Рис. IV-22. Эпюра реакций основания при равномерной нагрузке на балку

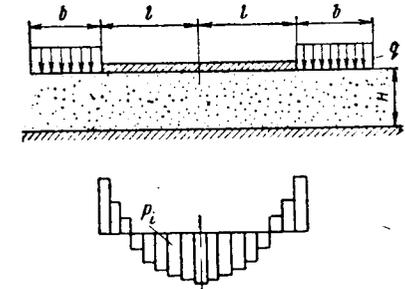


Рис. IV-23. Эпюра реакций основания по подошве балки при боковой пригрузке балки

сжимаемой породой, вычисляются по обычным правилам статики, имея ступенчатую диаграмму реактивных (контактных) давлений, соответствующую данной внешней нагрузке на балку.

Диаграммы контактных давлений для простых нагрузок вычисляются непосредственно по соответствующим таблицам, а для сложных нагрузок — суммированием реакций основания от симметричных и обратно симметричных нагрузок, например по схемам IV-20.

Как пример приведем график (рис. IV-24) изменения величины изгибающих моментов в среднем сечении балки M_0 при равномерной нагрузке на балку q и различной мощности сжимаемого слоя ограниченной толщины для различной величины показателя гибкости Γ , построенный по данным табл. IV-12.

При конструировании гибких фундаментов на слое грунта конечной мощности необходимо иметь в виду, что показатель гиб-

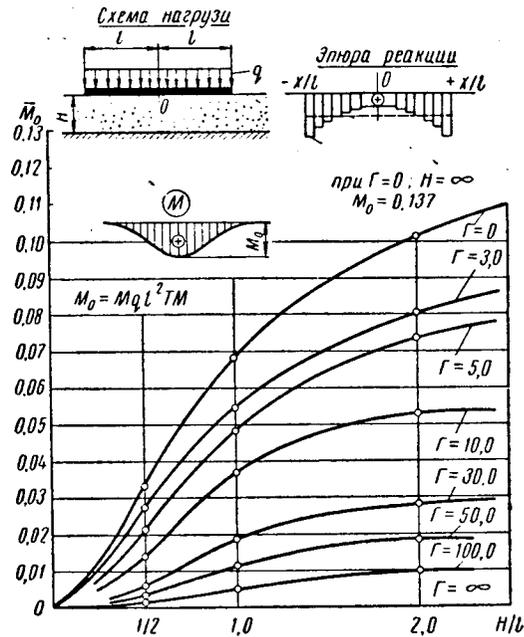


Рис. IV-24. Кривые зависимости изгибающего момента в середине балки M_0 от мощности сжимаемого слоя H и гибкости системы Γ

кости системы Γ может быть и близким к нулю, но прочность фундамента будет не обеспечена, если не учитывать, что в этом случае реактивные давления грунта достигают максимальной неравномерности.

Отметим также, что согласно существующей практике проектирования и результатам соответствующих подсчетов положения о плоской деформации могут применяться, не внося больших погрешностей, лишь для средних сечений фундаментных балок при длине их не менее чем в три — пять раз большей ширины и для любых сечений, удаленных от концов балки не менее чем на полторы ее ширины. Расчетная толщина (мощность) слоя сжимаемой толщи грунтов определяется фактической глубиной залегания на относи-

тельно небольшой глубине несжимаемых скальных пород или исходя из приближенного допущения о том, что ниже активной зоны сжатия для данных размеров фундамента грунты несжимаемы.

Таблица IV-12

Единичные значения момента в среднем сечении балки (M_0) при равномерной нагрузке на балку q T/m^2

Глубина сжимаемого слоя H	При значениях Γ						
	0	3	5	10	30	50	100
$\frac{1}{16} l$	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0	~ 0
$\frac{1}{2} l$	0,034	0,028	0,021	0,014	0,006	0,003	0,001
l	0,068	0,055	0,048	0,037	0,018	0,012	0,005
$2l$	0,101	0,081	0,074	0,053	0,028	0,018	0,010
∞	0,137	0,090	0,080	0,063	0,034	—	0,012
По данным М. И. Горбунова-Посадова (при $H = \infty$)	0,137	0,090	0,080	0,063	0,033	0,022	—

ГЛАВА V
МЕТОДЫ ИСКУССТВЕННОГО
УЛУЧШЕНИЯ ОСНОВАНИЙ

§ 18. МЕТОДЫ УЛУЧШЕНИЯ ОСНОВАНИЙ

Как было показано в гл. I, в настоящее время проектирование оснований и фундаментов производится по предельным состояниям: по деформациям и по устойчивости. Обязательное и необходимое условие проектирования по деформациям состоит в том, чтобы ожидаемые (расчетные) осадки фундаментов здания и разность осадок в данных инженерно-геологических условиях были бы меньшими, чем допустимые для данного сооружения.

В тех случаях, когда осадка (разность осадок) фундаментов по расчету ожидается большей, чем допускается для данного типа сооружений, и увеличение площади фундаментов не уменьшает величину осадки до допустимых пределов или не обеспечивается устойчивость проектируемого сооружения, необходимо произвести искусственное упрочнение основания.

Методы искусственного улучшения оснований делятся (по Н. А. Цытовичу) на механические, физические и химические.

К *механическим* методам относятся трамбование и виброуплотнение грунтов, замена грунтов основания более прочными грунтами, глубинное уплотнение грунтовыми и песчаными сваями, применение шпунтовых ограждений.

К *физическим* методам относятся уплотнение грунтов при помощи понижения уровня грунтовых вод и вертикальный дренаж грунтов основания.

К *химическим* методам относятся цементация, однорастворный и двухрастворный химические методы закрепления грунтов, электрохимическое и термическое закрепления грунтов.

Деформативные и прочностные свойства грунтов в значительной степени зависят от пористости грунтов и от величины сцепления между частицами скелета грунта.

Увеличить прочность и уменьшить сжимаемость грунтов можно либо за счет уменьшения пористости грунта, либо путем увеличения сцепления между частицами скелета грунта.

Уменьшение пористости грунта достигается путем уплотнения грунта трамбовками, сваями, виброагрегатами и т. п. Увеличение

сцепления между частицами скелета создается при помощи термической обработки грунта, цементацией грунта различными химическими реагентами и т. п.

Уплотнение водонасыщенных грунтов может произойти только в процессе отжатия воды из грунта или после отжатия определенного объема воды. Поэтому для уплотнения водонасыщенных грунтов основания применяется дренаж или водопонижение.

Необходимо отметить, что для грунтов, обладающих определенной структурной прочностью, применяемые способы уплотнения грунтов должны быть такими, чтобы после уплотнения прочность грунтов во всей зоне уплотнения была бы больше начальной прочности структуры грунта.

Искусственное уплотнение грунтов широко применяется в основании фундаментов различных промышленных, гражданских, гидротехнических и других сооружений, при возведении насыпей железных и автомобильных дорог, при устройстве грунтовых подсыпок под полы зданий и сооружений и во многих других случаях.

В данной главе будут рассмотрены наиболее широко распространенные способы улучшения основания.

§ 19. МЕХАНИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ИСКУССТВЕННОГО УЛУЧШЕНИЯ ОСНОВАНИЙ

1. Поверхностное уплотнение грунтов производится гладкими и кулачковыми катками, виброплитами, легкими и тяжелыми трамбовками.

Поверхностное уплотнение может применяться для грунтов маловлажных и влажных при коэффициенте водонасыщения менее 0,7. Уплотнить полностью водонасыщенные грунты укаткой и трамбованием не удается. Это объясняется тем, что уплотнение происхо-

Таблица V-1

Механизмы для уплотнения грунтов	Площадь трамбования, м ²	Глубина уплотнения слоя, м
Ручные трамбовки (взрывные, пневматические)	0,01—0,04	0,1—0,2
Виброплиты	0,25—1,0	0,5—0,7
Гладкие катки	—	0,1—0,25
Кулачковые катки	—	0,2—0,35
Виброкатки	—	0,3—0,5
Катки с падающими грузами 0,8 Т; 1,2 Т; 1,7 Т	—	1,0—1,5
Молот двойного действия весом 2,2 Т на металлическом поддоне	2,1	1,2—1,4
Тяжелые трамбовки весом 2—4 Т, сбрасываемые с 4—5 м	1,6	1,5—2,2
Тяжелые трамбовки весом 5—7 Т, сбрасываемые с 6—8 м	2,2—3,1	2,7—3,5

дит в короткий промежуток времени, за который в водонасыщенных грунтах возникает большое поровое давление, а эффективные напряжения в скелете остаются малыми. В этих условиях прочность грунта, определяемая величиной эффективных напряжений, оказывается малой, объем грунта, уплотняемый трамбовкой или катком, теряет

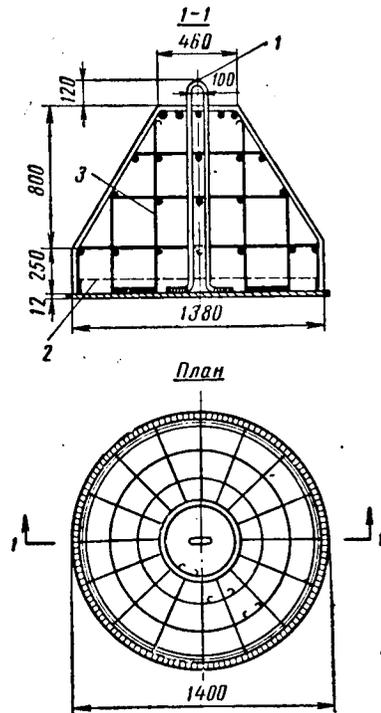


Рис. V-1. Железобетонная трамбовка диаметром 1,4 м:

1 — петля для подъема; 2 — окаймляющее стальное кольцо; 3 — арматурный каркас \varnothing 8 мм

устойчивость и выпирает из-под трамбовки или катка в виде вала.

Глубина уплотненного слоя грунта, которая достигается при использовании различных механизмов, приведена в табл. V-1.

Виброплиты и виброкатки целесообразно применять только для уплотнения рыхлых песчаных и крупнообломочных грунтов.

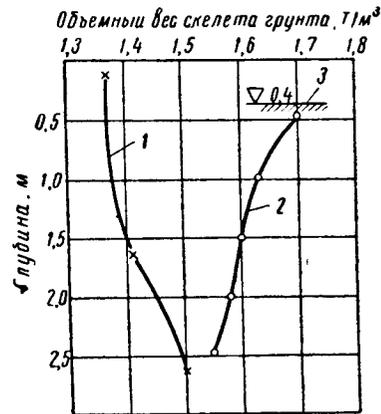


Рис. V-2. График изменения объемного веса скелета грунта по глубине при уплотнении тяжелыми трамбовками:

1 — до уплотнения; 2 — после уплотнения; 3 — отметка поверхности после трамбования

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками обычно производится следующим образом. К крану на базе экскаватора, трактора или копра (рис. V-1) подвешивается трамбовка весом от 2 до 4 Т, которая сбрасывается с высоты 4—5 м. Трамбовка изготавливается на месте постройки из железобетона и должна иметь форму усеченного конуса с низким расположением центра тяжести.

При трамбовании плотность грунта (объемный вес скелета) больше увеличивается в верхних слоях, закономерно уменьшаясь с глубиной (рис. V-2). Достаточно уплотненной считается толщина

грунта, у подошвы которой плотность равна проектной. Величина плотности устанавливается в зависимости от необходимой прочности и сжимаемости грунтов. Для других случаев грунт считается уплотненным при значениях плотности (объемный вес скелета), равной для макропористых суглинков и супесей 1,55—1,60 Т/м³, для песков — 1,60 Т/м³, для глин в зависимости от пределов пластичности — 1,60—1,75 Т/м³.

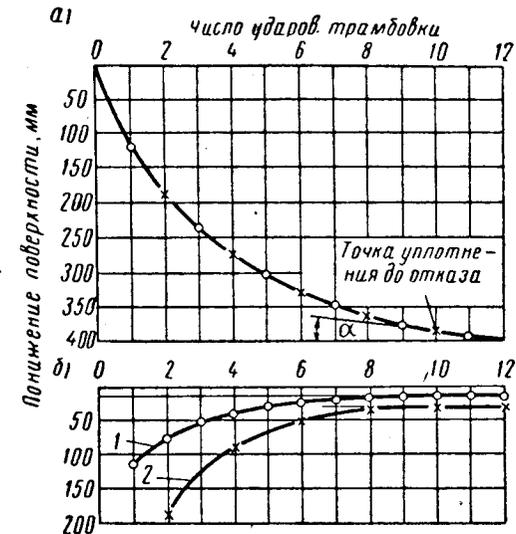


Рис. V-3. Графики понижения поверхности грунта при трамбовании:

а — зависимость понижения поверхности от числа ударов; б — зависимость понижения поверхности грунта от одного (1) или двух (2) ударов

Толщина уплотненного слоя $h_{уп}$ при высоте сбрасывания трамбовки диаметром до 2 м, весом 2—7 Т, с высоты 4—8 м может быть определена по формуле

$$h_{уп} = \bar{k}d, \quad (V-1)$$

где d — диаметр рабочей поверхности трамбовки;

\bar{k} — коэффициент, равный для песка 1,55, для суглинка — 1,45, для макропористых супесей — 1,3, для насыпных глинистых грунтов — 1,2, для глины — 1,0.

Вес трамбовки назначается исходя из требования, чтобы давление на грунт от веса трамбовки не было бы меньше 0,15 кг/см² для песчаных грунтов и 0,2 кг/см² для глинистых.

При трамбовании наблюдается понижение трамбуемой поверхности. От каждого последующего удара трамбовки величина понижения поверхности уменьшается. После определенного числа ударов

(5—10 ударов) величина понижения от каждого удара становится постоянной. В этом случае величина понижения от одного удара называется *отказом при уплотнении трамбованием*.

На рис. V-3 приведен график зависимости величины понижения поверхности от числа ударов трамбовки.

Поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками производится таким числом ударов, при котором наблюдается отказ, т. е. одна и та же осадка грунта при одном ударе. Ориентировочная величина отказа принимается равной для глинистых грунтов 1—2 см, а для песчаных — 0,5—1 см.

В зависимости от пористости и деформативных свойств грунта при применении трамбовок весом 2—4 Т величина понижения трамбовуемой поверхности может достигать 40—60 см.

Величина понижения поверхности при трамбовании является критерием применимости метода уплотнения тяжелыми трамбовками. По данным практики, уплотнение считается целесообразным, если величина понижения при трамбовании трамбовками весом 2—4 Т превышает 5 см для песков и 8 см для глинистых грунтов.

Величина понижения приблизительно определяется по формуле

$$\Delta h_{\text{уп}} = \frac{\epsilon_0 - 0,5(\epsilon_{\text{уп}} + \epsilon_{\text{пр}})}{1 + \epsilon_0} \cdot h_{\text{уп}}, \quad (\text{V-2})$$

где ϵ_0 — коэффициент пористости грунта природного сложения;

$\epsilon_{\text{уп}}$ — минимальное значение коэффициента пористости у поверхности уплотненного слоя;

$\epsilon_{\text{пр}}$ — коэффициент пористости грунта на нижней границе достаточно уплотненного слоя (при проектном значении объемного веса скелета грунта);

$h_{\text{уп}}$ — толщина слоя, получаемая по формуле (V-1).

Коэффициент пористости уплотненного грунта определяется по формуле

$$\epsilon_{\text{пр}} = \frac{\gamma_{\text{уд}}}{\gamma_{\text{ск}}} - 1, \quad (\text{V-3})$$

где $\gamma_{\text{ск}}$ — объемный вес скелета уплотненного грунта.

Коэффициент пористости у поверхности уплотненного слоя определяется по формуле

$$\epsilon_{\text{уп}} = \frac{W_{\text{опт}} \gamma_{\text{уд}}}{100 \gamma_{\text{в}}}, \quad (\text{V-4})$$

где $\gamma_{\text{уд}}$ — удельный вес грунта (2,65—2,78 Т/м³);

$W_{\text{опт}}$ — оптимальная влажность грунта.

Уплотнение следует производить при оптимальной влажности грунта. Оптимальная весовая влажность в процентах $W_{\text{опт}}$ для глинистых грунтов принимается равной $W_p + (1 \div 3\%)$, где W_p — влажность на границе раскатывания.

При уплотнении грунтов, у которых влажность меньше оптимальной, производится искусственное доувлажнение грунта. Коли-

чество воды Q , которое требуется для доувлажнения грунта до оптимальной влажности, определяется по формуле

$$Q = \gamma_{\text{в}} \frac{(W_{\text{опт}} - W)}{100} \cdot h_{\text{уп}} F, \quad (\text{V-5})$$

где W — естественная влажность грунта, %;

F — площадь уплотняемой зоны, м².

Трамбование производится через 12—24 ч после проникания воды в грунт. Если поверхность грунта остается влажной, то она покрывается слоем толщиной 5—10 см из сухого грунта, кирпичного боя или негашеной извести.

При проведении уплотнения тяжелыми трамбовками котлованы и траншеи для фундаментов не откапываются на проектную глубину. Величина недобора грунта назначается равной величине $\Delta h_{\text{уп}}$, определяемой по формуле (V-2).

В тех случаях, когда по расчетам основания требуется толщина уплотненного слоя 3,5—5,5 м или когда необходимая толщина слоя уплотненного грунта в основании не может быть получена имеющимися в наличии трамбовки, уплотнение производится в два слоя.

При уплотнении просадочных макропористых грунтов тяжелыми трамбовками грунты в пределах уплотненного слоя становятся непросадочными.

До начала производства работ производится уплотнение в опытном котловане для определения величины недобора грунта, отказа при трамбовании и количества ударов при трамбовании данных грунтов данной трамбовкой. Чтобы вести наблюдение за изменением отметки дна опытного котлована под воздействием трамбования, забиваются металлические штыри диаметром 20—25 мм, длиной 250 мм заподлицо с поверхностью дна котлована.

В процессе трамбования нивелирование отметок головок штырей производится через один-два удара по всей трамбуемой площади и определяются отказ, минимальное количество ударов при уплотнении трамбования, и уточненная величина недобора при отрывке траншей и котлованов.

Для контрольного определения толщины уплотняемого слоя при трамбовании отрывается шурф, из которого через 0,25 м отбираются монолиты и по ним устанавливают свойства уплотненных грунтов.

Схема производства работ по поверхностному уплотнению грунта тяжелыми трамбовками показана на рис. V-4.

Пример 1. Установить целесообразность применения трамбования тяжелыми трамбовками макропористого суглинка, который имеет следующие физические характеристики: $W_p = 16\%$, $W = 10\%$, $\epsilon_0 = 1,0$ и $\gamma_{\text{уд}} = 2,7 \text{ Т/м}^3$. Толщина уплотненного слоя принимается равной 2,0 м.

1. Принимаем проектное значение плотности грунта согласно положениям, указанным выше, равным $1,6 \text{ Т/м}^3$, и вычисляем значение коэффициента пористости по формуле (V-3):

$$e_{\text{пр}} = \frac{\gamma_{\text{уд}}}{\gamma_{\text{ск}}} - 1 = \frac{2,7}{1,6} - 1 = 0,69.$$

2. Определяем максимальное значение коэффициента пористости грунта под трамбовкой по формуле (V-4):

$$e_{\text{уп}} = \frac{W_p \gamma_{\text{уд}}}{100 \gamma_{\text{в}}} = \frac{16 \cdot 2,7}{100} = 0,432.$$

3. Вычисляем величину понижения трамбуемой поверхности по формуле (V-2):

$$\Delta h_{\text{уп}} = \frac{1 - 0,5(0,43 + 0,69)}{1 + 1} \times 2 = 44 \text{ см},$$

что больше 8 см , т. е. уплотнение основания эффективно.

Используем полученную величину понижения трамбуемой поверхности для установления величины недобора при рытье котлованов под фундаменты в размере 40 см .

4. Определяем количество воды, необходимое для доувлажнения (так как весовая влажность грунта менее оптимальной), по формуле (V-5):

$$Q = \gamma_{\text{ск}} (W_{\text{опт}} - W) / 100 = 1,6 (18 - 10) 0,01 = 0,128 \text{ м}^3$$

воды на 1 м^3 грунта.

При толщине слоя уплотняемого грунта $2,0 \text{ м}$ общее количество воды составит $0,256 \text{ м}^3$ воды на 1 м^2 уплотняемой площади.

2. **Песчаные подушки** широко используются для замены сильносжимаемых грунтов в основании фундаментов (при толщине слоя до 5 м) и в качестве подготовки искусственного основания на водонасыщенных глинистых грунтах.

Песчаные подушки применяются в следующих целях:

1) для уменьшения осадки фундаментов сооружения, если модуль деформации песка в теле песчаной подушки (обычно $120-200 \text{ кг/см}^2$) больше, чем модуль деформации грунтов основания;

2) для увеличения устойчивости фундаментов, если прочностные характеристики (угол внутреннего трения и сцепление) песка в песчаной подушке больше, чем у грунтов основания;

3) для более равномерной осадки соседних фундаментов за счет перераспределения напряжений на лежащие под подушкой грунты;

4) для уменьшения глубины заложения фундаментов;

5) для замены пучинистых грунтов выше глубины промерзания грунтов;

6) для упрочнения водонасыщенных глинистых грунтов, залегающих ниже песчаной подушки, за счет дренирования поровой воды в песчаную подушку.

Песчаные подушки устраиваются толщиной от $0,5$ до $6,5 \text{ м}$. Размеры песчаной подушки устанавливаются технико-экономическим расчетом в зависимости от нагрузок сооружения и стоимости песка в данном районе.

Песчаные подушки желательно устраивать из крупного и среднезернистого песка. Пылеватые и глинистые частицы, находящиеся в песке, резко снижают его прочностные свойства при водонасыщении (явление пльвунности) и способствуют пучению, поэтому процент содержания пылеватых и глинистых частиц должен быть ограничен.

Минимальная толщина песчаной подушки под фундаментом определяется из условия, чтобы осадка песчаной подушки и нижележащих грунтов была бы меньше допустимой величины осадки для данного сооружения.

Расчет производится следующим образом. Зная гранулометрический состав песка (задаваясь максимальной величиной относительной плотности $I_n = 0,7$), определяют коэффициент пористости уплотненного песка в теле песчаной подушки и устанавливают соответствующий этому значению модуль общей деформации песка. Затем устанавливают эпюру распределения вертикальных напряжений над фундаментом с учетом двухслойного основания, используя решение К. Е. Егорова (см. Н. А. Цытович. Механика грунтов, 1968).

Зная модуль общей деформации песка, модуль общей деформации грунтов и эпюру распределения вертикальных напряжений в основании, путем подбора определяется такая толщина песчаной подушки, чтобы осадка фундаментов данного сооружения была бы меньшей или равной допустимой осадке для данного сооружения.

Размеры песчаной подушки в плане должны обеспечивать устойчивость грунта вокруг песчаной подушки от действия горизонтальных нормальных напряжений σ_x , σ_y и касательных сил.

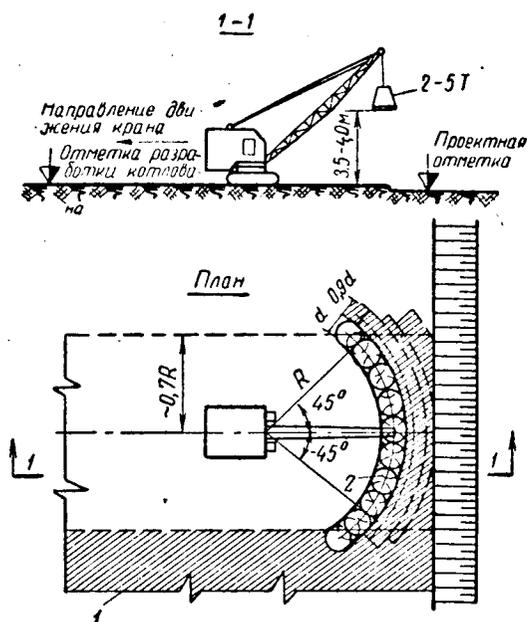


Рис. V-4. Схема производства работ по уплотнению грунта тяжелыми трамбовками:

1 — уплотненный грунт; 2 — полоса уплотнения грунта с одной стойки экскаватора

При забивке сердечника уплотнение грунта происходит не только по периметру получаемой скважины, но, по данным опыта, и ниже башмака на 1 м.

Глубинное уплотнение энергией взрыва осуществляется с отметки, превышающей отметку заложения фундаментов не менее чем на 2 м и несколько превышающей толщину слоя, который взрыхляется в результате взрыва. Уплотнение состоит из следующих операций.

В месте размещения грунтовой сваи с помощью молота или вибратора и буровых штанг пробивают на расчетную глубину скважину-

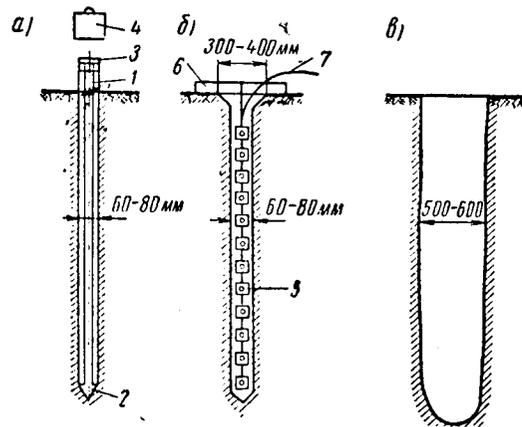


Рис. V-7. Схема устройства грунтовых свай энергией взрыва:

а — устройство скважины-шпура; б — размещение ВВ в скважине-шпуре; в — скважина после взрыва (до засыпки грунтом); 1 — буровые штанги; 2 — башмак; 3 — наголовник; 4 — молот; 5 — заряды ВВ; 6 — деревянный брус для подвески зарядов; 7 — детонирующий шнур

храняют вертикальные откосы без обсадных труб в течение длительного времени.

Засыпка скважины, образованной тем или другим способом, производится тем же глинистым грунтом порциями по 100—120 кг с послойным уплотнением.

Уплотнение производится трамбуемым снарядом, имеющим форму параболоидного клина, диаметром 28—32 см и весом 350 кг, сбрасываемым с высоты 2,5—3 м.

В настоящее время создана машина для набивки грунтовых свай в скважинах *. Электронное устройство этой машины обеспечивает высокое качество уплотнения при непрерывной засыпке скважины грунтом. Объемный вес скелета уплотненного грунта составляет 1,75 г/см³. Сваи устраиваются на глубину до 20 м.

* Ю. М. А бел е в [и др.]. Машина для изготовления грунтовых свай. Изд. НИИОМТПа, 1965.

В 1965—1966 гг. было предложено использовать станки ударно-канатного бурения БС-1 при устройстве скважин для грунтовых свай диаметром 42—50 см. Уплотнение засыпанного грунта производится тем же станком БС-1 с наконечником в виде параболоидного клина и гарантирует получение высокоуплотненного грунта в теле грунтовой сваи с объемным весом скелета до 1,85 Т/м³.

Проектирование глубинного уплотнения грунтовыми сваями заключается в определении средней плотности грунта в уплотняемом основании, при которой грунт практически не обладает просадочными свойствами или достигает определенной прочности. Устранение просадочных свойств обычно происходит при $\gamma_{ск} = 1,6 \text{ Т/м}^3$.

Коэффициент пористости уплотненного грунта составит

$$e_{уп} = \frac{\gamma_{уд}}{\gamma_{ск}} - 1. \quad (V-6)$$

Для среднего значения удельного веса глинистых макропористых (лёссовых) грунтов 2,7 Т/м³ коэффициенты пористости при расчетных значениях плотности приведены в табл. V-2.

Таблица V-2

Коэффициенты пористости уплотненных макропористых грунтов

Расчетная плотность $\gamma_{ск}$, Т/м ³ . . .	1,6	1,65	1,7	1,75
Коэффициент пористости уплотненного грунта $e_{уп}$	0,970	0,636	0,588	0,542

Необходимое отношение площади сечения отверстий для грунтовых свай к 1 м² площади основания определяется по формуле

$$\Omega = \frac{e_0 - e_{уп}}{1 + e_0}. \quad (V-7)$$

В зависимости от природной пористости грунта и проектной плотности его после уплотнения и диаметра пробиваемых отверстий в грунте устанавливается расстояние между центрами грунтовых свай d . Расстояния между грунтовыми сваями L в долях от среднего диаметра сечения отверстий для грунтовых свай приведены в табл. V-3.

Площадь уплотняемого основания, как правило, должна быть больше площади фундамента и устанавливается из расчета уплотнений всей зоны, в пределах которой проявляется деформация просадки. Границами этой зоны служит изобара начального давления, при которой проявляются просадочные свойства.

Таблица V-3

Рекомендуемые расстояния между грунтовыми сваями

Природная пористость грунта, %	55	52	50	48	46	44
Коэффициент пористости грунта природного сложения	1,224	1,084	1,0	0,92	0,85	0,785
Ω в м^2 при $\gamma_{\text{ск}} = 1,65 \text{ Т/м}^3$. . .	0,264	0,224	0,182	0,149	0,115	0,084
Расстояние между грунтовыми сваями	1,8	2,0	2,25	2,5	2,75	3,25
Ω в м^2 при $\gamma_{\text{ск}} = 1,7 \text{ Т/м}^3$	0,298	0,286	0,206	0,173	0,142	0,110
Расстояние между грунтовыми сваями	1,75	1,75	2,1	2,25	2,5	3,0
Ω в м^2 при $\gamma_{\text{ск}} = 1,7 \text{ Т/м}^3$	0,321	0,260	0,229	0,198	0,166	0,137
Расстояние между грунтовыми сваями	1,6	1,8	2,0	2,1	2,25	2,5

Грунтовые сваи размещаются в плане по вершинам равностороннего треугольника. Независимо от количества грунтовых свай, получаемого по расчету, число рядов их по длине и ширине фундамента принимается не менее трех.

Скважины, полученные за счет уплотнения грунта, обычно заполняются местным глинистым грунтом, желательно при оптимальной влажности с тщательным послойным уплотнением. Необходимое количество грунта Q по весу для засыпки этих скважин устанавливается расчетом по формуле

$$Q = \frac{\omega_{\text{ср}} \gamma}{1 + e_{\text{уп}}} \left(1 + \frac{W_{\text{св}}}{100} \right) l_{\text{св}}, \quad (\text{V-8})$$

где $\omega_{\text{ср}}$ — площадь поперечного сечения грунтовой сваи;

$l_{\text{св}}$ — длина сваи;

$W_{\text{св}}$ — влажность грунта в теле грунтовой сваи.

Песчаные сваи применяются для глубинного уплотнения сильносжимаемых глинистых грунтов, рыхлых песков, заторфованных грунтов, а также в отдельных случаях водонасыщенных глинистых грунтов.

Песчаные сваи изготавливаются следующим образом (рис. V-8). В грунт вибратором или свайным молотом погружается пустотелая металлическая труба с инвентарным самораскрывающимся наконечником (башмаком). Диаметр трубы выбирается равным или несколько меньшим диаметра песчаной сваи. Труба имеет в верхней части во-

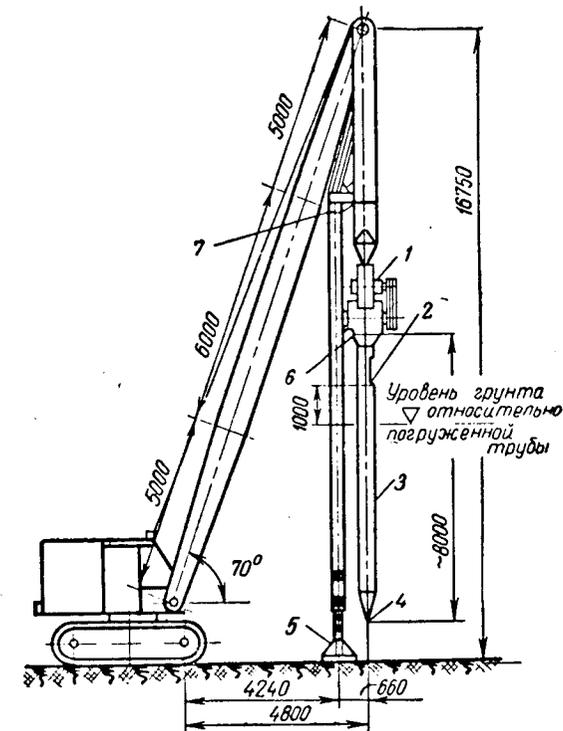


Рис. V-8. Схема установки для устройства песчаных свай:

1 — вибратор 102; 2 — загрузочное отверстие; 3 — обсадная труба $d = 325 \text{ мм}$; 4 — инвентарный башмак; 5 — выдвижной упор; 6 — направляющая вибратора; 7 — направляющая мачта

ронку, через которую засыпается песок. После погружения трубы с закрытым наконечником (створки наконечника соединяются, и снизу на них надевается металлическое или веревочное кольцо) на проектную глубину через отверстие в верхней части трубы, или воронку, в нее засыпается песок. Если песчаная свая имеет длину до 5 м, песок засыпается в трубу на 0,8—1 м выше, чем проектная длина сваи, и труба медленно при работающем вибраторе поднимается (при длине сваи, большей 5 м, песок в трубу засыпается на

высоту 2—3,5 м). При подъеме трубы кольцо за счет трения с окружающим грунтом снимается со створок наконечника. Наконечник раскрывается, и песок под действием собственного веса и вибрации высыпается в образованную трубой скважину. Для лучшего выхода песка из металлической трубы песок часто искусственно увлажняют до полного водонасыщения, а в обсадную трубу подают сжатый воздух, герметически закрывая при этом воронку для засыпки песка.

Песчаные и грунтовые сваи, устроенные в толще слабых грунтов, работают иначе, чем жесткие (металлические, железобетонные, деревянные) сваи. При забивке жестких сваях в толщу слабых грунтов грунты между сваями уплотняются, но и после уплотнения их модуль деформации будет в сотни раз меньше модуля упругости (деформации) материала жестких свай. Поэтому при нагрузке основания, уплотненного жесткими сваями, основная часть нагрузки воспринимается сваями, которые передают эту нагрузку через свои острия нижних концов подстилающим грунтам, т. е. на нижележащие грунты передается основная часть нагрузки (особенно в тех случаях, когда боковое трение свай о грунт незначительно).

При устройстве песчаных или грунтовых свай их сжимаемость незначительно отличается от сжимаемости уплотненного окружающего грунта. Поэтому песчаный столб (свая) воспринимает нагрузку совместно с окружающим его уплотненным грунтом. При устройстве песчаных (грунтовых) свай получается не свайный фундамент, а уплотненное основание со средним модулем деформации, значительно превышающим модуль деформации неуплотненного грунта.

Особенность работы песчаных свай заключается также и в том, что они работают и как дрены, отводя поровую воду из водонасыщенных грунтов на поверхность. В связи с дренирующими свойствами песчаных свай даже слабые водонасыщенные глинистые грунты быстро упрочняются в основании.

Проектирование песчаных свай заключается в определении количества песчаных свай, их диаметра и глубины.

Методика проектирования песчаных свай в основании сооружений по деформациям заключается в следующем.

Рассчитывается величина осадки фундаментов сооружения на естественном основании. Сравнивая величину осадки, полученную по расчету, с допускаемой величиной осадки, устанавливают величину модуля общей деформации уплотненного грунта, при котором осадки сооружения будут равны или меньше допускаемой. Если основание сложено несколькими слоями грунтов, определяется приближенно среднее значение модуля общей деформации в пределах активной зоны. Используя зависимость между модулем общей деформации E_0 (или коэффициентом сжимаемости a_0) и коэффициентом пористости (компрессионная зависимость или результаты испытания опытных полевых штампов), определяют требуемый коэффи-

циент пористости грунта после уплотнения грунтов основания песчаными сваями $e_{уп. расч.}$.

Методика расчета песчаных свай по устойчивости основания (1-е предельное состояние) для однородного грунта состоит в следующем. По выбранному расчетному методу определения устойчивости (круглоцилиндрических поверхностей теории предельного равновесия и др.) устанавливаются необходимые прочностные характеристики уплотненного грунта (угол внутреннего трения и сцепление), при которых устойчивость основания будет обеспечена. Используя зависимость изменения прочностных характеристик от плотности-влажности, устанавливают необходимую плотность грунта (коэффициент пористости), при которой прочностные характеристики уплотненного грунта будут большими или равными тем, которые требуются для обеспечения устойчивости.

Грунт не может быть уплотнен песчаными сваями до любой плотности (пористости). Как показали исследования, при уплотнении песчаными сваями минимальный коэффициент пористости $e_{уп}$ уплотняемого песчаного грунта равен величине, при которой относительная плотность I_p составляет 0,7—0,8 и определяется по формуле

$$e_{уп} = e_{макс} - I_p (e_{макс} - e_{мин}), \quad (V-9)$$

где $e_{макс}$ — коэффициент пористости песка в рыхлом сложении;
 $e_{мин}$ — коэффициент пористости песка в предельно плотном состоянии.

Приближенное значение $e_{уп}$ глинистых грунтов может быть установлено в зависимости от физико-механических свойств по формуле

$$e_{уп} = \frac{\gamma_{уд}}{\gamma_v \cdot 100} (W_p + 0,5W_n). \quad (V-10)$$

В том случае, если необходимый по расчету коэффициент пористости $e_{уп. расч}$ получается большим минимального значения коэффициента пористости уплотненного грунта $e_{уп}$ по формулам (V-9) и (V-10), применение песчаных свай для достижения требуемой плотности (коэффициент пористости) эффективно. Если же грунт не может быть уплотнен песчаными сваями до необходимой плотности, применение песчаных свай нецелесообразно.

Большинство грунтов в естественном залегании обладает определенной прочностью. При забивке в такой грунт инвентарной сваи за счет сотрясения и деформирования у грунта снижается прочность (вследствие уменьшения сцепления между частицами). После устройства свай в результате уплотнения грунта между песчаными сваями (уменьшения пористости уплотняемого грунта), процесс консолидации, тиксотропии и т. п. у уплотненного грунта повышается прочность. В связи с этим максимальное значение установленного коэффициента пористости $e_{уп}^{макс}$ по проекту должно обеспечить

более высокие прочностные и деформативные характеристики грунтов, чем до уплотнения грунтов ненарушенной структуры. Несоблюдение этого положения привело к большим осадкам промышленного цеха в г. Клайпеде.

Выбранная величина коэффициента пористости уплотненного грунта $e_{уп}$ является основным показателем при проекте уплотнения грунтов песчаными сваями.

Площадь уплотняемого основания F_0 должна превышать площадь фундамента за счет полосы уплотненного грунта по его периметру шириной $0,2a$ (где a — ширина фундамента).

Отношение площади сечения песчаных свай к $1 м^2$ уплотняемого основания определяется по формуле

$$\Omega = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{e_0 - e_{уп}}{1 + e_0}. \quad (V-11)$$

Здесь $\frac{\Delta e}{1 + e_0}$ представляет собой уменьшение единицы объема скелета грунта природного сложения в результате его уплотнения до заданной степени плотности.

Общее количество песчаных свай N в уплотняемом основании площадью F_0 составит

$$N = \frac{\Omega F_0}{\omega}, \quad (V-12)$$

где ω — площадь сечения инвентарной сваи, используемой для устройства песчаных свай.

При большом количестве песчаных свай они размещаются в плане по вершинам равностороннего треугольника (рис. V-9).

Из рисунка видно, что грунт между сваями будет уплотнен за счет уменьшения объема на половину площади сваи. При расположении свай по вершинам равностороннего треугольника расстояние между сваями L будет равно

$$L = d_{св} \sqrt{\frac{\pi \gamma_{уп}}{2 \sqrt{3} (\gamma_{уп} - \gamma)}}, \quad (V-13)$$

$$\gamma_{уп} = \frac{\gamma_{ух}}{1 + e_{уп}} (1 + 0,01W), \quad (V-14)$$

$d_{св}$ — диаметр песчаной сваи, м;

$\gamma_{уп}$ — объемный вес уплотненного грунта, $T/м^3$;

γ — объемный вес грунта до уплотнения, $T/м^3$;

W — влажность грунта до уплотнения, %.

Эффект глубинного уплотнения обеспечивается лишь в том случае, когда в полученную скважину засыпается необходимое количество песка (по весу), которое уплотняется до достижения проек-

тного значения плотности грунта. Необходимый вес песка на $1 м$ песчаной сваи определяется по формуле

$$G = \frac{\omega_{ср} \gamma_{ух}}{1 + e_{уп}} \left(1 + \frac{W_1}{100} \right), \quad (V-15)$$

где $\gamma_{ух}$ — средний удельный вес песка, используемого для засыпки скважин;

W_1 — весовая влажность песка во время производства работ, %.

Глубина уплотнения принимается равной сжимаемой толще грунтов основания. Для слабых водонасыщенных глинистых грунтов глубина уплотнения принимается до отметки, где дополнительное вертикальное удельное давление на грунт, передаваемое фундаментом, составляет $0,2—0,3 кГ/см^2$. Во всех случаях глубину уплотнения целесообразно принимать примерно не менее двух ширин фундамента для прямоугольных фундаментов и трех-четырех для ленточных.

По данным опытов, величина расчетного сопротивления основания уплотненного глинистого грунта колеблется от 2 до 3 $кГ/см^2$. В ответственных случаях значение модуля общей деформации уплотненного грунта и величина расчетного сопротивления основания устанавливаются на основании проведения опытного уплотнения с последующими испытаниями пробными нагрузками. В этом случае испытания проводятся с опытными фундаментами возможно большего размера (не менее $4,0 м^2$).

Песчаные сваи широко применялись при строительстве жилых домов в г. Риге, промышленных комплексов в Литовской ССР, различных дорожных, промышленных и жилых сооружений за рубежом.

Практика применения песчаных свай показала, что, хотя количество свай получается на 30—50% больше по сравнению с количеством железобетонных свай, стоимость уплотнения в 2—2,5 раза меньше, чем стоимость основания при применении железобетонных свай. Преимущество песчаных свай заключается также в том, что для их устройства не требуется металла, цемента, дерева. На них не влияют блуждающие токи и агрессивные грунтовые воды.

Известковые сваи применяются для глубинного уплотнения водонасыщенных глинистых и заторфованных грунтов. Они изготавливаются по той же технологии, что и песчаные сваи, с помощью инвентарной сваи (обсадной трубы). В грунтах, у которых вертикальные стенки сохраняются в течение некоторого времени (заторфованные грунты, макропористые и др., обладающие структурной прочностью сжатия), известковые сваи могут быть устроены без инвентарной сваи.

Известь засыпается в скважину послойно при высоте слоя $1,0—1,5 м$ и утрамбовывается трамбовкой параболического типа

(как при уплотнении грунта в грунтовых сваях) весом 350—450 кг. В результате трамбования (по данным откопки известковых свай) диаметр известковой сваи увеличивается на 20%.

Известковая свая работает в грунте следующим образом. Первоначально грунт уплотняется при забивке в него трубы с закрытым концом. После засыпки извести и ее послойного трамбования грунт, как показано выше, также несколько уплотняется. Негашенная известь при гашении увеличивается в объеме до двух раз (в зависимости от химического состава), т. е. грунт между известковыми сваями дополнительно обжимается при гашении извести.

Негашенная известь при взаимодействии с водой выделяет большое количество тепла (280 ккал на 1 кг окиси кальция), температура экзотермической реакции составляет 120—160° С. В результате воздействия высокой температуры вокруг известковой сваи происходит испарение определенного количества поровой воды водонасыщенных грунтов, что ускоряет процесс их уплотнения.

При взаимодействии негашенной извести и окружающего водонасыщенного глинистого или заторфованного грунта вследствие физико-химических процессов происходит существенное увеличение прочностных характеристик грунта в областях, смежных с поверхностью сваи.

Известковые сваи успешно применялись для устройства искусственного основания промышленных и гражданских сооружений в Риге, Барнауле, Новокузнецке и др.

Известковые сваи применяются также совместно с другими методами уплотнения грунтов. Например, при строительстве Барнаульского моторного завода (1966 г.), в основании которого залегла 25-метровая толща водонасыщенных лёссовых грунтов текучей и текучепластичной консистенции, было устроено более 600 известковых свай диаметром 24 см, расположенных друг от друга на расстоянии 2,5 м. После устройства известковых свай влажность грунта снизилась на 5—8% и лёссовидные суглинки (число пластичности 7—9) приобрели полутвердую консистенцию. После этого лёссовые грунты, уплотненные известковыми сваями, были уплотнены до отката тяжелыми трамбовками, а сверху была устроена грунтовая подушка толщиной 2 м, также уплотненная тяжелыми трамбовками. В результате искусственного уплотнения сжимаемость их резко уменьшилась (модуль деформации грунтов до уплотнения 27 кг/см², после уплотнения 80—90 кг/см²), а сцепление увеличилось в 1,5—3 раза.

Известковые сваи после взаимодействия с водой быстро упрочняются. Прочность на одноосное сжатие составляет 10—25 кг/см².

Проектирование основания с известковыми сваями аналогично расчету основания с песчаными сваями. Однако в качестве расчетного диаметра сваи следует принимать не диаметр инвентарной сваи, при помощи которой устраиваются известковые сваи, а больший диаметр, увеличенный с учетом расширения площади извест-

ковой сваи при уплотнении извести трамбовкой и увеличения диаметра известковой сваи при гашении извести.

Необходимо отметить, что эффективность работы известковых свай существенно зависит от химического состава извести, и в первую очередь от содержания MgO и CaO, которые существенно определяют свойства извести.

Так, например, доломитовая известь мало увеличивается в объеме при гашении по сравнению с кальциевой известью.

К недостаткам известковых свай по сравнению с песчаными следует отнести их практическую водонепроницаемость после гашения извести, что несколько снижает их эффективность при работе в водонасыщенных глинистых грунтах.

Как правило, известь, используемая для свай из местных карьеров и заводов, имеет очень низкую стоимость, и известковые сваи относятся к одним из самых дешевых способов искусственного улучшения свойств оснований.

Шпунтовые ограждения применяются для крепления стен котлована (см. § 43) и в отдельных случаях для улучшения оснований.

Шпунтовые ограждения используются для повышения устойчивости основания при возведении сооружений на сильносжимаемых грунтах с малым сопротивлением грунтов сдвигу и для фундаментов, к которым приложена горизонтальная нагрузка.

Шпунтовая стенка устраивается вокруг фундамента или нескольких фундаментов, образуя замкнутую ячейку. В этом случае грунт под подошвой фундаментов сжимается без возможности бокового расширения, в результате чего осадка фундаментов уменьшается.

Краевая критическая нагрузка (см. Н. А. Цытович. Механика грунтов, 1968), которая может быть приложена к фундаменту без образования пластических зон в его основании, а также величина нормативного давления, для которого можно использовать теорию линейно деформируемых тел, увеличиваются, так как при расчетах этих величин глубина заложения фундамента h принимается равной глубине забивки шпунта.

Шпунтовые ограждения часто используют для усиления основания при устройстве песчаных подушек на сильносжимаемых грунтах при опасности их расползания в стороны из-под фундамента (потеря устойчивости).

Глубинное виброуплотнение. Глубинное уплотнение сыпучих грунтов (песок, насыпные грунты) можно осуществить виброуплотнением. При воздействии вибрации контакты между частицами нарушаются и под воздействием инерционных сил вибрации и сил тяжести происходит передвижение частиц. Для плотных песков в результате вибрации происходит увеличение пористости, а для рыхлых — уменьшение.

Как показали исследования, при помощи виброуплотнения объемный вес скелета среднезернистого и мелкозернистого песков

может быть доведен до 1,60—1,75 Г/см³ (степень плотности достигает в среднем $I_p = 0,7 \div 0,9$).

Глубинное виброуплотнение применяется в случаях, когда необходимо произвести уплотнение песка на глубину более 1,5 м.

Для проектирования виброуплотнения необходимо установить лабораторными опытами зависимость между изменением коэффи-

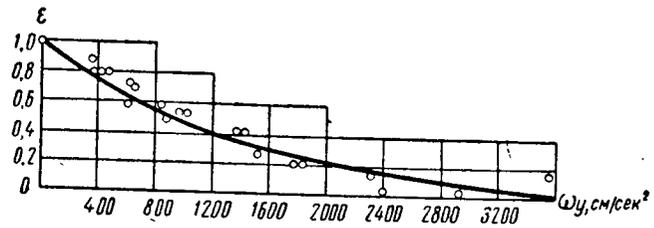


Рис. V-10. График зависимости между коэффициентом пористости среднезернистого песка ϵ и ускорением колебаний ω_y (виброкомпрессионная кривая)

циента пористости песка ϵ и ускорением колебаний ω_y . Кривая зависимости коэффициента пористости для среднезернистого песка от ускорения колебаний показана на рис. V-10. Из рисунка видно, что по мере увеличения значения ω_y коэффициент пористости грунта уменьшается. Эта кривая получила наименование *виброкомпрессионной кривой* и дает возможность определить пределы возможного уплотнения песка данного гранулометрического состава. Пользуясь виброкомпрессионной кривой, можно установить необходимое ускорение колебаний для получения проектной плотности песка в основании соору-

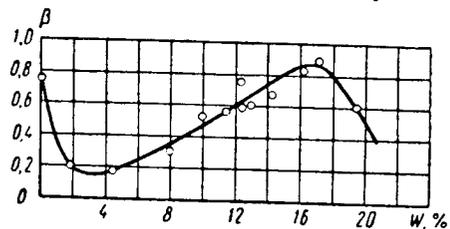


Рис. V-11. График зависимости коэффициента виброуплотнения β песка от влажности W

Исследования показали, что влажность песка имеет определяющее влияние на эффект виброуплотнения. При незначительной влажности песка, например 3—5%, эффект вибрации оказывается минимальным. Обусловливается это тем, что при такой влажности возникают силы сцепления между частицами песка, которые не могут быть преодолены ускорением колебаний.

На рис. V-11 показана экспериментальная кривая зависимости коэффициента виброуплотнения β от влажности. Из этого графика видно, что при влажности песка выше некоторой величины (капиллярной влагоемкости 14—15%) коэффициент виброуплотнения имеет наибольшее значение и приближается к значению для

сухого песка, у которого силы сцепления между частицами равны нулю.

Погружение глубинного вибратора (вибробулавы) в песок возможно лишь при условии преодоления лобового сопротивления грунта. Последнее сводится к минимуму при погружении вибратора с подмывом.

Уплотнение песка достигается в результате воздействия струи воды и вибрации. При нагнетании в грунт воды через трубку диаметром 19—25 мм при напоре 4—5 ат происходит размыв песка и его разрыхление за счет движения воды вверх (гидродинамическое давление). В результате этого частицы грунта как бы взвешиваются — мелкие частицы поднимаются к поверхности уплотняемой зоны, а более крупные под действием собственного веса и ускорения колебаний, способствующего как бы увеличению действия ускорения силы тяжести, плотно укладываются внизу. Так как радиус распространения колебаний относительно невелик, ускорение колебаний сообщается частицам песка в пределах небольшой области. Чтобы уплотнить грунт в пределах всей площади, занимаемой фундаментом, необходимо погружать вибробулаву по некоторой сетке (в шахматном порядке) в зависимости от радиуса действия вибратора.

Для гидровиброуплотнения применяются высокочастотные вибраторы, как специально запроектированные, так и выпускаемые промышленностью для виброуплотнения бетона. Водонасыщение и подмыв песка осуществляются с помощью игл специальной конструкции. Иглы представляют собой стальные трубки диаметром 19—25 мм с заостренным концом. Нижняя часть трубок имеет перфорированную часть длиной 50—60 см с диаметром отверстий 5—6 мм.

При применении специальных гидровибраторов подача воды в грунт происходит через специальные сопла, входящие в конструкцию вибробулавы. Общая схема гидровибрационной установки показана на рис. V-12.

Гидровибрационная установка состоит из мощного вибратора 1, подвешенного к крану на гусеничном ходу 2, насосной установки 3 для подачи воды через шланги к игле или вибратору и передвижной электростанции 4, если нет другого источника питания.

В последние годы получили применение гидровибраторы В-76 и В-97. Они состоят из собственно вибратора, прикрепленного шарнирно с помощью резиновой муфты для предохранения вспомогательных частей от колебаний вибратора. В корпусе вибратора в нижней и верхней его частях расположены сопла для подачи воды в грунт как при его погружении на проектную величину, так и при его извлечении.

Процесс уплотнения песчаного основания гидровибратором В-76 происходит в следующей последовательности: гидровибратор устанавливается в вертикальном положении над местом погружения,

включается электродвигатель вибратора и одновременно пускается вода через нижние сопла под давлением 6 ат. Погружение вибратора в этих условиях происходит под действием его собственного веса.

После погружения вибратора на заданную глубину подача воды через нижние сопла прекращается. Затем вода пускается в грунт через верхние сопла и производится извлечение вибратора с остановками через каждые 30—40 см (при непрерывающейся подаче воды в верхние сопла вибратора) на 40—120 сек в зависимости от времени, необходимого для уплотнения песка.

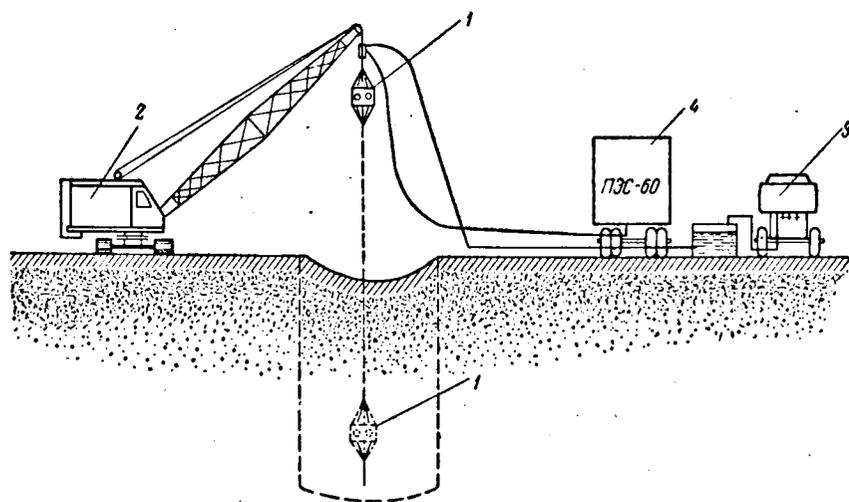


Рис. V-12. Схема гидровибрационной установки

Опыт применения вибратора В-76 на Волгоградгидрострое для уплотнения рыхлых песков показал следующие результаты: после одного погружения вибратора плотность песка повысилась с 1,52 до 1,62 T/m^3 при радиусе в 5—6 м: при глубине уплотнения в 3 м весь цикл работы занимал 10 мин и производительность установки составила 400 m^3 уплотненного грунта в час.

Глубинное уплотнение несвязных грунтов может быть осуществлено при помощи колебаний, вызванных взрывами (метод В. А. Флорина — П. Л. Иванова применяется для уплотнения рыхлых песков под водой), используя пневмопульсационные установки, работающие от компрессоров (метод Д. А. Трофимова-Яковлева), или применяя электроискровой метод (метод Г. М. Ломизе), и другими способами.

Следует отметить, что все перечисленные выше методы уплотнения песков эффективны для крупно-, средне- и иногда мелкозернистых песков.

Методика уплотнения пылеватых песков при помощи вибрационных методов в настоящее время не разработана.

Глубинное уплотнение несвязных грунтов с использованием энергии вибраций может быть применено для уплотнения песчаных оснований под фундаментами машин в сейсмических районах, для насыпного грунта в пазухах уплотнения около фундаментов и подземных сооружений, для уплотнения вечномерзлых несвязных грунтов после их оттаивания паровыми иглами, уплотнения песчаных подушек и др.

Контроль качества уплотнения может быть осуществлен с помощью зондов той или иной конструкции или испытанием уплотненных грунтов пробными нагрузками.

§ 20. ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ ОБЖАТИЕ ГРУНТОВ

Одним из методов искусственного улучшения основания является предварительное обжатие грунтов основания давлением, равным или большим давления от фундаментов сооружения.

Предварительное обжатие грунтов осуществляется либо пригрузкой в виде насыпи, либо понижением уровня грунтовых вод в водонасыщенных грунтах.

Применение земляных насыпей для предварительного обжатия используется для взлетных дорожек, автомобильных и железных дорог и промышленных сооружений.

Сложность применения предварительного обжатия насыпью слабых водонасыщенных грунтов заключается в малом сопротивлении этих грунтов сдвигу. Поэтому при отсыпке высоких насыпей происходит выпор грунтов основания. Чтобы предотвратить возможный выпор, следует принять меры по ускорению консолидации слабых грунтов (вертикальные песчаные дрены, дренажные прорези, электроосмос и т. п.), в результате чего увеличится сопротивление грунтов сдвигу и их можно обжать более высокой насыпью без выпора основания.

Сложность применения метода обжатия основания насыпью заключается также в необходимости транспортирования огромного количества материала для насыпи, необходимости применения широкой насыпи для обжатия грунтов на большую глубину и длительности обжатия, особенно в тех случаях, когда основание сложено малопроницаемыми глинистыми грунтами.

При необходимости обжатия грунта в пределах большой площади в водонасыщенных грунтах (при коэффициенте фильтрации меньше 10^{-5} см/сек) целесообразно использовать обжатие грунта понижением уровня грунтовых вод.

1. Обжатие грунтов понижением уровня грунтовых вод. Площадь основания, где намечено обжатие грунтов, окружается иглофильтрами или колодцами, из которых производится откачка воды водопонижительной установкой. При понижительной установке депрес-

сионная нагрузка огромной величины (до миллионов тонн) передается с момента начала работы установки и определяется скоростью откачки.

Преимущество этого метода заключается в том, что можно обжечь слои грунта, лежащие на глубине до 35 м от поверхности, что потребовало бы применения насыпей больших размеров и большой толщины. Например, в г. Ярославле при понижении уровня грунтовых вод на 15 м (нагрузка 15 Т/м²) на площади диаметром около 2,2 км общая нагрузка предварительного обжигания грунтов основания была равна около 7,5 млн. Т.

2. Вертикальные дрены. Время уплотнения (консолидации) водонасыщенных грунтов в основании фундаментов, полов промышленных зданий, транспортных и гидротехнических сооружений очень велико. Это объясняется тем, что осадка водонасыщенного грунта может произойти только после отжатия из грунта воды, заполняющей поры. По теории фильтрационной консолидации, время уплотнения слоя водонасыщенного грунта пропорционально коэффициенту фильтрации и квадрату толщины уплотняемого грунта.

Так как прочностные и деформативные характеристики возрастают по мере уплотнения грунтов, а у глинистых малопроницаемых грунтов (коэффициент фильтрации 10⁻⁶—10⁻⁹ см/сек) процесс уплотнения (консолидации) длится десятилетия, возникает необходимость ускорить его.

Ускорения процесса уплотнения можно достигнуть при помощи вертикальных дрен. Идея этого метода заключается в том, что в толще уплотняемого водонасыщенного грунта устраиваются песчаные дрены, в результате чего пути фильтрации для отжимаемой воды из уплотняемого грунта уменьшаются и время уплотнения резко сокращается.

Вертикальные песчаные дрены изготавливаются при погружении обсадной трубы (инвентарной сваи) с последующим заполнением скважины песком. В отличие от песчаных свай при устройстве вертикальных дрен стремятся, чтобы грунт вокруг них не уплотнялся, так как у более плотного грунта уменьшается водопроницаемость. Вертикальные песчаные дрены устраиваются на глубину до 25 м, диаметром 30—50 см, на расстоянии 2—10 м друг от друга.

На поверхности вертикальных песчаных дрен устраивается песчаная подушка. Комбинированная конструкция дренажной системы (песчаная подушка и вертикальные дрены) обеспечивает консолидацию загружаемого основания за счет сокращения путей фильтрации воды, отжимаемой из пор грунта (рис. V-13).

Вместо вертикальных песчаных дрен могут быть применены вертикальные дрены из другого фильтрующего материала, например просеянного кислого шлака, картона и др.

Диаметр дрен назначается с учетом возможного заиливания части дрен при фильтрации.

Время уплотнения и расстояние между дренами определяется из решения пространственной задачи консолидации (см. Н. А. Цытович. Механика грунтов, 1963).

В том случае, когда консолидация протекает за счет движения поровой воды через вертикальные дрены и песчаную подушку, общая степень консолидации U (в долях от единицы) в любой момент времени определится из уравнения, соответствующего трехмерному движению воды:

$$1 - U = (1 - U_r)(1 - U_z), \quad (V-16)$$

где U_r — степень консолидации, происходящей за счет горизонтального движения воды через вертикальные дрены;

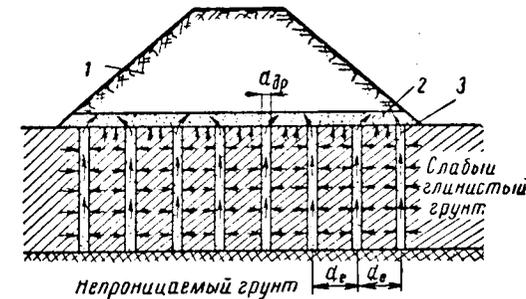


Рис. V-13. Схема устройства вертикальных песчаных дрен в основании насыпи:

1 — насыпь; 2 — песчаная подушка; 3 — вертикальные песчаные дрены (стрелками показано движение отжимаемой воды в дрены)

U_z — степень консолидации, протекающей за счет вертикального движения воды к поверхностному дренажу (в песчаной подушке).

Определение степени консолидации при радиальном горизонтальном движении воды в дрены можно произвести по формуле М. Ю. Абелева

$$U_r = \left[1 - \frac{p_{стр}}{q} - \frac{2}{3} \frac{\gamma_{в} i_0}{q} \left(R - \frac{r_0^2}{R^2} \right) \right] (1 - e^{-M't}) + \frac{p_{стр}}{q}, \quad (V-17)$$

где

$$M' = \frac{k_{ф.г}}{a_0 \gamma_{в}} \frac{1}{\left(\frac{R^2}{2} \ln \frac{R}{r_0} - \frac{3}{8} R^2 \right)}; \quad (V-18)$$

q — внешняя нагрузка, кг/см²;

$p_{стр}$ — структурная прочность сжатия грунта, кг/см²;

i_0 — начальный градиент напора;

t — время уплотнения, сутки;

$k_{ф.г}$ — коэффициент фильтрации в горизонтальном направлении, см/сутки;

γ_v — объемный вес воды, кГ/см^3 ;
 r_0 — радиус песчаной дрены, см ;
 R — половина расстояния между дренами, см ;
 a_0 — коэффициент сжимаемости, $\text{см}^2/\text{кГ}$.

Величина U_z приближенно может быть определена по формуле

$$U_z = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-Mt}, \quad (\text{V-19})$$

где

$$M = \frac{\pi^2 C_v}{4t^2}; \quad C_v = \frac{k_\phi}{a_0 \gamma_v} \cdot \beta; \quad \beta = \frac{q - p_{\text{стр}}}{q}; \quad (\text{V-20})$$

k_ϕ — коэффициент фильтрации в вертикальном направлении;
 h — толщина слоя уплотняемого грунта.

Формула (V-17) позволяет установить пределы эффективности метода вертикальных дрен. При большом значении структурной прочности сжатия глинистых грунтов и начального градиента напора применение вертикальных дрен нецелесообразно, т. е. если U_r больше 1 или меньше 0.

В том случае, если требуется ускорить уплотнение слоя водонасыщенного глинистого грунта толщиной до 6 м, а стоимость песка низкая, вместо устройства отдельных вертикальных дрен устраивают сплошные дренажные прорезы, которые отрывают траншейными экскаваторами на глубину до 5,5 м и засыпают песком (шлаком) для дренажа.

3. Электроосмос. Ускорить процесс уплотнения (консолидации) водонасыщенных глинистых грунтов можно не только путем сокращения путей движения отжимаемой поровой воды (вертикальный дренаж), но и повышая проницаемость грунтов (увеличивая коэффициент фильтрации) при коэффициенте фильтрации меньше 10^{-4} см/сек .

При пропускании через глинистый грунт постоянного электрического тока в грунте происходит передвижение воды к катоду. Это явление получило название электроосмоса.

Для пылеватых песков, супесей и легких суглинков при электроосмосе в качестве катода используется иглофильтр, из которого откачивается вода.

Исследования влияния электроосмотических процессов на фильтрационные свойства илов, глин текучей консистенции, заторфованных грунтов показали, что под воздействием постоянного тока коэффициент фильтрации увеличивается от 8 до 100 раз. Это объясняется тем, что часть прочно связанной воды, заполняющей поры в грунте, при пропуске через грунт постоянного тока становится свободной и площадь пор увеличивается.

При прохождении тока через водонасыщенный грунт наблюдается явление электрофореза, т. е. переноса глинистых коллоидных частиц в направлении, противоположном движению воды (от катода к аноду), что препятствует коагуляции сетки иглофильтра (катода).

Электроосмос с успехом применяется для осушения котлованов в глинистых грунтах и в основном используется для уменьшения влажности грунтов. Схема электроосушения грунтов показана на рис. V-14.

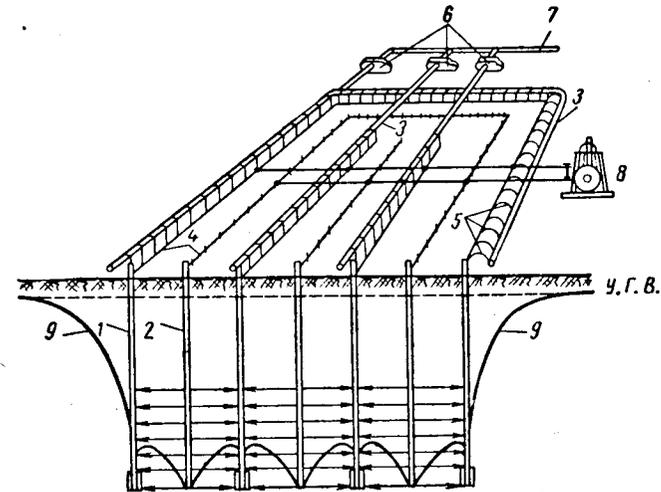


Рис. V-14. Схема электроосушения грунтов:

1 — иглофильтры — катоды; 2 — металлические стержни — аноды;
 3 — коллектор; 4 — токопроводы; 5 — гибкие шланги; 6 — насосы;
 7 — отвод воды; 8 — генератор; 9 — депрессионная кривая

Кроме использования электроосмоса для водоосушения глинистых грунтов, возможно совместное использование вертикальных песчаных дрен, известковых свай и электроосмоса для ускорения процесса уплотнения глинистых грунтов и их упрочнения.

§ 21. МЕТОДЫ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ

К методам закрепления грунтов относятся методы, при которых повышение прочности и уменьшение сжимаемости происходит не за счет повышения плотности грунтов (разрушения структуры грунта), а за счет увеличения сцепления между частицами грунта.

К таким методам относятся: силикатизация грунтов, электрохимический способ закрепления, термический способ, цементация, глинизация и др. Каждый метод может применяться для определенных грунтов и в определенных условиях.

1. Термическое закрепление. Метод термического закрепления грунтов применяется для упрочнения маловлажных глинистых грунтов, имеющих высокую проницаемость ($k_\phi > i \cdot 10^{-5}$ см/сек). В основном этот метод применяется при использовании макропористых просадочных грунтов в основании сооружений, когда ожидаемая про-

садка значительно больше допустимой величины осадки для данного типа сооружений. Просадка происходит в результате воздействия воды на макропористый грунт, находящийся в напряженном состоянии, и оплывания макропор.

При термической обработке прочность контактов между частицами макропористого грунта резко увеличивается и грунт становится непросадочным.

Макропористый глинистый грунт приобретает свойства неразмокаемости при обработке его при температуре 300—400° С. Действие теплоты при температуре 300° и выше существенно изменяет состав скелета грунта — наблюдается значительное сокращение пылеватых и особенно глинистых

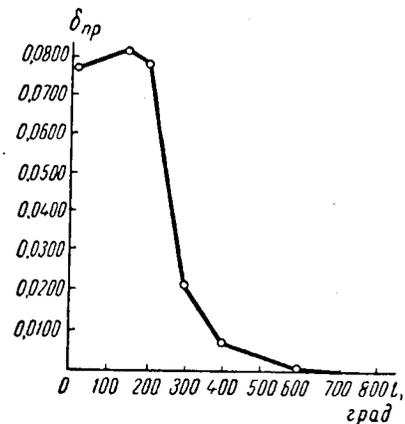


Рис. V-15. График зависимости относительной просадочности грунтов от температуры

пылеватых и особенно глинистых частиц, так как происходит спекание частиц между собой. Начиная с температуры 200° С способность грунта к набуханию резко уменьшается, а после обработки при $t = 400^\circ$ и выше полностью исчезнет. Силы сцепления обожженного замоченного лёсса составляют 1,15—1,75 кг/см^2 (до обработки они равны примерно 0,2 кг/см^2). Степень просадочности грунта уменьшается лишь обработкой грунта при температуре свыше 300° С и становится равной нулю при $t = 800^\circ$ С. Кривая изменения величины относительной просадочности $\delta_{пр}$ в зависимости от температуры показана на рис. V-15.

Термическая обработка грунта повышает его прочность на основное сжатие и при $t = 800^\circ$ она достигает около 100 кг/см^2 .

Термическая обработка грунта в полевых условиях производится через пробуренные скважины диаметром 100—200 мм. Чем больше диаметр пробуренной скважины, тем больше поверхность обнаженного грунта и тем лучше проникают продукты горения в закрепляемый массив. Термическим способом закрепляют грунт на глубину до 20 м.

Для обеспечения возможности нагнетания воздуха в скважину и получения избыточного давления скважины герметически закрываются специальными затворами, в пределах которых устраивается камера сгорания. Общий вид камеры с герметическим затвором показан на рис. V-16.

Камера сгорания состоит из трех керамических воронок, заделанных в железобетонный блок, забетонированный вплотную со

стенкой котлована. Герметичность скважины устанавливается по расходу воздуха при опытном нагнетании воздуха в скважину.

Подача горючего и воздуха в скважину (рис. V-17) осуществляется через форсунку специальной конструкции, с помощью которой сжатый воздух подается в канал для горючего и отдельно через полость между трубами в скважину. Регулирование подачи горю-

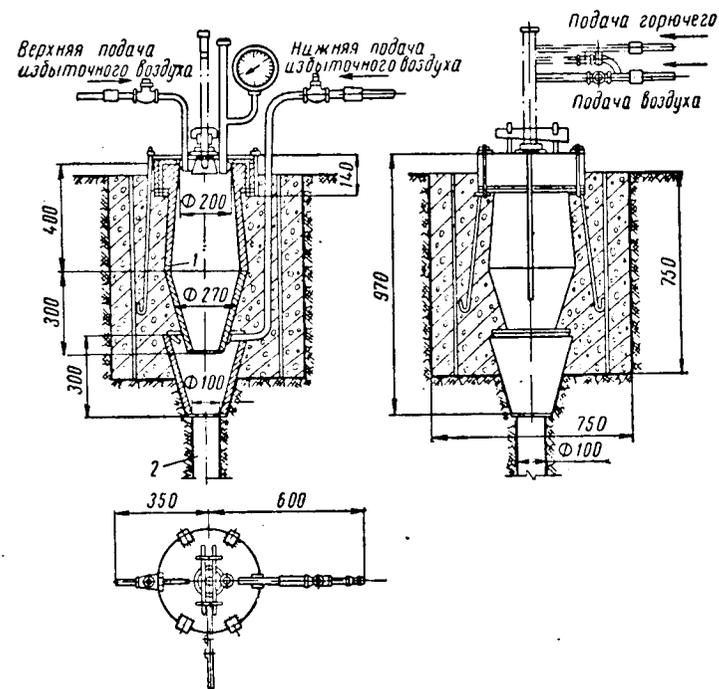


Рис. V-16. Общий вид камеры сгорания:

1 — камера сгорания; 2 — скважина

чего производится с помощью вентиля, установленного на головке форсунки, снабженного иглой. Подача горючего производится насосной установкой. Сжатый воздух подается от компрессорной установки.

Термическая обработка производится при постоянной температуре, при которой не происходит плавления окружающего грунта.

Для обеспечения заданной температуры необходимо, чтобы количество воздуха, нагнетаемого в скважину, было не меньше установленной величины. Так, например, для поддержания температуры в 800—900° расход воздуха на 1 кг горючего составляет 34—39 м^3 . Воздухопроводность макропористых лёссовых грунтов при их влажности 8—20% составляет от 10 до 40 $\text{м}^3/\text{ч}$.

Данные для определения потребного количества воздуха

$t^{\circ}\text{C}$	2300	1670	1300	1050	896	785
$Q, \text{ м}^3/\text{кг}$	11,2	16,8	22,4	28,0	33,6	39,2

Расход q горючего в час устанавливается по формуле

$$q = \frac{Q_0}{Q}, \quad (\text{V-21})$$

где Q_0 — расход воздуха через пробуренную скважину, м^3 ;
 Q — расход воздуха на 1 кг горючего (табл. V-4), $\text{м}^3/\text{кг}$.

Повышение расхода горючего или понижение расхода подаваемого воздуха на 1 кг горючего приводит к повышению температуры термической обработки и оплавлению скважины. Оплавленная скважина является непригодной, так как исключается возможность проникания воздуха в грунт. Поэтому для термической обработки пробуривается новая скважина.

Размещение термически обработанных столбов грунта производится в зависимости от размеров фундаментов и величины передаваемого давления на подстилающий грунт. Для сильно нагруженных фундаментов, передающих на подстилающий грунт значительное давление, расстояние между центрами столбов закрепленного грунта принимается в шахматном порядке из расчета соприкосновения зон с температурой свыше 300° . Для менее нагруженных фундаментов столбы располагаются рядами или в шахматном порядке исходя из расчетного сопротивления основания подстилающего слоя или из величины осадки всего закрепленного массива с введенным на нем сооружением за счет деформации грунта в пределах сжимаемой зоны ниже закрепленного массива. Расчет осадки производится по аналогии с расчетом осадки свайных фундаментов.

Термическая обработка производится до подстилающего слоя непросадочного грунта. Устройство висячих столбов термически обработанного грунта нецелесообразно, так как не гарантирует фундаменты от просадки при случайном замачивании грунта в основании. Следует отметить, что при термической обработке грунта ниже закрепленного массива возникают благоприятные условия просачивания воды вследствие повышения пористости обожженного грунта и его фильтрационной способности. В тех случаях, когда толщина слоя просадочного грунта больше технической возможной глубины термической обработки, этот способ закрепления становится неприемлемым.

Контроль качества работ по термической обработке производится в первую очередь по журналам производства работ, в основном

При указанном количестве воздуха и воздухопроницаемости грунта в среднем порядка $25 \text{ м}^3/\text{ч}$ на 1 м скважины количество сгораемого горючего не должно превышать $0,85 \text{ кг/ч}$.

Термическая обработка при установленном режиме подачи горючего и воздуха производится непрерывно в течение 5—10 суток. В результате получается укрепленный конусообразный массив грунта диаметром поверху 1,5—2,5 м, а понизу (на глубине порядка

7,0—8,0 м) — 0,2—0,4 этой величины вследствие убывающего расхода воздуха и продуктов сгорания по глубине скважины. Таким образом, в результате термической обработки грунта описанным выше способом получается как бы коническая свая из кирпичеподобного непросадочного материала прочностью порядка 100 кГ/см^2 . Каждая такая свая вследствие постепенного понижения температуры по мере удаления от скважины окружена оболочкой просадочного грунта в пределах зоны распределения температур ниже 300° .

Как показали исследования, при обработке пылеватых лёссовых ма-

кропористых грунтов при температуре около 200°C наблюдается повышение удельного веса, пористости грунта и увеличивается относительная просадочность по сравнению с термически необработанным грунтом.

Проект термической обработки грунта составляется исходя из данных температуры плавления грунта и отдельных содержащихся в нем минералов, воздухопроводимости закрепляемого грунта, теплотворной способности применяемого горючего, толщины слоя грунта, залегающего в основании (ниже отметки заложения фундаментов) и обладающего просадочными свойствами.

Примерная зависимость между необходимым количеством воздуха на 1 кг солярового масла или дизельного топлива от температуры обжига приведена в табл. V-4.

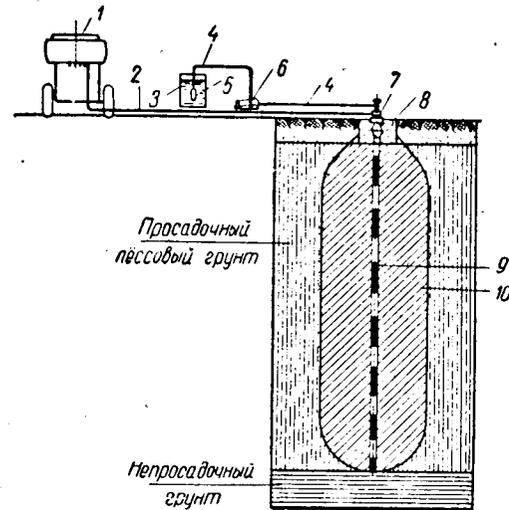


Рис. V-17. Схема установки для термической обработки грунтов:

1 — компрессор; 2 — подача воздуха в камеру сгорания; 3 — емкость с горючим; 4 — трубопровод для горючего; 5 — фильтр для очистки горючего; 6 — насос для подачи горючего к скважине; 7 — форсунка; 8 — камера сгорания; 9 — скважина; 10 — зона термического упрочнения грунта

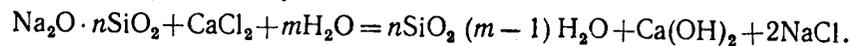
по данным о расходе горючего и воздуха, а также продолжительности термической обработки каждой скважины. Кроме того, проверяется отсутствие оплавления внутренней поверхности скважины.

В отдельных местах производится отрывка закрепленного грунта или проходка контрольных скважин в целях установления размеров зон закрепленного грунта. В ответственных случаях целесообразно произвести испытание испытание закрепленного грунта пробными нагрузками (с размером опытных фундаментов в плане $1,41 \times 1,41$ м или $2,0 \times 2,0$ м) с последующим замачиванием через котлован и колодцы в течение 1,5 месяца при расчетном давлении на грунт аналогично испытаниям грунтовых свай.

2. Силикатизация грунтов применяется для закрепления сухих и водонасыщенных песков, просадочных макропористых грунтов и некоторых видов насыпных грунтов.

Сущность метода заключается в том, что в пески и лёссы нагнетается силикат натрия (жидкое стекло), который цементирует поровое пространство в грунте и значительно повышает прочность связей между частицами.

Песчаные грунты независимо от степени их водонасыщения обычно упрочняют двухрастворным способом — силикатом натрия ($\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$), а затем раствором хлористого кальция CaCl_2 , который ускоряет процесс образования нерастворимого в воде геля кремниевой кислоты ($n\text{SiO}_2 \cdot m\text{H}_2\text{O}$), цементирующего при твердении частицы грунта между собой:



Метод применим для грунтов с коэффициентом фильтрации от 2 до 80 м/сутки. Силикатизации не поддаются грунты, пропитанные нефтепродуктами, смолами и при наличии грунтовых вод, имеющих рН более 9.

Мелкозернистые и пылеватые пески, имеющие коэффициент фильтрации от 0,5 до 5 м/сутки, закрепляются одним раствором, состоящим из жидкого стекла и фосфорной кислоты, который при взаимодействии с грунтом образует гель кремниевой кислоты.

Для упрочнения макропористых просадочных грунтов (коэффициент фильтрации 0,1—2,0 м/сутки) применяют силикатизацию раствором только жидкого стекла с удельным весом 1,13, который соединяется с солями кальция, содержащимися в лёссовых грунтах:



В настоящее время существует много различных модификаций химических растворов для закрепления песков и лёссовых грунтов. Однако для инъекции всех растворов в грунт необходимо, чтобы коэффициент фильтрации был больше 0,1 м/сутки.

Силикатизация производится следующим образом. В грунт на глубину до 15 м погружают перфорированные трубы диаметром 19—38 мм, через которые нагнетают растворы под давлением до

15 ат. При двухрастворном способе силикатизации инжекторы погружаются попарно на расстоянии 15—20 см друг от друга. Иногда оба раствора поочередно нагнетают через один инжектор.

В результате силикатизации прочность грунтов значительно повышается. Так, через 28 дней после силикатизации пески достигают прочности на раздавливание 15—30 кг/см², пылеватые пески — 4—5 кг/см², лёссы — 6—8 кг/см².

К недостаткам этого метода следует отнести высокую стоимость растворов. Кроме того, после высыхания силикатизированных лёссовых грунтов они вновь становятся просадочными, поэтому закрепленный грунт следует защищать от высыхания.

Силикатизация в основном применяется для укрепления грунта в основаниях деформирующихся домов.

3. Цементация грунтов. Цементация применяется для укрепления скальных обломочных отложений, галечниковых отложений, рыхлых средне- и крупнозернистых песков, а также для заполнения карстовых пустот.

Через инжекторы (перфорированные трубы), как и при силикатизации, нагнетается цементный раствор. Цементация применяется только в тех случаях, если коэффициент фильтрации грунтов основания больше 80 м/сутки.

Раствор, выходя из инжектора, затвердевает и цементирует расположенный вблизи инжектора грунт. Перед цементацией для лучшего соединения цементного раствора и частиц грунта скважину промывают, нагнетая чистую воду.

Цементационный раствор обычно состоит из цемента и воды при водоцементном отношении от 0,4 до 10. Иногда в раствор добавляется песок. Цемент применяется М400 и более.

При цементации на большую глубину скважину бурят диаметром 65 мм.

Цементацией удается заполнить трещины размером 0,2 мм и более. Радиус закрепления цементацией при подаче раствора через инжектор составляет 0,3—1,0 м, а по трещинам — значительно больше. Долговечность цементации зависит от движения и свойств грунтовых вод.

Цементация применяется для противofильтрационных завес, заполнения карстовых пустот и подземных выработок.

В некоторых случаях при помощи цементации устраивают отдельные фундаменты из закрепленного песка или трещиноватой скалы.

4. Закрепление карбамидными смолами. Для получения очень высоких значений прочности (10—30 кг/см²) песков, используемых в основании сооружений, применяется упрочнение песков карбамидными смолами. Закрепление проводится для сухих и водонасыщенных песков с коэффициентом фильтрации 0,5—8 м/сутки, при наличии глинистых частиц в песке не более 2% и рН водной вытяжки меньше 7,6.

Организация работ по закреплению смолами аналогична организации работ по закреплению грунтов при силикатизации. В грунт через иньектор нагнетается раствор, который готовится непосредственно перед иньекцией из водного раствора карбамидной смолы и раствора соляной кислоты. Гель, который возникает при взаимодействии растворов, заполняет поры в песке и склеивает частицы песка между собой. Радиус закрепления песка вокруг иньектора 0,4—0,8 м. Несмотря на то, что прочность закрепленного песка в 3—5 раз выше, чем при силикатизации, этот способ в связи с высокой стоимостью карбамидных смол может применяться в исключительных случаях.

5. Глинизация и битумизация. Глинизация и битумизация применяются для уменьшения водопроницаемости трещиноватых скальных пород. Сущность глинизации заключается в том, что через иньектор диаметром 25—35 мм, погруженный в грунт, как и при силикатизации, нагнетается водная суспензия бентонитовой глины с содержанием монтмориллонита не менее 60%.

Для лучшего заполнения пор глинистым раствором перед глинизацией в иньектор под давлением в несколько атмосфер нагнетается 10—20 дм³ воды.

В настоящее время проводятся производственные опыты по глинизации макропористых просадочных грунтов для предотвращения просадки путем заполнения макропор глинистым раствором.

Битумизация применяется в тех случаях, когда вследствие высоких скоростей течения грунтовых вод (100 м/сутки и более) или их агрессивности невозможно произвести цементацию трещин или пустот в грунтах.

6. Электрохимическое закрепление. Если процесс электроосмоса протекает длительное время, в водонасыщенных глинистых грунтах происходят химические процессы, приводящие к упрочнению грунта (электрозакрепление). Под действием постоянного тока разрушаются электроды, и продукты разрушения, химически соединяясь с глинистыми частицами, увеличивают прочностные показатели глинистого грунта.

Кроме того, через трубу (анод) в грунт подают водные растворы солей многовалентных металлов, которые, соединяясь с глинистым грунтом, коагулируют глинистые частицы, в результате чего создаются глинистые агрегаты, сцементированные между собой гелями солей железа и алюминия.

Эффективность применения электрохимического закрепления существенно зависит от минералогического состава грунта и содержания солей в грунте природной структуры.

В результате электрохимического закрепления грунтов резко снижается их способность к набуханию.

ГЛАВА VI СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

§ 22. ВИДЫ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Сваи представляют собой погруженные в грунт или созданные в пробуренных в грунте скважинах тонкие стойки, назначением которых является передача нагрузки от сооружения на более плотные слои грунта. Группа свай, объединенная сверху (по «гловам» свай) распределительной плитой, называемой *ростверком*, образует *свайный фундамент*. Если сваи достигают своими концами прочного, практически несжимаемого грунта, способного воспринять полную нагрузку от свай, то они называются *сваями-стойками*. Если же концы свай не доходят до более плотного грунта и передают основную часть нагрузки с помощью боковой поверхности, взаимодействующей с уплотненным окружающим сваи грунтом, то они носят название *висячих свай*. В этом случае сваи также передают нагрузку на грунт, расположенный ниже их концов, но в распределении нагрузки значительную роль играет толща, пройденная и уплотненная сваями.

Очевидно, что чем больше длина свай, тем на более значительную область распределяется нагрузка и меньше величина напряжений в грунте. По этой причине, а также ввиду того, что в однородном грунте плотность с глубиной, как правило, возрастает, с увеличением длины свай осадка фундамента становится меньше. Поэтому для фундаментов тяжелых сооружений, чувствительных к осадкам, стараются применять длинные сваи. Длинными считают сваи, длина которых в 2—3 и более раз больше ширины ростверка.

Преимущество длинных свай хорошо иллюстрируется схемами, показанными на рис. VI-1, на которых для аналогичных грунтовых условий и свай одинаковой длины построены линии равных напряжений для узкого и широкого ростверков. В левой половине каждой из схем показаны линии равных давлений для фундамента на естественном основании, на правой половине — для свайного фундамента. На схеме широкого фундамента, для которого сваи данной длины коротки, видно, что введение их весьма мало изменяет напряженное состояние основания; при длинных же сваях по отношению к ширине фундамента (левая схема) это изменение очень существенно — при наличии свай наиболее напряженная зона значительно перемещается вниз, в более плотную область основания.

Известным примером, показывающим, что при значительной толще сильносжимаемых грунтов короткие сваи не могут существенно уменьшить осадку сооружения, является свайный фундамент Исаакиевского собора, построенного в середине XIX в. в Петербурге. Сплошной фундамент размерами в плане примерно 100×100 м, сложенный из бутовой и гранитной плит, опирается на 24 000 деревянных свай длиной в основном 6,5 и 8,5 м. При таком соотношении длин свай и размеров загруженной площади грунта применение свай почти не внесло каких-либо изменений в распределение напряжений в толще основания: сильносжимаемые суглинки и ленточные глины, залегающие под концами свай, восприняли поч-

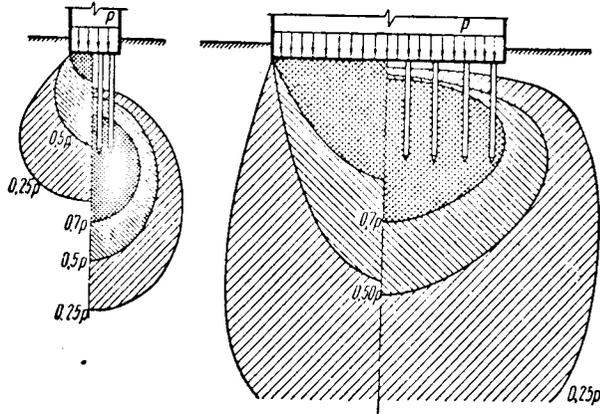


Рис. VI-1. Линии равных давлений в основании обычных и свайных фундаментов с одинаковыми по длине сваями при узком и широком ростверках

ти такие же большие напряжения при коротких сваях, какие имели бы место и при отсутствии их. Поэтому осадка здания достигла значительной величины: со времени начала наблюдений за осадкой (с начала XX в.) средняя часть фундамента к 1940 г. осела примерно на 10 см. Полная осадка, конечно, оказалась намного больше (около 70 см), так как наиболее интенсивное уплотнение произошло за период строительства собора и за первые 50 лет после его окончания, в течение которых наблюдения за осадками не велись.

За последние годы в связи с широким применением свайных фундаментов промышленного изготовления под сборные здания (крупнопанельные и др.) иногда целесообразно использовать также и короткие сваи. Однако в тех случаях, когда концы коротких свай не достигают плотного грунта, введение свай не приводит к существенному сокращению осадок и для уменьшения их прибегают к дополнительным мерам: создают уширения в верхней части свай с помощью специальных колец или вовлекают в совместную со сваями

работу ростверк. Следует иметь в виду, что при сваях, дающих малую осадку (при сваях-стойках и при длинных висячих сваях), учитывать работу опирающегося на грунт ростверка не представляется возможным, так как грунт под подошвой ростверка обладает несравненно большей сжимаемостью, чем грунт под концами свай.

Различают свайные фундаменты с низким и с высоким ростверком. В фундаментах с низким ростверком (рис. VI-2) подошва соприкасается с грунтом. При высоком ростверке подошва его располагается над поверхностью грунта (рис. VI-3).

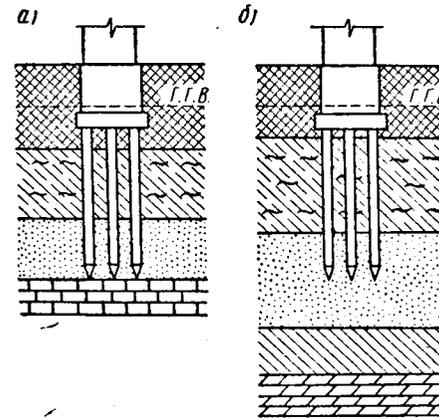


Рис. VI-2. Свайные фундаменты с низким ростверком:
а — при сваях-стойках; б — при висячих сваях

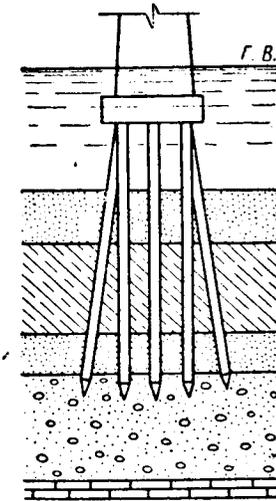


Рис. VI-3. Свайный фундамент с высоким ростверком

Для свайных фундаментов как первого, так и второго типа применяют разнообразные сваи, различающиеся по материалу, по положению в вертикальной плоскости, по форме поперечного сечения и, наконец, по способу изготовления и погружения в грунт. Рассматривая ниже наиболее распространенные современные конструкции свай, предварительно отметим, что размеры свай в настоящее время колеблются в очень широких пределах. По положению в вертикальной плоскости различают сваи вертикальные и наклонные. Поскольку вертикальные сваи часто не могут обеспечить при действии горизонтальной нагрузки отсутствие недопустимых смещений фундамента, приходится вводить наклонные сваи либо одного направления (при угле отклонения равнодействующей сил от вертикали от 5 до $10-15^\circ$), либо сваи, наклоненные в разные стороны (так называемые козловые сваи), если равнодействующая отклонена на угол более $10-15^\circ$. Последние, как правило, оказывается необходимым применять при высоких ростверках.

По условиям изготовления сваи делятся на две группы: сваи, заготавливаемые заранее и затем погружаемые различными способами в грунт, и набивные сваи, изготавливаемые на месте, в грунте.

Из способов погружения в грунт заранее заготовленных свай наибольшее распространение имеет забивка молотами и вибропогружение; кроме того, применяют завинчивание свай, а при труднопроходимых песчаных и песчано-гравелистых грунтах прибегают к помощи подмыва.

§ 23. КОНСТРУКЦИИ СВАИ, ЗАБИВАЕМЫХ В ГРУНТ И ПОГРУЖАЕМЫХ С ПОМОЩЬЮ ВИБРАЦИИ. НАБИВНЫЕ И КОМБИНИРОВАННЫЕ СВАИ. РОСТВЕРКИ

1. Железобетонные призматические сваи, изготавливаемые из монолитного железобетона (рис. VI-4), чаще всего имеют квадратное (сплошное или с круглой полостью) сечение от 20×20 до 45×45 см и длину от 4 до 25 м. Типовые сваи (ГОСТ 10628—63) сечением до 35×35 см армируются четырьмя продольными стержнями (а сечением более 35×35 см — восемью стержнями) диаметром от 16 до 30 мм. Кроме того, вводится поперечная арматура в виде хомутов или спирали из стали диаметром 6—8 мм. Шаг поперечной арматуры в средней части свай составляет 15—20 см; к концам свай, где возникают наибольшие напряжения при погружении свай в грунт, шаг уменьшается до 10 и 5 см. В голове сваи обычно укладываются еще 3—4 арматурные сетки из стержней диаметром 6 мм. У конца свай продольные стержни сводятся в пучок, к которому приваривается стальной башмак. Для захвата свай при подъеме в нее заделываются специальные скобы. Бетон применяется М200—300.

Для повышения трещиностойкости и достижения экономии бетона в настоящее время все чаще применяют сваи с предварительно напряженной продольной арматурой из высокопрочной проволоки.

Преимуществом монолитных железобетонных свай является их значительная грузоподъемность, возможность забивки до глубоко залегающих плотных слоев грунта, а также отсутствие опасности повреждения при переменной влажности. Последнее обстоятельство позволяет при железобетонных сваях назначать глубину заложения ростверка независимо от положения горизонта грунтовых вод. Ограничения в применении рассматриваемых свай возникают лишь в агрессивной по отношению к бетону среде, когда появляется необходимость в изготовлении их на специальных цементах.

Основными недостатками монолитных железобетонных свай являются их большой вес и слабая трещиностойкость (бетон защитного слоя легко повреждается при ударах, неизбежных в процессе транспортирования свай), несмотря на наличие сравнительно большого для работающих на сжатие элементов количества арматуры. Последний недостаток в значительной степени устраняется

при использовании предварительно напряженной арматуры. Большой вес сплошных квадратных свай приводит к необходимости применения тяжелого оборудования для погружения их в грунт и транспортирования. Для уменьшения веса и снижения расхода бетона (до 40%) применяют призматические сваи с цилиндрической полостью (рис. VI-4, б). Конструкции квадратных свай с круглой полостью разработаны Фундаментпроектом для фундаментов зданий: сваи имеют длину 4,0, 4,5, 5,0, 5,5 и 6,0 м, сечение 25×25 см с полостью диаметром 16 см и сечение 30×30 см с полостью диаметром 20 см.

2. Трубчатые железобетонные сваи (полые круглые и сваи-оболочки). Применение полых цилиндрических тонкостенных железобетонных свай дает ряд существенных преимуществ перед призматическими, рассмотренными выше. Прежде всего они изготавливаются промышленным методом на центрифугах. Форма трубчатых свай позволяет удобно осуществить стыкование отдельных секций по длине (с помощью фланцевых закладных частей или стальных манжетов, соединяемых сваркой) и потому получить сборные сваи практически любой длины. Элементы трубчатых свай имеют малый вес, вследствие чего они могут быть погружены в грунт сравнительно легким оборудованием (молотами и вибропогружателями); после же заполнения полости свай бетоном (с установкой, если это необходимо, арматурного каркаса) получается свая большого сечения, способная нести значительную нагрузку.

Таким образом, благодаря разделению процесса изготовления свай на два цикла оказывается возможным применять легкие сборные оболочки промышленного изготовления, легко погружаемые в грунт, и получать мощные длинные сваи высокой грузоподъемности.

Полые круглые сваи имеют наружный диаметр до 80 см и толщину стенок от 8 до 12 см. Секции изготавливаются для фундаментов мостов длиной 8—12 м, для фундаментов зданий — 3—9 м. В мосто-

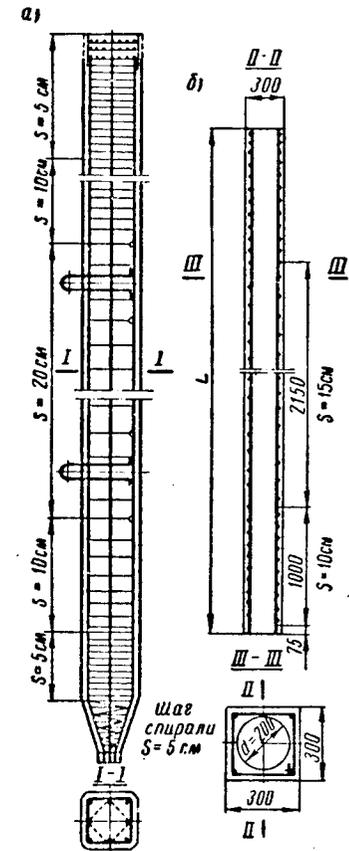


Рис. VI-4. Конструкции призматических железобетонных свай: а — сплошных; б — с цилиндрической полостью

строении широко применяются железобетонные оболочки диаметром и более 80 см (сваи-оболочки и так называемые колодцы-оболочки); к сваям обычно относят оболочки диаметром до 80 см ввиду того, что такие оболочки могут быть погружены на всю глубину без выемки грунта из полости. Полые круглые сваи забивают с закрытым или открытым концом. Применять полые сваи с открытым концом

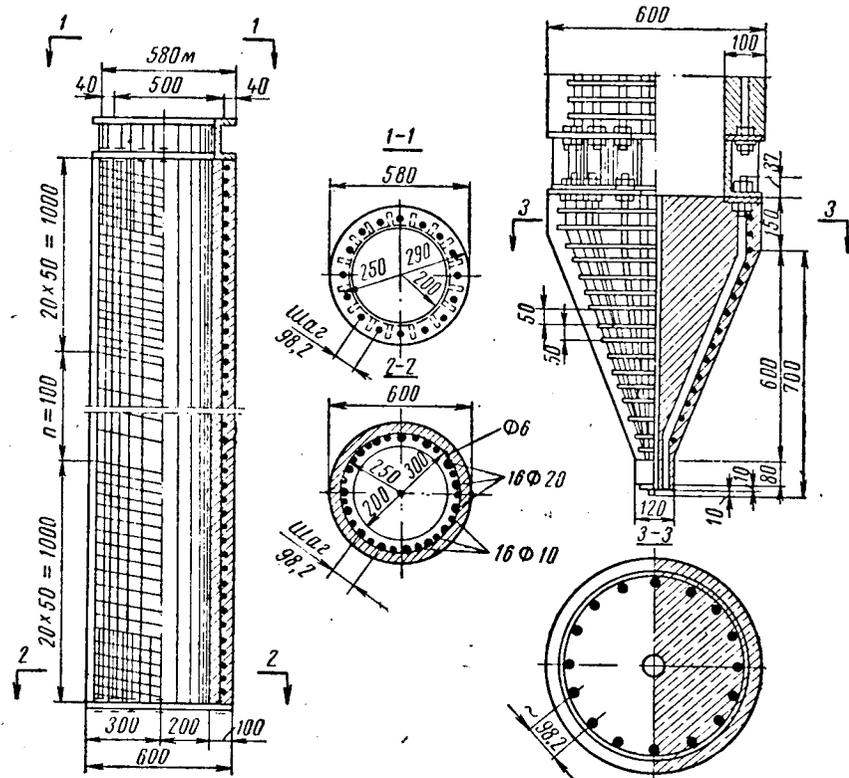


Рис. VI-5. Конструкция трубчатой железобетонной сваи (сваи-оболочки)

возможно в тех случаях, когда грунтовое ядро в полости оболочки имеет высокую плотность и может быть использовано вместо бетонного заполнения в совместной работе с оболочкой.

Продольная рабочая арматура полых круглых свай, изготавливаемых без предварительного напряжения, представляет собой стержни периодического профиля диаметром от 10 до 20 мм, устанавливаемые через 10—15 см; в предварительно напряженных оболочках — стальную проволоку марки сталь 30ХГ2С. Поперечная арматура имеет вид спирали (диаметр 6 мм) с шагом 10 см в средней части и 5 см по концам, на участках длиной 1 м. На рис. VI-5 схематично

показана конструкция сваи-оболочки диаметром 60 см. Бетон применяется не ниже М400.

3. Стальные трубобетонные сваи. В мостостроении до последнего времени иногда применялись металлические (стальные) трубчатые сваи с бетонным заполнением. Ограниченное применение таких свай объясняется значительным расходом дефицитных стальных труб при их изготовлении. Наиболее употребительные диаметры свай — от 30 до 60 см при толщине стенок 8—12 мм. Существенными преимуществами таких свай являются простота изготовления и высокая прочность оболочки, позволяющая изготовлять длинные сборные сваи большой грузоподъемности. В исключительных случаях применяют стальные трубобетонные сваи, оболочка которых сваривается из двух шпунтин корытного профиля.

Стальные сваи из специального проката (например, из широкополых двутавров) в настоящее время в СССР почти не применяются вследствие нерациональности использования металла.

4. Деревянные сваи имеют весьма широкое распространение, так как обладают рядом преимуществ: у них очень несложная технология обработки дерева для получения свай необходимых размеров; они имеют малый вес, удобны при транспортировании и не требуют тяжелого оборудования для погружения в грунт. Недостатком деревянных свай является способность их к загниванию в условиях переменной влажности. Поэтому для постоянных сооружений деревянные сваи всегда погружаются ниже наименьшего горизонта грунтовых или поверхностных вод. Приходится отказываться от применения деревянных свай или пропитывать их специальными составами в морской воде, если в ней водятся древооточцы. Рассмотренные выше другие типы свай лишены этих недостатков. Кроме того, деревянные сваи несколько ограничены в размерах, а потому и в грузоподъемности.

Для свай используется преимущественно сосна, реже ель и лиственница — бревна диаметром от 18 до 36 см и длиной от 4,5 до 12 м. Деревянные сваи бывают простые, составные (при необходимости получить длину, превышающую длину одного бревна), пакетные и клееные (для увеличения поперечного сечения свай).

Для того чтобы сделать простую сваю, необходимо очистить бревно от коры и сучков, убедиться, что оно по кривизне и сбежистости удовлетворяет техническим условиям, заострить конец на четыре или на три канта по схеме, показанной на рис. VI-6, а, проследив тщательно за тем, чтобы конец острия точно находился на оси свай, и обработать голову свай (рис. VI-6, з); верхняя плоскость головы должна быть строго перпендикулярна оси свай; на голову надевается металлическое кольцо — «бугель». Если сваю предполагается погрузить в плотные грунты, то на острие надевается стальной башмак (рис. VI-6, б).

При устройстве составных свай стыкование бревен чаще всего производится впритык с накладками на болтах или с помощью

отрезка трубы, перекрывающего стык и закрепленного на обеих частях свай завершенными штырями или крупными гвоздями (рис. VI-6, в).

Пакетные сваи собираются из притесанных друг к другу и сболоченных трех или четырех бревен (рис. VI-6, д); стыки таких свай делаются вразбежку; на конец пакета надевается башмак из листо-

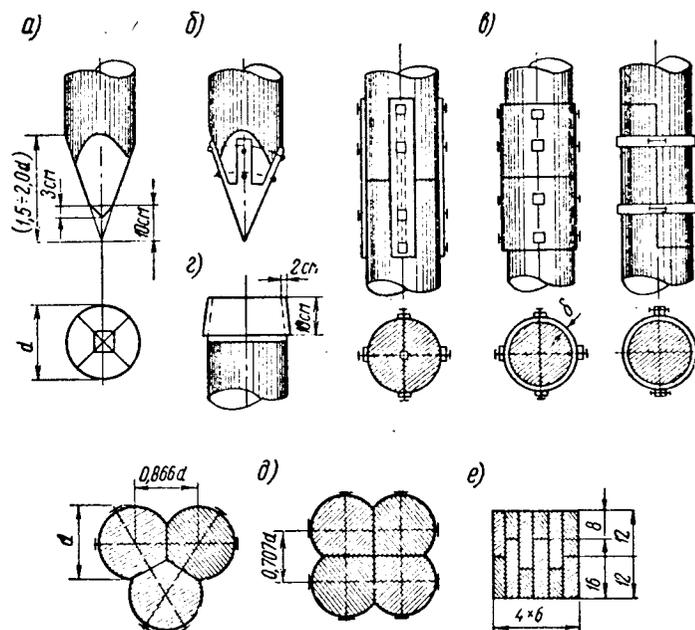


Рис. VI-6. Конструктивные детали деревянных свай:

а — заостренный конец свай; б — стальной башмак; в — стыкования составных свай; г — голова свай; д — сечение пакетных свай; е — сечение клееных свай

вого железа; известны случаи применения пакетных свай длиной до 25 м.

Благодаря наличию прочных водостойких клеев различных марок можно получить длинную сваю большого сечения из склеенных между собой досок толщиной 3—6 см стандартных длин (рис. VI-6, е).

5. Конструкции набивных свай. Сваи Страуса. В 1899 г. киевский горный инженер А. Э. Страус впервые предложил набивные сваи, изготавливаемые в буровых скважинах путем подачи в них бетона, уплотняемого трамбовкой при одновременном извлечении обсадной трубы. С тех пор эти сваи нашли широкое применение, в особенности в тех случаях, когда свайный фундамент возводится вблизи эксплуатируемого сооружения или внутри него (например, в существующем здании).

Сваи Страуса чаще всего имеют диаметр от 30 до 40 см и длину до 10—12 м. Изготавливаются сваи в следующем порядке (рис. VI-7): 1) производят бурение в обсадной трубе; 2) очищают забой скважины; 3) заполняют скважину бетоном с трамбованием и постепенным извлечением трубы. Бетонная свая в вертикальной плоскости получается неправильной формы (в местах расположения слабых прослоек грунта ствол сваи имеет утолщения). Для того чтобы в свае не было дефектов, связанных с оплыванием грунта стенок скважины, скорость подъема обсадной трубы должна обеспечить в тече-

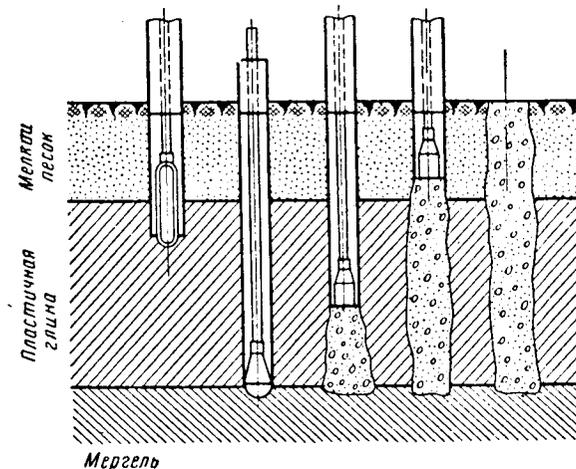


Рис. VI-7. Изготовление набивных свай Страуса

ние всего процесса изготовления наличие бетона в нижней части трубы.

В случае необходимости сваи Страуса армируются каркасом из продольных стержней диаметром 12—16 мм (4—6 шт.), связанных кольцевыми хомутами или спиралью из проволоки диаметром 6 мм.

Пневмонабивные сваи. В 30-х гг. сваи Страуса были усовершенствованы — уплотнение бетона в скважине и подъем обсадной трубы производится сжатым воздухом; обсадная труба снабжается сверху специальной камерой («шлюзом»), находящейся под давлением сжатого воздуха, через которую подается бетон. Скорость подъема трубы может быть заранее отрегулирована в соответствии с высотой столба бетона.

Пневмонабивные сваи не получили широкого распространения ввиду того, что давление воздуха в трубе не может быть большим и часто оказывается недостаточным для бокового уплотнения грунта подаваемым бетоном, а также из-за неудобства заполнения скважины бетоном через шлюз.

В сваях Страуса и тем более в пневмонабивных сваях ввиду отмеченного малого бокового уплотнения грунта трение по боковой поверхности свай развивается слабо, что снижает грузоподъемность свай.

Поэтому среди набивных свай широкое распространение получили рассматриваемые ниже конструкции, изготавливаемые с помощью предварительно забиваемой в грунт и затем извлекаемой при заполнении бетоном стальной трубы.

Ч а с т о т р а м б о в а н н ы е и в и б р о н а б и в н ы е с в а и. Инвентарная стальная труба диаметром 35—40 см, имеющая на конце утолщение (обод) и свободно опирающаяся на железобетонный башмак, забивается в грунт специальным копром, молот которого способен также извлекать трубу при ударах вверх (молот соединен с трубой серьями). После забивки на проектную глубину в трубу подается бетон (в два — три приема), и молот производит частые удары (60—80 ударов в минуту): вверх и вниз; при этом от каждого удара труба поднимается на 3—4 см и вновь погружается на 1,5—2 см. Таким образом, бетон трамбуется, а труба постепенно извлекается из грунта; башмак остается под концом свай («теряется»). Получаемая свая по несущей способности мало отличается от забивной, изготовленной заранее.

Частотрамбованные сваи применяются на разнообразных объектах строительства (высотное здание на Комсомольской площади в Москве и др.).

Появление вибропогружателей позволило применить сходную с описанной выше технологию устройства набивной свай, уплотнение бетона которой и выдергивание трубы производится вибропогружателем (вибронабивные сваи). Теряемый башмак здесь обычно железобетонный; применяются также трубы с раскрывающимися башмаками.

С в а и Ф р а н к и. Сваи этого типа также принадлежат к группе набивных свай, характеризующихся тем, что бетон укладывается в предварительно забитую на требуемую глубину с закрытым концом стальную трубу. Первая порция бетона, сильно уплотняемая специальной трамбовкой (рис. VI-8), образует пробку, заменяющую здесь наконечник; после забивки трубы ее начинают извлекать на определенную величину (положение 3 на рис. VI-8); при этом выбивают пробку и из нее образуется несколько уширенная пятая свай. Далее трамбование бетона и извлечение трубы ведется так же, как в свае Страуса.

С в а и с о б о л о ч к о й, о с т а в л я е м о й в г р у н т е. Набивные сваи с оболочкой, оставляемой в грунте, в отличие от трубчатых свай имеют оболочку из очень тонкого железа (толщина не более толщины листов кровельного железа), предназначенную только для поддержания стенок пробитой в грунте скважины в процессе бетонирования свай. Применяемые строительными фирмами США сваи этого типа (так называемые сваи Раймонда)

имеют воднистую тонкую оболочку (для увеличения жесткости), усиленную арматурной спиралью: оболочка коническая, состоит из нескольких секций, вставленных друг в друга, которые можно раздвинуть, как телескопическое устройство. В набор секций вставляется деревянный сердечник, имеющий внизу диаметр, несколько больший, чем диаметр нижней секции, и забивается молотом в грунт; при этом секции раздвигаются и образуют оболочку будущей свай. После достижения проектной длины свай деревянный сердечник вынимается, в полость вставляется арматурный каркас и производится бетонирование ствола свай.

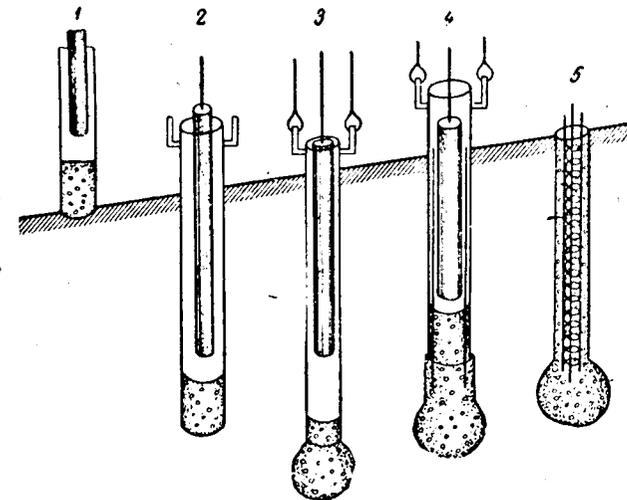


Рис. VI-8. Изготовление набивных свай Франки

Б у р о в ы е с в а и. Буровыми сваями называются набивные сваи, бетонизируемые в глубоких (более 12—15 м) скважинах, пробуренных специальным механизмом (ротаторной установкой с буровым наконечником) без применения обсадной трубы; устойчивость стен скважины обеспечивается нагнетанием в нее глинистого раствора (бурение под глинистым раствором). Глинистый раствор создает гидродинамическое давление на стенки скважины и тем препятствует обрушению их. Установки для бурения, циркуляции глинистого раствора и бетонирования ствола свай разработаны и успешно применены на различных строительствах Научно-исследовательским институтом транспортного строительства и НИИ оснований Госстроя СССР. На рис. VI-9 показана схема одной из таких установок, смонтированной на универсальном копре. Бурение производится специальной вращающейся фрезой, снабженной, если это необходимо, раскрывающимся уширителем (рис. VI-10). Сваи имеют большой диаметр — минимум 0,8—1,0 м.

Бетонирование (подводное) производится способом, известным под названием «способ вертикально перемещающейся трубы». Перед бетонированием в скважине устанавливается арматурный каркас.

Сваи системы Бенотó. Сваи большого диаметра (1,0—1,5 м), изготавливаемые французской фирмой «Бенотó», также относятся к набивным буровым сваям.

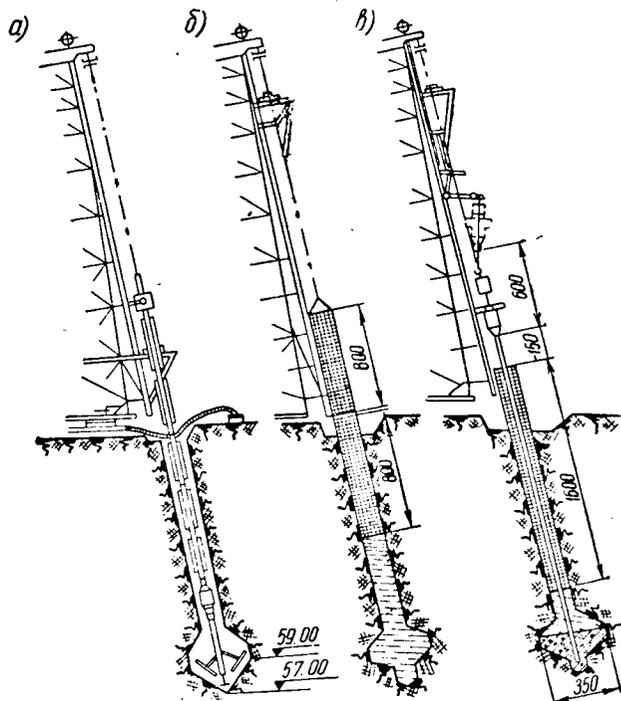


Рис. VI-9. Схема установки для изготовления буровых свай:

а — конец бурения; б — установка каркаса; в — бетонирование свай

Рассматриваем их отдельно, поскольку бурение скважины и заполнение ее бетоном производится специальной установкой — передвижным станком (рис. VI-11). Станок погружает обсадную трубу в грунт вдавливанием, сочетаемым с вращательным движением трубы (рис. VI-12, а и б). На конце трубы имеется режущее кольцо, вид которого выбирается в каждом случае в зависимости от проходных грунтов. Выемка грунта производится специальным грейфером (рис. VI-12, в), сбрасываемым внутри трубы с определен-

ной высоты; после подъема грейфера с грунтом он попадает в трубу, подвешенную в верхней части направляющей рамы, которая отклоняется так, чтобы доставленный грейфером грунт высыпался бы в отвал (см. рис. VI-11). После погружения обсадной трубы на необходимую глубину ее заполняют бетоном, причем по мере бетонирования трубу выдергивают, прикладывая выдергивающее усилие

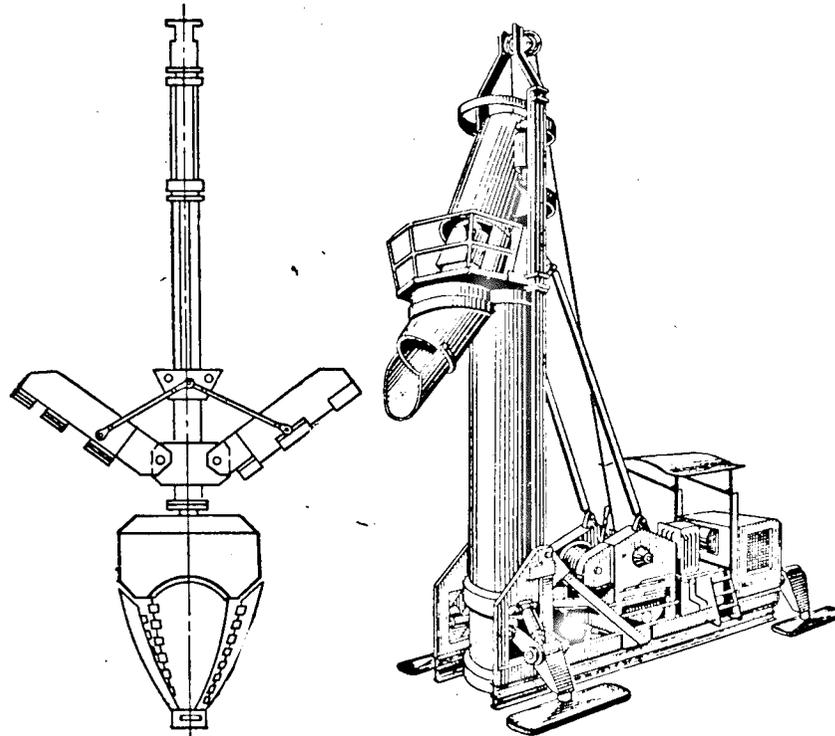


Рис. VI-10. Фреза для разбуривания и уширения конца буровой свай

Рис. VI-11. Общий вид установки Бенотó для изготовления буровых свай

одновременно с поворотами трубы (рис. VI-12, в). Сваи Бенотó можно изготавливать в любых грунтах; наиболее часто встречающаяся в практике длина — 30—40 м, хотя технические возможности установки позволяют достичь глубины до 150 м; имеется механический уширитель, позволяющий создавать уширение пяты свай до 2,5 м. Скорость бурения может достигать в легкопроходимых грунтах 15 м/ч. Можно устраивать сваи с небольшим уклоном (до 15° к вертикали).

Для того чтобы дать представление о производительности установки, приведем некоторые показатели возведения фундамента на

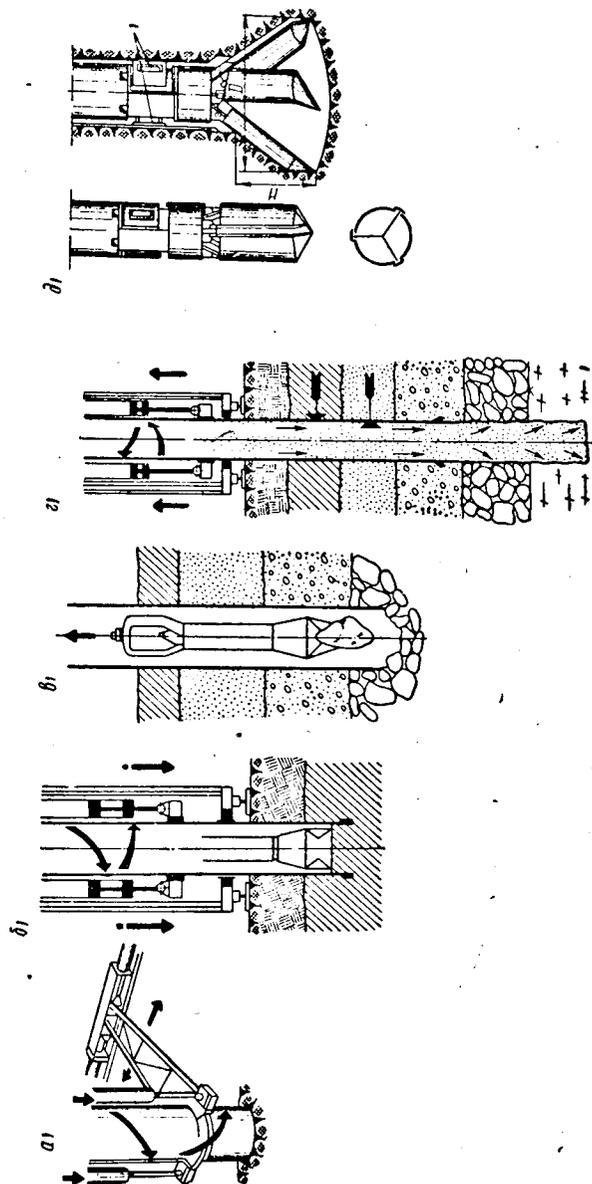


Рис. VI-12. Схема работы установки Беното:

а и б — движение обсадной трубы при погружении ее в грунт; в — выемка грунта специальным грейфером; г — бетонирование свай и выдергивание трубы; д — специальная фреза для уширения пяты свай; е — упоры

рассматриваемых сваях под 11-этажное административное здание в Париже. Свая диаметром 1,5 м, длиной 16 м, проходящая грунт средней плотности и доходящая до известняка (допускаемая нагрузка 500 Т на 1 сваю), изготовлялась за 9 ч (3,5 ч уходило на бурение и 5,5 ч — на бетонирование).

6. Конструкции свай с уширенной пятой, усиленных и комбинированных. Уширение пяты, существенно увеличивающее несущую способность сваи в тех случаях, когда ее конец опирается на весьма плотные грунты, возможно в сваях-оболочках и в набивных сваях. Ниже рассматриваются различные способы устройства уширения.

Уширение пяты сваи камуфлетным взрывом. В очищенную от грунта полость сваи-оболочки или набивной сваи опускается заряд ВВ (например, тол, пироксилин, экрозит, аммонит и т. п.), изолированный от попадания влаги. Наверх выводятся провода от электродетонатора, после чего полость заполняется литым бетоном на высоту, гарантирующую отсутствие выплескивания бетона. Заряд ВВ взрывается, в результате чего грунт на конце сваи уплотняется, а в образовавшуюся на конце полость поступает бетон, который и создает уширенную пяту. Если свая имеет оболочку с закрытым концом, то нижняя часть оболочки, естественно, при взрыве разрушается. Это разрушение при металлической оболочке не сказывается на прочности сваи. При железобетонной оболочке (хотя и имеются положительные результаты исследований этого вопроса, проведенных НИИ мостов при ЛИИЖТе) иногда могут появиться трещины на значительном протяжении оболочки. В этом случае либо устраивают на конце ее металлический манжет длиной 1,5—2,0 м, либо дают повышенное армирование сердечнику сваи.

По понижению уровня литого бетона при взрыве судят о полученном диаметре уширенной пяты; после понижения уровень бетона не должен быть менее 2 м над уширением. В сваях диаметром до 1,0—1,2 м применяются единичные сосредоточенные заряды, вес которых, по исследованиям А. А. Луга *, может быть принят по следующей таблице.

Средний диаметр уширения, м	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9
Вес заряда ВВ, кг	3	4	5	6	7	8	9	10	11	13

В сваях диаметром более 1,2 м применяются кольцевые заряды (рис. VI-13); вес их и размеры камуфлета устанавливаются по графику, составленному А. А. Луга (рис. VI-13).

* А. А. Луга. Сваи с уширенными камуфлетными пятами. Труды ЦНИИСа, вып. 38. Трансжелдориздат, 1960.

Камуфлетное уширение нецелесообразно в слабых глинистых грунтах, а также в скальных и полускальных породах.

Уширение пяты свай механическими уширителями. В глинистых грунтах уширение производится раскрывающимся уширителем конструкции Е. Л. Хлебникова (см. рис. VI-10), имеющим два ножа на вращающейся буровой колонке. Уширитель раскрывается гидравлическим механизмом, управляемым с поверхности. Ножи от вертикального положения раздвигаются на угол $\alpha \leq 40^\circ$. В результате работы уширителя образуется

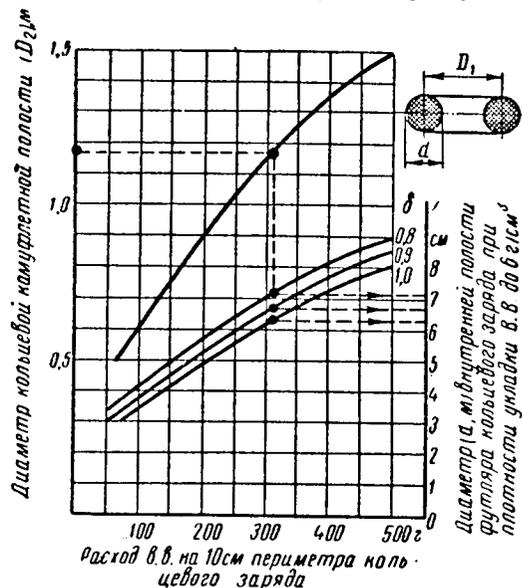


Рис. VI-13. Схема кольцевого заряда для камуфлетного уширения пяты свай и график для определения его величины

полость (конической формы в нижней части и куполообразной в верхней), заполняемая бетоном. Наибольший диаметр уширения можно получить до 3,5 м (рис. VI-14). В грунтах неустойчивых стенки полости уширения удерживаются с помощью глинистого раствора.

В чистых песках прибегают иногда к устройству уширения с помощью механизма, аналогичного уширителю Е. Л. Хлебникова, без применения глинистого раствора; уширитель выполняет роль растворомешалки на месте, которая смешивает подаваемый в грунт цементный раствор с песком и щебнем, образуя уширение конца свай.

В установке Бенотó уширитель образуется тремя створками цилиндра, опускаемого в скважину; уширитель снабжен электромотором и гидроприводом для раскрытия ножей (см. рис. VI-12, д).

Уширение пяты свай вибротрамбованием. Для уширения пяты этим способом используются вибропогружатели. После разработки полости набивной свай или выемки грунта из свай-оболочки (без выемки грунта уширения сделать нельзя) по проектной отметки подается небольшое количество бетона и на него опускается штанга со штампом на конце, с которой жестко соединен наверху вибропогружатель. С помощью вибрации бетон втрамбовывается в грунт и образует уширенную пяту свай (грушевидное уширение).

Винтовые сваи. К сваям с уширенной пятой относятся также сваи, имеющие на конце винтовую лопасть, создающую значительную опорную площадь и позволяющую погрузить сваю завинчиванием. Свая состоит из металлического сварного или литого башмака с винтовой лопастью (1,25 витка, диаметром 3 + 3,5 диаметра свай) и трубчатого металлического или железобетонного ствола (рис. VI-15). Погружаются винтовые сваи специальным механизмом — кабестаном, представляющим собой полу муфту, надеваемую на голову свай (с приливами, захватывающими сваю) и приводимую в медленное вращение (0,5—1,0 об/мин) электромотором посредством системы приводных шестерен.

Скорость погружения свай 20—30 м/ч. Наиболее часто применяемые размеры винтовых свай: диаметр от 0,45 до 1 м, глубина погружения от 10 до 50 м; эти сваи можно делать также наклонными (до наклона 3 : 1).

Винтовые сваи применяются в условиях, когда нужно пройти значительную толщу слабых грунтов (при отсутствии крупных включений) и достигнуть прочного грунта; тогда преимущество большой опорной площади на конце реализуется в наибольшей степени. Плавность погружения винтовых свай, без сотрясений, дает возможность возводить их вблизи существующих сооружений.

Сваи, усиленные по длине или оголовком в верхней части. В ряде случаев можно повысить несущую способность свай с помощью дополнительных конструктивных мер по длине свай («усилить» сваю).

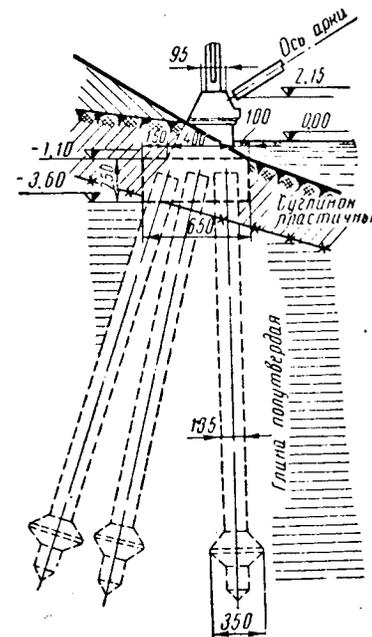


Рис. VI-14. Вид уширения конца буровой свай, образованного механическим уширителем конструкции Е. Л. Хлебникова

Давно известны простые методы усиления деревянных свай во временных сооружениях с помощью коротышей, приболченных к свае на разных уровнях. Известны также железобетонные сваи с заранее предусмотренными выступами, увеличивающими лобовое сопротивление грунта. Однако последняя конструкция получила ограниченное распространение, так как при погружении сваи выступы резко нарушают структуру некоторых грунтов, вследствие чего уменьшается трение по боковой поверхности сваи. Стремление использовать подошву ростверка для увеличения нагрузки на свайный фундамент, как это уже указывалось выше, не дает ожидаемых результатов вследствие большой податливости грунта под ростверком по сравнению с податливостью свай.

Заслуживает внимания конструкция усиления железобетонных (квадратных и трубчатых) свай оголовком, предложенная инженером

К. Е. Крытовым (Главленинградстрой) и успешно осуществленная при строительстве фундаментов ряда жилых зданий в Ленинграде. Квадратные сваи 35×35 см длиной 6—14 м и трубчатые диаметром 66 и 78 см длиной 6—9 м усиливались железобетонным кольцевым оголовком диаметром до 140 см, надеваемым на сваю в верхней части после погружения сваи. Оголовок забивается на глубину

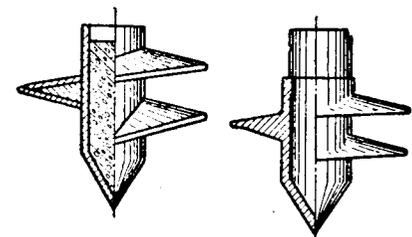


Рис. VI-15. Наконечник винтовой сваи

1—1,2 м, после чего он жестко соединяется со сваей (замоноличивается). Как показали исследования инженера Ю. Н. Платонова*, в грунтах средней плотности несущая способность железобетонных свай указанных выше размеров при введении оголовков возрастала в 2—3 раза. Наибольший эффект получается в тех случаях, когда сравнительно короткие сваи проходят верхний, более плотный слой и попадают концом в менее плотный грунт. Такое положение можно часто наблюдать в геологических условиях Ленинграда. Положительный результат данного усиления объясняется, конечно, тем, что при забивке оголовка происходит уплотнение грунта под ним. Кроме того, поскольку уширение сваи делается только в верхней части и до поверхности грунта, уменьшения трения по боковой поверхности сваи (которое наблюдается обычно выше уширения, если его расположить ниже головы сваи, как это делалось ранее) не происходит; наоборот, под подошвой оголовка вследствие увеличения

* Ю. Н. Платонов, В. П. Малышев, К. Е. Крытов. Работа забивных свай в геологических условиях Ленинграда. Несущая способность свай в слабых грунтах (Материалы семинара в Ленинградском доме научно-политической пропаганды). 1966.

напряжений в грунте наблюдается повышение величины сил трения между сваей и грунтом.

Комбинированные сваи. Иногда бывает экономически целесообразно составить сваю по длине из двух различных материалов, т. е. применить комбинированную сваю. Чаще всего комбинируют деревянную часть, помещая ее ниже горизонта воды (где благодаря постоянной влажности сомнений в долговечности древесины

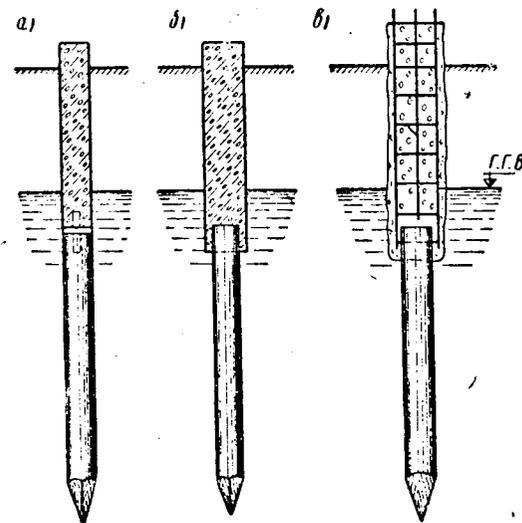


Рис. VI-16. Конструкции комбинированных свай:

а — простейшее соединение железобетонной и деревянной частей сваи; б — комбинация металлической или железобетонной оболочки с деревянной частью сваи; в — комбинация набивной бетонной и деревянной частей сваи

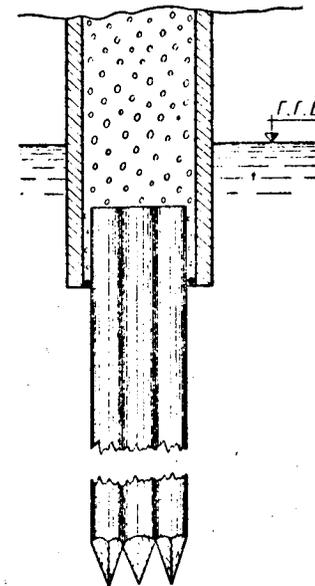


Рис. VI-17. Комбинированная свая в виде куста деревянных свай, объединенных железобетонной оболочкой

не возникает), с бетонной или железобетонной верхней частью. Первоначально осуществляли стык железобетонной и деревянной частей на металлическом штыре (рис. VI-16, а), однако даже при небольших эксцентриситетах нагрузки прочность такого стыка была мала и потому перешли к более прочным конструкциям. На рис. VI-16, б показан стык, в верхней части которого установлена металлическая или железобетонная тонкостенная оболочка, насаженная на деревянную часть, заполняемая бетоном. В другом случае (рис. VI-16, в) в верхней части устраивается в извлекаемой из грунта трубе набивная бетонная армированная свая, охватывающая голову деревянной части на длину 0,5—0,6 м. Труба для изготовления набивной сваи забивается с помощью деревянного сердечника, который используется для забивки деревянной части через

трубу и удлиняется; после этого труба заполняется постепенно бетоном, который трамбуется; труба при этом поднимается.

При необходимости получить мощную комбинированную сваю используются железобетонная оболочка большого диаметра и куст деревянных свай, забитых через полость оболочки (рис. VI-17). После заполнения полости бетоном головы деревянных свай оказываются надежно соединенными с верхним железобетонным столбом. Имеются случаи комбинации железобетонной оболочки большого диаметра в верхней части с металлическими сваями вниз.

7. Конструкции ростверков. Ростверки — плиты, объединяющие головы свай и обеспечивающие их совместную работу, — в настоящее время изготавливаются из бетона и железобетона. Деревянные ростверки, представляющие собой систему продольных насадок на деревянные сваи и поперечных балок с дощатым настилом, встре-

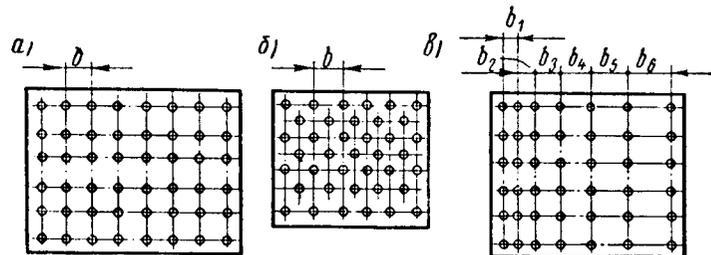


Рис. VI-18. Расположение свай:

а — рядовое; б — в шахматном порядке; в — неравномерное

чаются редко (только во временных сооружениях), поэтому рассматривать их нет необходимости.

Монолитные бетонные и железобетонные ростверки. При применении монолитного бетона (М100—150) ростверки назначаются конструктивно и имеют, как правило, минимальную толщину 0,6—0,7 м в фундаментах жилых и промышленных зданий и 1,5—2,0 м в фундаментах опор мостов. Железобетонные ростверки рассчитываются и имеют меньшую толщину. Размеры ростверка в плане определяются размерами сооружения, количеством и размещением свай.

Сваи размещаются рядами или в шахматном порядке (рис. VI-18, а и б), причем расстояния в осях между вертикальными сваями должны быть не менее трех диаметров сваи ($b \geq 3d$); наклонные сваи размещаются так, чтобы последнее требование было выдержано в плоскости нижних концов, в плоскости же подошвы ростверка минимальное расстояние в осях должно быть не менее 1,5 диаметра сваи. Расстояние от края ростверка до оси первого ряда свай в фундаментах зданий назначается 0,7 диаметра сваи; в фундаментах опор мостов расстояние от края ростверка до ближайшей грани сваи должно быть не менее 0,25 м.

Заделка голов деревянных свай в ростверк принимается: в фундаментах опор мостов — не менее двух диаметров сваи; в фундаментах зданий — 0,3 м. При железобетонных сваях головы их могут входить в бетон ростверка на 0,15—0,20 м, но заделка должна обеспечиваться запуском арматуры сваи в бетон ростверка не менее

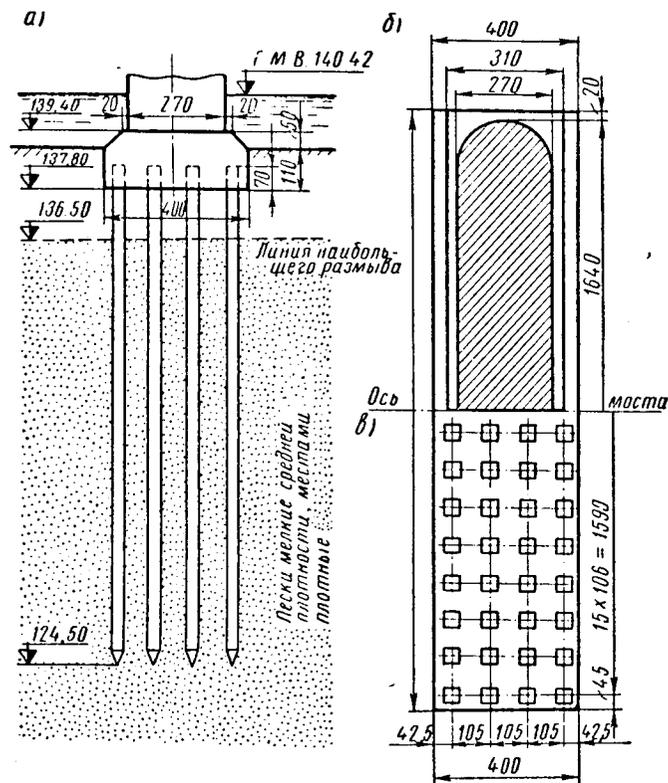


Рис. VI-19. Свайный фундамент в виде монолитного бетонного ростверка на квадратных железобетонных сваях:

а — разрез; б — сечение по фундаменту; в — сечение по сваям

чем на 20 диаметров стержней арматуры периодического профиля и не менее чем на 40 диаметров при гладкой арматуре. В фундаментах опор мостов при железобетонных сваях рекомендуется заводить головы свай в бетон ростверка не менее чем на два диаметра сваи при сваях диаметром до 0,60 м и не менее чем на 1,2 м при сваях большего диаметра.

Положение ростверка в вертикальной плоскости зависит от естественных условий и назначения сооружения, в разной степени для низкого или высокого ростверка.

Подошва низкого ростверка, имеющего любые сваи, кроме деревянных, располагается в зависимости от глубины сезонного промерзания, если основание сложено грунтами, способными к пучению (такими, как глинистые грунты, пылеватые и мелкие пески); если грунты основания непучинистые, то ростверк может закладываться на любой глубине. При деревянных сваях глубина заложения низкого ростверка определяется упомянутым ранее условием, по которому головы деревянных свай должны находиться ниже наименьшего уровня грунтовых или поверхностных вод (по техническим условиям, для фундаментов опор мостов головы деревянных свай должны быть ниже этого уровня не менее чем на 0,5 м).

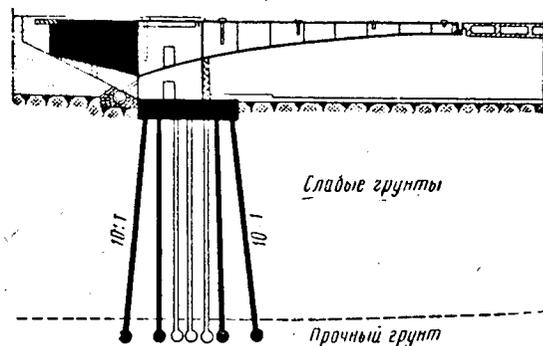


Рис. VI-20. Свайный фундамент устоя путепровода в виде монолитного железобетонного ростверка на трубобетонных сваях с камуфлетными уширениями

Положение подошвы высокого ростверка не зависит от грунтовых условий; при назначении ее уровня необходимо учитывать специальные требования, связанные с режимом водоема (например, с данными об уровне ледостава и толщины льда) и эксплуатационными особенностями (например, для причальных портовых сооружений). Высокие ростверки нашли наибольшее применение в опорах мостов и в портовых гидротехнических сооружениях (в набережных, пирсах и т. п.).

На рис. VI-19 показан монолитный бетонный ростверк речной опоры моста с квадратными железобетонными сваями. Несмотря на то что по первоначальному положению подошвы ростверка как будто может быть назван низким, работать он будет как высокий, если учесть положение уровня возможного наибольшего размыва. Поскольку даже при максимальном размыве свободная длина свай составляет 1,3 м, в данном случае оказалось возможным не вводить наклонных свай.

На рис. VI-20 приведен общий вид свайного фундамента устоя путепровода, представляющего собой железобетонный монолитный

ростверк на трубобетонных сваях диаметром 47,5 см с камуфлетным уширением до 1,1 м. Ввиду того что толща грунтов, проходимая сваями, имеет малую плотность, для уменьшения смещения устоя при действии горизонтальных сил сваям крайних рядов был придан небольшой наклон (10 : 1).

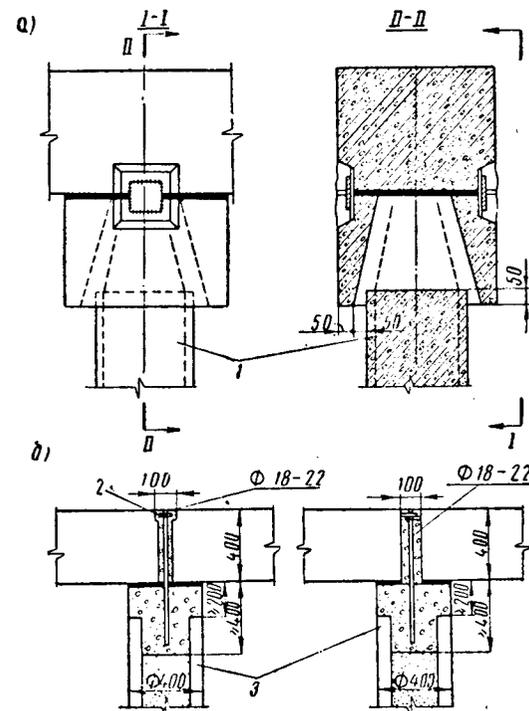


Рис. VI-21. Конструкция сборного железобетонного ростверка в фундаментах зданий:

а — соединение балки со сваяй; б — стык балок; 1 — квадратная сплошная свая; 2 — коротыш $\Phi 18-22$ мм; 3 — трубчатая свая

Сборные железобетонные ростверки. Наибольшее применение получили сборные железобетонные ростверки в свайных фундаментах гражданских и промышленных зданий. Под стенами зданий железобетонные сваи располагаются ча-

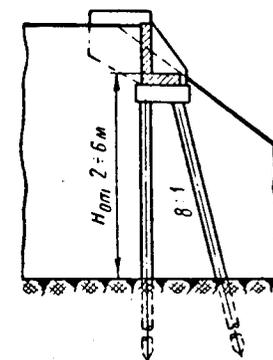


Рис. VI-22. Сборный железобетонный ростверк фундамента козлового типа устоя моста

ще всего в один ряд, вследствие чего ростверк имеет вид железобетонной рандбалки, опирающейся на головы свай. Отдельные элементы ростверка индустриального изготовления соединяются со сваями с помощью оголовков, закрепленных на головах свай (рис. VI-21).

Необходимо отметить, что данный сборный низкий ростверк не закладывается ниже глубины сезонного промерзания грунта; под ним устраивается непучинистая подсыпка. Кроме того, учитывается тепловое влияние здания.

Сборные железобетонные ростверки применяются также в фундаментах средних и малых мостов. На рис. VI-22 показан сборный ростверк свайного устоя козлового типа.

§ 24. ПРИНЦИПЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СОПРОТИВЛЕНИЯ ОДИНОЧНЫХ СВАЙ

1. Сопротивление свай вертикальной нагрузке определяется как наименьшее из величин, вычисляемых по условию прочности материала свай и по условию прочности грунта, удерживающего сваю.

Для того чтобы сваи были запроектированы наиболее экономично, необходимо стремиться к тому, чтобы полученные на основании указанных условий два значения сопротивления были максимально близки. По условию прочности материала свая рассчитывается: в низких ростверках — на осевое усилие как центрально сжатый стержень; в высоких ростверках — на осевую силу, изгибающий момент и поперечную силу. Кроме того, железобетонные сваи проверяются на трещинообразование. Расчетное сопротивление свай по условию прочности материала вычисляется на основе методов строительной механики по формулам, приводимым в соответствующих разделах строительных норм.

Ниже рассмотрены формулы для определения расчетного сопротивления свай как центрально сжатого стержня.

Несущая способность железобетонных свай P_c по условию прочности материала. Для призматических сплошных свай

$$P_c = m_1 \varphi (R_{np} F_6 + R_a F_a), \quad (VI-1)$$

где m_1 — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1;

R_{np} — расчетное сопротивление бетона при сжатии, $кГ/см^2$;

F_6 — площадь поперечного бетонного сечения, $см^2$;

R_a — расчетное сопротивление арматуры, $кГ/см^2$;

F_a — площадь сечения арматуры, $см^2$;

φ — коэффициент продольного изгиба; для низкого ростверка принимается $\varphi = 1$, для высокого коэффициент φ определяется с учетом закрепления концов свай, причем при вычислении расчетной длины принимается только длина части свай, находящейся вне грунта.

Для трубчатых свай (при отношении расчетной длины к диаметру $\frac{l_p}{d} \leq 12$)

$$P_c = m_1 (R_{np} F_a + R_a F_a + 2,5 R_{a,c} F_{a,c}), \quad (VI-2)$$

где $R_{a,c}$ — расчетное сопротивление спиральной арматуры, $кГ/см^2$;

F_a — площадь сечения бетонного ядра, $см^2$;

$$F_{a,c} = \frac{\pi d_n f_{a,c}}{t_c}, \quad см^2;$$

где d_n — диаметр бетонного ядра, $см$;

$f_{a,c}$ — площадь поперечного сечения стержня спирали, $см^2$;

t_c — шаг спирали, $см$.

При более гибких сваях ($\frac{l_p}{d} > 12$) работа спирали не учитывается и сопротивление свай вычисляется по формуле (VI-1).

Несущая способность деревянной свай P_c по условию прочности материала

$$P_c = k_m m_2 F_{нт} R_c, \quad (VI-3)$$

где R_c — расчетное сопротивление дерева сжатию, $кГ/см^2$;

$F_{нт}$ — площадь поперечного сечения (нетто) свай, $см^2$;

k_m — коэффициент однородности материала свай, принимаемый равным 0,9;

m_2 — коэффициент условий работы свай; с учетом того, что деревянная свая, как правило, находится ниже горизонта воды, m_2 принимается равным 0,7.

2. Сопротивление свай-стойки вертикальной нагрузке по условию прочности грунта. Ввиду того что грунт под концом свай-стойки значительно плотнее и прочнее, чем грунт, окружающий боковую поверхность свай, при определении сопротивления свай по условию прочности грунта учитывается работа только конца свай. Несущая способность свай вычисляется по формуле

$$P_c = kmR^H F, \quad (VI-4)$$

где R^H — нормативное сопротивление грунта под концом свай (в T/m^2), определяемое по табл. 1 СНиП III-Б. 5—67, T/m^2 ;

F — площадь поперечного сечения свай, m^2 ;

k — коэффициент однородности грунта, принимаемый равным 0,7;

m — коэффициент условий работы основания, принимаемый для одиночной свай равным 1.

Следует обратить внимание на то, что величины нормативного сопротивления R^H для ряда грунтов в основании свай в табл. 1 СНиП II-Б. 5—67 значительно выше аналогичных величин, принимаемых для оснований фундаментов глубокого заложения, сооружаемых в открытых котлованах или с выемкой грунта из предварительно опускаемых оболочек. Такое повышение R^H обусловлено уплотнением грунта, производимым погружением свай, и связанным с ним изменениями в деформируемости основания, которые рассмотрены ниже при анализе работы свай.

3. Работа свай и окружающего их грунта. При погружении свай проходимость ими грунт деформируется: вытесняемый свай объем грунта вызывает симметричный сдвиг окружающего грунта. Сначала при малой глубине погружения уплотнение грунта происходит только под концом свай, где концентрируются напряжения, вокруг же свай грунт в основном выпирает на поверхность.

С увеличением глубины проникания сваи в грунт исчезает возможность выпирания на поверхность, симметричный сдвиг заканчивается внутри грунтового массива, а выдавливаемый из-под острия грунт проникает в окружающую сваю область и уплотняет ее — происходит уплотнение грунта под действием так называемого «внутреннего» выпирания. Весьма тщательно поставленные Ж. Керизлем опыты по вдавливанию сваи ($d = 320$ мм) в пески с измерением плотности грунта показали значительное уплотнение в зоне до $2,5 d$ по ширине и до $1,75 d$ по глубине у острия. Распределение

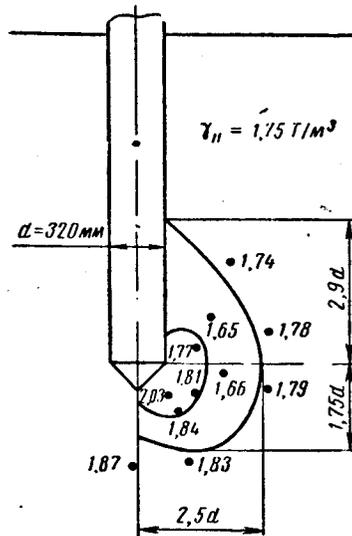


Рис. VI-23. Уплотнение грунта после вдавливания сваи по опытам Ж. Керизеля

объемного веса песка по этим опытам показано на рис. VI-23. В результате при погружении в уплотненном основании происходит симметричный сдвиг грунта по поверхностям скольжения, заканчивающимся в толще основания не выше горизонтальной плоскости, проходящей на уровне начала острия, и вокруг сваи образуется цилиндрический объем, имеющий радиус наружной границы около трех диаметров сваи, который благодаря существенному уплотнению выделяется из окружающего грунта. При уплотнении основания этот цилиндрический объем несколько оседает и пригружает области сдвигов, возникающие под острием. Наиболее рельефно указанная картина деформации грунта при погружении сваи наблюдается в песчаных грунтах. В глинистых грунтах, ввиду того что процесс уплотнения их связан с выжиманием воды из пор, с вязким взаимным перемещением частиц и протекает медленно, уплотнение грунта вокруг сваи происходит в малой степени; перемещения, вызванные выдавливанием грунта из-под острия сваи, приводят в основном к выпиранию на поверхность. Это выпирание протекает также медленно и часто продолжается несколько дней после окончания погружения свай, что следует учитывать при назначении сроков бетонирования низких ростверков.

Сказанное приводит к хорошо известному из практики выводу о том, что применение висячих свай наиболее эффективно в быстро и хорошо уплотняемых грунтах, т. е. в песчаных грунтах и в некоторых супесях. В таких грунтах: 1) уплотненное при погружении сваи основание может воспринять высокое давление; 2) между уплотненным грунтом и боковой поверхностью сваи возникают силы трения, обеспечивающие значительную часть общей величины

несущей способности сваи. Следует иметь в виду также, что с помощью сил трения часть нагрузки, передаваемой через боковую поверхность сваи окружающему грунту, распределяется на большую площадь и в свою очередь создает пригрузку основания сваи, чем повышает устойчивость последнего.

В связи с тем, что теория линейно деформируемой среды дает при применении к грунтам в известных пределах хорошие результаты, были сделаны попытки использовать ее также для исследо-

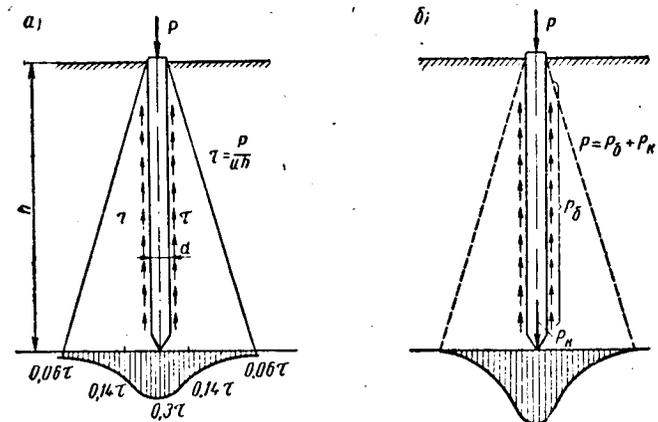


Рис. VI-24. Распределение напряжений на уровне конца свай:

a — в предположении равномерного распределения нагрузки через боковую поверхность сваи; b — с учетом передачи нагрузки через конец сваи (u — периметр сечения сваи)

вания напряженного состояния грунта вокруг сваи и под ней (Н. М. Дорошкевич и др.).

Если таким путем определить вертикальные нормальные напряжения в горизонтальной плоскости на уровне конца сваи от сил трения, равномерно распределенных по боковой поверхности сваи, то получится эпюра, изображенная на рис. VI-24, a (формула для напряжений получается путем интегрирования выражения, полученного Р. Миндлиным* для силы, находящейся внутри линейно деформируемого полупространства). Ввиду того, что в этой расчетной схеме предполагается передача нагрузки грунту только с помощью боковой поверхности сваи, без участия конца, напряжения получаются небольшими по величине; отметим, что они рас-

* R. M i n d l i n. The concentrated force in elastic half space. «Phisiks», 1936, № 5.

пределяются на площадь диаметром примерно $12d$ (при $\frac{h}{d} = 25$, где h — глубина погружения, d — диаметр свай).

В действительности часть нагрузки передается непосредственно через конец свай; эта часть тем больше, чем плотнее грунт под острием. Поэтому фактическая эпюра на уровне конца свай будет характеризоваться большей концентрацией напряжений (рис. VI-24, б). А. А. Бирюковым* были построены линии равных давлений в грунте вокруг свай при различном соотношении частей нагрузки,

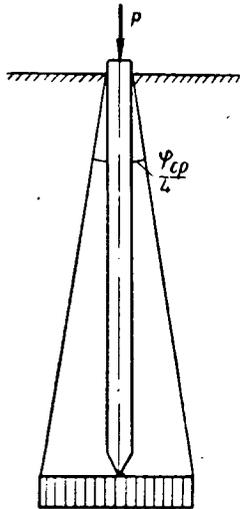


Рис. VI-25. Схема приближенного определения напряжений на уровне конца свай по СНиПу

передаваемой боковой поверхностью и концом свай; эти построения показали изменение концентрации напряжений в зависимости от величины указанного соотношения. В связи с тем, что с увеличением осадки свай касательные напряжения по ее боковой поверхности изменяются, изменяется также в процессе возрастания нагрузки соотношение между частями, приходящимися на боковую поверхность и на конец свай. С учетом этого обстоятельства, а также наличия разрыва в среде по свае становится достаточно очевидной условность применения в данном случае расчетной схемы сплошного линейно деформируемого полупространства, несущего нагрузку, равномерно распределенную по вертикали. Поскольку еще нет решения задачи о напряжениях и деформациях полупространства, воспринимающего нагрузку от стержней, имеющих модуль деформации, отличающийся от модуля деформации грунта (при этом нужно еще учесть изменения сжимаемости грунта, происшедшие при внедрении стержней), в настоящее время отсутствуют доста-

точно строгие методы расчета величин напряжений и деформаций грунта вокруг свай и под ними. Поэтому для расчета свайных фундаментов по деформациям (т. е. для расчета осадки оснований) прибегают к приближенным приемам. Площадь распределения напряжений на уровне конца одиночной сваи определяют как площадь основания конуса, образующая которого составляет с осью свай угол $\frac{\varphi_{\text{ср}}}{4}$, где $\varphi_{\text{ср}}$ — средний угол внутреннего трения слоев грунта, пройденных свайей (рис. VI-25). Это допущение, являющееся также сущностью указания, содержащегося в строительных нормах на свайные фундаменты, хорошо

* А. А. Бирюков. Деформации в грунтах при погружении свай. Трансдориздат, 1937.

подтверждено многочисленными полевыми опытами В. Н. Голубкова* и А. А. Бартоломея**.

Прочность грунта вокруг свай оказывается исчерпанной, когда трение по боковой поверхности ее достигает предельной величины и под концом свай образуются достаточно развитые области сдвигов. Достижение предельной нагрузки на сваю, после которой последняя получает резкую осадку, соответствует началу значительного смещения свай относительно окружающего ее массива, сопровождаемого сдвигом областей грунта у конца (рис. VI-26). Для определения предельной нагрузки необходимо иметь возможность вычислить предельную величину сил трения по боковой поверхности свай и предельное сопротивление грунта под ее концом.

Предельная величина сил трения, возникающего между свайей и окружающим ее грунтом, определяется опытным путем. Исследования показали, что в ряде грунтов предельное трение, соответствующее «срыву» свай относительно грунта, не является максимальным: трение сначала по мере увеличения смещения возрастает, а затем падает до постоянного предельного значения. Следует отметить, что трение фактически происходит не между материалом свай и грунтом, а между окружающим сваю грунтом и грунтовой рубашкой (толщиной до 1 см), образовавшейся по боковой поверхности свай при ее погружении. Поэтому для свай разного материала в расчет обычно вводят одну и ту же величину интенсивности предельного трения. В табл. VI-1 приведены средние значения интенсивности предельного (нормативного) трения (f^u в T/m^2) по боковой поверхности забивных свай для различных грунтов, собранные на основании экспериментальных данных в строительных нормах (табл. 2 в СНиП II-Б.5—67). Исследования также показали, что распределение сил предельного трения в пределах рассматриваемого слоя практически может быть принято равномерным.

Для определения предельного сопротивления грунта под концом свай необходимо учесть следующее.

При возрастании нагрузки на конец свай в уплотненном при ее погружении грунте (здесь, как и выше, имеется в виду свая, при погружении которой происходит уплотнение окружающего массива за счет вытеснения грунта в объеме свай) постепенно развиваются области сдвигов; как показали наши опыты, сдвигаемые

При возрастании нагрузки на конец свай в уплотненном при ее погружении грунте (здесь, как и выше, имеется в виду свая, при погружении которой происходит уплотнение окружающего массива за счет вытеснения грунта в объеме свай) постепенно развиваются области сдвигов; как показали наши опыты, сдвигаемые

* В. Г. Березанцев, В. Н. Голубков, В. С. Христофоров. Несущая способность и деформации свайных фундаментов. Доклады к V Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. Стройиздат, 1961.

** А. А. Бартоломей, Н. М. Дорошкевич. Осадки однорядных свайных фундаментов. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965, № 5.

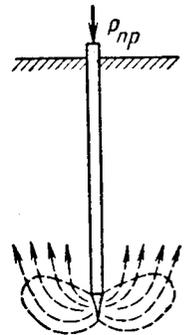


Рис. VI-26. Вид областей сдвигов у конца свай

Таблица VI-1
Нормативные сопротивления грунта по боковой поверхности забиваемых свай f''

Глубина расположения слоя, м	Нормативное сопротивление f'' песчаных грунтов средней плотности (для свай, погруженных без подмыва), Т/м ²					
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых			
				глинистых грунтов при показателе консистенции B		
	$\leq 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,2
2	4,2	3,0	2,0	1,7	0,7	0,3
3	4,8	3,5	2,5	2,0	0,8	0,4
4	5,3	3,8	2,7	2,2	0,9	0,5
5	5,6	4,0	2,9	2,4	1,0	0,6
7	6,0	4,3	3,2	2,5	1,1	0,7
10	6,5	4,6	3,4	2,6	1,2	0,8
15	7,2	5,1	3,8	2,8	1,4	1,0
20	7,9	5,6	4,1	3,0	1,6	1,2
25	8,6	6,1	4,4	3,2	1,8	—
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,0	—
35	10,0	7,0	5,0	3,6	2,2	—

Примечание. Для плотных песков значения f'' увеличиваются на 30 %.

объемы грунта достигают горизонтальной плоскости, проведенной на уровне начала острия.

Сопротивление сдвигу по образовавшимся поверхностям скольжения, от которого зависит предельная нагрузка, обусловливается сопротивлением движению этих объемов вверх, оказываемым грунтом, находящимся над сдвигаемыми объемами (см. рис. VI-26). Минимальное сопротивление вышележащего грунта (в момент, когда уплотнение основания сваи закончилось и начинаются сдвиги) равно весу цилиндрического уплотненного объема, выделившегося из окружающего грунта, за вычетом сил трения, возникающих по боковой поверхности этого уплотненного объема (между ним и окружающим его грунтом); так можно определить величину пригрузки сдвигаемых объемов грунта основания, о которой уже упоминалось выше. С помощью приближенных решений задачи теории предельного равновесия грунтов при осевой симметрии деформации (для случая цилиндрической ограждающей поверхности и конического штампа) В. Г. Березанцевым* получена формула для предельного напряжения на конце сваи в виде

$$\sigma_v = B_v q_h \quad (VI-5)$$

где интенсивность пригрузки $q_h = \alpha_h \left(\frac{h}{d}\right) \gamma d$.

* В. Г. Березанцев. Определение предельного сопротивления песчаных грунтов под концом сваи с помощью пенетрации. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1966, № 4.

Значения коэффициента B_v , подсчитанные для песчаных грунтов, даны в табл. VI-2.

Таблица VI-2

φ , град	26	30	34	38	40	42	44	46
B_v	19,7	43,2	80,0	154	220	320	455	688

На рис. VI-27 показан график для определения коэффициента α_h . В строительных нормах (СНиП II-Б.5—67, табл. 1) на основании обобщения опыта многочисленных испытаний свай даны следующие величины предельного (нормативного) давления на различные грунты под концом забивных свай (табл. VI-3).

По формуле (VI-5) значения предельного сопротивления получаются для песчаных грунтов более высокими, чем даются в таблице норм (в особенности для больших глубин погружения свай).

Не представляет особых затруднений видоизменить формулу (VI-5) так, чтобы она была пригодна и для связных грунтов (в нее нужно добавить член, содержащий сцепление, и подсчитать значения коэффициентов для φ менее 26°).

Расчет свай производится по трем предельным состояниям.

Первое предельное состояние характеризуется достижением предельной нагрузки по условию прочности материала сваи и прочности грунта, окружающего ее.

Второе предельное состояние характеризуется достижением предельной осадки по условию работы надфундаментной конструкции.

Расчет по *третьему предельному состоянию* имеет в виду проверку сваи на трещиностойкость.

В практике проектирования и возведения свайных фундаментов применяются три основных метода определения сопротивления

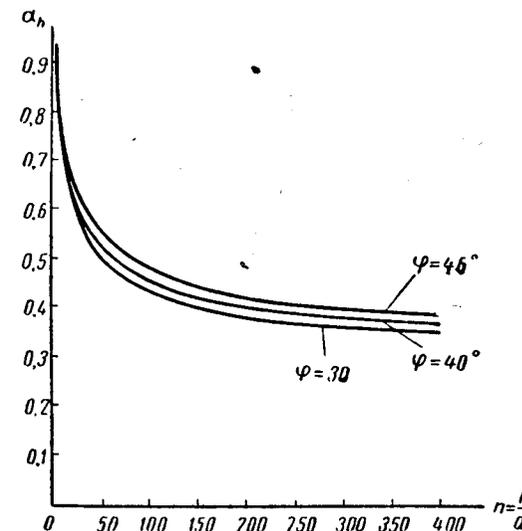


Рис. VI-27. График для определения коэффициента α_h в формуле (VI-5)

Таблица VI-3

Нормативные сопротивления грунта в плоскости нижних концов забивных свай R^n

Глубина забивки, м	Нормативное сопротивление R^n песчаных грунтов средней плотности, T/m^2						
	гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—
	Глинистых грунтов при консистенции B						
	≤ 0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	750 700	650 400	300	290 200	180 120	120 100	60
4	830	660 510	380	300 250	190 160	125	70
5	880	670	400	310 280	200	130	80
7	970	690	430	330	220	140	85
10	1050	730	500	350	240	150	90
15	1170	750	560	400	280	160	100
20	1260	820	620	450	310	170	110
25	1340	880	680	500	340	180	120
30	1420	940	740	550	370	190	130
35	1500	1000	800	600	400	200	140

Примечания:

- В случаях, когда значения R^n указаны дробью, числитель относится к пескам, а знаменатель — к глинистым грунтам.
- Для плотных песков значения R^n увеличиваются на 30%.

свай вертикальной нагрузке по условию прочности грунта (по первому предельному состоянию): 1) теоретический метод, базирующийся на теории работы свай, рассмотренной в данном параграфе; 2) динамический метод, использующий результат пробной забивки свай; 3) метод испытания пробной статической нагрузкой на строительной площадке.

К настоящему времени разработан также и начинает внедряться метод определения сопротивления свай по результатам статического зондирования грунтов.

4. Статический метод определения сопротивления свай вертикальной нагрузке по условию прочности грунта. Несущая способность свай-стойки определяется по формуле (VI-4), а висячей свай — по двучленной формуле

$$P_c = km (R^n F + u \sum m_j f_i l_i), \quad (VI-6)$$

в которой каждый член в скобках дает один из двух видов сопротивления грунта: первый — сопротивление под концом свай, вто-

рой — сопротивление по боковой поверхности. Кроме обозначений, названных уже выше, в этой формуле

u — периметр поперечного сечения свай, м;

f_i^n — нормативное сопротивление i -го слоя толщиной l_i по боковой поверхности свай, принимаемое по табл. VI-1, T/m^2 .

m_j — коэффициент, зависящий от способа образования ствола свай, принимаемый по табл. VI-4.

Таблица VI-4

Значения m_j

Способ погружения или устройства свай	m_j	Способ погружения или устройства свай	m_j
Погружение забивкой в предварительно пробуренные скважины с заглублением концов не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		Погружение полых круглых свай на глубину 10 м и более с последующим устройством на конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в глинистых грунтах консистенции $B \leq 0,5$	1,0
а) равном стороне квадратной свай	0,5	Набивные частотрамбованные свай при забивке инвентарной трубы:	
б) на 50 мм меньше стороны свай	0,6	а) в песках	0,7
Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем метре погружения без применения подмыва	0,9	б) в супесях	0,6
Вибропогружение в грунты:		в) в суглинках	0,6
а) песчаные	1,0	г) в глинах	0,6
б) глинистые с консистенцией $B = 0,5$:		Буронабивные свай, в том числе с уширенной пяткой:	
супеси	0,9	а) в песках	0,6
суглинки	0,9	б) в глинистых грунтах	0,5
глины	0,9	Свай-оболочки, погружаемые вибраторами с выемкой грунта:	
в) глинистые с консистенцией $B \leq 0$	1,0	а) в песках	1,0
Погружение полых свай с открытым концом	1,0	б) в супесях	0,9
		в) в суглинках	0,7
		г) в глинах	0,6

Примечание. Сопротивление грунта по боковой поверхности свай с уширенной пяткой учитывается только на участке от верха свай до места пересечения ствола свай с поверхностью конуса, имеющего образующую, касающуюся границы уширения и наклоненную к оси свай под углом $\frac{\varphi}{4}$ (φ — среднее значение угла внутреннего трения грунтов, залегающих в пределах конуса).

R^n — нормативное сопротивление грунта под концом свай, принимаемое по табл. VI-3, T/m^2 ; в случаях погружения свай способами, указанными в табл. VI-5, величина R^n умножается на коэффициент m_c , (см. табл. VI-5). Для свай-оболочек, погруженных в песчаные грунты с сохранением ядра грунта на высоту не менее 2 м, R^n опреде-

ляется по формуле (VII-2) с введением коэффициента условий работы β от 0,14 до 0,29 (по СНиП II-Б. 5—67 в зависимости от диаметра оболочки); для оболочек, погружаемых в песчаные грунты без сохранения грунтового ядра, и для набивных свай вводится еще коэффициент 0,65. Для свай-оболочек и набивных свай, погружаемых в глинистые грунты, R^H определяется по табл. VI-6 (табл. 6 СНиП II-Б.5—67).

Таблица VI-5

Значения m_σ

Способ погружения или устройства свай	m_σ	Способ погружения или устройства свай	m_σ
Вибропогружение в грунты: а) песчаные водонасыщенные средней плотности: пески крупные и средней крупности пески мелкие пески пылеватые б) глинистые с консистенцией $B = 0,5$: супеси суглинки глины в) глинистые с консистенцией $B \leq 0$ Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем метре погружения без подмыва	1,2 1,1 1,0 0,9 0,8 0,7 1,0 1,0	Погружение молотами полых свай с открытым нижним концом: а) при диаметре полости свай менее 40 см б) при диаметре полости свай более 40 см Погружение любым способом полых круговых свай на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в глинистых грунтах консистенции $B \leq 0,5$ при диаметре уширения равном: а) 1,0 м в любых грунтах б) 1,5 м в супесях в) 1,5 м в суглинках и глинах Для частотрамбованных свай	1,0 0,7 0,9 0,8 0,7 1,0

Таблица VI-6

Значения R^H

Глубина расположения нижнего конца свай, м	R^H (Т/м ²) под концом набивных свай и свай-оболочек при глинистых грунтах консистенции B			
	0	0,2	0,4	0,6
3	60	50	35	25
5	75	60	45	35
10	110	90	75	60
20	180	160	135	105

5. **Динамический метод определения сопротивления свай вертикальной нагрузке.** Динамический метод позволяет определить сопротивление свай по результатам пробной забивки молотом одиночного действия.

Погружение свай от одного удара молота называется *отказом*. Отказ является показателем сопротивления свай вертикальной нагрузке: чем меньше отказ, т. е. чем меньше погружается свая от удара молота, тем более прочно она удерживается грунтом. Сначала эта связь устанавливалась эмпирическим путем; фирмы, выпускавшие свайные молоты, часто помещали в паспортах молотов и формулы для определения сопротивления свай по отказу. Однако эмпирические формулы такого типа не были достаточно обоснованы и, конечно, не были универсальны. Н. М. Герсеванов * в 1917 г. впервые показал, что зависимость между погружением свай при забивке и ее сопротивлением может быть установлена теоретически, и получил эту зависимость. При выводе формулы Н. М. Герсеванов исходил из следующего уравнения работ:

$$QH = P_{пр}e + Qh + \alpha QH,$$

где Q — вес падающей части молота;
 H — высота падения (следовательно, QH — работа, производимая свободно падающим молотом);
 $P_{пр}$ — предельное сопротивление свай вертикальной нагрузке;
 e — отказ ($P_{пр}e$ — работа, затрачиваемая на преодоление сопротивления грунта погружению свай);
 Qh — работа, расходуемая на упругие деформации свай и выражаемая через величину подскока h падающей части молота;
 αQH — потери в работе на нагрев, неупругие деформации и т. п.

Сделав ряд упрощающих допущений и преобразований, Н. М. Герсеванов получил формулу в следующем виде:

$$P_{пр} = -\frac{nF}{2} + \sqrt{\left(\frac{nF}{2}\right)^2 + \frac{nF}{e} QH \cdot \frac{Q+k_y q}{Q+q}}, \quad (VI-7)$$

где F — площадь поперечного сечения свай;
 q — вес свай и наголовника (или подбабка);
 k_y — коэффициент восстановления удара; для стального молота, ударяющего по дереву (для железобетонных свай, как правило, по деревянному сердечнику наголовника), $k_y = 0,45$; $k_y^2 = 0,2$;
 n — коэффициент, зависящий от материала свай, имеющий разность напряжений, определяемый опытным путем.

В СНиП II-Б. 5—67 приводятся значения коэффициента n , проверенные многочисленными данными практикой: для железобе-

* Н. М. Герсеванов. Собрание сочинений, т. 1. Стройвоенмориздат, 1948.

тонных свай $n = 150 \text{ Т/м}^2$, для деревянных свай, забиваемых без подбабка, $n = 100 \text{ Т/м}^2$. В специальной литературе имеются данные о величине n и для других забивных свай (см., например, учебник Э. В. Костерина *).

После введения коэффициентов однородности k и условий работы m , а также небольшого преобразования, заключающегося в вынесении члена $\frac{nF}{2}$ за общую скобку, из выражения (VI-7) получается следующая формула для несущей способности свай, приводимая в строительных нормах:

$$P_c = km \frac{nF}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4}{nF} \cdot \frac{QH}{e} \cdot \frac{Q + 0,2q}{Q + q}} - 1 \right]. \quad (\text{VI-8})$$

Как и ранее, $k = 0,7$; $m = 1$.

При пользовании динамической формулой следует обращать особое внимание на условия получения из опыта расчетной величины отказа e . Для того чтобы выбрать правильно величину отказа, необходимо иметь представление об особенностях погружения свай при забивке, так как величина отказа зависит от режима забивки свай.

Практика забивки свай установила влияние перерыва в бойке свай (так называемого «отдыха свай») на величину отказа.

В маловажных чистых песчаных и гравелистых грунтах, плотных и средней плотности, при непрерывной забивке отказ быстро убывает с глубиной погружения свай и часто достигает нулевого значения (дальнейшая забивка свай становится невозможной); после отдыха сваю можно вновь погружать путем добивки, причем отказ возрастает. Это явление объясняется тем, что вследствие динамического воздействия под концом свай образуется местное грушевидное уплотнение, препятствующее погружению свай. Отсутствие динамического воздействия во время отдыха свай создает условия для разуплотнения указанной грушевидной области.

В пластичных глинистых и плавунных пылеватых грунтах наблюдается совершенно противоположное влияние отдыха на величину отказа. Здесь динамическое воздействие, появляющееся при непрерывной забивке свай, вызывает разжижение окружающего сваю грунта (происходящее вследствие тиксотропного нарушения структуры), а также возникновение гидродинамического порового давления. Отказ, обычно уменьшающийся с увеличением глубины погружения свай, в данном случае почти не уменьшается и может даже увеличиться. За время отдыха структура грунта восстанавливается (сваю, как говорят, «засасывает»), и отказы резко уменьшаются.

* Э. В. Костерин. Основания и фундаменты. Изд-во «Высшая школа», 1966, стр. 240.

В чистых песчаных и гравелистых грунтах, насыщенных водой, отдых практически не влияет на величину отказа. Сравнительно быстрое движение воды в этих грунтах способствует перемещению частиц, вследствие чего местного уплотнения не образуется. Тиксотропного нарушения структуры и последующего восстановления ее не может произойти, так как нет глинистых и пылеватых частиц.

Поэтому для грунтов, в которых отдых влияет на величину отказа, в формулу (VI-8) следует подставлять значение отказа, полученное после отдыха, так как только оно характеризует состояние грунта, соответствующее условиям действия статической нагрузки. Отказ до отдыха обычно называется *ложным*, а отказ после отдыха — *истинным*.

Для получения истинного отказа производят добивку свай после отдыха редкими ударами: 5—10 ударов с интервалами 2—5 мин.

Практика забивки свай установила следующие длительности отдыха в различных грунтах: в песчаных и гравелистых — 2—3 дня, в супесях — 5 дней, в суглинках и глинах — 15 дней; в отдельных случаях при пылеватых плавунных глинистых грунтах приходится давать еще более длительный отдых — до 20—25 дней.

Динамическим методом пользуются для контроля достаточности глубины забивки свай в процессе строительства. Для этого уравнение (VI-8) решается относительно величины отказа e :

$$e = \frac{kmnFQH}{P_c \left(\frac{P_c}{km} + nF \right)} \cdot \frac{Q + 0,2q}{Q + q}. \quad (\text{VI-9})$$

Подсчитанная по этой формуле для заданной проектной нагрузки на сваю P_c величина расчетного отказа e является контрольной цифрой. Для того чтобы забитые сваи имели несущую способность не ниже P_c , необходимо получать истинные отказы не более расчетного.

Как указывалось выше, формула Н. М. Герсеванова выведена для молотов одиночного действия (паровых, воздушных, подвесных). Дизель-молоты, хотя и относятся к молотам одиночного действия, однако имеют особенность, связанную с тем, что энергия удара в них затрачивается еще на сжатие воздуха в камере воспламенения горючего. Поэтому, как показали исследования, для дизель-молотов в формулу Н. М. Герсеванова необходимо подставлять вместо произведения QH величину энергии одного удара, расходуемой на погружение свай, указанную в паспорте молота.

Для определения динамическим методом сопротивления свай, погружаемых молотами двойного действия и выбропогружателями, приходится пользоваться эмпирическими формулами или производить добивку молотом одиночного действия и по результатам такой добивки рассчитывать сопротивление свай по формуле Н. М. Герсеванова.

6. Определение сопротивления свай вертикальной нагрузке по результатам статического испытания пробной нагрузкой. Ввиду того что технически оказывается возможным на месте строительства создать нагрузку, достаточную для доведения одиночной сваи до предельного состояния, в ответственных сооружениях при большом количестве свай производят испытание свай статической нагрузкой.

Для проведения такого испытания приходится оборудовать специальную установку, состоящую обычно из группы анкерных свай (4—6 свай), удерживающих упорные балки для гидравлических домкратов, передающих нагрузку на испытываемую сваю (рис. VI-28). Осадки сваи измеряются индикаторами перемещений или прогибомерами с точностью до 0,1 мм.

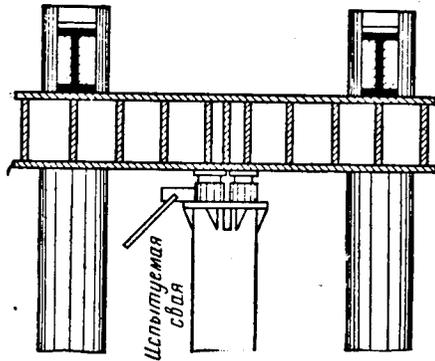


Рис. VI-28. Установка для испытания свай статической нагрузкой

Нагрузка на сваю дается ступенями — $1/10$ — $1/15$ ожидаемой предельной нагрузки, предварительно определяемой теоретическим методом. Каждая следующая ступень нагрузки прикладывается после того как осадка от предыдущей ступени прекратится. Осадка считается практически загасшей, если приращение ее за последние 2 ч составляет не более 0,2 мм для песчаных и не более 0,1 мм для глинистых грунтов. При стандартной методике испытани-

ний для определения соотношения между упругой и остаточной осадкой производят разгрузку при ступени, соответствующей проектной нагрузке и после достижения максимальной нагрузки.

На IV Международном конгрессе по механике грунтов и фундаментостроению голландским исследователем Ван-Вилом * была предложена новая методика статического испытания свай, предусматривающая систематические замеры упругой деформации сваи; эти замеры использованы для того, чтобы получить отдельно предельное сопротивление конца и боковой поверхности сваи. Методика Ван-Вила требует большой затраты времени на проведение испытаний; поэтому, если нет необходимости в разделении сопротивления сваи на основные составляющие, в большинстве случаев пользуются стандартной методикой (по действующим в Советском Союзе ведомственным инструкциям).

* A. F. Van - Weele. A Method of Separating the Bearing Capacity of a Test Pile into Skin-friction and Point-resistance. Pros. of the IV Int. Conf. on Soil Mech. and Found., Eng. v. II, 76, 1957, London.

По результатам фиксации осадок во время испытаний строится сначала график нарастания осадок во времени (рис. VI-29, а), а затем график зависимости величин конечных осадок от нагрузки (рис. VI-29, б) в определенном масштабе. Предельная нагрузка характеризуется резким возрастанием осадки при малом увеличении нагрузки. По кривой осадки сваи от нагрузки по характерным точкам определяют величину предельной нагрузки. Однако встречаются кривые иных типов (этот вопрос подробно разобран в книге Ю. Г. Трофименкова и А. А. Ободовского «Свайные фундаменты для жилых зданий». Стройиздат, 1964, стр. 103, 104), а именно: 1) кривые (при плотных грунтах под концом сваи), близ-

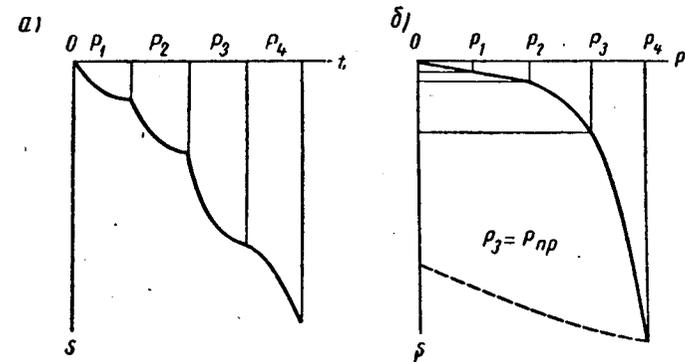


Рис. VI-29. Графические результаты испытания свай статической нагрузкой:

а — график нарастания осадок во времени; б — график зависимости величин конечных осадок от нагрузки

кие к прямой, показывающей на всем протяжении весьма малую осадку, и не имеющие точек перелома; 2) кривые, имеющие резкое падение, на которых трудно установить точки перелома и по ним предельную нагрузку. В первом случае за предельную обычно принимают нагрузку, равную полуторной расчетной. Во втором случае несущую способность сваи определяют по величине осадки в соответствии со СНиП II-Б.5—67.

Несущая способность сваи вычисляется умножением величины предельной нагрузки на коэффициенты k и m , имеющие те же значения, что и в формуле (VI-6), или, как следует из указания СНиП II-Б.5—67, определяется в зависимости от величины предельной осадки по формуле $P_c = kmP^m$ (где $k = 0,8$ и $m = 1$, P^m — нормативное сопротивление сваи в T , устанавливаемое по графику зависимости конечных осадок от нагрузки; P^m соответствует осадке Δ , равной $\Delta = \zeta s_{пр. ср}$; $s_{пр. ср}$ — предельная средняя осадка, задаваемая в проекте или принимаемая по СНиП II-Б.1—62*; $\zeta = 0,1$).

§ 25. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СВАИ И СВАИНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКЕ

Характер деформаций грунтов при вдавливании сваи и при погружении конического зонда статической нагрузкой аналогичен. Поэтому естественно стремление воспользоваться результатами вдавливания зондов для определения сопротивления свай. Многие исследователи за рубежом высказывали мнение, что удельные сопротивления грунта погружению наконечника и по боковой поверхности штанги зонда можно непосредственно использовать для расчета сопротивления свай.

Некоторые авторы предлагают вводить поправочные (понижающие) коэффициенты. Этот вопрос еще нельзя считать полностью исследованным. Однако теоретическое рассмотрение деформаций грунта вокруг сваи и предельного напряженного состояния под ее концом приводит к выводу, что если для сопротивления по боковой поверхности штанги зонда при переходе к свае, возможно, нет необходимости вводить понижающий коэффициент, то для удельного сопротивления под концом сваи уменьшение удельного сопротивления, полученного под коническим наконечником зонда, иногда необходимо. Это относится в особенности к песчаным грунтам с высоким внутренним трением, в которых, как показывает опыт, часто при малых величинах естественной пригрузки (что и имеет место при вдавливании зондов) получается относительно высокое сопротивление сдвигу. Наиболее обоснованно подойти к определению сопротивления конца сваи, имея величину сопротивления того же грунта статическому зондированию, можно, воспользовавшись сначала методикой определения угла внутреннего трения и сцепления по результатам зондирования, а затем применив методику расчета σ_v , изложенную выше*.

Для непосредственного приближенного определения сопротивления сваи по результатам испытания зондов статической нагрузкой (по такой же методике, по какой производится испытание свай) без вычисления характеристик сопротивления грунта сдвигу наиболее целесообразно пользоваться методикой комбинированного зондирования, разработанной в НИИ оснований Госстроя СССР С. А. Шашковым, В. Г. Булычевым и В. П. Михеевым**. По этой методике с помощью специальной установки, имеющей винтовые анкерные сваи, поддерживающие упорную балку (рис. VI-30) для домкратов, испытываются статической нагрузкой два зонда с коническими наконечниками: один с уширенным наконечником (обозначим площадь его основания F_k), другой без уширения (стержневой; пло-

* См. статью В. Г. Березанцева, указанную в сноске на стр. 220.

** С. А. Шашков. Определение сопротивления свай комбинированным зондированием. Доклады к VI Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. Госстройиздат, 1965.

щадь поперечного сечения его $F_{ст}$; $u_{ст}$ — периметр сечения). В результате испытаний получают при данной глубине зондирования $l_{ст}$ предельная нагрузка для первого зонда P_k и для второго — $P_{ст}$. Тогда удельное сопротивление грунта вдавливанию вычисляется как

$$R_k = \frac{P_k}{F_k},$$

а удельное сопротивление по боковой поверхности стержневого зонда — по формуле

$$f_T = \frac{P_{ст} - R_k F_{ст}}{u_{ст} l_{ст}}.$$

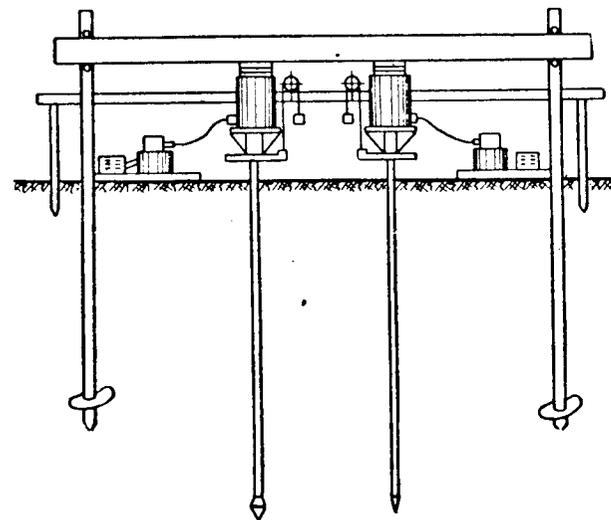


Рис. VI-30. Установка НИИ оснований для комбинированного зондирования

Для определения расчетного сопротивления сваи применяется формула (VI-6), в которой $f_i'' = f_T$; $R'' = k_v R_k m_f = 1$ (k_v — коэффициент, понижающий удельное сопротивление под концом сваи по сравнению с сопротивлением под коническим зондом, принимаемый в пределах от 0,5 до 0,7; меньшие значения следует вводить для грунтов с высоким углом внутреннего трения — более 38—40°).

Необходимо отметить, что авторы метода комбинированного зондирования считают возможным принимать $R'' = R_k$ ($k_v = 1$). Однако, учитывая еще недостаточную изученность влияния размеров конуса на сопротивление глубоко расположенного слоя грунта, необходимо принимать $k_v < 1$.

Совместная работа группы свай при вертикальной нагрузке. Испытания групп свай вертикальной нагрузкой, а также сравнение

величин осадок одиночной сваи и группы показали, что для висячих свай расстояние между ними существенно сказывается как на предельном сопротивлении свай, так и на осадке их. Для свай-стоек изменение расстояния влияет только на величину осадки и то в значительно меньшей степени, чем для висячих свай. Изложенное ниже относится к висячим сваям.

При очень малом расстоянии между соседними сваями, когда группу свай обычно именуют «кустом», грунт между ними настолько сильно уплотняется, что выделяется из окружающего массива грунта и перемещается при нагружении свай вместе с ними как одно целое. В результате уменьшается сопротивление по боковой поверхности, так как периметр такого свайно-грунтового массива

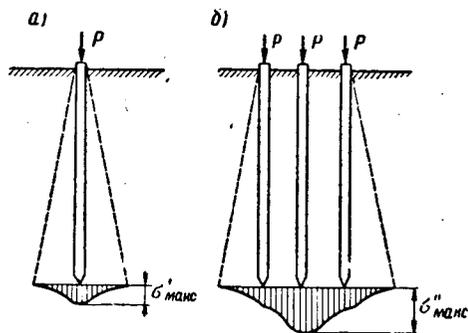


Рис. VI-31. Эпюры вертикальных нормальных напряжений на уровне концов одиночной сваи (а) и группы свай (б)

обычно меньше суммы периметров отдельных свай. Сопротивление же грунта под концами свай возрастает в результате увеличения площади опирания. Поэтому сопротивление куста свай нужно определять с учетом указанных изменений в работе свай. Опыт показывает, что при расстояниях более $3d$, но менее $6d$ работа группы свай отличается от работы одиночной сваи: осадка группы свай при одинаковой нагрузке на сваю всегда больше осадки одиночной сваи. Это явление объясняется тем, что напряжения в грунте ниже концов свай возрастают вследствие суммирования напряжений, создаваемых отдельными сваями. На рис. VI-31, а показана эпюра вертикальных нормальных напряжений на уровне конца одиночной сваи, а на рис. VI-31, б — в том же масштабе эпюра для трех свай, каждая из которых несет ту же нагрузку, что и одиночная свая при расстоянии между сваями, равном $3d$.

Сваи могут рассматриваться как одиночные (т. е. можно не учитывать их взаимного влияния) при расстоянии между их осями, равном или более $6d$. При расстояниях менее $6d$, но более $3d$ взаимное влияние свай хотя и сказывается, но практически уменьшение сопротивления может не учитываться; осадка же группы свай в целом всегда должна быть проверена (см. ниже).

Взаимное влияние свай зависит также от соотношения расстояния между ними и их длиной; при длинных сваях это влияние больше, чем при коротких. Кроме того, имеет значение количество

свай в фундаменте: увеличение напряжений на уровне концов свай тем больше, чем больше рядов свай в фундаменте. Но эти вопросы исследованы еще недостаточно.

§ 26. СОПРОТИВЛЕНИЕ СВАЙ ГОРИЗОНТАЛЬНЫМ НАГРУЗКАМ

Для того чтобы теоретически определить расчетное сопротивление вертикальных свай горизонтальной нагрузке (или свай с малым наклоном — поперечной силе, передающейся свае в тех случаях, когда в фундаменте отсутствует козловая система свай), необходимо прежде всего установить, относятся ли рассматриваемые сваи к категории длинных или коротких. К категории длинных относятся сваи, имеющие длину в 10—12 раз больше их диаметра, изгибающиеся в грунте под действием горизонтальных сил.

Короткие сваи ($\frac{l}{d} < 10 \div 12$) могут считаться жесткими стержнями, получающими под действием горизонтальных сил только поворот. Чаще встречаются длинные сваи. Изгибающий момент и перемещение головы таких свай могут быть рассчитаны, пользуясь схемой гибкого стержня, находящегося в линейно деформируемой среде, коэффициент постели которой увеличивается пропорционально глубине. Уравнения для гибкой стенки, находящейся в таких условиях, составил и решил И. В. Урбан *. Его результатами следует воспользоваться в данном случае, применив коэффициенты для определения расчетной ширины сваи, рекомендуемые ЦНИИСом на основании опытных работ, проведенных в этом институте: расчетная ширина сваи равна $b_p = k_s k_a d$ (где $k_s = 0,9$ для круглого сечения; k_a — коэффициент, учитывающий отличие пространственных условий работы свай от условий плоской задачи; определяется формулой

$$k_a = 1 + \frac{1}{d},$$

причем $k_a \leq 2$; d — в метрах).

Следует отметить, что допущение об увеличении коэффициента постели пропорционально глубине оправдано, так как: 1) с увеличением глубины увеличиваются напряжения от собственного веса грунта и повышается плотность грунта и 2) с глубиной деформации уменьшаются из-за уменьшения влияния свободной поверхности. Наиболее точный расчет может быть получен, если рассматривать сваю как стержень, находящийся в линейно деформируемом полупространстве; однако такая задача является достаточно сложной и еще не имеет полного решения.

Точность такого расчета зависит в основном от характеристики податливости грунта (коэффициента постели), которая пока еще

* И. В. Урбан. Расчет тонких стенок с учетом упругих свойств грунта и стенки. Труды МИИТа, вып. 59, 1939.

назначается достаточно ориентировочно. Поэтому в СНиП II-Б.5—67 рекомендован более простой метод расчета, базирующийся на обобщенных опытных данных о сопротивлении различных свай горизонтальной нагрузке в зависимости от величины смещения головы сваи. В строительных нормах помещена таблица (см. табл. VI-7), в которой даны величины сопротивления свай гори-

Таблица VI-7

Расчетные сопротивления свай горизонтальной нагрузке при горизонтальном перемещении $\Delta_r = 1 \text{ см}$

Вид грунтов, залегающих до расчетной глубины заделки сваи	Расчетная глубина заделки свай в грунте, см		Расчетное сопротивление свай P_r, T					
	деревянных	железобетонных	деревянных диаметров, см			железобетонных размеров сечения, см		
			28	30	32	30×30	35×35	40×40
Пески (кроме пылеватых) средней плотности; тугопластичные суглинки и глины ..	4,5d	6d	2,6	2,8	2,8	6,0	7,0	8,0
Пески рыхлые и пылеватые; супеси пластичные, мягкопластичные суглинки и глины	5d	7d	1,4	1,5	1,6	2,5	3,0	3,5
Илы, суглинки и глины текучепластичные	6d	8d	0,5	0,5	0,6	1,0	1,5	2,0

зонтальной нагрузке при перемещении головы сваи Δ_r , равном 1 см. В проекте обычно задается величина перемещения Δ_r . Для Δ_r до 1 см P_r определяется интерполяцией между $\Delta_r = 0$ и $\Delta_r = 1 \text{ см}$. Если $\Delta_r > 1 \text{ см}$, то P_r должно определяться испытанием свай в полевых условиях.

Опыты показывают, что в длинных сваях сопротивление горизонтальным нагрузкам, как правило, определяется прочностью материала сваи на изгиб. При коротких сваях, помимо проверки сваи на изгиб, требуется еще произвести расчет устойчивости сваи в грунте. Для этого также следует рассматривать грунт, окружающий сваю, как среду, характеризуемую коэффициентом постели, увеличивающимся пропорционально глубине. Это исходное положение, как показал Н. В. Лалетин *, определяет параболическое

* Н. В. Лалетин. Расчет жестких безанкерных шпунтовых стенок. Изд. ВИА РККА им. Куйбышева, 1940.

очертание эпюры реактивного давления грунта (рис. VI-32, а, б). По Н. В. Лалетину, горизонтальная сила S_6 , при которой предельное состояние возникает только в одной точке А на поверхности грунта (в ней эпюра реактивного давления грунта первоначально касается предельной прямолинейной эпюры), находится по формуле

$$S_6 = \frac{\lambda_0 d l_0^2}{6(4n_0 + 3)}, \quad (VI-10)$$

$$\text{где } \lambda_0 = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right); \quad n_0 = \frac{L_0}{l_0};$$

L_0 — высота точки приложения силы над поверхностью грунта;
 l_0 — глубина погружения сваи.

Сила величиной S_6 не представляет еще угрозы для потери устойчивости сваи в грунте. Для определения значения силы S , при

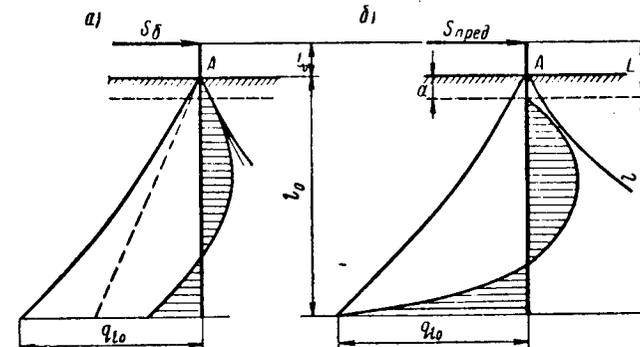


Рис. VI-32. Схемы к расчету коротких свай на действие горизонтальной нагрузки

котором начинается процесс разрушения грунта вокруг сваи и, следовательно, создается угроза ее устойчивости, В. Г. Березанцев * предложил рассматривать дальнейшее развитие параболической эпюры до момента достижения нижней ординатой эпюры действующего реактивного давления предельной величины (рис. VI-32, б).

Предельная эпюра принимается криволинейной. Нижняя ее ордината определяется выражением

$$q_{l_0} = \gamma \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{\xi}{d} \cdot \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} l_0 \right] l_0,$$

где ξ — коэффициент бокового давления грунта. В пределах верхнего слоя толщиной $a = (0,14 \div 0,20) l_0$ сопротивление грунта не учитывается.

* В. Г. Березанцев. Расчет одиночных свай и свайных кустов на действие горизонтальных сил. Изд. МВС СССР, 1946.

При этих условиях формула для вычисления величины горизонтальной силы имеет вид

$$S_{\text{пр}} = \frac{q_0 d l}{6(2n+1)}, \quad (\text{VI-11})$$

где $n = \frac{L}{l}$; $L = L_0 + a$; $l = l_0 - a$.

Максимум изгибающего момента в свае определяется выражением

$$M_{\text{макс}} = S \left[L + \frac{2l}{3\sqrt{2(4n+3)}} \right].$$

§ 27. РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Свайный фундамент может достигнуть предельного состояния по условию: 1) прочности (первое предельное состояние) отдельных его элементов (свай и ростверка) или по условию прочности (устойчивости) основания; 2) деформируемости основания (второе предельное состояние). Как указывалось выше, сваи должны быть рассчитаны также по третьему предельному состоянию — по трещинообразованию. Такой же расчет обязателен и для ростверка.

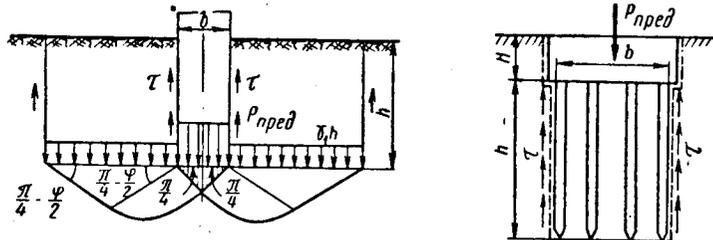


Рис. VI-33. Расчетная схема для свайного фундамента по условию прочности основания при вертикальной нагрузке

Расчет по первому предельному состоянию включает расчет отдельных свай по условию прочности материала и по условию прочности грунта (см. § 24, 25).

Расчет основания всего свайного фундамента в целом по условию прочности производится как основания фундамента глубокого заложения. Расчетная схема показана на рис. VI-33.

В случае, когда свайный фундамент несет в основном вертикальную нагрузку, учитывается также сопротивление по боковой поверхности свайно-грунтового массива, выделенного для расчета в пределах ширины и длины ростверка. Неравенство, являющееся общим для всех проверок по несущей способности, в данном случае имеет вид

$$N \leq R_{\text{пр}} F_{\phi} + \tau_{\phi} \Sigma \tau_i^n h_i, \quad (\text{VI-12})$$

где N — расчетная нагрузка на уровне концов свай, включающая также вес свайно-грунтового массива;

$R_{\text{пр}}$ — предельное давление на основание;

F_{ϕ} — площадь подошвы ростверка;

u_{ϕ} — периметр подошвы ростверка;

τ_i^n — нормативное сопротивление сдвигу слоев грунта;

h_i — толщина каждого слоя.

τ_i^n может быть приближенно принято равным f_i^n по табл. VI-1.

При наличии значительных горизонтальных сил или при откосной поверхности грунта несущая способность основания определяется по схеме одностороннего сдвига по поверхности скольжения (рис. VI-34, см. гл. III), при этом сопротивление по боковой поверхности свайно-грунтового массива не учитывается, а поверхности скольжения рассматриваются, как проходящие через концы свай, так и пересекающие последние (во втором случае учитывается также сопротивление срезу свай).

Расчет по второму предельному состоянию представляет собой сравнение расчетной величины осадки с предельной для данного сооружения, устанавливаемой нормами проектирования оснований.

Осадка свайного фундамента, имеющего висячие сваи, вычисляется как осадка условного фундамента глубокого заложения, площадь подошвы которого (на уровне концов свай) определяется в границах, отсекаемых прямыми, проведенными под углом $\frac{\varphi_{\text{ср}}}{4}$ к вертикали от наружного контура свай в уровне подошвы ростверка, при низком ростверке и в уровне поверхности грунта — при высоком (рис. VI-35). Среднее нормативное значение угла внутреннего трения грунтов $\varphi_{\text{ср}}$, проходимых сваями:

$$\varphi_{\text{ср}} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \dots + \varphi_n h_n}{h}; \quad h = \sum_1^n h_i.$$

Уплотняющее давление вычисляется следующим образом:

$$p = \frac{N^n + Q_{\text{св}} + F_y \sum_1^n \gamma_i^n h_i}{F_y} - \left(\gamma^n H + \sum_1^n \gamma_i^n h_i \right),$$

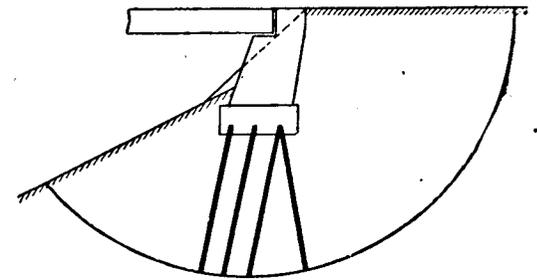


Рис. VI-34. Расчетная схема свайного фундамента по условию прочности основания при наличии вертикальной и горизонтальной нагрузок

или

$$p = \frac{N^n + Q_{св}}{F_y} - \gamma_i^n H, \quad (VI-13)$$

где N^n — нормативная нагрузка на уровне подошвы ростверка;
 $Q_{св}$ — вес свай;
 H — глубина заложения ростверка;
 γ_i^n — объемный вес грунта, в котором располагается ростверк;
 γ_i^n и h_i — соответственно объемный вес и мощность слоев грунта ниже подошвы ростверка;
 F_y — условная площадь подошвы фундамента глубокого заложения, равная $a_y \times b_y$ (рис. VI-35).

Для высокого ростверка второй член в формуле (VI-13) будет отсутствовать.

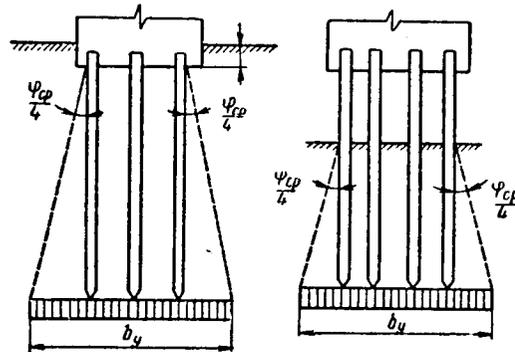


Рис. VI-35. Расчетные схемы свайного фундамента для определения осадки

От давления p строится эпюра уплотняющих давлений, и расчет осадки ведется в той же последовательности и по тем же формулам, как для любого фундамента на естественном основании.

Вопрос о применимости обычных методов расчета осадок к свайным фундаментам нуждается еще в дальнейших исследованиях. Исследования осадок отдельных свайных фундаментов, проведенные А. А. Бартоломеем (см. сноску на стр. 219), позволили установить, что с учетом уплотнения основания следует пользоваться формулой

$$s = \frac{\beta}{1} \cdot \frac{p_0 + p_1}{2} h_y + (1 + \kappa) \sum_1^n \frac{\beta}{E_i} p_i h_i,$$

где E_y — модуль деформации уплотненной зоны, определяемый по результатам испытания свай-штампа;
 h_y — толщина уплотненной зоны, принимаемая равной $3d_{св}$;
 p_0 и p_1 — дополнительные (к естественному) давления соответственно в плоскости нижнего конца свай и на границе уплотненной зоны;
 $\beta = 0,8$ — безразмерный коэффициент в формуле для определения осадок по СНиП II-Б. 1-62*;

E_0 — модуль деформации грунта в естественном состоянии на границе уплотненной зоны;
 κ — коэффициент, учитывающий влияние соседних свай, изменяющийся (см. первую сноску на стр. 219) в пределах от 0 (при расстоянии между сваями более $14d_{св}$) до 3,5—3,8 (при расстоянии $2d_{св}$).

При этом установлено, что для свайных фундаментов следует принимать больший размер сжимаемой толщи — до границы, где дополнительные сжимающие напряжения составляют $0,1 \text{ кг/см}^2$, — вместо принимаемого по нормам ограничения 0,2 от естественного давления.

Кроме того, к расчету по второму предельному состоянию относится проверка расчетного давления на грунт, на уровне концов свай, производимая по формуле

$$\frac{N^n + Q_{св} + \gamma_{ср}^n h}{F_y} + \frac{M^n}{W_y} \leq R_{(H+h)}^n, \quad (VI-14)$$

где $\gamma_{ср}^n$ — средний объемный вес грунтов, пройденных сваями;
 M^n — момент от нормативных нагрузок относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы ростверка;
 W_y — момент сопротивления площади F_y относительно оси, параллельной оси, принятой при подсчете момента M^n ;
 $R_{(H+h)}^n$ — нормативное давление на основание с учетом того, что это основание находится на уровне концов свай, т. е. на глубине $H + h$ ниже поверхности грунта.

Свайный фундамент, имеющий свай-стойки, рассчитывается как ростверк, опирающийся через отдельные опоры (стойки) на основание, находящееся на уровне концов свай.

§ 28. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С НИЗКИМ И ВЫСОКИМ РОСТВЕРКОМ

Рассмотрим последовательность проектирования **низкого свайного ростверка** в наиболее часто встречающемся случае — при вертикальных сваях. Как уже указывалось ранее, наклонные сваи применяются при значительных горизонтальных нагрузках, вызывающих в сваях не только сжатие, но и изгиб и растяжение. Свайный фундамент, находящийся под воздействием больших горизонтальных сил, работает и соответственно рассчитывается как высокий ростверк с учетом сопротивления грунта, окружающего сваи, поперечным усилиям, передающимся сваям.

Низкий свайный ростверк проектируется в следующем порядке:

1. *Назначаются глубина заложения ростверка и его предварительные размеры.* Глубина заложения выбирается в зависимости от

глубины сезонного промерзания грунтов, если последние могут при пучении повредить фундамент; при деревянных сваях — в зависимости от положения горизонта грунтовых или поверхностных вод (голова деревянных свай должны быть расположены не выше нижнего горизонта воды, см. § 26) и от конструктивных особенностей сооружения (например, в зданиях — с учетом подвала).

Размеры свайного фундамента в плане поверху назначаются несколько большими, чем размеры сооружения понизу, на величину обрезов, выбираемую так же, как и в фундаментах на естественном основании. Размерами ростверка нужно предварительно задаться; для этого приходится ориентировочно выбирать материал ростверка, тип и размеры свай. Тип, сечение, длина и материал свай зависят от характера напластования грунтов и положения уровня грунтовых вод. По заданным размерам ростверка и части фундамента, расположенной на нем, подсчитывается вес фундамента, который прибавляется к нагрузке от сооружения (учитывается также вес грунта на уступах фундамента); таким путем получают полную величину нагрузки и ее распределение на уровне подошвы ростверка, необходимые для окончательного определения количества свай и расположения их в фундаменте.

2. *Определяется количество свай и размещение их.* Несущая способность свай выбранного типа определяется методами, изложенными в § 23, 24; при этом уточняется длина свай. Как уже указывалось выше, желательно, чтобы сопротивление свай по условию прочности грунта было бы близко к величине, рассчитанной по условию прочности ее материала. Если это положение по конструктивным соображениям выполнять нецелесообразно (так, например, в слабых грунтах получается чрезмерно большая длина свай, конструктивно не увязывающаяся с размерами сечения), то для расчета количества свай выбирается наименьшая (из определенных по двум условиям) величина несущей способности P_c .

Количество свай устанавливается формулой

$$n = \frac{N}{P_c}, \quad (VI-15)$$

где N — равнодействующая расчетного вертикального давления на уровне подошвы ростверка.

Если равнодействующая имеет эксцентриситет, то количество свай, определяемое формулой (VI-15), увеличивается умножением на коэффициент 1,1—1,3 (чем больше эксцентриситет, тем более высокое принимается значение коэффициента).

Для того чтобы фундамент не имел неравномерной осадки, расположение свай должно обеспечивать совпадение или наиболее близкое расположение центра тяжести всей группы свай к точке приложения равнодействующей, т. е. необходимо стремиться к тому, чтобы сваи были нагружены по возможности одинаково.

Из нескольких вариантов размещения свай выбирается дающий минимальные размеры ростверка. При большом эксцентриси-

тете для нахождения рационального неравномерного расположения свай строится эпюра распределения условных напряжений по подошве ростверка (получается трапециевидальная форма эпюры), которая разбивается на равновеликие части по числу рядов свай; каждый ряд свай размещается по центру тяжести части эпюры. На рис. VI-36 показана такая разбивка при трех рядах свай.

При уменьшении расстояния между сваями в сторону возрастания ординат эпюры следует помнить о том, что минимальное расстояние между осями свай не должно быть менее $3d$ во всех случаях.

3. *Проверяются нагрузки на сваи.* Для того чтобы определить действительную максимальную нагрузку на сваю, прежде всего необходимо найти положение центра тяжести свайного поля (расстояние его от крайних рядов свай) и затем вычислить моменты расчетных нагрузок, собранных на уровне подошвы ростверка, относительно осей, проходящих через центр тяжести. Расстояние центра тяжести до оси крайнего ряда свай определяется как частное от деления статического момента сечений всех свай относительно оси крайнего ряда на суммарное сечение свай. Нагрузка на сваю находится по формуле внецентренного сжатия

$$\frac{P_p}{F} = \frac{N}{nF} \pm \frac{My_{\max}}{\sum I_i}$$

Эту формулу можно упростить, если принять во внимание, что, например, при рядовом расположении свай и при одинаковом числе их в ряду m момент инерции свайного поля ($\sum I_i$) может быть выражен следующим образом:

$$\sum I_i = mI_c + mF \sum y_i^2,$$

где I_c — момент инерции сечения сваи относительно оси сечения; y_i — расстояние от оси ряда до оси, проходящей через центр тяжести (нейтральной оси) перпендикулярно плоскости действия момента.

Поскольку в выражении для момента инерции первый член очень мал по сравнению со вторым, приближенно можно принять

$$\sum I_i \approx mF \sum y_i^2.$$

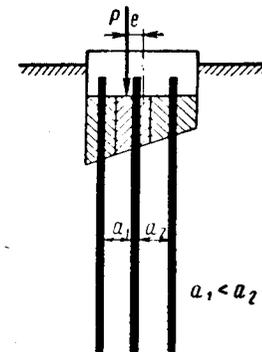


Рис. VI-36. Схема определения расположения свай при внецентренной нагрузке

Тогда формула для определения нагрузки на сваи крайних рядов окончательно примет вид

$$P_{\text{Р макс}} = \frac{N}{n} + \frac{M y_{\text{макс}}}{m \sum y_i^2}, \quad (\text{VI-16})$$

где $y_{\text{макс}}$ — расстояние от нейтральной оси свайного поля до оси крайнего ряда свай (одного или другого).

Если имеется момент действующих сил еще и в плоскости, перпендикулярной рассматриваемой, то в формуле (VI-16) прибавится третий член, учитывающий влияние этого момента на величину нагрузки на сваю.

Максимальная нагрузка на сваю, полученная по формуле (VI-16), не должна превышать величины несущей способности сваи P_c .

4. Проверка осадки свайного фундамента производится методом, указанным в § 27.

Устойчивость фундамента совместно с основанием в соответствии с указаниями СНиПа проверяется только в случаях, когда фундамент подвергается действию регулярных горизонтальных нагрузок или основание имеет откосный профиль. Кроме того, проверяется устойчивость основания свай-стоек.

5. Рассчитывается ростверк на скалывание (продавливание) над головами свай. Если под действием реакций свай ростверк может быть изогнут, то он проверяется на изгиб.

6. Проверяются напряжения в сваях при изгибе их горизонтальными силами (по § 26).

Основные положения проектирования высоких свайных ростверков. Высокие свайные ростверки, как уже указывалось выше, находят применение в основном в портовых гидротехнических сооружениях (набережные, пирсы и т. п.) и в опорах мостов. Жесткость высоких ростверков обеспечивается введением наклонных свай различного направления.

Таким образом, в отличие от низкого ростверка в этом случае, помимо того, что сваи имеют свободную длину при работе на сжатие, они работают также на изгиб под действием горизонтальных сил и моментов, передаваемых ростверком.

Статически высокий ростверк представляет собой сложную пространственную раму с большим числом гибких стоек (свай), упруго заделанных в грунт. Ростверк, объединяющий головы свай и являющийся ригелем рамы, может быть гибким и жестким. Гибкий ростверк применяется главным образом в гидротехнических сооружениях (например, в виде железобетонной плиты).

Расчет и проектирование высокого ростверка, являющегося многостоечной рамой с гибким ригелем, рассматриваются в курсах

портовых гидротехнических сооружений и в специальных монографиях*.

Ниже приводятся основные положения проектирования высокого ростверка с симметричным расположением свай, заделанных в плиту, жесткость которой может быть принята «бесконечной» по сравнению с жесткостью свай. Такие ростверки встречаются в фундаментах опор мостов.

Для расчета любых высоких свайных ростверков используются два основных упрощающих допущения: 1) независимость заделки нижних концов свай от величины усилий в сваях и от вида грунта; принимается наличие в грунте двух независимых друг от друга

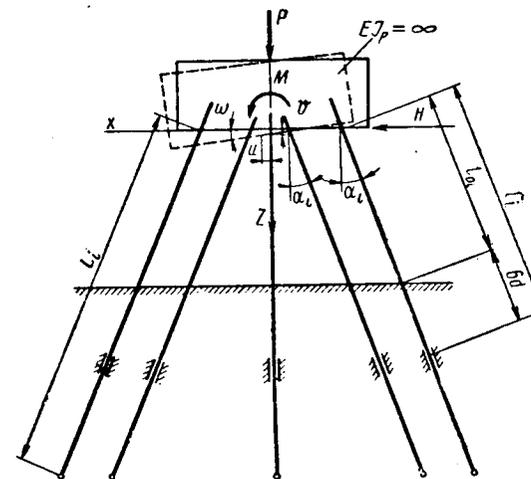


Рис. VI-37. Схема к расчету высокого свайного ростверка

жестких закреплений: одного — против продольного смещения, второго — против поворота; 2) разделение пространственной системы на две плоских, рассчитываемых раздельно. Естественно, что расчет симметричной системы с бесконечно жестким ригелем более прост, чем системы с гибким ригелем и несимметричным расположением свай, хотя исходные положения расчета одинаковы: высокий свайный ростверк рассчитывается, как рама, методом деформаций.

Применительно к симметричному ростверку с бесконечно жесткой плитой канонические уравнения метода деформаций (перемещений) имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} u r_{uu} + \omega r_{u\omega} &= H; \\ v r_{vv} &= P; \\ u r_{u\omega} + \omega r_{\omega\omega} &= M, \end{aligned} \right\} \quad (\text{VI-17})$$

* Н. А. Смордицкий. Высокий свайный ростверк. Изд-во «Морской транспорт», 1949.

где u , v , ω — соответственно горизонтальное, вертикальное перемещение и поворот жесткого ростверка (рис. VI-37);

P — сумма вертикальных сил, действующих на уровне подошвы ростверка;

H — сумма горизонтальных сил;

M — сумма моментов, которую удобно представить в виде произведения силы H на плечо q , определяемое равенством

$$q = \frac{M}{H};$$

r_{uu} , $r_{u\omega}$, $r_{\omega\omega}$ и r_{vv} — реакции, возникающие от единичных перемещений; если взять для них общее обозначение r_{ik} , то определение для него будет, как известно, следующее: реакция i -й связи от единичного перемещения по направлению k -й связи.

Выражения для реакций r_{ik} имеют следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} r_{uu} &= EI \left(\frac{F}{I} \sum_1^n \frac{\sin^2 \alpha_i}{L_i} + 12 \sum_1^n \frac{\cos^2 \alpha_i}{l_i^3} \right); \\ r_{u\omega} &= EI \left(\frac{F}{I} \sum_1^n x_i \frac{\cos \alpha_i \cdot \sin \alpha_i}{L_i} - 6 \sum_1^n \frac{\cos \alpha_i}{l_i^2} \right); \\ r_{\omega\omega} &= EI \left(\frac{F}{I} \sum_1^n x_i^2 \frac{\cos^2 \alpha_i}{L_i} + 4 \sum_1^n \frac{1}{l_i} \right); \\ r_{vv} &= EI \left(\frac{F}{I} \sum_1^n \frac{\cos^2 \alpha_i}{L_i} \right). \end{aligned} \right\} \quad (VI-18)$$

Здесь E — модуль упругости материала свай;
 F — площадь поперечного сечения свай;
 I — момент инерции сечения сваи относительно оси, проходящей через его центр тяжести;
 α_i — угол наклона сваи к вертикали;
 n — число свай в расчетной схеме;
 L_i — расстояние от подошвы ростверка до места закрепления от продольного перемещения, равное длине сваи;
 l_i — расстояние от подошвы ростверка до места заделки (закрепления от поворота), принимаемое в среднем равным $l_i = l_{0i} + 6d$ (l_{0i} — свободная длина сваи);
 x_i — координата центра сваи в уровне подошвы ростверка.

Решение уравнений (VI-17) дает следующие формулы для перемещений ростверка:

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{r_{\omega\omega} - qr_{u\omega}}{r_{uu}r_{\omega\omega} - r_{u\omega}^2} \cdot H; \quad v = \frac{P}{r_{vv}}; \\ \omega &= \frac{qr_{uu} - r_{u\omega}}{r_{uu}r_{\omega\omega} - r_{u\omega}^2} \cdot H. \end{aligned} \right\} \quad (VI-19)$$

Усилия в сваях находятся по выражениям:

$$\left. \begin{aligned} &\text{продольное усилие} \\ N_i &= \frac{EF}{L_i} (u \sin \alpha_i + v \cos \alpha_i + \omega x_i \cos \alpha_i); \\ &\text{момент в заделке головы сваи в ростверке} \\ M_{vi} &= EI \left[\frac{6}{l_i^2} (u \cos \alpha_i - v \sin \alpha_i - \omega x_i \sin \alpha_i) - \frac{4\omega}{l_i} \right]; \\ &\text{момент в заделке конца сваи в грунте} \\ M_{ui} &= M_{vi} + \frac{2\omega}{l_i}. \end{aligned} \right\} \quad (VI-20)$$

По полученным усилиям производится проверка свай по условию прочности материала и по условию прочности грунта. Расчет заделки сваи в грунте обычно основывается на тех же исходных положениях, как и расчет на действие горизонтальных сил (см. § 26). Однако главной проверкой для высокого ростверка является сравнение полученных величин перемещений с нормативными величинами. Так, например, по значениям u , ω и v , вычисленным по формулам (VI-19), для фундаментов опор мостов определяются перемещенные опоры на уровне опирания ферм: по действующим нормам, горизонтальное смещение не должно превышать (при действии основных и дополнительных сил) $0,4 \sqrt{L}$ см (где L — величина меньшего пролета, примыкающего к опоре, м).

По расчету высоких свайных ростверков имеется обширная специальная литература; многими авторами * предложены аналитические, графические и графо-аналитические способы расчета, значительно упрощающие общий метод, изложенный выше для симметричного фундамента с бесконечно жестким ростверком (для наиболее простой схемы). Предприняты были исследования различных схем расположения свай с точки зрения обеспечения необходимой жесткости свайного фундамента **. Для этого использованы особенности двух характерных точек, появляющихся при деформировании рассматриваемой системы: 1) упругого центра ростверка c и 2) точки нулевых перемещений O (рис. VI-38).

* Г. С. Ш п и р о. Статический расчет высоких свайных ростверков. Труды ЦНИИСа, вып. 26. Трансжелдориздат, 1948.

И. А. Т е н. Расчет высоких свайных ростверков. Автотрансиздат, 1960.

** А. А. Ц а р ь к о в. Исследование условий, определяющих выбор оптимальных схем свайных ростверков мостовых опор. Труды МИИТа, вып. 85/6. Трансжелдориздат, 1956.

Упругий центр ростверка характеризуется тем, что сила, приложенная к нему, вызывает только поступательное перемещение ростверка. Точка нулевых перемещений обладает следующими свойствами: горизонтальная сила, действующая в уровне подошвы

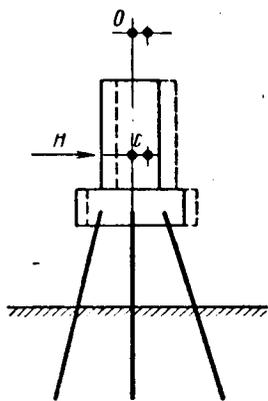


Рис. VI-38. Схема к расчету высокого свайного ростверка

ростверка, вызывает только поворот ростверка относительно этой точки, а следствием действия силы, расположенной в точке нулевых перемещений, является поворот ростверка вокруг оси, проходящей через центр его подошвы. А. А. Царьков установил соотношения между положением характерных точек и положением горизонтальной силы, при которых обеспечиваются необходимая жесткость фундамента и наименьшие усилия в сваях. Хорошие результаты получаются при применении схем, показанных на рис. VI-39.

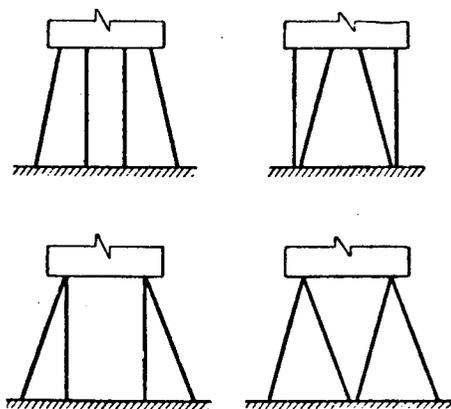


Рис. VI-39. Рекомендуемые схемы расположения свай в высоких ростверках

ГЛАВА VII ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

§ 29. КЛАССИФИКАЦИЯ ФУНДАМЕНТОВ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Для обеспечения нормальной эксплуатации тяжелых ответственных сооружений, передающих на грунт значительные вертикальные и горизонтальные нагрузки, в качестве естественного основания приходится чаще всего выбирать глубоко залегающие слои грунта, так как на большой глубине грунт, как правило будучи длительное время пригруженным вышележащей толщей, обладает высокой прочностью и плотностью.

При больших нагрузках весьма часто не удается достигнуть плотных слоев грунта сваями, так как свай получается слишком много, размеры их оказываются очень велики и они не могут быть погружены имеющимся оборудованием. Кроме того, сваи нельзя применять в тех случаях, когда в проходимой до глубокого основания толще имеются валуны и другие препятствия. Поэтому для достижения глубоко залегающих слоев грунта и возведения в этих условиях фундаментов под тяжелые сооружения разработаны специальные конструкции фундаментов глубокого заложения и методы производства работ по их возведению.

Фундаменты глубокого заложения отличаются от фундаментов неглубокого заложения (см. гл. III) следующими основными особенностями:

- 1) фундамент сооружается способами, исключаящими необходимость предварительного вскрытия котлована;
- 2) работа основания, пригруженного значительной толщей вышележащих грунтов, под нагрузкой протекает иначе, чем при мелком заложении (разрушение основания в виде выпирания грунта на поверхность исключается);
- 3) при расчете фундамента на горизонтальные силы и моменты оказывается возможным учитывать заделку фундамента в окружающем его массиве грунта и передавать на этот массив значительные нагрузки;
- 4) вследствие того что способы производства работ обеспечивают плотное прилегание грунта к боковой поверхности фундамента, для восприятия вертикальных усилий наряду с реактивным давлением

грунта по подошве фундамента могут быть введены в расчет силы трения, развивающиеся по боковой поверхности фундамента.

Конструкция фундаментов глубокого заложения находится в тесной взаимосвязи с методом их возведения.

Применяются следующие типы фундаментов глубокого заложения: 1) опускные колодцы — колодцы-оболочки из сборного железобетона и массивные опускные колодцы; 2) кессонные фундаменты; 3) буровые опоры.

Массивные опускные колодцы, применяемые с очень древних времен, погружаются под действием собственного веса по мере удаления грунта из внутренних полостей; они позволяют осуществить фундаменты глубокого заложения значительных размеров.

Кессонные фундаменты используются сравнительно редко и только в водонасыщенных грунтах, когда имеются препятствия для применения опускных колодцев.

Появление совершенно нового оборудования (вибропогружателей, гидромеханизации, специальных типов грейферов и т. п.) позволило широко развить новые конструкции фундаментов глубокого заложения, работы по возведению которых высоко механизированы: колодцы-оболочки из сборного железобетона и буровые опоры.

§ 30. ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ

Общей особенностью оснований фундаментов глубокого заложения является наличие значительной пригрузки от веса большой толщи вышележащих грунтов. Эта пригрузка исключает возможность разрушения основания в виде выпирания грунта на поверхность, вследствие чего достижение предельного состояния основания по прочности не сопровождается резкой просадкой фундамента, поворотом и уводом его в сторону, как это наблюдается в основаниях фундаментов неглубокого заложения, а также обуславливает небольшие осадки в фазе уплотнения основания даже при значительных давлениях, поскольку уплотняющее давление (давление, влияющее на осадку), представляющее собой разность полного и естественного давления (пригрузки), получается малым. Осадки не возрастают сильно и в фазе сдвигов, так как влияние разобщенных областей сдвигов, возникающих под фундаментом при значительной пригрузке, на увеличение интенсивности осадки сравнительно невелико.

Известно, что решающее влияние на изменение характера разрушения оснований (в особенности, песчаных) имеет не абсолютная, а относительная глубина заложения фундамента, т. е. величина отношения глубины заложения к ширине фундамента. С увеличением относительной глубины прочность основания сильно возрастет. На рис. VII-1 показаны графики зависимости относительной осадки

$\frac{s}{b}$ от относительного давления $\frac{p}{\gamma b}$ (γ — объемный вес грунта; b — ширина подошвы фундамента, работающего в условиях плоской задачи) для фундаментов различного относительного заглубления на песчаном основании (графики получены на моделях в полевых и лабораторных условиях). Графики 1 и 2 с вертикальными конечными участками для $\frac{h}{b} \leq 0,5$ и для $0,5 < \frac{h}{b} \leq 1,5 \div 2,0$ (h — глубина заложения фундамента) относятся к фундаментам мелкого заложения, при которых разрушение основания происходит в виде выпирания грунта на поверхность. Для фундаментов, характеризующихся соотношением $1,5 \div 2,0 < \frac{h}{b} < 3 \div 4$, график имеет точку перелома (точка a кривой 3 на рис. VII-1), соответствующую разви-

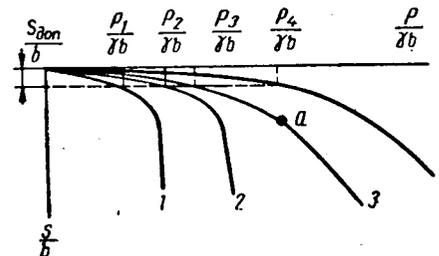


Рис. VII-1. Графики зависимости относительной осадки от относительного давления для фундаментов различной глубины заложения

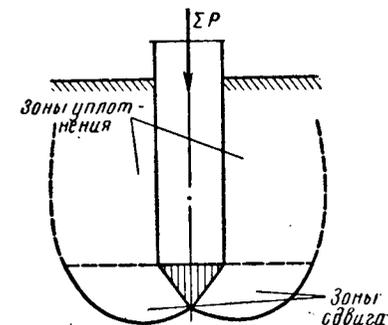


Рис. VII-2. Развитие областей сдвигов при фундаментах глубокого заложения

тию областей сдвигов до горизонтальной плоскости, находящейся на уровне подошвы фундамента (рис. VII-2), после которой кривая переходит в прямую, имеющую намного больший угол наклона к оси давлений, чем касательные к кривой на предыдущем участке, но значительно меньше 90° , отвечающих случаям 1 и 2. При очень большом заглублении ($\frac{h}{b} \geq 3 \div 4$) области сдвигов имеют небольшое развитие и на графике зависимости осадки от давления (кривая 4 на рис. VII-1) не улавливается точка перелома, график в криволинейной части приобретает примерно параболическое очертание. Величина осадки значительно уменьшается с увеличением относительного заглубления фундамента, как это уже отмечалось выше; иначе говоря, для достижения определенной величины осадки, происходящей в основном вследствие уплотнения грунта, требуется тем более высокое давление, чем больше относительное заглубление фундамента (см. рис. VII-1).

Вид графика осадки и характер разрушения основания зависят также от метода сооружения фундамента глубокого заложения.

Исследования показали, что если при устройстве фундамента происходит предварительное уплотнение основания (такое явление имеет место при погружении колодцев-оболочек с оставляемой внизу грунтовой пробкой, закрывающей полость), то основание и при относительном заглублении более $3 \div 4$ работает как основание сваи в соответствии со схемой на рис. VII-2 (кривая 3 на рис. VII-1), характерной в обычных условиях (при сооружении фундамента с предварительной или параллельной опусканию крепи стен котлована выемкой грунта, т. е. без предварительного уплотнения) для соотношения $1,5 \div 2,0 < \frac{h}{b} < 3 \div 4$.

В связи с тем что при глубоком заложении осадки фундамента становятся значительно меньше и давления, отвечающие большому объему области сдвигов, не вызывают опасных просадок (кривые 3 и 4 на рис. VII-1), становится возможным существенно повысить эксплуатационные нагрузки на фундаменты.

При фундаментах глубокого заложения ($\frac{h}{b} > 1,5 \div 2,0$) рассматриваются также два возможных предельных состояния: 1-е — по условию прочности; 2-е — по условию деформируемости (по осадке). Из сказанного выше об особенностях работы основания в этом случае вытекает, что 1-е предельное состояние (по прочности) может быть установлено только по степени развития областей сдвигов.

При относительном заглублении в пределах $1,5 \div 2,0 < \frac{h}{b} < 3 \div 4$ во всех случаях песчаного основания и при уплотнении основания в процессе возведения фундамента (погружение, аналогичное погружению сваи) для любого практически достижимого заглубления первое предельное состояние, соответствующее точке a перелома графика (кривая 3 на рис. VII-1), достигается при развитии областей сдвигов до горизонтальной плоскости, проведенной на уровне подошвы фундамента. Для фундаментов очень глубокого заложения, опирающихся на неуплотненное предварительно основание (массивные опускные колодцы, кессоны), некоторым ориентиром в приближении к первому предельному состоянию (ясно выраженный переход в виде точки перелома графика осадки отсутствует) является развитие областей сдвигов до плоскостей или образующих конической поверхности (при цилиндрическом фундаменте), наклоненных к горизонту под углом 45° и проходящих через крайние точки подошвы фундамента.

Второе предельное состояние определяется, как и при мало заглубленных фундаментах, величиной осадки, предельной по условиям эксплуатации данного сооружения. Разница состоит в том, что в случаях фундаментов глубокого заложения предельные осадки достигаются при давлениях, обычно выходящих за пределы той начальной части графика осадки, которая еще может быть без

большой погрешности заменена прямой. Следовательно, осадка глубоких оснований должна определяться с учетом развития областей сдвигов как осадка нелинейно деформируемого полупространства.

§ 31. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

1. Расчет по условию прочности оснований фундаментов глубокого заложения, как указывалось выше, состоит в определении «критического» давления, соответствующего некоторой степени развития областей сдвигов. Эта степень развития областей сдвигов устанавливается в одном случае по точке перелома графика осадки (кривая 3 на рис. VII-1), после которой интенсивность осадки сильно возрастает, что соответствует в песчаных основаниях, как показали исследования, развитию областей сдвигов до уровня подошвы фундамента. В другом случае, когда нет ясно выраженной точки перелома графика (кривая 4 на рис. VII-1), степень развития областей сдвигов, соответствующая «критическому» давлению, установлена по величине предельной относительной осадки для большинства сооружений около 0,2 (относительная осадка — отношение величины осадки к ширине подошвы фундамента); эта степень развития оказывается ограниченной в поперечном разрезе фундамента и основания прямыми, проведенными через крайние точки подошвы фундамента под углом 45° к горизонту. Указанные критерии получены для песчаных оснований, для которых установлено предельное состояние по условию прочности наиболее существенно.

Из сказанного об определении критической степени развития областей сдвигов для оснований фундаментов, при сооружении которых не происходит вытеснения грунта наружу (и, следовательно, не происходит предварительного уплотнения основания), видно, что в этом случае предельное состояние по условию прочности устанавливается достаточно условно; оно является ориентиром для гарантии отсутствия осадок более предельных, что представляет собой также существо расчета по второму предельному состоянию. Таким образом, в этом широко распространенном случае фундаментов глубокого заложения в наибольшей степени сближаются расчеты по обоим предельным состояниям.

Точное решение задачи об установлении очертания областей сдвигов заданной степени развития еще не получено; задача является весьма сложной, так как требуется рассматривать так называемое смешанное напряженное состояние: напряжения в линейно деформируемом полупространстве, имеющем ограниченные области предельно напряженного состояния.

Приближенные решения получены на основании применения теории предельного равновесия без внесения изменений в очерта-

ния линий скольжения, происходящих за счет совместной деформации предельных и непредельных областей.

Ниже приводятся формулы, выведенные на базе указанных приближенных решений для песчаных оснований.

1. Предельное давление, отвечающее схеме на рис. VII-3 для основания фундамента глубокого заложения, предварительно уплотненного при сооружении фундамента (за счет вытеснения грунта при погружении элементов фундамента в наружную сторону) с любым относительным заглублением более 1,5—2,0, и основания фундаментов всех типов при относительном заглублении, определяемом соотношением $1,5 \div 2,0 < \frac{h}{b} < 3 \div 4$, определяется формулами *:

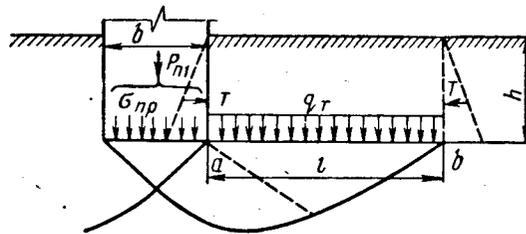


Рис. VII-3. Схема для определения предельного давления на предварительно уплотненное основание фундамента глубокого заложения [формула (VII-1)]

для фундамента в виде полосы и прямоугольного с отношением сторон подошвы не менее 1,5

$$p_{п.п} = A_{п1} \gamma b, \quad (VII-1)$$

где $A_{п1} = A_0 + B_0 \frac{h}{b} \left(1 - \frac{h}{b} \cdot \frac{\xi_{ср}}{\kappa} \operatorname{tg} \varphi_{ср} \right)$;

A_0 , B_0 и κ — принимаются по табл. VII-1 для значения φ , полученного в результате испытания на сдвиг грунта основания;

$\xi_{ср}$ и $\varphi_{ср}$ — средние значения соответственно коэффициента бокового давления и угла внутреннего трения слоев грунта, прилегающих к боковой поверхности фундамента;

для фундаментов с круговой и квадратной подошвой, а также прямоугольных с отношением сторон менее 1,5

$$p_{п.к} = A_k^0 \gamma b + \alpha B_k^0 \gamma_1 h, \quad (VII-2)$$

где A_k^0 и B_k^0 — принимаются по табл. VII-2 (они получены в результате приближенного решения уравнения пре-

* В. Г. Березанцев. Расчет прочности оснований сооружений. Стройиздат, 1960, стр. 110—111 и 84.

дельного равновесия в условиях наличия осевой симметрии напряженного состояния) в зависимости от значения φ грунта основания (имеющего объемный вес γ);

γ_1 — средний объемный вес грунтов, расположенных выше подошвы фундамента;

α — коэффициент, зависящий от относительного заглубления фундамента и среднего значения $\varphi_{ср}$ — угла внутреннего трения грунтов, пройденных фундаментом, определяемый по графику на рис. VII-4*.

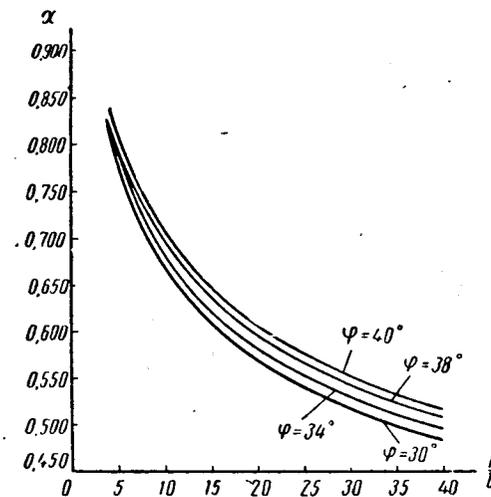


Рис. VII-4. График для определения коэффициента α в формуле (VII-2)

Таблица VII-1

φ , град	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46
Коэффициенты												
A_0	4,9	6,8	8,0	10,8	14,3	19,8	26,2	37,4	50,1	77,3	110,3	159,6
B_0	9,8	12,3	15,0	19,3	24,7	32,8	41,5	54,8	72,0	98,7	137,2	195,0
κ	2,1	2,3	2,5	2,6	2,8	3,1	3,3	3,5	3,9	4,3	4,8	5,3

* В. Г. Березанцев. Определение предельного сопротивления под концом сваи с помощью статической пенетрации. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1966, № 4.

Таблица VII-2

φ, град	24	26	28	30	32	34	36	38	40
коэффи- циенты									
A_k^0	7,0	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0
B_k^0	14,1	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0

2. Критическое давление, отвечающее схеме на рис. VII-5 для основания фундаментов глубокого заложения при $\frac{h}{b} > 3 \div 4$, сооружаемых с помощью опускных систем (опускные колодцы,

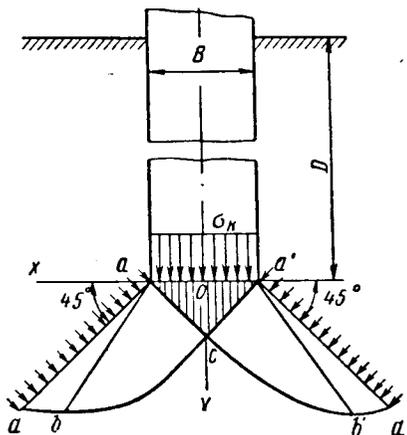


Рис. VII-5. Схема для определения предельного давления на основание фундамента глубокого заложения, предварительно неуплотненное. [формула (VII-3)]

кессоны) при удалении грунта изнутри (основания, не получившие предварительного уплотнения), находится по формулам *:

для фундаментов в виде полосы и прямоугольного с отношением сторон подошвы не менее 1,5

$$p_{к.н} = \gamma b \left[\frac{h}{b} + \frac{\cos \varphi}{2\sqrt{2}} e^{\left(\frac{\pi}{4} + \varphi\right) \operatorname{tg} \varphi} \right] \frac{\cos \varphi (\sin \varphi + \cos \varphi)}{1 - \sin \varphi \cos \varphi} e^{\left(\frac{\pi}{2} + 2\varphi\right) \operatorname{tg} \varphi}; \quad (\text{VII-3})$$

* В. Г. Березанцев. Расчет оснований фундаментов глубокого заложения. Доклады к VI Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. Стройиздат, 1965.

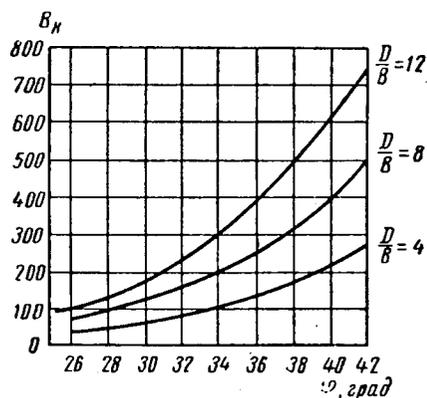


Рис. VII-6. График для определения коэффициента B_k в формуле (VII-4)

для фундамента с круговой или квадратной подошвой и для фундамента с прямоугольной подошвой при отношении сторон менее 1,5

$$p_{к.к} = B_k \gamma b, \quad (\text{VII-4})$$

где B_k — коэффициент, являющийся функцией $\frac{h}{b}$ и φ ; определяется по графику рис. VII-6. Здесь глубина заложения фундамента $h = D$ и ширина $b = B$.

Формулы (VII-3) и (VII-4) могут быть использованы для вычисления нормативного давления, если к полученным по ним величинам ввести коэффициент условий работы 0,6—0,7.

2. Расчет по предельным осадкам. В § 30 уже указывалось, что ввиду особенностей работы основания под фундаментами глубокого заложения осадка его должна определяться с учетом наличия

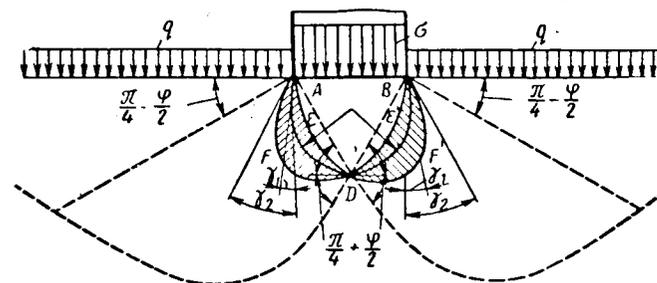


Рис. VII-7. Схема к определению осадки фундамента глубокого заложения на твердом глинистом основании с учетом возникновения областей предельного состояния

развивающихся под нагрузкой областей предельного состояния. Точное решение данной задачи сопряжено с многочисленными трудностями. Ниже приводится приближенный прием расчета, базирующийся на следующих соображениях.

На рис. VII-7 показано очертание областей предельного напряженного состояния AFD и $BF'D$ (они заштрихованы) при некотором значении давления по подошве фундамента σ , которое больше первого критического давления (предела пропорциональности), но менее второго критического давления, соответствующего наибольшему развитию предельных областей (границы областей очерчены пунктиром). Рассматривается фундамент в виде полосы (плоская задача). Условия плоской задачи соблюдаются достаточно хорошо, если длина фундамента превышает ширину более чем в 4 раза; такая схема отвечает фундаментам в виде массивных опускных колодцев и кессонов прямоугольной формы в плане, а также фундаментам в виде ряда колодцев-оболочек, расположенных так, что грунт между оболочками работает с ними совместно.

Наибольшее влияние на увеличение осадки оказывает смещение верхних частей областей сдвигов, очертания границ которых можно

приблизительно принять прямолинейными, совпадающими с очертаием, полученным для схемы полубесконечной равномерно распределенной нагрузки *.

Наиболее просто выполняется расчет осадки для грунтов, обладающих в основном сцеплением (основание, сложенное твердыми глинистыми грунтами), так как для них представляется возможным воспользоваться зависимостями теории пластичности **. Приведенный на рис. VII-8 график зависимости между безразмерными величинами \bar{s} и \bar{p} позволяет подсчитать осадку по простой формуле

$$s = \bar{s} \frac{cb}{2E}, \quad (\text{VII-5})$$

где c — сцепление глинистого грунта; $\bar{p} = (\sigma - \gamma h) : c$.

Формулой (VII-5) можно пользоваться при $\varphi \leq 15^\circ$; при этом учесть влияние внутреннего трения можно введением повышенного значения расчетного сцепления c_p , вычисляемого следующим образом:

$$c_p = c \frac{\text{ctg } \varphi}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$$

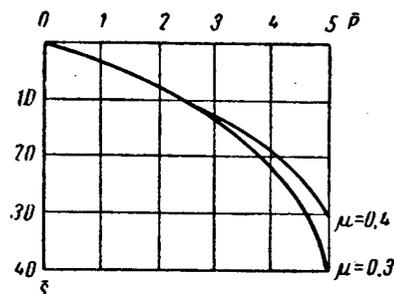


Рис. VII-8. График для расчета осадки по формуле (VII-5)

Пример расчета. Определяем осадку опоры моста, имеющей фундамент в виде ряда колодезев-оболочек диаметром 2 м, опущенных на расстоянии 1,5 м друг от друга (грунт между оболочками работает совместно с ними, в связи с чем фундамент можно рассматривать как ленту шириной 2 м) на глубину 28 м и опертых на полутвердую глину, характеризуемую следующими показателями: $E = 400 \text{ кг/см}^2$; $\mu = 0,3$; $c = 2 \text{ кг/см}^2$; $\varphi = 7^\circ$. Давление по подошве фундамента $p = 17 \text{ кг/см}^2$; естественное давление на уровне заложения фундамента 5 кг/см^2 .

Величина расчетного сцепления равна

$$c_p = 2 \cdot \frac{8,12}{8,12 + 0,122 - 1,571} = 2,44 \text{ кг/см}^2;$$

$$\bar{p} = \frac{17 - 5}{2,44} = 4,92.$$

* И. В. Федоров. Некоторые задачи упруго-пластического распределения напряжений в грунтах, связанные с расчетом оснований. Инженерный сборник, т. XII. Изд-во АН СССР, 1952.

** В. Г. Березанцев. Расчет осадок фундаментов глубокого заложения на глинистых основаниях. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965, № 3.

По графику на рис. VII-8 для $\bar{p} = 4,92$ находим $\bar{s} = 35$. Осадка по формуле (VII-5)

$$s = 35 \cdot \frac{2,44 \cdot 200}{2 \cdot 400} = 21,4 \text{ см.}$$

Для грунтов, имеющих угол внутреннего трения более 15° , нужно применять другую расчетную схему, использующую закономерность развития областей предельного напряженного состояния среды, обладающей как сцеплением, так и внутренним трением (см. статью И. В. Федорова, указанную в сноске на стр. 256). В первом приближении в соответствии со схемой на рис. VII-9

полную осадку фундамента можно вычислить как сумму двух величин: 1) осадки линейно деформируемого полупространства, расположенного ниже подошвы фундамента (сжимаемая толщина обозначена на рис. VII-9 буквой a); 2) дополнительной деформации трапециевидальной области a , расширяющейся в горизонтальном направлении за счет перемещения верхних частей областей сдвигов c ; величина этого перемещения зависит от уплотнения областей b^* .

В тех случаях, когда по действующим строительным нормам и техническим условиям оказывается возможным производить расчет основания по расчетным сопротивлениям, давление по подошве фундамента глубокого заложения определяется с учетом сил трения, действующих по боковой поверхности фундамента. Вычисляется среднее давление по подошве и сравнивается с расчетным сопротивлением грунта. Максимальное и минимальное давления по краям подошвы определяются с учетом заделки фундамента в грунт (см. ниже). Среднее давление по подошве определяется от суммы вертикальных сил по следующему выражению:

$$\sigma_{cp} = \frac{\Sigma P - T}{F_\phi}. \quad (\text{VII-6})$$

* В. Г. Березанцев. О смешанном напряженном состоянии оснований фундаментов глубокого заложения. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1963, № 5.

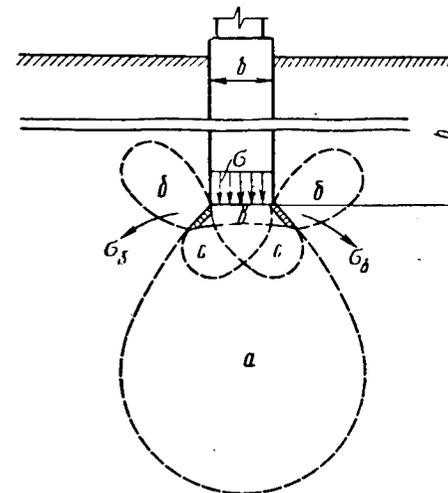


Рис. VII-9. Схема к приближенному определению осадки фундамента глубокого заложения в общем случае с учетом возникновения областей предельного состояния

Сумма сил трения T вычисляется по формуле

$$T = \tau u (h - 2,5),$$

где τ — средняя удельная сила трения на 1 м^2 боковой поверхности (обычно в среднем принимают $\tau = 2,0 \div 3,0 \text{ Т/м}^2$);
 u — периметр горизонтального сечения фундамента, м ;
 h — глубина заложения фундамента, м ; вычитание $2,5 \text{ м}$ из величины h производится потому, что трение изменяется от нуля на поверхности до величины τ на глубине примерно $5,0 \text{ м}$; глубже τ принимается постоянным;
 F_{ϕ} — площадь подошвы фундамента; эта величина должна быть подобрана так, чтобы было выполнено условие $\sigma_{\text{ср}} \leq R$ (R — расчетное сопротивление основания).

§ 32. РАСЧЕТ ЗАДЕЛКИ ФУНДАМЕНТА В ГРУНТЕ

Для расчета заделки фундамента в грунте все силы приводятся к равнодействующей горизонтальных сил ΣH , приложенной на высоте λ от подошвы фундамента (рис. VII-10), и к равнодействующей

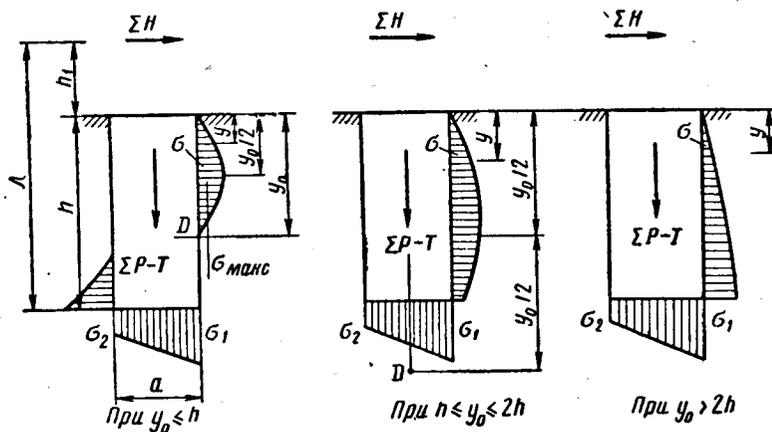


Рис. VII-10. Схема расчета заделки фундамента в грунте

вертикальных сил ΣP . Силами трения по боковой поверхности фундамента при определении напряжений от действия момента и горизонтальной силы пренебрегают в запас прочности.

Под воздействием этой комбинации сил фундамент поворачивается в грунте вокруг точки D на угол ω , что приводит к возникновению реактивного давления грунта (не только по подошве фундамента, но и по его боковой поверхности). Обозначение ординат

эпюр реактивного давления и различные возможные ее формы, зависящие от соотношения глубины заложения фундамента h и глубины расположения центра вращения его, показаны на рис. VII-10. Коэффициент деформации, характеризующий соотношение жесткостей грунта и фундамента, определяется выражением

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb}{EI}}, \quad (\text{VII-7})$$

где EI — жесткость фундамента;

b — расчетная ширина фундамента (размер в плоскости, перпендикулярной плоскости чертежа на рис. VII-10);

m — коэффициент, показывающий изменения коэффициента податливости грунта (коэффициента постели) с глубиной; коэффициент постели принимается нарастающим пропорционально глубине (см. нормы)*.

При глубине заложения фундамента h , удовлетворяющей условию $ah \leq 2,5$, жесткость фундамента по сравнению с жесткостью грунта считается бесконечно большой.

Горизонтальное реактивное давление, действующее по боковой грани фундамента на глубине y , вычисляется по формуле

$$\sigma = \frac{6 \Sigma H}{Ah} y (y_0 - y), \quad (\text{VII-8})$$

где y_0 — ордината (глубина расположения) центра вращения фундамента, равная

$$y_0 = \frac{\beta b h^2 (4\lambda - h) + 6aW}{2\beta b h (3\lambda - h)};$$

$$A = \frac{\beta b h^3 + 18aW}{2\beta (3\lambda - h)};$$

W — момент сопротивления подошвы фундамента;

$\beta = \frac{mh}{C}$ — отношение коэффициента постели по боковой поверхности фундамента на глубине h к коэффициенту постели основания C .

Краевые удельные давления по подошве фундамента определяются выражением

$$\sigma_{1,2} = \frac{\Sigma P - T}{F_{\phi}} \pm \frac{3a \Sigma H}{A\beta}. \quad (\text{VII-9})$$

* Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб (СН 200—62). Приложение 25. Изд. МПС, 1962.

Наличие достаточного запаса устойчивости фундамента, обеспечиваемого заделкой в грунте, можно считать существующим при выполнении следующих условий:

$$\sigma_{cp} \leq R; \left(\sigma_{cp} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \text{ и } \sigma_1 \leq 1,2R \quad (\text{VII-10})$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{y=\frac{h}{3}} &\leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi} \left(\frac{\gamma h}{3} \operatorname{tg} \varphi + c \right); \\ \sigma_{y=h} &\leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi} (\gamma h \operatorname{tg} \varphi + c), \end{aligned} \right\} \quad (\text{VII-11})$$

где φ и c — соответственно расчетные угол внутреннего трения и сцепление грунта;

η_1 и η_2 — коэффициенты $\eta_1 = 1$ во всех случаях, кроме расчета опор статически неопределимых арочных пролетных строений мостов, для которых $\eta_1 = 0,7$; $\eta_2 = 0,2 + 0,8 \left(1 - \frac{M_n}{M} \right)$ (M_n — момент в сечении по подошве фундамента только от постоянной нагрузки; M — момент от суммарной нагрузки в том же сечении).

Изгибающий момент в любом сечении фундамента на глубине y определяется выражением

$$M_y = \Sigma H \left\{ \lambda - h + y \left[1 - \frac{by^2}{2Ah} (2y_0 - y) \right] \right\}. \quad (\text{VII-12})$$

Угол поворота фундамента

$$\omega = \frac{6 \Sigma H^a}{Amh}. \quad (\text{VII-13})$$

В изложенном методе расчета использован ряд допущений, дающих дополнительный запас устойчивости; так, например, в соотношениях (VII-11) использовано условие прочности для плоской задачи, тогда как чаще приходится встречаться с пространственным напряженным состоянием. Кроме того, в расчете не учитывается возможность образования областей сдвигов в верхней части фундамента, с одной стороны, и щели между грунтом и фундаментом с другой; учет возникновения этой области позволяет уточнить величины ординат эпюры реактивного давления и угла поворота фундамента*.

В случаях, когда фундамент представляет собой совокупность нескольких колодцев-оболочек, гибкостью которых нельзя пренебречь, расчет ведется с учетом изгиба оболочек как рама со стойками, заделанными в грунт. Методы такого расчета близки к методам расчета высоких свайных ростверков; они изложены в соответствующих пособиях**.

* Р. М. Нарбут. Исследование работы фундаментов при действии горизонтальной нагрузки. Сборник ЛИИЖТа № 241. Изд-во «Транспорт», 1965.

** К. С. Силин, Н. М. Готов, В. И. Карпинский. Фундаменты опор мостов из сборного железобетона. Изд-во «Транспорт», 1966.

При заделке нижней части фундамента в скальное основание влияние пройденной толщины нескальных грунтов на устойчивость фундамента учитывать нельзя, так как значительно большая податливость нескальной толщи по сравнению со скалой исключает возможность совместной работы. Изложенная выше методика расчета применима только в случае наличия нескального основания.

§ 33. ОПУСКНЫЕ КОЛОДЦЫ

1. Колодцы-оболочки из сборных железобетонных элементов индустриального изготовления начали широко применяться с появлением мощных вибрационных машин (вибропогружатели), позволяющих погрузить в грунт элементы больших размеров. Легкие (по сравнению с массивными) колодцы-оболочки принудительного погружения в значительной степени вытеснили массивные опускные колодцы, погружаемые только под действием собственного веса, и почти полностью исключили применение кессонных фундаментов.

Применение в качестве основных элементов фундаментов глубокого заложения сборных железобетонных оболочек позволило осуществить заводское изготовление этих элементов, достигнуть наилучшего использования прочностных свойств материала фундамента и потому значительно снизить расход бетона.

Под руководством проф. К. С. Силина в Научно-исследовательском институте транспортного строительства была разработана и осуществлена на практике технология изготовления и погружения колодцев-оболочек, предусматривающая полную механизацию всех видов работ. В результате внедрения этой прогрессивной технологии за последние 6—7 лет на фундаментах из сборных железобетонных колодцев-оболочек построено в Советском Союзе более 100 больших и средних мостов (через Волгу, Северную Двину, Днепр, Неву и др.). Применение мощных вибропогружателей позволяет легко достигнуть глубины 50 м и более и использовать для колодцев-оболочек в ряде случаев скальные основания, осуществляя забуривание и соединение оболочек со скалой с помощью армированных сердечников (колодцы-оболочки, заделанные в скалу, часто называют столбчатыми фундаментами).

Индустриализация изготовления, сборность и механизация всех работ обусловили возможность значительно сократить сроки возведения фундаментов глубокого заложения при применении колодцев-оболочек.

Конструкция колодцев-оболочек. Колодцы-оболочки применяются диаметром от 1,0 ÷ 1,2 до 6 м. Оболочки диаметром 1,0—1,2 м погружают с открытым концом без удаления грунта из полости, т. е. представляют собой трубчатые сваи-оболочки, рассмотренные в гл. VI. Обобщение обширного опыта строительства показало, что в настоящее время следует рекомендовать сборные железобетонные колодцы-оболочки диаметром до 3 м включитель-

но со сплошным заполнением или без заполнения (при оболочках с утолщенной стенкой) их полости бетоном. Секции оболочек длиной

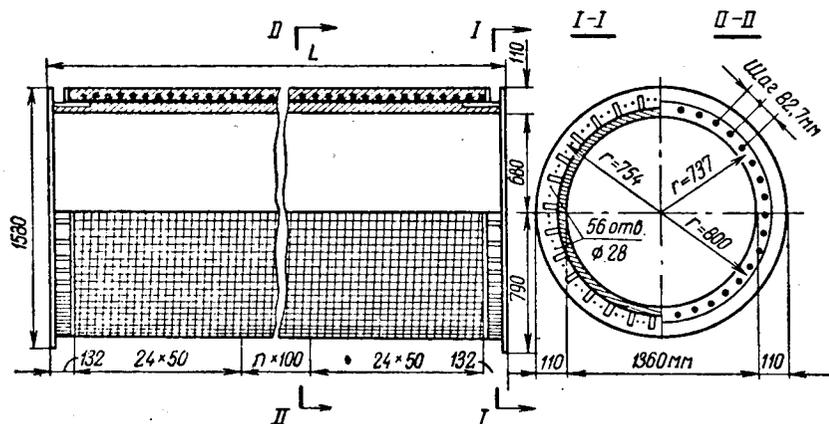


Рис. VII-11. Армирование колодцев-оболочек

преимущественно 6—10 м армируются продольными стержнями диаметром 16—25 мм (гладкие и периодического профиля из стали марок Ст. 5, сталь 20ХГ2С) и спиралью из арматуры диаметром 8—10 мм. Шаг спирали 10—15 см; вблизи концов секции (на протяжении около 1 м) шаг уменьшается в 1,5—2 раза (рис. VII-11). Марка бетона для оболочек выбирается не менее 400, а для заполнения — 150. Конец нижней секции снабжается наконечником (ножом) (рис. VII-12). Для стыкования концы промежуточных секций и верхний конец нижней секции чаще всего снабжаются либо фланцами (рис. VII-13, а), соединяемыми болтами, либо стальными манжетами (рис. VII-13, б) для соединения сваркой.

Рис. VII-12. Формы ножей колодцев-оболочек:

а — при слабых и средней плотности грунтах; б — при плотных грунтах; в — при заделке оболочки в скальный грунт

В табл. VII-3 приведены основные данные по унифицированным оболочкам. Кроме перечисленных в табл. VII-3 оболочек из обычного железобетона, применяют оболочки из напряженного железобетона в тех случаях, когда требуется повышенная трещиностойкость — при большой глубине погружения оболочек (свыше 30 м), при использовании их в агрессивной среде, в морских причальных сооружениях и т. п. Напряжение арматуры позволяет также получить существенную экономию металла. Желаете

не избежать заполнения колодцев-оболочек бетоном (этот вид работ, производимых на месте, занимает значительный объем в составе всех работ по сооружению фундаментов из колодцев-оболочек) при-

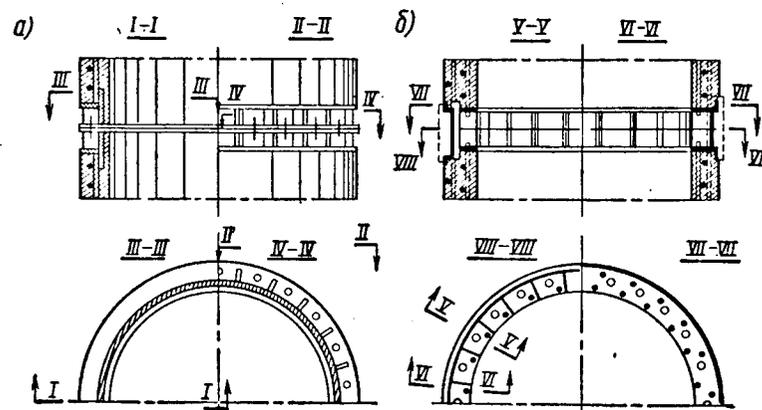


Рис. VII-13. Типы стыков колодцев-оболочек:

а — фланцевый стык; б — стык с помощью стальных манжетов

вело к разработке конструкций толстостенных оболочек из обычного и напряженного железобетона (толщина стенки 16—20 см).

Для улучшения условий работы основания (в несвязных грунтах, не имеющих валунов) применяются толстостенные оболочки (диаметром 1,6—3,0 м) с диафрагмой, устраиваемой на высоте около двух диаметров оболочки в нижней секции для опирания на грунт

Таблица VII-3

Наружный диаметр, м	Толщина стенки, см	Длина секции, м	Объем бетона на 1 м, м ³	Вес, т	Продольная арматура		Диаметр спиральной арматуры, мм	Расход арматуры на 1 м ³ бетона Ст. 5 Ст. 3
					диаметр, мм	количество стержней, шт.		
1,0	12	8—10	0,332	0,83	20	32	8	236/28
1,6	12	6—8	0,558	1,40	20	56	8	246/34
2,0	12	6—8	0,708	1,77	20	64	8	223/34
3,0	12	6—8	1,085	2,71	20	108	10	242/52

на последней стадии погружения колодца-оболочки. В диафрагме имеется центральное отверстие для выемки грунта, заделываемое после достижения проектной отметки. Благодаря опиранию диафрагмы на основание и созданию обоймы для грунта в зоне выемки его из оболочки достигается лучшее использование несущей способности основания; в обычных оболочках для сохранения плотности несущего слоя грунта приходится погружать колодез-оболочку с оставлением грунтовой пробки на конце на высоту около 2 м, что создает в ряде случаев затруднения при производстве работ.

Помимо оболочек, стыкуемых по торцам, применяются также оболочки, собранные из четырех стыкуемых вертикально криволинейных панелей (скорлуп), изготавливаемых методом вибропроката (скользящим виброштампом); стыкование производится с помощью выпусков поперечной арматуры (стыки замоноличиваются на строительной площадке).

Производство работ по сооружению фундаментов из колодез-оболочек. Изготовление оболочек в основном производится либо на центрифуге в горизонтальном положении (оболочки диаметром до 1,6 м), либо в виброформах в вертикальном положении (при диаметре более 1,6 м).

При использовании центрифуг (рис. VII-14) изготовление оболочек складывается из следующих операций: 1) устанавливается арматурный каркас; 2) собирается наружная опалубка; 3) загружается и равномерно распределяется бетонная смесь при медленном вращении формы; 4) уплотняется бетон при наибольшей скорости вращения центрифуги (центрифуги имеют ско-

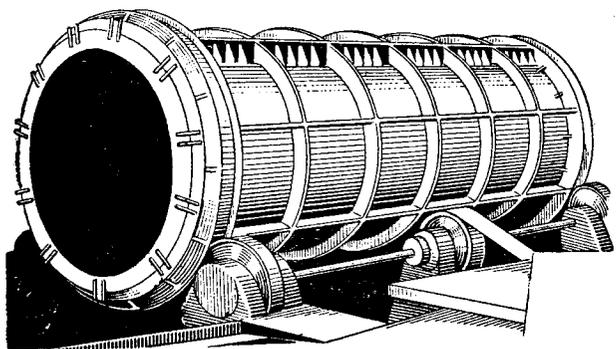


Рис. VII-14. Общий вид центрифуги для изготовления оболочек

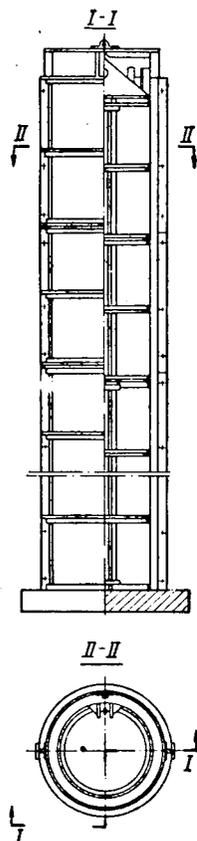


Рис. VII-15. Виброформа для изготовления оболочек

рость вращения от 155 до 3700 об/мин). После окончания процесса центрифугирования изготавливаемые секции подвергаются пропариванию при температуре сначала 15—25°, затем 70—80°.

При изготовлении оболочек в вертикальном положении, как правило, применяются стальные цилиндрические формы (опалубка). Вначале собирается внутренняя опалубка, затем устанавливается арматурный каркас и наружная опалубка (рис. VII-15). Пространство между внутренней и наружной опалубками заполняют бетоном. При больших диаметрах оболочек бетон подают в окна, оставляемые во внутренней опалубке. Уплотнение укладываемого бетона производится навесными вибраторами, прикрепляемыми болтами к наружной опалубке. Изготавливаемые секции также подвергаются пропариванию, которое осуществляют в два приема: сначала в форме, затем, когда бетон приобретает 50% проектной прочности, в распалубленном виде.

Установка секций оболочек на месте погружения производится с помощью кранов; направляющим устройством обычно является сборный металлический каркас (на местности, покрытой водой, каркас устанавливается с помощью понтонов). На рис. VII-16 показана секция колодца-оболочки, установленная порталным краном (на оболочке установлен вибропогружатель). Погружение колодез-оболочек в грунт, как это уже отмечалось выше, производится преимущественно вибропогружателями. Применяются мощные (иногда спаренные) низкочастотные вибропогружатели, имеющие возмущающую силу от 40 до 300 Т; они крепятся жестко болтами к верхнему фланцу оболочки через наголовник. В табл. VII-4 *

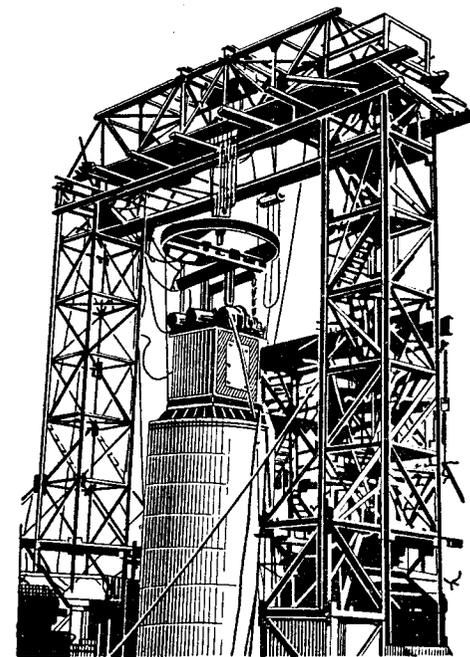


Рис. VII-16. Секция колодца-оболочки, установленная порталным краном

* Н. М. Г л о т о в и К. С. З а в р и е в. Проектирование фундаментов опор мостов из сборных железобетонных оболочек. Методическое пособие. Изд. ВЗНИИТа, 1964.

Таблица VII-4

Тип вибропогружателя		ВП-30А	ВП-80	ВП-160	ВП-170	ВП-250
Характеристика						
Вес вибропогружателя, Т		6,1	9,2	11,21	13,3	12,57
Величины возмущающей силы, Т		38,9 48,3 57,2	51 66 91	100 127 160	100 125 170	103—280
Число оборотов в минуту		414 464 505	408 465 545	404/808 449/898 505/1010	408 475 550	540 600 667
Диаметр оболочек, погружаемых в плотные глины, крупнозернистые и гравелистые пески с выемкой грунта из оболочек, м	на глубину до 15 м	—	0,6	—	1,6 2,0 3,0	2,0 3,0
	на глубину до 25 м	—	0,6	—	1,6 2,0 3,0	2,0 3,0

приведены данные по некоторым вибропогружателям, применяемым для погружения колодцев-оболочек, а также ориентировочные размеры оболочек и глубина опускания их тем или иным вибропогружателем.

Погружение идет успешно, если из полости оболочки периодически удаляется грунт. Поэтому через каждые 3—5 м погружения вибропогружатель снимается и производится выемка грунта грейферами, гидроэлеваторами, эрлифтами, гидрожелонками.

Выемка грунта гидроэлеваторами и эрлифтами, трубы которых вводятся через отверстие в наголовнике, может производиться и без снятия вибропогружателя. Наиболее удобны для выемки грунта вибропогружатели НВП-56 (конструкции Б. П. Татарникова, разработанной в НИИ мостов ЛИИЖТа) и ВУ-1,6 (разработанный на ЛЗМО), имеющие отверстие в центральной части.

Для удаления гальки и мелких валунов применяют гидрожелонку, представляющую собой гидроэлеватор с кольцевой насадкой, имеющей цилиндрический бункер, в котором откладываются крупные включения. В случае затруднений в погружении применяются в песчаных и гравелистых грунтах внутренний и наружный подмыв под давлением до 15 ат. Однако следует иметь в виду, что подмыв снижает боковое трение оболочки о грунт, которое трудно восстанавливается.

При опирании колодцев-оболочек на скальные грунты в последних через оболочку производится бурение с целью получения полости диаметром, равным внутреннему диаметру оболочки, позволяющей заделать в породу армированный бетонный столб, являющийся продолжением бетонного заполнения оболочки. Для разработки скального грунта применяют станки ударно-канатного действия (рис. VII-17) с клепаным или литым долотом, а также различного вида механизмы вращательного бурения, либо обладающие возможностью сплошного разбуривания породы, либо действующие по принципу станков колонкового бурения. Имеются механизмы сплошного разбуривания, позволяющие создать в скале уширение конца оболочки. В нескальных грунтах уширение создается в случае необходимости камуфлетными взрывами или буровыми уширителями тем же путем, как уширение пят свай (см. гл. VI).

Заполнение внутренней полости колодца-оболочки бетоном производится в два этапа. Сначала после достижения проектной отметки с помощью вертикально перемещающейся трубы укладывается слой подводного бетона толщиной 2—5 м и, после того как бетон наберет необходимую прочность, вода из оболочки откачивается, и дальнейшая укладка бетона (по всему сечению или у стен с целью утолщения их) производится насухо.

Наиболее сложные работы приходится вести при погружении оболочек на местности, покрытой водой, при большой глубине воды. В этом случае используются плавучие средства. На рис. VII-18 показаны схемы, характеризующие последовательность сооружения фундамента речной опоры моста из колодцев-оболочек. Вспомогательная плавучая система, собранная на понтонах, вместе с поддерживаемым ею направляющим каркасом, имеющим щитовое ограждение для последующего бетонирования ростверка, расчаливается в проектное положение (рис. VII-18, а). Каркас опускается в воду (рис. VII-18, б) и через него погружаются маячные оболочки, на которых каркас закрепляется (рис. VII-18, в). Далее через кар-

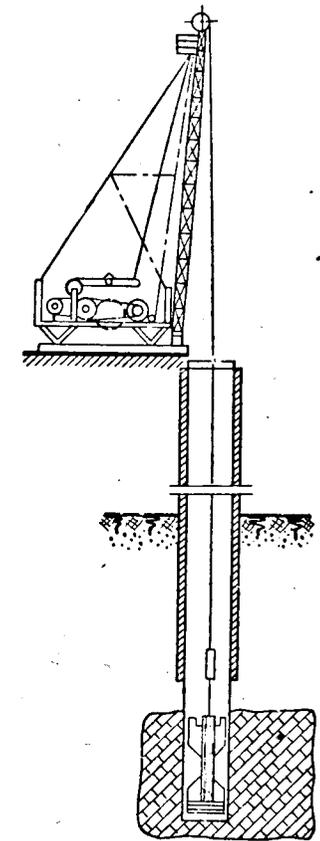


Рис. VII-17. Разработка скального грунта в полости колодца-оболочки станком ударно-канатного действия

кас погружаются все остальные оболочки (рис. VII-18, з). На щитовом днище, укрепленном на каркасе, подводным бетонированием устраивается водозащитная подушка ростверка (рис. VII-18, д). После того как подводный бетон окажется достаточно прочным, производится откачка воды из щитового ограждения и бетонируется весь ростверк (рис. VII-18, е). Затем щитовое ограждение разбирается (рис. VII-18, ж).

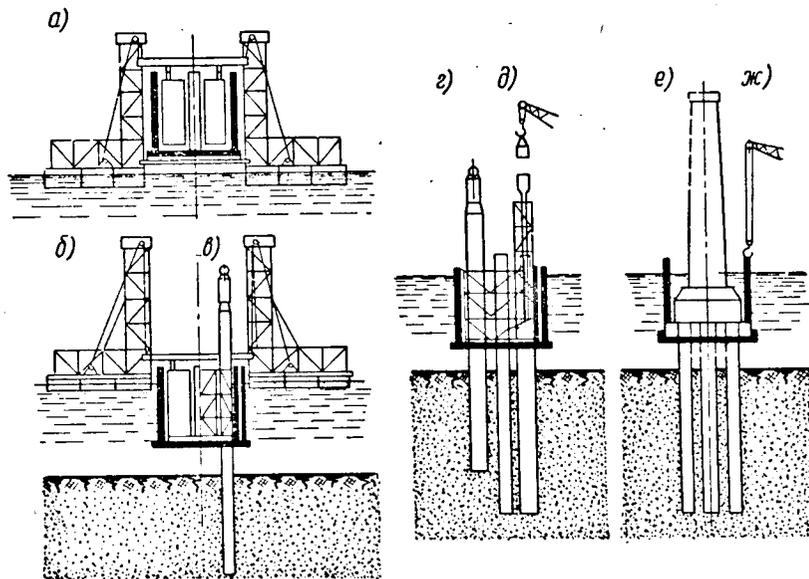


Рис. VII-18. Схемы сооружения фундамента речной опоры моста из колодцев-оболочек:

а — направляющий каркас, установленный на понтонах; б — каркас, опущенный в воду; в — крепление каркаса к маячным оболочкам; г — погружение оболочек через каркас; д — устройство водозащитной подушки ростверка подводным бетонированием; е — бетонирование ростверка; ж — разборка щитового ограждения

2. Массивные опускные колодцы. Как уже указывалось выше в § 29, массивные опускные колодцы имеют толстые стенки и погружаются в грунт под действием собственного веса по мере выемки грунта изнутри (рис. VII-19).

По достижении проектной глубины внутренние полости колодца, называемые шахтами, заполняются (полностью или частично с устройством только нижней и верхней подушек) бетоном, и сам колодец входит в состав фундамента.

Начало применения массивных опускных колодцев относится к глубокой древности, известно, что за 2000—2500 лет до н. э. в

Индии пользовались опускными колодцами для устройства фундаментов храмов. Глубина погружения колодцев может быть очень значительной: в практике современного строительства имеются случаи опускания колодцев на 70 м под уровнем воды (свыше 40 м в грунте), что не является еще пределом.

Массивные опускные колодцы используются для устройства фундаментов тяжелых сооружений (для опор мостов, многоэтажных зданий и т. п.) в условиях, когда прочные грунты перекрыты большой толщей слабых грунтов. Наличие большого числа значительных по размерам включений в проходимом грунте (валунов, остатков древних деревьев и т. п.) является препятствием для применения опускных колодцев.

Конструкции массивных колодцев. Массивные опускные колодцы бывают бетонные, железобетонные, деревобетонные и деревянные. Ранее встречались еще металлические и каменные. Для улучшения условий погружения, работы материала колодца и снижения трения о грунт форму колодцев в плане выбирают обычно симметричной: чаще всего применяют кольцевое, овоидальное и прямоугольное (с закругленными углами) очертания. Если под сооружением устраивается один колодец, то очертание его назначается соответственно очертанию сооружения в плане. При больших размерах колодца его разделяют (рис. VII-20, а) внутренними перегородками на ячейки (шахты). В вертикальной плоскости наружные стенки делаются вертикальными; для уменьшения трения о грунт им придается уступчатая форма (внизу стенки имеют наибольшую толщину). Наклонные стенки применяются редко, так как они затрудняют правильное опускание колодца. Нижняя часть стен, называемая консолью, имеет скосы (рис. VII-20, б) и заканчивается режущей частью — ножом, свариваемым из уголков и листовой стали. Нижняя горизонтальная площадка консоли называется банкеткой. В тех случаях, когда в процессе производства работ может оказаться необходимым превращение опускного колодца в кессон (для преодоления препятствий на некоторой стадии опускания), в стенах предусматриваются пазы (рис.

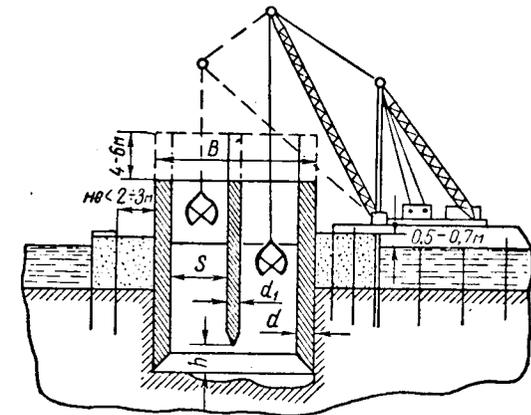


Рис. VII-19. Массивный опускной колодец

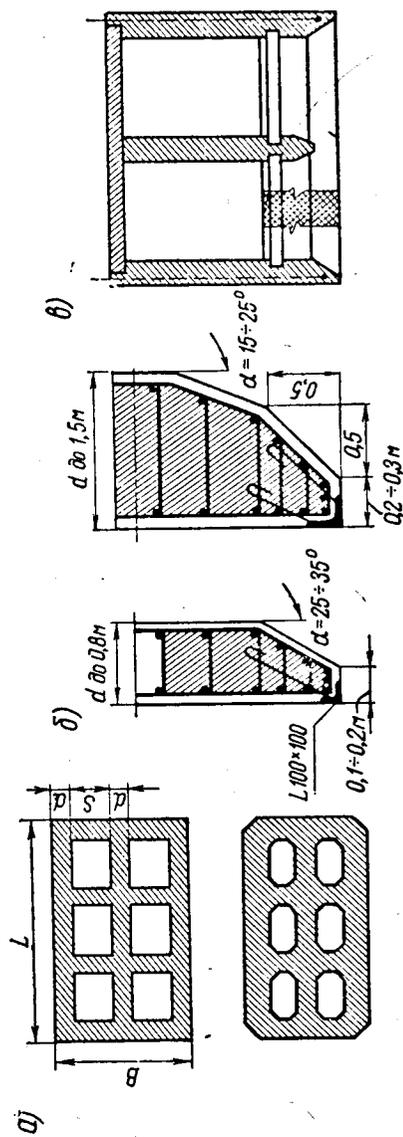


Рис. VII-20. Конструктивные детали массивных опускных колодезев: а — разделение колодезев на ячейки; б — конструкция консолей и ножей; в — форма стен

VII-20, в) для улучшения сопряжения с железобетонным потолком кессона. Внутренние стены-перегородки не доводятся до низа примерно на 1,5 м, для того чтобы уменьшить сопротивление грунта при опускании (рис. VII-20, в).

В бетонных колодезях толщина стен составляет обычно 1,5—2,5 м, в железобетонных—1—1,25 м, за исключением наплавных колодезев, имеющих тонкие ограждающие стенки (15—20 см) и полости, заполняемые бетоном при погружении. В последние годы с развитием строительства фундаментов из сборных железобетонных элементов индустриального изготовления начали применяться также сборные толстостенные опускные колодезевы. Так, например, при строительстве ряда мостов на железных и автомобильных дорогах весьма эффективными оказались колодезевы размерами в плане 3,8 × 7,8 м, высотой 3—5 м, собранные из железобетонных блоков толщиной 50—60 см (в плане блоки имеют конфигурацию, соответствующую форме колодезевы), которые после монтажа колодезевы на всю высоту стягиваются металличе-

скими тяжами диаметром 30 мм и замоноличиваются путем заполнения сквозных вертикальных пустот бетоном*.

* Г. Н. Гугуцдзе. Фундаменты малых и средних мостов из сборных опускных колодезев. «Транспортное строительство», 1966, № 1.

Начиная с 1926 г. в Советском Союзе получили распространение дерево-бетонные колодезевы, армированные деревянными брусками (5 × 5 ÷ 8 × 8 см и др.). Брусочки образуют арматурные сетки по контуру стен, стянутые между собой стальными хомутами диаметром 6—8 мм. Применение основной арматуры из дерева позволяет достигнуть значительной экономии металла; эта арматура может использоваться только ниже горизонта воды, в условиях постоянной влажности.

Деревянные колодезевы представляют собой заполняемые бетоном деревянные каркасы из сплоченных брусочков или досочек.

Изготовление и опускание массивных колодезев. Если опускной колодезев погружается на сухом месте, то

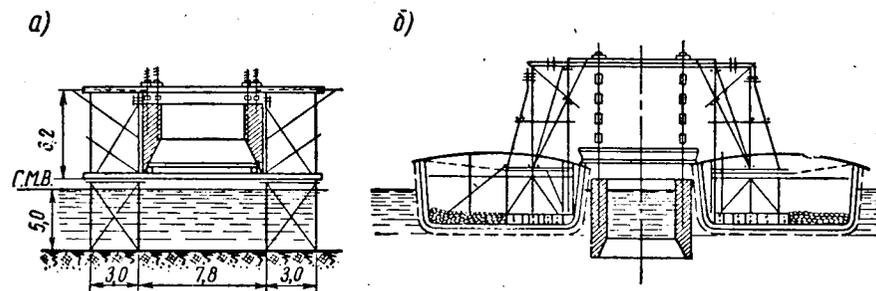


Рис. VII-21. Схема опускания колодезев с подмостей:

а — с постоянных; б — с плавающих

он здесь же и изготавливается на предварительно спланированной и утрамбованной площадке, на подкладках-коротышках, уложенных под нож.

Для опускания колодезевы на местности, покрытой водой, пользуются несколькими способами. При глубине воды до 5 м целесообразно отсыпать искусственный островок из песчаного или супесчаного грунта, с которого и производится опускание колодезевы (см. рис. VII-19). Если глубина воды больше или устройство островка сильно стесняет русло реки, колодезевы опускают с постоянных (рис. VII-21, а) или с плавающих (рис. VII-21, б) подмостей. Кроме того, применяют при глубокой воде плавучие (наплавные) опускные колодезевы. На рис. VII-22, а показан колодезев, плавучесть которого обеспечивается наличием полостей, огражденных тонкими железобетонными стенками. В колодезевы, изображенном на рис. VII-22, б, плавучесть в основном создается за счет воздушных подушек, образующихся сжатием воздухом в шахтах, перекрытых съемными металлическими крышками куполообразной формы.

При погружении колодезевы в грунт удаление грунта из шахт производится грейферами, эрлифтами или гидроэлеваторами. В ус-

ловиях высокого стояния уровня воды в колодце и наличия хорошо фильтрующих грунтов опускание колодца производится без водоотлива; приходится даже искусственно поддерживать уровень воды в колодце несколько выше горизонта грунтовых или поверхностных вод для предотвращения наплыва в колодец легкоподвижных грунтов (мелкопесчаных и илистых).

Для снижения сил трения и обеспечения погружения колодцев (силы трения часто являются причиной замедления темпа опускания) применяют «тиксотропные рубашки» из раствора бентонитовой глины толщиной 5—10 см, создаваемые между наружной поверхностью колодца и грунтом (впервые предложено Н. В. Озеровым в 1945 г.). Для устройства такой рубашки в зазор, образующийся вследствие наличия уступов в наружной поверхности стенки ко-

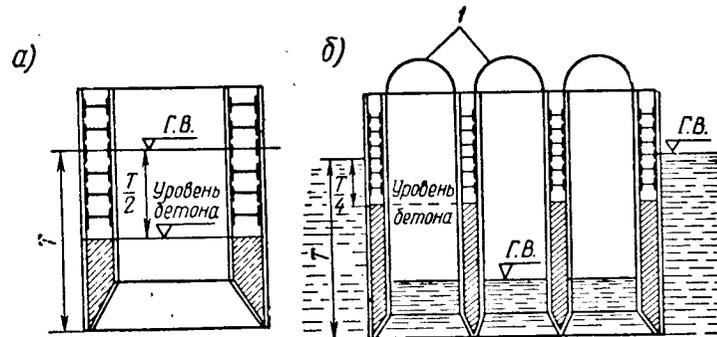


Рис. VII-22. Плавающие (наплавные) колодцы:
а — с полостями в стенах; б — на воздушной подушке;
1 — съемные металлические крышки

лодца, вводится с помощью трубок глинистый раствор, приготовленный на порошке бентонитовой глины. Этот раствор обладает высокими тиксотропными свойствами и потому значительно снижает силы трения по боковой поверхности колодца.

После достижения колодцем проектного положения подводным бетонированием (методом вертикально перемещающейся трубы) создается опорная плита фундамента; дальнейшее заполнение шахт бетоном производится после откачки воды.

Расчет опускных колодцев на строительные нагрузки. Размерами элементов опускного колодца предварительно задаются по конструктивным соображениям и затем проверяют достаточность их на наименее выгодные сочетания сил, возникающих в процессе изготовления и опускания колодца.

1. Условие возможности погружения колодца под действием собственного веса определяется неравенством

$$P > (1,15 \div 1,25) T,$$

где P — вес колодца с учетом гидростатического взвешивания при опускании без водоотлива;

T — сила трения грунта по боковой поверхности колодца, определяемая в соответствии с § 31, или для колодцев, предназначенных для образования заглубленных помещений в промышленных зданиях, — по составленной институтом «Фундаментпроект» инструкции*.

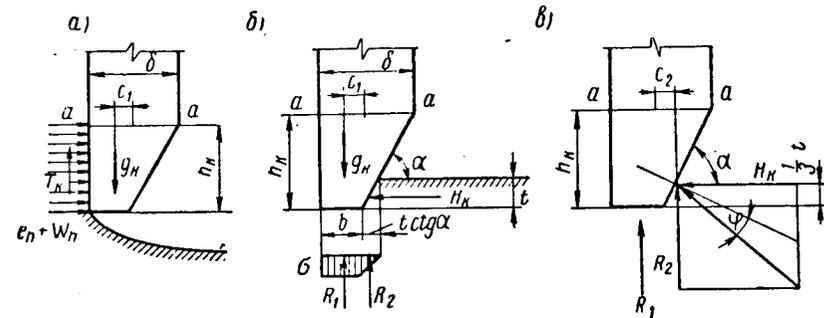


Рис. VII-23. Схемы к расчету консоли колодца:

а — 1-е расчетное положение — изгиб консоли внутри колодца; б — 2-е расчетное положение — изгиб консоли в наружную сторону; в — положение реакции грунта, возникающей, по скошенной плоскости консоли

2. Расчет стенок на изгиб в горизонтальной плоскости. Нагрузка на горизонтальный пояс высотой 1,0 м, выделенный из стенки, определяется от давления воды и грунта снаружи для положения колодца, опущенного до проектной отметки. Давление грунта подсчитывается как активное давление на подпорную стенку, увеличиваемое с глубиной по линейному закону. При опускании колодца без водоотлива давление воды изнутри принимается в размере 50% полного гидростатического давления. При наличии водоотлива из колодца нагрузка на 1 м (в горизонтальной плоскости) нагруженного нижнего пояса стенки, примыкающего к консоли, может быть определена формулой (расчетная высота нижнего пояса обычно принимается равной заданной толщине стенки δ)

$$p = (e_h + w_h) \cdot (\delta + h_k),$$

где

w_h — интенсивность гидростатического давления; $w_h = 1,0h_b$ (h_b — разность отметок горизонта воды и низа колодца);

$e_h = \gamma_{взв} h^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ — интенсивность давления грунта на глубине опускания колодца h ;

* Инструкция по проектированию опускных колодцев (МСН 125—66). Изд. ЦБТИ Главспецпроект, 1966.

$\gamma_{\text{взв}}$ — объемный вес взвешенного в воде грунта;
 φ — угол внутреннего трения грунта;
 h_k — высота консоли.

На основании подсчитанной величины нагрузки p определяют изгибающие моменты в стенке и продольные усилия по формулам, соответствующим статической схеме горизонтального сечения колодца.

3. *Расчет консоли.* Консоль рассчитывается на изгиб и сжатие в вертикальной плоскости в двух положениях (ведется расчет 1 м консоли, выделенного вертикальными плоскостями).

Положение 1-е характеризуется следующими условиями: колодец находится на проектной отметке, грунт под ножом подобран (рис. VII-23, а); консоль изгибается внутрь колодца. Изгибающий момент в сечении $a-a$ находится по выражению

$$M'_a = (e_h + \omega_h) \frac{h_k^2}{2} + g_k c_1 - T_k \frac{\delta}{2};$$

продольная сжимающая сила $N' = T_k - g_k$ (где g_k — вес консоли; T_k — сила трения, действующая по высоте консоли).

Положение 2-е — колодец находится на половине проектной глубины, консоль заглублена в грунт на величину t , обычно принимаемую равной 1,0 м (рис. VII-23, б)*; изгиб консоли происходит в наружную сторону. В этом случае сначала нужно определить величину полной реакции грунта, действующей снизу вверх на консоль, и ее части, приходящейся на банкетку (R_1) и на скошенный участок консоли (R_2). Полная реакция грунта равна весу 1 м колодца (Q_1) за вычетом силы трения, действующей на 1 м по всей высоте части колодца, погруженной в грунт (T_1):

$$R = R_1 + R_2 = Q_1 - T_1.$$

R_2 определяется через R из пропорции, составляемой на основании соотношения площадей частей эпюры распределения реактивного давления вида (рис. VII-23, б):

$$\frac{R_2}{R - R_2} = \frac{t \cdot \text{ctg } \alpha}{2b}; \quad R_2 = R \frac{t \text{ ctg } \alpha}{2b + t \text{ ctg } \alpha}; \quad R_1 = R - R_2,$$

где b — ширина банкетки;

α — угол наклона скошенной части консоли к горизонту.

R_2 представляет собой вертикальную составляющую реакции грунта, действующей на скошенную часть по направлению, отклоненному от нормали к плоскости скоса на угол внутреннего трения грунта φ (рис. VII-23, б). Это условие позволяет выразить гори-

* По инструкции Главспецпромстроя (см. сноску на стр. 273), заглубление принимается равным полной высоте консоли.

зонтальную составляющую H_k следующим образом:

$$H_k = R_2 \text{ tg } (\alpha - \varphi).$$

Изгибающий момент в сечении $a-a$ определяется формулой

$$M''_a = -H_k \left(h_k - \frac{1}{3} t \right) - R_2 c_2 + R_1 \left(\frac{\delta}{2} - \frac{b}{2} \right) + g_k c_1.$$

Продольная сжимающая сила $N'' = R - g_k$.

Кроме расчетов на комбинации сил в приведенных двух положениях, обычно консоль еще проверяется в горизонтальной плоскости на изгиб и растяжение под действием равномерно распределенного распора.

4. *Расчет стенок колодца на растяжение при опускании.* Ввиду того что при опускании колодца может создаться такое положение, когда в верхней его части силы трения окажутся намного большими, чем в нижней части (в особенности, если после прохода через верхний более плотный слой грунта нижняя часть колодца оказывается в слабом грунте), возникает необходимость проверить стенки на растяжение в вертикальной плоскости по сечению, расположенному на расстоянии 0,5 ÷ 0,65 высоты от низа колодца.

Если вес части колодца ниже рассматриваемого сечения обозначить Q_n , а площадь стенок в горизонтальной плоскости F_c , то растягивающее напряжение выразится как

$$\sigma_p = \frac{Q_n}{F_c}.$$

5. *Расчет колодца на изгиб при снятии с подкладок и опускании.*

При снятии колодца с подкладок перед началом опускания изготовленную секцию его необходимо проверить на изгиб под действием собственного веса как балку с двумя консолями, опирающуюся на последние четыре (фиксированные) подкладки. Кроме того, в процессе опускания, в особенности при наличии в грунте местных препятствий (валунов и т. п.), может создаться такое положение, когда колодец будет работать как балка, опертая по концам, или при возникновении точки опоры посередине — как консоль вылетом, равным половине длины колодца.

§ 34. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КЕССОННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

При устройстве фундаментов глубокого заложения в водонасыщенных грунтах в середине XIX в. был предложен кессонный способ, по которому разработка грунта для опускания конструкции будущего фундамента на необходимую глубину производится под защитой сжатого воздуха, вытесняющего воду из рабочего простран-

ства, отведенного для выемки грунта и последующей кладки нижней части фундамента. Ввиду того, что кессонный способ связан с пребыванием людей в зоне повышенного давления воздуха и с использованием специального дорогого оборудования, он применяется сравнительно редко, в тех случаях когда имеются препятствия для устройства свайных фундаментов и опускных колодцев (например, при наличии в водонасыщенных грунтах валунов, погребенных частей деревьев и т. п.). Кессонный способ, применявшийся ранее в мосто-

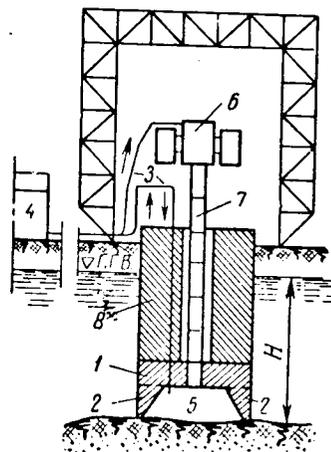


Рис. VII-24. Схема кессона

установленный на шахтной трубе 7, которая закреплена на потолке кессона.

Одновременно с разработкой грунта в камере кессона и выдачей его на поверхность ведется надкессонная кладка 8. Под действием отметки, после достижения которой рабочая камера закладывается бетонной или бутобетонной кладкой, шахтные трубы и шлюзовые аппараты снимаются; шахтные колодцы также закладываются. На рис. VII-25 показаны основные этапы сооружения кессонного фундамента.

1. **Конструкция кессонов***. Высота рабочей камеры кессона должна быть не менее 2,2 м. Форма консолей выбирается аналогично форме консолей опускного колодца. На рис. VII-26, а показана распространенная конструкция консолей железобетонного кессона; наружный угол укреплен специальным уголком. Очертание кессона в плане соответствует очертанию фундамента. Наиболее часто применяют железобетонные кессоны.

* Н. В. Озеров. Кессонные фундаменты. Трансжелдориздат, 1940.

На рис. VII-26, б показана схема ребристого железобетонного кессона. Пустоты, образующиеся между перекрестными балками по-

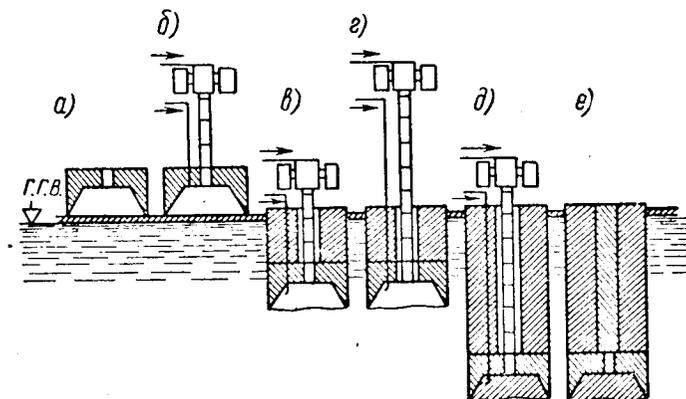


Рис. VII-25. Основные этапы сооружения кессонного фундамента:

а — изготовление кессона; б — установка шахтных труб и шлюзовых аппаратов; в — опускание кессона и наращивание надкессонной кладки; г — перестановка шлюзовых аппаратов, связанная с необходимостью удлинения шахтных труб; д — заполнение камеры кессона кладкой; е — демонтаж оборудования и заполнение шахтных колодцев

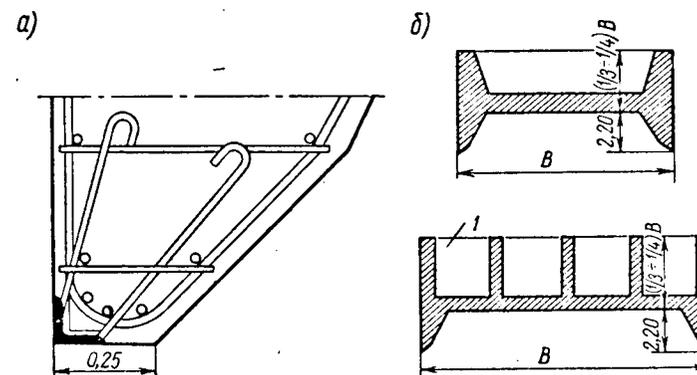


Рис. VII-26. Конструктивные детали железобетонного кессона:

а — конструкция консоли; б — схема ребристого кессона; 1 — поперечная балка

толка, в процессе опускания заполняются бетоном. При опускании плавучих кессонов на местности, покрытой водой, устраивают пустоты не только в пределах потолка, но также и в консолях, сокращая до минимума толщину стенок и плит.

Кроме железобетонных, применяют при небольшой ширине фундамента (обычно до 8 м) также дерево-бетонные кессоны, армированные деревянными брусками.

2. Оборудование кессонов и производство работ по опусканию их. Главными частями оборудования кессона являются шлюзовые аппараты, шахтные трубы и компрессорные станции. На рис. VII-27 показана схема шлюзового аппарата и шахтной трубы.

Шахтные трубы собираются из стальных звеньев, соединяемых болтами с помощью внутренних фланцев 7. Нижнее звено крепится к «мертвому патрубку» 6, заложеному в потолок кессона; на верхнем звене устанавливается шлюзовой аппарат. Шлюзовой аппарат состоит из центральной камеры 3, в которой поддерживается такое же повышенное давление воздуха, как и в камере кессона, и прикамерок 1 и 2 (чаще всего двух). Различают аппараты *смешанного пользования*, через которые пропускаются как люди, так и материалы, и *специализированные* — людские, материальные и специального назначения (например, лечебные, используемые для медленной декомпрессии заболевших людей). Если аппарат смешанного пользования, то один прикамерок предназначается для входа (шлюзование) и выхода (вышлюзовывание) людей (людской прикамерок), а второй — для выдачи грунта и подачи материалов в кессон (материальный прикамерок). Прикамерки имеют внутренние 4 и наружные 5 двери, которые открываются только тогда, когда давление воздуха с обеих сторон

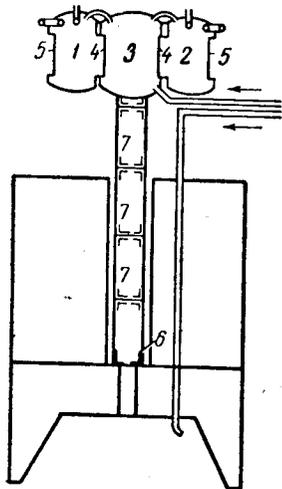


Рис. VII-27. Схема шлюзового аппарата и шахтной трубы

становится одинаковым. Люди выдерживаются в прикамерке для перехода от атмосферного давления к повышенному и обратно (вышлюзовывание, как правило, более длительный процесс) при скорости изменения давления воздуха, указанной в правилах охраны труда при кессонных работах. Быстрое вышлюзовывание может быть причиной так называемой кессонной болезни. В шахтных трубах при аппаратах смешанного пользования выделяются два лаза: один — для людей, другой — для грунта и материалов. Грунт и материалы транспортируются в бадьях с раскрывающимся дном.

Разработка грунта в кессонах ранее производилась людьми с механизированными инструментами. Однако теперь широко применяется гидромеханизация, которая в значительной степени уменьшила трудоемкость кессонных работ. Грунт разрабатывается в камере кессона гидромониторами, и пульпа удаляется с помощью гидроэлеваторов, эрлифтов или землесосов, минуя шлюзовые аппараты.

Гидромеханизация открыла возможности для полной автоматизации кессонных работ, при которой присутствие людей в кессоне при опускании полностью исключается. Опускание автоматического кессона под опору одного большого моста позволило достигнуть глубины свыше 14 м за 48 ч*.

Количество воздуха, подаваемого в кессон с компрессорной станции, должно быть таково, чтобы давление воздуха камеры поддерживалось неизменным с учетом эксплуатационных потерь и вентиляции.

Для опускания кессонов на местности, покрытой водой, используются те же способы, как и для опускных колодцев; дополнительно в данном случае приходится над кессоном устанавливать водонепроницаемую опалубку для ведения надкессонной кладки.

3. Расчет кессонов на строительные нагрузки. На консоли кессона в процессе опускания действуют следующие нагрузки: 1) горизонтальное давление воды и грунта снаружи; 2) трение о грунт; 3) реакция грунта на консоль при заглублении ее конца (принимается $l = 0,5$ м) в грунт; 4) вес консоли; 5) давление сжатого воздуха. Первые четыре вида нагрузок подсчитываются так же, как для опускного колодца.

Давление сжатого воздуха на консоль равно весу столба воды, поддерживаемого воздухом, и вычисляется по формуле $P_k = 1,0 H h_k$ (где H — глубина расположения ножа кессона под уровнем воды; h_k — высота консоли).

На потолок кессона в процессе изготовления и опускания действуют следующие нагрузки: 1) собственный вес потолка (подсчитывается по проектным размерам); 2) расчетный вес надкессонной кладки (принимается обычно вес слоя кладки высотой 1,5—2,0 м); 3) давление сжатого воздуха на потолок, равное $P_n \approx 1,0 H \Omega$ (где Ω — площадь кессона в плане).

Усилия в элементах кессона определяются при наименее выгодных комбинациях пересчитанных нагрузок, которые исчерпываются четырьмя расчетными положениями кессона:

1. Кессон находится на проектной отметке при полном давлении воздуха в камере, консоль заглублена в грунт на 0,5 м. В этом положении подсчитываются усилия в месте заделки консоли в потолок при изгибе консоли в сторону грунта.

2. Кессон также рассматривается на проектной отметке при снижении (на 25—50%) давления воздуха в камере, грунт под ножом подобран. Положение, отвечающее так называемой «форсированной посадке кессона», дает максимальные усилия в том же сечении, как и выше, при изгибе консоли внутрь камеры.

3. Кессон находится на поверхности грунта перед началом погружения, причем на потолке имеется расчетный слой надкессон-

* Г. И. Зингоренко и Н. А. Силин. Гидромеханизация кессонных работ. Трансжелдориздат, 1949.

ной кладки. Данное положение позволяет определить наибольший изгибающий момент в потолке камеры.

4. Кессон установлен на фиксированных подкладках; никакой нагрузки, кроме собственного веса, нет. В этом положении потолок кессона проверяется на изгиб под действием моментов, возникающих от веса его консольных частей.

§ 35. БУРОВЫЕ ОПОРЫ

Буровые опоры представляют собой бетонные столбы (часто с уширенной пятой), сооружаемые под защитой глинистого раствора или обсадных труб, извлекаемых при бетонировании.

Технология устройства бетонных столбовых фундаментов с пятой, уширенной механическим приспособлением под глинистым раствором, та же, что и при устройстве буровых свай (см. гл. VI,

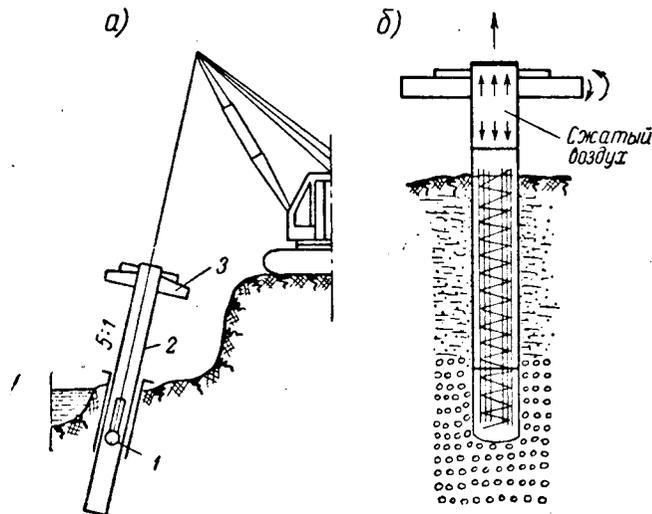


Рис. VII-28. Схема устройства бетонных столбовых фундаментов станком фирмы «Хохштрассе-Вайсе»

§ 23). Таким образом, применение этого типа конструкции для фундаментов глубокого заложения по существу представляет собой использование буровых свай большого диаметра с максимальным уширением пяты и наибольшей глубиной, которые позволяют получить современные станки (ЦНИИС и др.); кроме того, имеется перспектива усовершенствования этих станков (для увеличения диаметра столбов и их глубины) на базе уже отработанной и проверенной методики производства работ.

Устройство мощных и глубоких стволов под защитой обсадных труб с применением разработанных для этой цели станков, меха-

низирующих все виды работ, широко распространено за рубежом. К таким станкам принадлежит уже рассмотренный в гл. VI станок Бенотб, позволяющий изготавливать не только глубокие сваи с уширенной пятой, но и столбовые фундаменты глубокого заложения — до 150 м глубиной, диаметром 1,0—1,5 м с уширением пяты до 2,5 м.

Станок фирмы «Хохштрассе-Вайсе» работает с помощью сжатого воздуха и позволяет получить буровые опоры диаметром до 1,2—1,5 м. Инвентарная труба 2 (рис. VII-28, а) имеет в кольцевом оголовке 3 маховое колесо, которое приводится во вращение сжатым воздухом и поворачивает трубу на 45° попеременно в одну и другую сторону. Одновременно сбрасываемый в забой трубы грейфер 1 извлекает грунт — труба погружается в грунт. Таким образом, здесь, так же как в станке Бенотб, опускание трубы происходит под действием собственного веса и вращательного движения. При бетонировании столба (рис. VII-28, б) труба сверху закрывается крышкой, под которую подается сжатый воздух, выдергивающий трубу из грунта (выдергивание облегчается вращательным движением трубы).

Фирма «Лаур-Норманди» погружает обсадную трубу вибропогружателем, сообщаям трубе продольные и вращательные колебания.

Таким образом, указанные современные станки, сооружающие буровые опоры, различаются лишь в деталях; большинство их, сочетая продольное и вращательное движения опускаемых обсадных труб, позволяет достигнуть больших глубин бетонными армированными столбами, которые могут нести значительную нагрузку (до 1000 Т и более).

ГЛАВА VIII
ФУНДАМЕНТЫ
В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ

§ 36. ОСОБЫЕ ГРУНТОВЫЕ УСЛОВИЯ

Возведение и эксплуатация сооружений на основаниях, образованных толщей особых структурно неустойчивых грунтов, представляют собой весьма значительные трудности, и если не учитывать при проектировании фундаментов сооружений свойства этого вида оснований и изменения их под влиянием некоторых внешних воздействий, то неизбежно будут возникать значительные местные неравномерные осадки возведенных на них сооружений, часто приводящие к полному разрушению сооружений.

К *структурно неустойчивым грунтам* мы относим грунты (хотя и устойчивые в обычных природных условиях), которые при некоторых *добавочных внешних воздействиях* (замачивании, оттаивании и т. п.) коренным образом изменяют свою структуру, т. е. строение, сформировавшееся в условиях их природного существования вследствие некоторого доуплотнения и потери структурной прочности этих грунтов, и дают значительные по величине *местные осадки*, протекающие с весьма большой скоростью.

При возрастании нагрузки на основания сооружений, пока структурная прочность грунтов не превзойдена, грунты ведут себя как *кваситвердые тела* с соответствующими (конечно, с несколько худшими по сравнению с твердыми телами) вполне определенными механическими свойствами, показатели которых резко ухудшаются при разрушении структуры грунтов.

Разрушение структурных связей грунтов может быть *хрупким* (при кристаллизационных связях) и *пластичным* (при водно-коллоидных связях), причем последнее может протекать с различной скоростью, обуславливая медленное постепенное нарушение структуры или резкое скачкообразное ее изменение.

Причинами нарушения структуры являются некоторые *добавочные* (по сравнению с природными условиями) *механические* и *физические воздействия*.

Механическими воздействиями являются величина и скорость нарастания внешней нагрузки (вплоть до динамической — вибрационной, ударной и т. п.), физическими — увлажнение маловлажных

грунтов (например, лёссовых с неводостойкими структурными связями), оттаивание мерзлых и вечномерзлых грунтов и т. п.

Физические воздействия особенно опасны, так как сопровождаются потерей несущей способности структурно неустойчивых грунтов.

Одновременное действие механических (нагрузки) и физических воздействий на структурно неустойчивые грунты увеличивает общую эффективность воздействия.

Так, из механики грунтов известно *, что при свободном (*без нагрузки*) замачивании лёссовых грунтов, обладающих водно-коллоидными (частично обратимыми) и кристаллизационными (необратимыми) связями, добавочной осадки часто не наблюдается, при замачивании же под нагрузкой определенной величины (большей некоторого предела) возникают резкие просадки. Точно так же в грунтах, обладающих только водно-коллоидными связями (илистых, слабых глинистых, органо-минеральных и т. п.), при возрастании нагрузки наблюдается два процесса: разрушение некоторых связей и возникновение (при уплотнении) новых водно-коллоидных связей; но, если скорость возрастания нагрузки велика, новые связи не успевают образоваться и возникает общее лавинное разрушение структурных связей, обуславливающее *просадку* этого вида грунтов (при определенной скорости возрастания нагрузки).

Просадками будем называть *местные* быстро протекающие вертикальные *деформации* оснований, обусловленные *резким коренным нарушением структуры грунтов* и сопровождающиеся частичной или полной потерей сопротивляемости нарушенных масс грунта, а при избыточном увлажнении — выдавливанием грунтов в стороны.

В *рыхлых сыпучих грунтах*, для которых структурные связи обусловлены лишь действием молекулярных сил в точках непосредственного контакта частиц, просадку вызывают *динамические воздействия*, например вибрационные (при определенной их частоте), нарушающие контактные структурные связи грунтов.

Для *мерзлых и вечномерзлых* грунтов особенно опасным является повышение их температуры до положительной, когда в процессе оттаивания кристаллизационные связи льда, цементирующего минеральные частицы грунтов, разрушаются и сильнольдистые мерзлые и вечномерзлые грунты при соответствующем их составе (илистые, глинистые, пылеватые) дают значительные *просадки*.

Таким образом, к *структурно неустойчивым видам* естественных грунтовых *оснований*, осложняющим возведение фундаментов сооружений на них, необходимо отнести: структурные илы, заторфованные грунты и слабые ленточные водно-ледниковые отложения (с преобладающими водно-коллоидными связями), лёссовые маловлажные грунты (с преобладающими неводостойкими кристаллизационными связями), мерзлые и вечномерзлые грунты (с температур-

* Н. А. Цытович. Механика грунтов (краткий курс), гл. II, § 6.

но неустойчивыми кристаллизационными связями льда), а также многие виды грунтов при действии на них значительной величины динамических воздействий.

Кроме того, к особым грунтовым условиям следует отнести и *набухающие глины*, при увлажнении которых возникают значительные добавочные силы, существенно влияющие на прочность и устойчивость фундаментов сооружений.

§ 37. ФУНДАМЕНТЫ НА ИЛАХ И ЗАТОРФОВАННЫХ ГРУНТАХ

Природные илы и коллоидно-глинистые грунты со значительным содержанием органических остатков (зоторфованные и торфы) являются наихудшими видами естественных оснований сооружений.

Илы принадлежат к структурно неустойчивым водно-коллоидным грунтам, образовавшимся при осаждении в относительно спокойной воде мелких и мельчайших минеральных частиц при одновременном протекании в водных осадках гидробиологических процессов.

Структура илистых грунтов определяется как условиями их отложения, так и свойствами минерально-коллоидных частиц и составом водной среды, в которой они откладывались. Органо-минеральные коллоиды, являющиеся основной частью илистых грунтов, весьма чувствительны к электролитам, изменение содержания которых может изменять устойчивость грунтов, обладают способностью к обратимости набухания и коагуляции, а при действии постоянного электрического тока в них могут происходить явления как электроосмоса, так и электрофореза (перемещения коллоидных частиц). В коллоидном состоянии частицы окружены относительно толстыми водными оболочками, удерживаемыми электромолекулярными силами, причем *объем водно-коллоидных оболочек часто превышает объем самих минеральных частиц*. Все это обуславливает переувлажнение илистых грунтов, содержащих значительное количество коллоидов.

Кроме того, выпадая в спокойной или в очень медленно текущей воде, дисперсные органо-минеральные частицы образуют сложную структуру осадков. Вследствие такой структуры и значительного содержания коллоидов влажность природных илов, как правило, превышает предел их текучести в перемятом состоянии, а коэффициент пористости илов часто намного больше единицы. По СНиП II-Б.1—62, илами называются «глинистые грунты в начальной стадии своего формирования, образовавшиеся в виде структурного осадка в воде при наличии микробиологических процессов, обладающие в природном сложении влажностью, превышающей влажность на границе текучести, и коэффициентом пористости более 1,0 для супесей и суглинков и более 1,5 для глин».

Илы могут быть пресноводными и морскими, причем в последнем случае очень важна степень их засоленности, в результате которой

возможна повышенная устойчивость их структуры, так как при определенной концентрации солей увеличиваются плотность и толщина диффузного слоя (ионной оболочки) частиц. При рассолении такие грунты, как, например, илистые глины морского происхождения, становятся весьма неустойчивыми и сильно подвержены оползневым явлениям.

Следует также отметить свойство *тиксотропии*, присущее дисперсным илистым грунтам и заключающееся в разжижаемости этих грунтов при нарушении их структурных связей и восстановлении губчатой структуры с течением времени вследствие теплового движения мельчайших коллоидных частиц.

Заторфованными грунтами называют грунты, содержащие органические вещества от 10 до 60% по весу, а также грунты с наличием торфянистых прослоек или слоев торфов, к которым относят все органо-минеральные грунты с содержанием органических веществ более 60%. Эти грунты могут иметь весьма различные свойства в зависимости от степени минерализации заторфованных слоев, но, как правило, *обладают весьма большой и неравномерной сжимаемостью*. Кроме того, осадки фундаментов на заторфованных грунтах протекают весьма медленно, при этом вследствие длительности процесса минерализации органических веществ и ползучести скелета органических масс полного затухания осадок почти не происходит.

Резкое ускорение процесса окисления и минерализации заторфованных слоев с одновременным увеличением скорости протекания неравномерных осадок может произойти при изменении гидрологического режима торфянистой залежи, особенно при аэрации грунтов, когда уровень грунтовых вод понизится настолько, что будет располагаться ниже подошвы заторфованных слоев. Такое понижение уровня грунтовых вод может вызвать катастрофическое возрастание осадок фундаментов.

Устройство фундаментов на торфах и заторфованных грунтах является проблемой, требующей детального ее изучения, особенно если учесть, что торф и заторфованные грунты занимают более 20% территории СССР, главным образом на севере, северо-западе, в Сибири, в Белоруссии и в ряде других районов.

Очень поучительные данные можно почерпнуть из прежнего опыта строительства на торфах в Архангельске, на территории, осушаемой с помощью дренажа, где, несмотря на малые давления на грунт (около $0,5 \text{ кг/см}^2$), осадки некоторых деревянных зданий достигли 3—4 м при неравномерности осадок 0,3—1,3 м, что привело к полному разрушению их.

Как показало обследование, проведенное в конце 30-х гг. текущего столетия, наибольшая осадка (0,7—2 м) деревянных зданий, построенных на заторфованных грунтах в Архангельске, происходила в период рытья осушительных канав. За 1—2 года осадка составила 10—50% толщины обжимаемого слоя торфа и распростра-

нилась в стороны от осушительной канавы, постепенно уменьшаясь, на расстояние до 10—20 м.

Следует также отметить, что деформации зданий, построенных на заторфованных грунтах, происходят не только от вертикальных осадок, но и от боковых сдвигов торфяных залежей, что весьма характерно для этого вида грунтов.

Свойства илов и заторфованных грунтов как оснований сооружений. Основной особенностью илов как оснований сооружений является их весьма малая несущая способность и весьма значительная сжимаемость, во много раз превосходящая сжимаемость чисто минеральных грунтов.

Самым существенным процессом, возникающим в илистых грунтах при действии на них внешней нагрузки, является разрушение структурно-коллоидных связей с одновременным возникновением

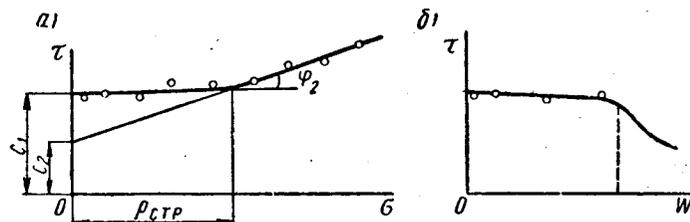


Рис. VIII-1. Зависимость предельного сопротивления сдвигу для илов:

а — от величины сжимающего напряжения σ ; б — от изменения влажности W

новых связей вследствие сближения минеральных частиц при уплотнении под нагрузкой. Структурные связи в илах начинают разрушаться при относительно небольших нагрузках, однако лишь при некоторой вполне определенной величине внешнего давления (назовем его $p_{стр}$) разрушение их начинает происходить лавинно, причем прочность илистого грунта резко снижается.

На рис. VIII-1, а показана характерная для илов и заторфованных грунтов экспериментальная зависимость предельного сопротивления сдвигу τ от величины внешнего давления (сжимающего напряжения) σ .

При давлениях, меньших некоторой начальной величины (близкой к величине структурной прочности грунта $p_{стр}$), и ненарушенных структурных связей предельное сопротивление сдвигу обуславливается почти исключительно силами сцепления и практически не зависит от влажности ила или заторфованного слабого глинистого грунта (рис. VIII-1, б); при давлениях же, больших структурной прочности, оно пропорционально внешнему давлению (см. рис. VIII-1, а), но коэффициент пропорциональности $\operatorname{tg} \varphi$ (где φ — угол внутреннего трения грунта) часто весьма мал — порядка 0,1—0,2.

Если нагрузка на илистый грунт не будет превышать величины, при которой происходит лавинное разрушение его структурных связей (величины $p_{стр}$), то исходя из изложенного можно рассматривать илы и заторфованные грунты как обладающие только сцеплением (идеально связные). Следовательно, при определении нормативной нагрузки в этом случае необходимо исходить из решений, полученных для идеально связных тел:

$$\text{нач } p_{кр} = \pi c_{дл} + \gamma h_{\phi}, \quad (\text{VIII-1})$$

где $c_{дл}$ — величина длительного сцепления илистого грунта при ненарушенных структурных связях (определяемая, например, с помощью шариковой пробы * при давлениях, не превосходящих $p_{стр}$);

γh_{ϕ} — боковая пригрузка, причем h_{ϕ} — глубина заложения фундаментов.

При давлении, превышающем структурную прочность илов, их сцепление резко уменьшается. В этих случаях при определении предельной нагрузки (а по ней и нормативной) необходимо исходить из общих решений теории предельного равновесия с учетом предельного угла внутреннего трения φ и уменьшенной величины сцепления c . Однако, как показывают соответствующие расчеты, несущая способность илистых грунтов, определяемая по их предельным сопротивлениям, весьма мала (не более 0,5—1,5 кг/см², а иногда и меньше). Это часто вызывает необходимость искусственно укреплять илистые грунты.

При нагрузке меньше предельной илы не выдавливаются из-под сооружения, а весьма медленно уплотняются, давая значительные осадки.

Компрессионные кривые, определяющие осадки уплотнения грунтов под нагрузкой, для илов, заторфованных и других органо-минеральных грунтов указывают на весьма значительные изменения коэффициента пористости грунтов под нагрузкой (рис. VIII-2, а). Если нагрузка на образец рассматриваемого вида грунтов дается ступенями малой величины (не разрушающими структурные связи), например порядка 0,05—0,1 кг/см², то компрессионная кривая имеет резко отличные два участка (рис. VIII-2, а): 1 — прямолинейный с очень малым уклоном (при ненарушенных структурных связях) и 2 — резко криволинейный. Граница между этими участками (точка б), т. е. давление, соответствующее резкому лавинному разрушению структурных связей, принимается за *структурную прочность* $p_{стр}$ рассматриваемых грунтов.

Для первого участка (при $\sigma = p_{стр}$) коэффициент относительной сжимаемости (или пропорциональный ему модуль общей деформации) имеет постоянную величину, т. е. $a_0 \approx \text{const}$, тогда как для ос-

* Н. А. Цытович. Механика грунтов (краткий курс), гл. II.

тальной части кривой $a_0 = f(\sigma_i)$, т. е. прямая функция сжимающего напряжения (σ_i).

Следует указать на существенную особенность илов и других коллоидных органо-минеральных грунтов, а именно значительное

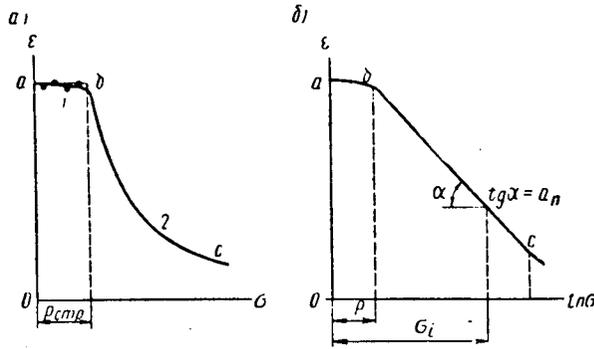


Рис. VIII-2. Компрессионная кривая для илов, обладающих структурной прочностью $p_{стр}$
 а — в координатах $e - \sigma$; б — в полулогарифмических координатах $e - \ln \sigma$

увеличение их сжимаемости с увеличением скорости возрастания на них нагрузки. Так, если нагружать илистый грунт небольшими

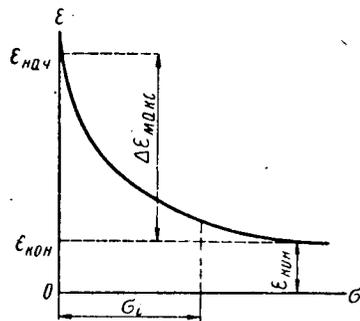


Рис. VIII-3. Зависимость изменения коэффициента пористости $\Delta \epsilon$ от величины внешнего давления σ

ступенями нагрузки (например, по $0,1 \text{ кг/см}^2$) и выждать, когда наступит полное затухание деформаций, то коэффициент относительной сжимаемости a_0 (получаемый по результатам компрессионных испытаний или по данным полевой пробной нагрузки) будет иметь незначительную величину (порядка нескольких тысячных, до сотых $\text{см}^2/\text{кг}$), что объясняется частичным или почти полным восстановлением нарушенных водно-коллоидных связей и упрочнением коллоидов; если же илистый грунт нагружать большими ступенями нагрузки (например, по $0,5-1,0 \text{ кг/см}^2$ и более), то сжимаемость его резко возрастает (величина a_0 достигает нескольких сотых и даже десятых $\text{см}^2/\text{кг}$), так как упрочнение коллоидов не успевает за возрастанием нагрузки. Последнее может вызвать значительные, часто провальные, деформации оснований.

Изложенное обстоятельство должно в полной мере учитываться при возведении сооружений на илах.

Для илов, заторфованных грунтов и других органо-минеральных образований со значительным содержанием органических веществ компрессионная кривая имеет очертание, близкое к логарифмической, и при значительном диапазоне давлений будет изображаться в полулогарифмическом масштабе (см. рис. VIII-2, б) прямой, т. е. можно положить

$$e_i = e_{нач} - a_n \ln \left(\frac{\sigma_i}{p} \right), \quad (\text{VIII-2})$$

где a_n — коэффициент полной компрессии (см. рис. VIII-2, б); p — начальный параметр компрессионной кривой, соответствующий природной структурной прочности грунта.

Кроме того, в грунтах с органическими остатками с течением времени t происходит минерализация (сгнивание остатков), что можно оценить экспериментально изменением во времени коэффициента пористости $\Delta \epsilon_{орг}$ в зависимости от начальной пористости ϵ_0 и содержания по весу органических веществ $g_{орг}$ и времени t , т. е.

$$(\Delta \epsilon_{орг})_t = f(\epsilon_0, g_{орг}, t). \quad (\text{VIII-3})$$

Изменение коэффициента пористости илистых слабых грунтов, величина которого пропорциональна осадке оснований, как показывают соответствующие опыты, нелинейно зависит от величины внешнего давления (рис. VIII-3) и может быть описано экспоненциальной кривой, т. е.

$$\Delta \epsilon = \Delta \epsilon_{макс} (1 - e^{-a_k \sigma}), \quad (\text{VIII-4})$$

где $\Delta \epsilon_{макс} = e_{нач} - e_{кон}$ — разность начального и конечного (для всего диапазона давлений) коэффициентов пористости;

a_k — параметр экспоненциальной кривой (коэффициент компрессии), $\text{см}^2/\text{кг}$.

Величина коэффициента фильтрации, определяющая в основном протекание осадков во времени, для рассматриваемого вида грунтов зависит от изменений коэффициента пористости грунтов, что может быть выражено соотношением

$$k_\phi = k_0 \left(1 - \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \epsilon_{макс}} \right). \quad (\text{VIII-5})$$

При нелинейном изменении коэффициента пористости по уравнению (VIII-4) и коэффициента фильтрации по уравнению (VIII-5) полная стабилизированная осадка s_∞ фундаментов на рассматриваемых грунтах, по решению Ю. К. Зарецкого*, будет равна

$$s_\infty = \frac{\Delta \epsilon_{макс} h_a}{(1 + e_{ср})} \left(1 - \frac{1 - e^{-M}}{M} \right), \quad (\text{VIII-6})$$

* Н. А. Цытович, Ю. К. Зарецкий, М. В. Малышев. Указания по расчету скорости осадков оттаивающих и оттаявших оснований. Изд НИИоснований, 1967.

где $\Delta \epsilon_{\text{макс}}$ — максимальная разность коэффициентов пористости (для всего диапазона давлений);
 $\epsilon_{\text{ср}}$ — средний начальный коэффициент пористости грунта;
 h_a — мощность сжимаемого слоя грунта;
 M, N — параметры, определяемые выражениями:

$$M = a_k q_0; N = \frac{\pi^2 c_k}{4 h_a^2} \cdot t,$$

причем $c_k = \frac{k_0 (1 + \epsilon_{\text{ср}})}{\gamma_n \Delta \epsilon_{\text{макс}} a_k}$;

q_0 — величина внешнего давления (для насыпей, включая и собственный вес грунта).

Кривая затухания осадок фундаментов во времени может быть построена по методу эквивалентного слоя, приняв расчетную эпюру уплотняющих давлений от действия нагрузки на фундамент за треугольную (рис. VIII-4) с основанием, равным на уровне подошвы фундамента q_0 кг/см², и высотой $h_a = 2h_s$ (где $h_s = A\omega b$ — мощность эквивалентного слоя грунта, причем $A\omega$ — табулированный коэффициент эквивалентного слоя — функция жесткости фундамента, коэффициента бокового расширения грунта и формы площади подошвы; b — ширина подошвы фундамента).

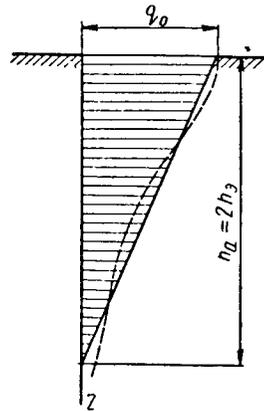


Рис. VIII-4. Расчетная эквивалентная эпюра уплотняющих давлений

Степень консолидации будет равна

$$U_{\nabla} = \frac{s_t}{s_{\infty}}, \quad (\text{VIII-7})$$

где s_t — осадка за время t ;
 s_{∞} — стабилизированная осадка, определяемая в рассматриваемом случае по уравнению (VIII-6).

Для упрощения расчетов составлена табл. VIII-1 значений U_{∇} как функция величин

$$M = a_k q_0 \text{ и } N = \frac{\pi^2 c_k}{4 h_a^2} \cdot t.$$

Вычисляя M , затем $c_k = \frac{k_0 (1 + \epsilon_{\text{ср}})}{\gamma_n \Delta \epsilon_{\text{макс}} a_k}$ и задаваясь различными значениями времени t , определяют величину N ; далее, зная M и N , по табл. VIII-1 находят соответствующую степень консолидации U_{∇} . Тогда осадка фундамента за время t , как вытекает из выражения (VIII-7), будет равна

$$s_t = U_{\nabla} s_{\infty}. \quad (\text{VIII-8})$$

Определив для различных t осадки s_t , по полученным данным строят кривую протекания осадок во времени.

При определении стабилизированных осадок фундаментов на затронуемых грунтах обычно используют логарифмическое уравнение компрессионной кривой, добавляя к величине изменения коэффициента пористости от действия внешнего давления p_i изменение коэффициента пористости вследствие минерализации органических веществ.

Так как осадка отдельного слоя грунта при равномерном на него давлении p_i равна $s_i = \frac{\Delta \epsilon}{1 + \epsilon_0} \cdot h$, то, принимая во внимание, что $\Delta \epsilon = \epsilon_0 - \epsilon_i$, по уравнениям (VIII-2) и (VIII-3) будем иметь

$$s_i = \frac{h_i}{1 + \epsilon_{oi}} a_{ni} \ln \left(\frac{\sigma_i}{p_0} \right) + \frac{(\Delta \epsilon_{\text{орг}})_t}{1 + \epsilon_{oi}} \cdot h. \quad (\text{VIII-9})$$

Отметим, что изменение коэффициента пористости вследствие минерализации $(\Delta \epsilon_{\text{орг}})_t$, зависящее от времени t , определяется в каждом отдельном случае специальными опытами.

Для всей активной зоны сжатия h_a грунтов под фундаментами будем иметь

$$s = \sum_1^n \frac{h_i}{1 + \epsilon_{oi}} a_{ni} \ln \left(\frac{\sigma_i}{p_0} \right) + \sum_1^n \frac{(\Delta \epsilon_{\text{орг}})_t}{1 + \epsilon_{oi}} \cdot h_i. \quad (\text{VIII-10})$$

При строительстве на илах основным вопросом будет способ возведения фундаментов. Как указывалось ранее, на устойчивость илов в высокой степени влияет скорость их загрузки. На илы нельзя в короткие промежутки времени давать большие нагрузки, так как может возникнуть лавинное разрушение водно-коллоидных связей и произойдет просадка илов.

Если же при медленном загрузении илов будет превалировать процесс их упрочнения и уплотнения, то и на них вполне можно возводить капитальные сооружения. Условия упрочнения и уплотнения илов значительно улучшаются, если применять песчаные подсыпки («подушки»), постепенно обжимающие илы. Необходимо так запроектировать организацию производства строительных работ, чтобы верхний слой ила получал бы на достаточно большой площади (превышающей не менее чем в 2 раза ширину фундаментов) обжимающее давление, величина которого составляла бы некоторую долю от структурной прочности грунта $p_{\text{стр}}$. Такое давление можно, например, осуществить устройством песчаной подушки, отсыпаемой тонкими слоями с выдержкой времени на затухание фильтрационных осадок. После укладки песчаной подушки устраивают гравийную или каменную наброску, отсыпаемую также слоями небольшой толщины по всей площади подушки.

Описанный метод послойного устройства песчаных подушек на илах применяют при строительстве волноломов и других морских оградительных сооружений (рис. VIII-5).

Метод устройства на илах песчаных подушек, отсыпаемых тонкими слоями, может быть с успехом применен (при условии прове-

дения расчета и обоснования времени уплотнения по теории фильтрационной консолидации) не только при возведении морских волно-

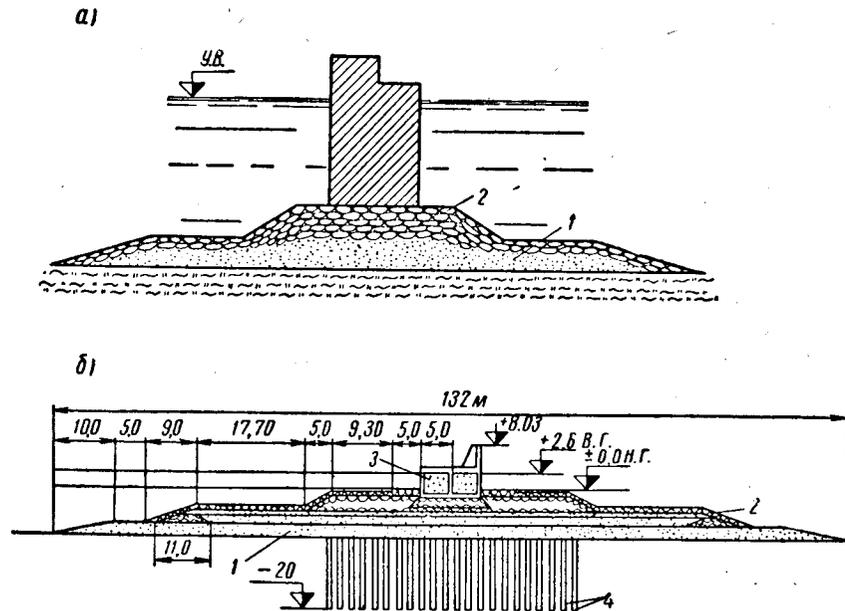


Рис. VIII-5. Распределительная песчано-гравелистая подушка при строительстве сооружений на илах (а) и конструкция волнолома порта Нагойя (б):
1 — мелкий песок, покрытый гравием; 2 — каменная наброска; 3 — железобетонный массив весом 450 Т; 4 — вертикальные песчаные дрены $d = 45$ см

Значения степени осадки U_{∇} при действии уплотняющих

$N \backslash M$	0,01	0,05	0,1	0,20	0,30	0,40
0,01	0,1351	0,1342	0,1330	0,1304	0,1278	0,1252
0,1	0,3724	0,3693	0,3653	0,3572	0,3487	0,3400
0,2	0,4802	0,4765	0,4717	0,4619	0,4517	0,4411
0,3	0,5479	0,5442	0,5394	0,5295	0,5192	0,5085
0,4	0,5982	0,5947	0,5902	0,5808	0,5711	0,5609
0,5	0,6394	0,6362	0,6320	0,6234	0,6144	0,6050
0,6	0,6749	0,6720	0,6682	0,6603	0,6521	0,6435
0,7	0,7063	0,7037	0,7002	0,6930	0,6856	0,6778
0,8	0,7345	0,7321	0,7289	0,7224	0,7157	0,7086
0,9	0,7598	0,7576	0,7548	0,7489	0,7428	0,7364
1,0	0,7827	0,7807	0,7782	0,7728	0,7673	0,7615
1,5	0,8682	0,8670	0,8655	0,8622	0,8589	0,8554
2,0	0,9201	0,9193	0,9184	0,9164	0,9144	0,9123
2,5	0,9515	0,9511	0,9505	0,9493	0,9481	0,9468
3,0	0,9706	0,9703	0,9700	0,9693	0,9685	0,9677

ломов и подобных сооружений, но и в других случаях строительства на илах.

Очень хорошие результаты по ускорению уплотнения и упрочнения илистых грунтов (их консолидации) дает применение *песчаных вертикальных дрен*, описанное в гл. V.

При *строительстве на торфях и заторфованных грунтах* прежде всего изысканиями должно быть выявлено, какое залегание имеют торфянистые прослойки и слои заторфованных грунтов — согласное или несогласное. В последнем случае неизбежна значительная неравномерность осадок фундаментов, а потому на таких участках не следует возводить сооружения. Далее необходимо различать *открытые и погребенные торфы*, перекрытые слоями минеральных грунтов. Свойства этих основных видов торфянистых грунтов весьма различны. Открытые торфы характеризуются чрезвычайной сжимаемостью (коэффициент относительной сжимаемости достигает величин 0,1—0,5 $см^2/кг$) и быстрой минерализацией (сгниванием) при доступе воздуха, что делает их непригодными как оснований сооружений. Погребенные торфы, особенно если они перекрыты толщей минеральных грунтов мощностью в несколько метров и залегают ниже уровня грунтовых вод, хотя и являются сильно и неравномерно сжимаемыми основаниями, но при принятии специальных мер могут быть использованы как естественные основания для сооружений, мало чувствительных к осадкам.

Так, есть положительный опыт возведения кирпичных жилых зданий на погребенных заторфованных грунтах при армировании наружных и внутренних стен железобетонными поясами и применением осадочных швов при допущении осадок до 20—40 см.

Осадки при этом определяются по формуле (VIII-10).

Таблица VIII-1

давлений по треугольной эпюре и учете нелинейности изменений e

	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,50	2,00
0,1227	0,1201	0,1175	0,1149	0,1123	0,1097	0,1071	0,0965	0,0826
0,3311	0,3218	0,3123	0,3024	0,2924	0,2817	0,2722	0,2232	0,1534
0,4301	0,4186	0,4067	0,3943	0,3815	0,3680	0,3553	0,2932	0,1977
0,4973	0,4857	0,4736	0,4609	0,4477	0,4340	0,4208	0,3553	0,2567
0,5503	0,5393	0,5278	0,5157	0,5032	0,4901	0,4771	0,4149	0,3202
0,5952	0,5850	0,5744	0,5632	0,5516	0,5395	0,5275	0,4698	0,3819
0,6346	0,6253	0,6155	0,6054	0,5948	0,5837	0,5727	0,5200	0,4395
0,6697	0,6612	0,6524	0,6432	0,6335	0,6234	0,6134	0,5656	0,4924
0,7013	0,6936	0,6856	0,6772	0,6685	0,6593	0,6503	0,6068	0,5405
0,7298	0,7228	0,7156	0,7080	0,7001	0,6918	0,6836	0,6442	0,5841
0,7555	0,7492	0,7426	0,7358	0,7286	0,7211	0,7137	0,6781	0,6239
0,8517	0,8479	0,8439	0,8398	0,8354	0,8308	0,8261	0,8047	0,7717
0,9101	0,9077	0,9053	0,9028	0,9002	0,8974	0,8946	0,8816	0,8615
0,9454	0,9440	0,9426	0,9410	0,9394	0,9378	0,9361	0,9282	0,9160
0,9669	0,9661	0,9652	0,9642	0,9633	0,9624	0,9614	0,9564	0,9491

Конечно, если представится возможность, следует прорезать заторфованные грунты глубокими фундаментами (свайными, буровыми опорами и т. п.), возводя сооружения на надежных грунтах.

При проектировании фундаментов сооружений, возводимых на погрешенных заторфованных грунтах и прослойках торфа, необходимо предусматривать более строгие меры, применяемые при строительстве на неравномерно сжимаемых грунтах, учитывая весьма большую сжимаемость заторфованных грунтов.

К таким мерам относятся:

а) разрезка зданий на отдельные жесткие отсеки, связанные железобетонными замкнутыми по контуру поясами;

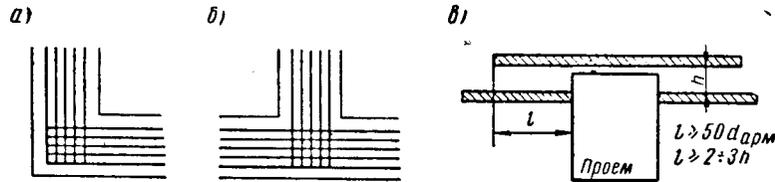


Рис. VIII-6. Схема устройства железобетонных поясов для зданий, возводимых на заторфованных грунтах

б) устройство осадочных швов в местах резкого изменения нагрузки на грунт (в местах изменения этажности здания) или резкого изменения свойств грунтов.

в) устройство железобетонных поясов по подошве фундаментов и на уровне пола каждого этажа с обязательным перекрытием поясов на всю их ширину в углах (рис. VIII-6, а) и местах примыкания поперечных стен (рис. VIII-6, б), а в случае невозможности устройства поясов в виде замкнутого контура — с перекрытием разрывов по длине, не менее чем в 2—3 раза превышающей расстояние между поясами по вертикали (рис. VIII-6, в);

При производстве работ должны быть приняты все меры к сохранению природной структуры заторфованных грунтов и обеспечению *равномерности их загрузки* во время строительства по всей площади подошвы сооружения.

При коллоидно-глинистом составе заторфованных грунтов не следует допускать быстрого их нагружения.

§ 38. ФУНДАМЕНТЫ НА ЛЕНТОЧНЫХ ОЗЕРНО-ЛЕДНИКОВЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

Особым видом структурно неустойчивых грунтов являются *ленточные озерно-ледниковые отложения*, образовавшиеся в период таяния ледников в спокойных водных бассейнах, в которых осаждались взвешенные осадки, несомые талыми водами: в период бурного

летнего таяния — крупные частицы (песчаные и пылеватые), в зимний же период в спокойной воде — мельчайшие глинистые частицы, богатые коллоидами. Таким путем образовывались ленточные отложения с ярко выраженными перемежающимися тонкими песчаными и глинистыми слоями. Толщина отдельных слоев в зависимости от условий их образования и интенсивности накопления осадков бывает весьма различна, но редко превышает 1 см, чаще же измеряется миллиметрами и даже долями миллиметра. По среднему механическому составу ленточные отложения представляют собой глины, суглинки и супеси и в инженерной геологии носят общее название ленточных глин. Мощность их составляет от нескольких десятков сантиметров до нескольких десятков метров.

Ленточные глины распространены на территории, ранее (в ледниковый период) покрытой льдом, главным образом на северо-западе и севере европейской части СССР и северо-западе Сибири.

Возведение сооружений на ленточных глинах без принятия специальных мер вызывает неравномерные осадки вследствие нарушения природного сложения их. При возведении же фундаментов с принятием мер по сохранению структуры ленточных глин можно строить на них многоэтажные здания с расчетным давлением на грунт до 2—2,5 кг/см². Как показало обследование старых ленинградских домов, некоторые из них прекрасно существуют с фундаментами на ленточных глинах при еще большем давлении на грунт.

Ленточные глины обладают ярко выраженной тонкослоистой текстурой в большинстве случаев горизонтального залегания. Тонкие глинистые прослойки имеют губчатую структуру, подобную структуре илов, но только более плотной упаковки; песчаные же прослойки, часто пылеватые, являются жесткими водопроницаемыми образованиями. Все это создает *анизотропию* свойств ленточных глин.

При разрушении структуры глинистых прослоек, например при их перемяти, коллоидные связи нарушаются, увеличивается количество свободной воды, возникает избыточное увлажнение и ленточные глины принимают текучее состояние.

Анизотропия ленточных глин сказывается прежде всего в их водопроницаемости; так, коэффициент фильтрации по направлению, перпендикулярному прослойкам, равен $i \cdot 10^7 \div i \cdot 10^8$ см/сек, а по направлению, параллельному песчаным прослойкам, $i \cdot 10^2 \div i \cdot 10^3$ см/сек (i — число от 1 до 9), т. е. в десятки тысяч раз больше. Все это создает следующие своеобразные явления, наблюдаемые в ленточных глинах:

а) *затопление* водой открытых насухо котлованов (часто уже через 10—20 ч после окончания их рытья), что происходит вследствие поступления воды по песчаным прослойкам из соседних котлованов;

б) *разрушение текстуры* (в случае напорного действия воды в песчаных прослойках) при снятии верхнего слоя грунтов;

в) *размокание и набухание* грунта на дне котлована от дождевых вод, которые легко попадают в песчаные прослойки при косом перерезании слоев ленточных глин, и вследствие расклинивающегося действия тонких пленок воды.

Следует отметить, что при разведочном бурении иногда все ленточные глины относят к грунтам с текучей консистенцией, что неверно, если влажность была определена по перемятым образцам, а не по монолитам, взятым из буровых скважин специальными грунтоносами.

По механическим свойствам ленточные глины характерны малым значением предельного угла внутреннего трения ($\varphi = 12 \div 19^\circ$) при некотором значении сцепления ($c = 0,1 \div 0,3 \text{ кг/см}^2$) и значительной сжимаемости при постоянной нагрузке. Коэффициент сжимаемости ленточных глин пластичной консистенции равен $0,02-0,03 \text{ см}^2/\text{кг}$, а текучей консистенции — примерно в 3—5 раз больше.

Следует также отметить, что ленточные глины являются весьма *пучинистыми* грунтами, причем пучение их возникает с начала промерзания (при температуре $-0,1 \div -0,4^\circ$) и продолжается при дальнейшем понижении отрицательной температуры. Общая толщина ледяных прослоек может достигать 10—20 см и более на 1 м глубины промерзания. Поэтому *фундаменты* сооружений, возводимые на ленточных глинах, *закладывают* на 15—20 см ниже глубины их промерзания.

Описанные выше свойства ленточных глин, весьма осложняющие возведение на них фундаментов, вызвали необходимость составить специальные технические указания по проектированию и возведению фундаментов на ленточных глинах. Эти указания относятся к следующим работам: а) рытью котлованов в ленточных глинах; б) устройству подготовки под фундаменты и в) конструированию сооружений и фундаментов.

При *рытье котлованов* в целях сохранения структуры грунта основания рекомендуется: принимать меры к отводу поверхностных и дождевых вод; при открытом водоотливе откачку производить лишь из специальных, устроенных на дне котлована колодцев, собирающих воду из канавок, располагаемых по периметру котлована, при этом уровень воды в них всегда должен быть на 0,2—0,4 м ниже отметки выработки дна котлована; при водопонижении с помощью иглофильтров уровень грунтовых вод во все время производства работ поддерживать на 0,5 м ниже отметки выработки дна котлована; при подходе к проектной отметке дна котлована, особенно если рытье его производится экскаваторами на гусеницах, а также во всех случаях обнажения ленточных глин, не добирать до дна котлована на 0,2—0,4 м, с тем чтобы оставшийся защитный слой был снят непосредственно перед кладкой фундаментов; не оставлять на зиму вырытые котлованы, в случае же промораживания дна котлована снимать весь слой промерзшего грунта.

При устройстве под фундаменты *подготовки* из крупного песка или гравия слоем толщиной 10—15 см совершенно не допускается ее трамбовать; не допускается также сбрасывать бутовый камень в котлованы (необходимо спускать его по наклонным доскам).

При *конструировании* сооружений, возводимых на ленточных глинах, необходимо: при сложном плане делить сооружение на отдельные жесткие блоки простой конфигурации с достаточным числом поперечных стен, расположенных на расстояниях, не превышающих полуторной ширины здания; избегать устройства отдельных фунда-

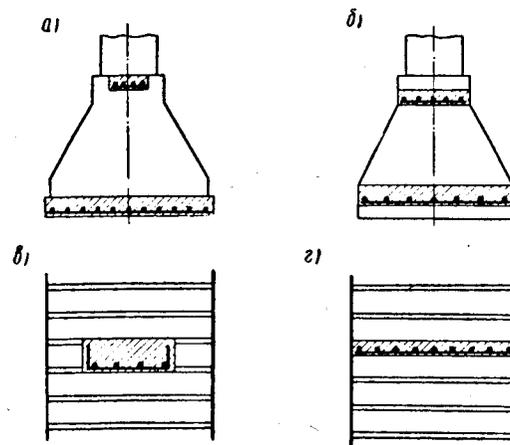


Рис. VIII-7. Армирование бутобетонных фундаментов и кирпичной кладки при строительстве на ленточных глинах:

а — армирование подушки фундамента и железобетонного пояса; б — армирование швы; в — железобетонный пояс в стене; г — стеной армированный шов

ментов с резко отличающимися друг от друга и от фундаментов стен формой, размерами площади подошвы и давлением на грунт; применять продольное армирование бутовых и бетонных фундаментов, а кирпичные стены снабжать армированными швами, железобетонными поясами и т. п., обычно устраиваемыми в цоколе и на уровне пола последнего этажа (рис. VIII-7).

В отдельных случаях целесообразно применять сплошные вертикальные *осадочные швы*. При производстве фундаментных работ на ленточных глинах важнейшим требованием является *сохранение природной структуры этих грунтов*.

§ 39. ФУНДАМЕНТЫ НА ЛЕССОВЫХ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

Особым видом структурно неустойчивых грунтов, *просадочных* при замачивании под нагрузкой, являются лёссовые грунты, широко распространенные на Украине, в центральных областях евро-

пейской части СССР, в Среднеазиатских республиках СССР, Забайкалье и Закавказье.

Для лёссовых глинистых грунтов весьма характерно макропористое (с видимыми на глаз порами) строение, так же как и их быстрое (в противоположность другим видам глинистых грунтов) *размокание в воде*. Достаточно небольшую пробу естественной структуры лёссового грунта опустить в стакан с водой, как буквально через несколько секунд грунт вследствие потери связности начинает распадаться на пылевидные составляющие, даже не затув воды.

Лёссовые грунты, образовавшиеся преимущественно из отложений пыли, переносимой ветром на соседние с пустынями и полупустынями области, сформировавшиеся под влиянием сухого климата и соответствующей растительности, а также землероек и прочих обитателей верхних слоев почво-грунтов, являются типичными *просадочными грунтами*. Строительство сооружений на таких грунтах затрудняется, так как, если не учесть свойств этого вида грунтов, неизбежно возникнут чрезмерные неравномерные осадки оснований сооружений, в несущих конструкциях сооружений появятся трещины, перекосы и другие недопустимые деформации вплоть до полного разрушения сооружений. Так, например, известны просадки каналов в лёссовых грунтах, достигающие 2—2,5 м по глубине, причем сбоку канала образуются трещины шириной до 0,1—0,5 м; у доменных печей, возведенных на лёссовых грунтах, наблюдались просадки более 1 м глубиной и т. п.

В естественных условиях лёссовые грунты обычно имеют неполное насыщение водой ($I_v < 0,5$) и при объемной влажности $W_{об}$, большей половины пористости n (т. е. при $W_{об} > 0,5 n$), по проф. А. К. Ларионову *), являются практически непросадочными; при этом чем меньше объемная влажность лёссовых грунтов, тем больше увеличивается способность их к просадке.

Существенное значение для возникновения просадки лёссовых грунтов имеет *водостойкость их структурных связей*, которая может быть оценена величиной коэффициента водостойкости

$$k_{в.с} = \frac{g_{ар}}{g - g_{ар}}, \quad (a_1)$$

где $g_{ар}$ — вес агрегатов в некоторой пробе лёссового грунта (определяется после обработки пробы водой и отбора водостойких агрегатов);

g — вес исследуемой пробы лёссового грунта.

Для просадочных при замачивании лёссовых грунтов коэффициент водостойкости имеет величину

$$k_{в.с} < 0,1 \div 0,2. \quad (a_2)$$

* А. К. Ларионов. Структурная характеристика лёссовых грунтов. Доклады к VI Международному конгрессу по механике грунтов. Строинздат, 1965.

Однако просадочность лёссовых грунтов следует рассматривать как комплексный процесс (по проф. Н. Я. Денисову, процесс *доуплотнения* этого вида грунтов), обусловленный, с одной стороны, распадом неводостойких агрегатов, некоторым растворением солей в воде и выносом коллоидных частиц, с другой — воздействием добавочного напряженного состояния. Только при определенной величине действующих сжимающих напряжений (давлений) возникают просадки замоченного лёссового грунта. Так, проф. А. М. Дранниковым показано *, что при давлении, не превышающем 1 кг/см^2 , лёссовые грунты района г. Киева не проявляют свойств просадоч-

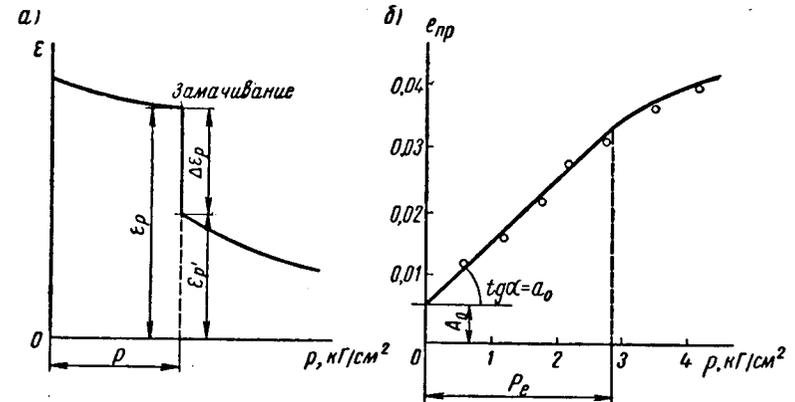


Рис. VIII-8. Определение относительной просадочности лёссовых грунтов: а — по компрессионной кривой при замачивании; б — зависимость относительной просадочности от величины внешнего давления

ности при замачивании; при большей же интенсивности сжимающих напряжений структурные связи нарушаются и возникает просадка.

Для количественной оценки просадочности лёссовидных грунтов монолитные образцы этих грунтов, взятые из шурфов, испытывают на сжимаемость. Вначале образец испытывают при естественной влажности, а после того как будет достигнуто проектное давление, увлажняют его до полного насыщения, не снимая действующей нагрузки. В результате нарушения структурных связей возникает разрушение макропор и происходит значительное доуплотнение образца; при этом коэффициент пористости уменьшается резко, скачкообразно (рис. VIII-8, а). При дальнейшем увеличении давления изменение коэффициента пористости происходит монотонно (почти равномерно).

Образец грунта необходимо замачивать при нагрузке, соответствующей сумме природного давления и давления (сжимающего

* А. М. Дранников. Доклад на III Азиатской региональной конференции по механике грунтов и фундаментостроению. Изд. НИИ оснований, 1967.

напряжения) от внешней нагрузки на глубине взятия образца грунта, т. е. при

$$p = \gamma z + \sigma_z, \quad (a_3)$$

где γ — объемный вес грунта (средний для слоев грунта от поверхности земли до глубины z);

σ_z — величина сжимающего напряжения от действия внешней нагрузки на глубине z .

Показателем просадочности лёссовых грунтов является величина так называемой *относительной просадочности* ($e_{пр}$), определяемая выражением

$$e_{пр} = \frac{h_p - h'_p}{h_p}, \quad (VIII-11)$$

где h_p — высота образца лёссового грунта ненарушенной структуры, испытываемого в компрессионном приборе при давлении p , определяемом выражением (а₃);

h'_p — высота того же образца грунта при той же нагрузке, но при замачивании, при этом величина должна быть больше структурной прочности лёссового грунта в водонасыщенном состоянии.

Величину $e_{пр}$ можно определить непосредственно по компрессионной кривой (см. рис. VIII-8, а), так как из механики грунтов известно, что относительная деформация слоя грунта равна

$$e = \frac{\Delta e}{1 + \epsilon_0}, \quad (a_4)$$

где ϵ_0 — начальный коэффициент пористости грунта;

Δe — изменение коэффициента пористости в процессе просадки.

Приняв обозначение для относительной просадочности $e_{пр}$, будем иметь

$$e_{пр} = \frac{\Delta e_{пр}}{1 + \epsilon_0}. \quad (VIII-12)$$

Как показывают соответствующие опыты (проф. Ю. М. Абелева, проф. Н. Я. Денисова, проф. А. А. Мустафаева и наши), величина относительной просадочности увеличивается с возрастанием внешнего давления (рис. VIII-8, б), вообще говоря, по некоторому криволинейному закону (по А. А. Мустафаеву, по степенной зависимости). Однако при не очень больших давлениях (для лёссовых грунтов порядка 2—2,5 кг/см²) с достаточной для практических целей точностью зависимость относительной просадочности от величины внешнего давления может быть принята линейной, т. е.

$$e_{пр} = A_0 + a_0 p_i, \quad (VIII-13)$$

где A_0 — начальный параметр прямолинейного участка (см. рис. VIII-8, б) кривой $e_{пр} = f(p_i)$, так называемый *коэффициент просадки*;

a_0 — угловой коэффициент прямолинейного участка кривой $e_{пр} = f(p_i)$, характеризующий *уплотнение* грунта, так называемый коэффициент относительной сжимаемости.

Если величина относительной просадочности при замачивании лёссового грунта при одновременном действии давления от собственного веса грунта (с учетом веса всей вышележащей толщи грунтов) и от действия внешней нагрузки будет меньше двух процентов, т. е. $e_{пр} \leq 0,02$, то грунт, по новейшим данным, считается *непросадочным*.

При большей величине относительной просадочности необходимо определять общую суммарную просадку всей толщи лёссовых грунтов.

Суммарная просадка лёссовых грунтов оценивается по величине *максимально возможной просадки грунтов*.

Зная относительную просадочность $e_{пр}$ и мощность h_i для отдельных пластов грунта, общую суммарную просадку толщи просадочных грунтов определяют по формуле

$$s_{пр} = \sum_1^n (e_{пр})_i h_i m, \quad (VIII-14)$$

где знак Σ — необходимо распространить на все слои с относительной просадочностью $e_{пр} > 0,02$;

m — коэффициент условий работы, определяемый по СНиП II-Б. 2—62 (для фундаментов шириной подошвы ≥ 2 м в пределах пласта толщиной до 1,5 м $m = 2$ и для нижележащей толщи $m = 1,0$; для широких фундаментов при $b > 2$ м $m = 1$).

Строительные площадки на лёссовых грунтах по просадочности делятся на два типа: 1) *практически непросадочные*, для которых просадка, определяемая по формуле (VIII-14), не превышает некоторой определенной для данного вида сооружений величины (по СНиП II-Б. 2—62, $s_{пр} \leq 5$ см), и 2) *просадочные*, когда общая просадка более определенной величины (по СНиП II-Б. 2—62, $s_{пр} > 5$ см).

Для строительных площадок на просадочных толщах лёссовых грунтов при строительстве сооружений следует обязательно предусматривать меры, уменьшающие возможные просадки или позволяющие их избежать.

При *конструировании фундаментов и сооружений* на просадочных лёссовых грунтах необходимо принимать особые меры, которые в основном сводятся к недопущению замачивания грунтов оснований для сооружений с малой водоотдачей и к такому укреплению просадочных грунтов (для сооружений с большой водоотдачей), чтобы они стали непросадочными.

Для просадочной толщи макропористых грунтов при общей просадке $s_{пр} > 5 \text{ см}$ основания сооружений должны предохраняться от просадок в первую очередь планировкой территории, обеспечивающей быстрый отвод атмосферных и производственных вод при тщательном устройстве различного рода водоводов. При возведении фундаментов рекомендуется устраивать вокруг зданий водонепроницаемые отмостки шириной не менее 1,5 м, а пазухи котлованов возле фундаментов затрамбовывать увлажненным и перематым местным грунтом (лёссовидным суглинком), что предотвращает попадание дождевых вод к основаниям фундаментов (рис. VIII-9). Устраивать под фундаментами песчаные подушки, которые могут содействовать накоплению влаги, категорически запрещается; рекомендуется применять глиняные подушки и глиняные замки.

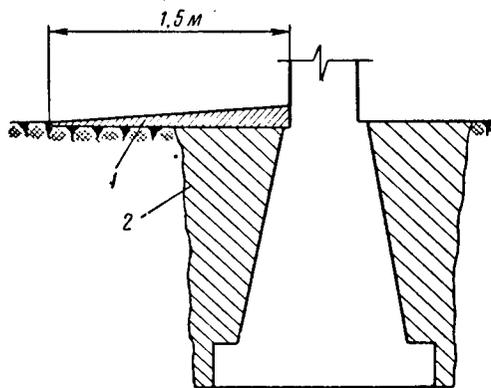


Рис. VIII-9. Схема защиты лёссовых грунтов возле фундамента от замачивания:

1 — асфальт; 2 — утрамбованный увлажненный и перематый суглинок

сантиметров, должны быть приняты меры, устраняющие просадочные свойства, например предохранение грунтов от замачивания.

В настоящее время, кроме механического уплотнения основания тяжелыми трамбовками (что позволяет обеспечить непросадочность грунтов только в слое толщиной до $1,5 \div 2 \text{ м}$), применяют грунтовые набивные сваи, общее уплотнение предварительным замачиванием под нагрузкой и химическое закрепление просадочных лёссовых грунтов по однорастворному методу. Кроме того, для сооружений с большими нагрузками и мокрым технологическим процессом с успехом применяют термический способ укрепления просадочных лёссовых грунтов (см. гл. V).

На рис. VIII-10, а показаны кривые осадок s двух нивелировочных точек фундамента, возведенного на железобетонных сваях, заглубленных на 11—12 м в лёссовидные грунты, а на рис. VIII-10, б — кривые осадок двух нивелировочных точек ана-

логичного фундамента, возведенного на таких же грунтах, но уплотненных грунтовыми сваями. Из этого рисунка видно, что в первом случае осадка превысила 400 мм, причем и через 8 лет она еще не стабилизировалась, тогда как при уплотнении грунтовыми сваями осадка составила всего 75 мм и полная стабилизация ее наступила менее чем через 4 года.

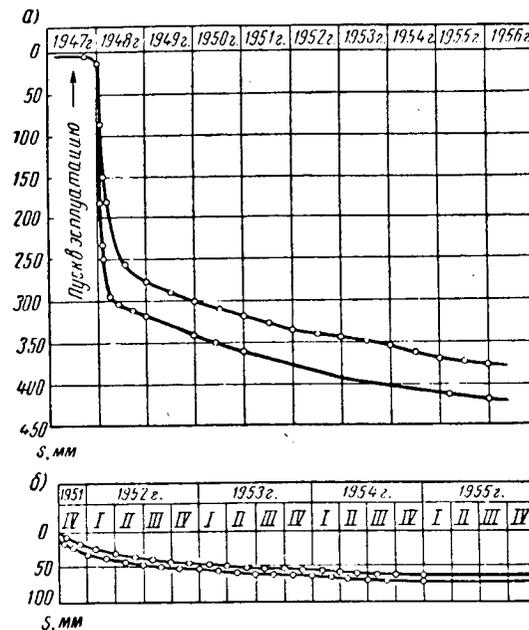


Рис. VIII-10. Осадки фундаментов на лёссовых грунтах:

а — на железобетонных сваях; б — на грунтовых сваях

Хороший эффект дает и химическое закрепление грунтов просадочной толщи по однорастворному методу, о чем наглядно свидетельствуют результаты опытов, приведенные на рис. VIII-11.

При возведении фундаментов на грунтах с возможной просадочной толщиной в несколько десятков сантиметров, кроме мер, применяемых при возведении сооружений на грунтах малой просадочности, необходимо соблюдать следующие условия:

- 1) фундаменты под стены должны быть монолитными (ленточными или сплошными);
- 2) для зданий от 3 до 5 этажей должны быть предусмотрены пояса жесткости и армирование фундаментов;

3) конструкция сооружений должна быть нечувствительна к неравномерным осадкам фундаментов (применение статически определимых систем, разрезка сооружений на жесткие независимые блоки и пр.).

Если просадочность грунтов не может быть устранена техническими мерами, то необходимо предусмотреть в случае возведения сооружений на грунтах значительной просадочности приспособления для регулирования опор по высоте (например, колонн подкрановых путей и т. п.). Водопроводы и другие водоводы должны

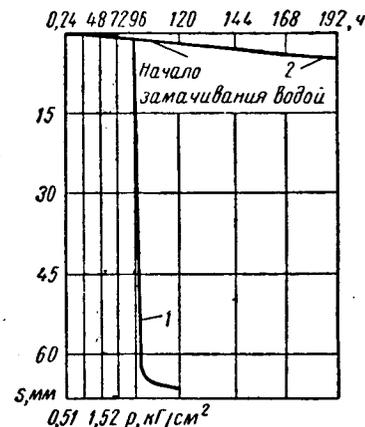


Рис. VIII-11. Осадки штампа при испытании лёсса с замачиванием при $p = 2,5 \text{ кг/см}^2$.

1 — незакрепленный лёсс; 2 — химически закрепленный

сооружаться с соблюдением специальных технических условий, обеспечивающих полное отсутствие утечки воды. Это вызывает необходимость применять стальные сваренные трубы, а сеть из чугунных труб укладывать в галереях со специальными аварийными выпусками воды.

При возведении сооружений на лёссовых просадочных грунтах для территории застройки должны быть предусмотрены общие меры борьбы с возможной просадочностью грунтов. К таким мерам относятся: применение планировки местности с учетом направления естественного стока поверхностных вод; специальная компоновка генерального плана размещения сооружений с учетом обеспеченности естественного стока поверхностных вод и с допущением лишь минимальной срезки грунтов (поскольку последняя значительно увеличивает водопроницаемость поверхностных

слоев), с расположением сооружений с водой (резервуаров и т. п.) в пониженных формах рельефа, а также недопущение замачивания дна котлованов во время производства строительных работ.

В случае неизбежности срезки грунтов при осуществлении вертикальной планировки территории необходимо предусмотреть обработку поверхности грунта путем его взрыхления и увлажнения с последующим уплотнением катками до плотного состояния и в отдельных случаях с обработкой битумными материалами. Расположение сооружений у бровки обрывов, террас и оврагов не допускается.

Все перечисленные меры при надлежащем их выполнении позволяют избежать аварийных деформаций сооружений, возводимых на лёссовых просадочных грунтах.

§ 40. ФУНДАМЕНТЫ НА ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ

В СССР на огромной площади в 10,5 млн. кв. км, т. е. примерно на 49% всей территории страны*, распространены *вечномерзлые грунты* (рис. VIII-12), залегающие на глубине от 0,5 (на Севере) до 4—4,5 м (в Забайкалье), толщиной мощностью от нескольких метров до 1,5 км (в долине р. Вилюя).

Мерзлыми грунтами, как известно из механики грунтов, называются грунты, имеющие отрицательную или нулевую температуру, в которых хотя бы часть воды замерзла, цементируя минеральные частицы льдом; при этом в любом мерзлом грунте, кроме минеральных частиц и льда, всегда в том или ином количестве содержится *незамерзшая вода* (удерживаемая от замерзания молекулярными силами поверхности минеральных частиц), существенно влияющая на все физико-механические свойства мерзлых грунтов.

Вечномерзлыми грунтами называются грунты, находящиеся весьма длительное время в мерзлом состоянии (по СНиП II-Б. 6—66. более трех лет, хотя точнее было бы считать — века, так как грунты, сохраняющие мерзлое состояние от нескольких лет до нескольких десятилетий, часто называют *многолетнемерзлыми*).

При возведении сооружений на вечномерзлых грунтах сталкиваются с особыми трудностями, так как вечномерзлые грунты представляют собой ярко выраженные *структурно неустойчивые* (при повышении их температуры до положительной) грунты, возведение сооружений на которых без принятия специальных мер неизбежно приводит к совершенно недопустимым деформациям сооружений. Учет же температурной неустойчивости и других свойств вечномерзлых грунтов позволяет возводить на них вполне надежно капитальные здания и сооружения и целые города (примером чего может служить г. Норильск и др.).

Проектирование фундаментов сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах, регламентировано вышедшим в 1967 г. СНиП II-Б. 6—66, поэтому в настоящем разделе мы уделим внимание главным образом описанию особых условий для возведения сооружений на вечномерзлых грунтах и сущности процессов взаимодействия замерзающих, мерзлых и оттаивающих грунтов с сооружениями, которые кладутся в основу проектирования и расчета фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах.

* 1. М. И. Сумгин. Вечная мерзлота почвы в пределах СССР. Изд. Дальневосточной обсерватории, 1928.

2. Н. А. Цытович, М. И. Сумгин. Основания механики мерзлых грунтов. Изд-во АН СССР, 1937.

3. Н. А. Цытович. Основания и фундаменты на мерзлых грунтах. Изд-во АН СССР, 1958.

4. Н. А. Цытович. Вечномерзлые грунты в СССР как основания сооружений. Труды VI Международного конгресса по механике грунтов. Монреаль, 1965.

5. СНиП II-Б. 6—66. Основания и фундаменты зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах. Стройиздат, 1967.

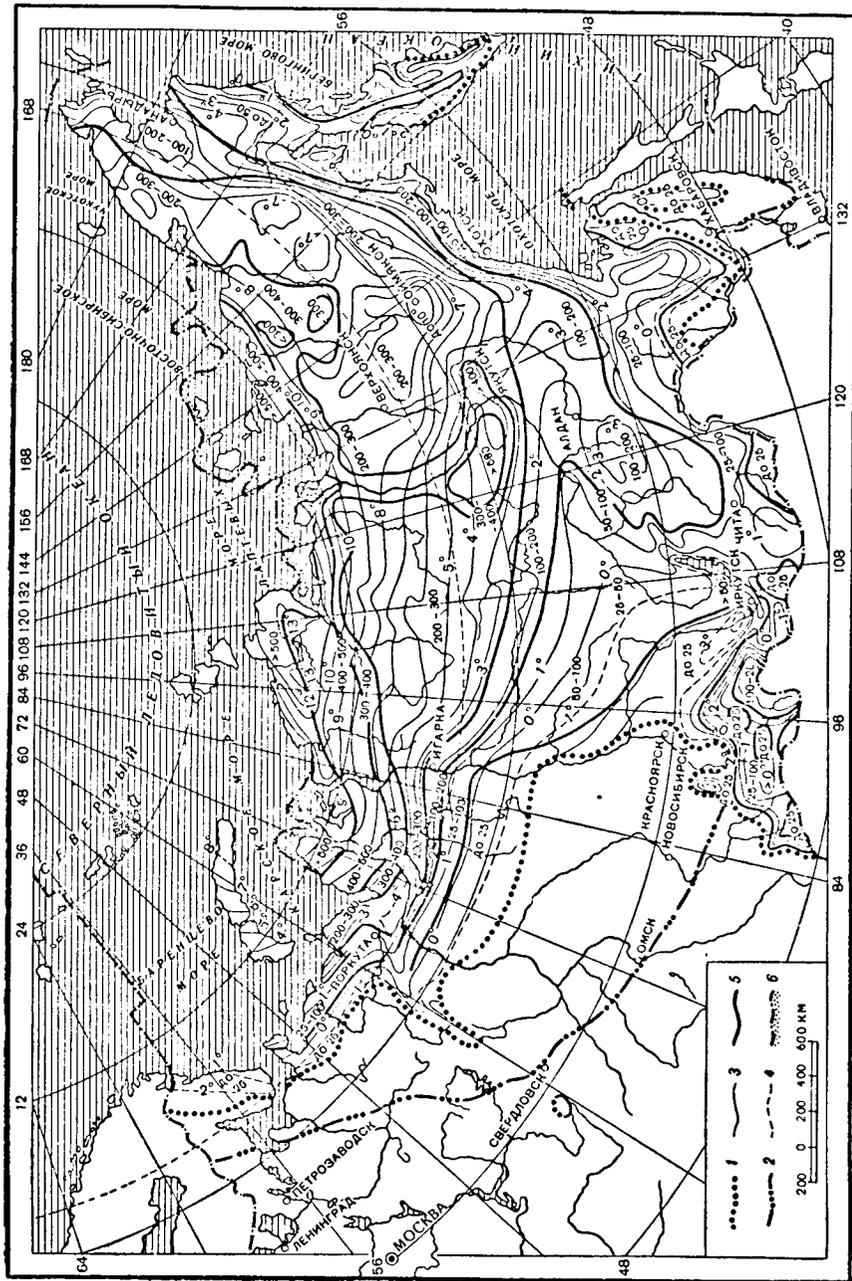


Рис. VIII-12. Карта распространения вечномерзлых грунтов в СССР:

1 — южная граница вечномерзлых грунтов; 2 — граница перестоек; 3 — минимальная температура грунтов на подошве слоя годовых колебаний (в горных районах для долин); 4 — изотермы почвы на глубине 1—2 м; 5 — максимальные мощности мерзлых толщ в м; 6 — зона максимальной мощности мерзлых толщ.

1. Формирование вечномерзлых грунтов и их свойства как оснований сооружений. Мерзлые и вечномерзлые грунты имеют особую криогенную (морозную) текстуру, процесс формирования которой обуславливает взрыхленность мерзлых грунтов (вследствие расширения воды при замерзании и избыточного, сверхпорового льдовыделения), переусищенность отдельных горизонтов грунта льдом и температурную неустойчивость структуры мерзлых грунтов. Малейшие изменения температуры мерзлых грунтов, даже в пределах отрицательных температур, существенно сказываются на их свойствах, а повышение ее до температуры таяния порового льда обуславливает лавинное разрушение текстуры и просадку оттаивающих сильнольдистых грунтов.

Мерзлые толщи грунтов, возникшие в результате теплообмена между литосферой и атмосферой, в зависимости от географической и геофизической обстановки, а также палеогеографических и неотектонических условий весьма различны как по возрасту, мощности, температуре, так и по льдистости. Так, например, определение Московским университетом абсолютного возраста мерзлых толщ Западной Сибири показало их возраст в 280 тыс. лет, в то время как для других мест он равен 10—20 тыс. лет, а при соответствующих условиях мерзлые толщи могут образовываться и в настоящее время. На формирование вечномерзлых грунтов (их температуры, льдистости и пр.) влияют как длиннопериодные изменения теплообмена атмосферы с литосферой (порядка нескольких десятков тысяч лет и даже нескольких сотен тысяч лет), так и краткопериодные (по исследованиям в Большеземельской тундре, 5—6-летние), что и обуславливает нестабильность свойств мерзлых грунтов*, причем изменения эти таковы, что во многих случаях ими пренебречь не представляется возможным при оценке мерзлых грунтов как оснований сооружений.

При освоении новых территорий вечномерзлых грунтов особенно важное значение имеет наличие в толще мерзлых грунтов ископаемых льдов — их мощность, условия залегания и пр.

По классификации проф. П. А. Шумского**, лед в мерзлых породах образуется тремя основными способами: а) при промерзании увлажненных горных пород (конституционные льды); б) при заполнении льдом полостей (повторно-жильные льды); в) при погребении снега и льда (погребенные льды).

Как показано исследованиями пятидесятих годов, подавляющая часть подземных льдов является повторно-жильными льдами (рис. VIII-13), формирующимися при повторном растрескивании верхних слоев грунта. Для некоторых районов Крайнего

* Доклады на Международной конференции по мерзлотоведению. Под ред. Н. А. Цытовича. Изд-во АН СССР, 1963.

** П. А. Шумский. Основы структурного ледоведения. Изд-во АН СССР, 1955.

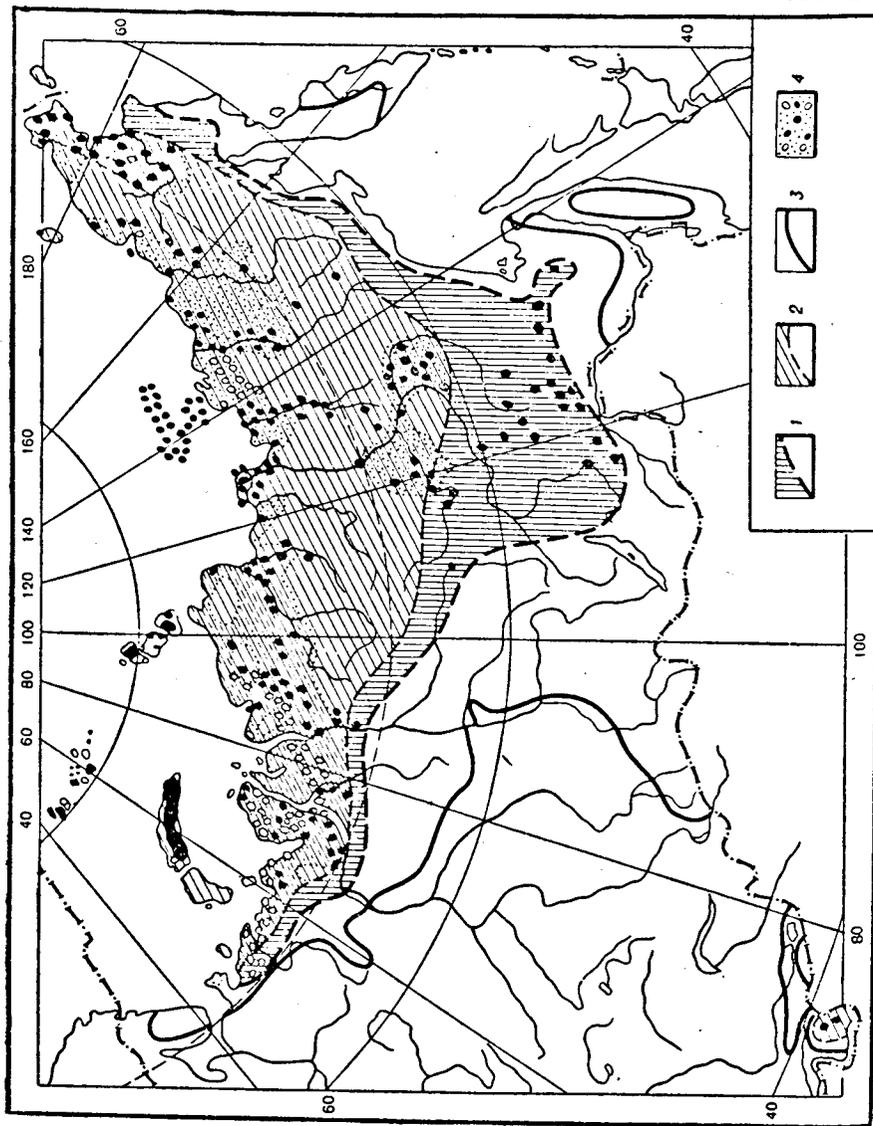


Рис. VIII-13. Карта распространения в СССР повторно-жильных льдов: 1 — область сплошных повторно-жильных льдов; 2 — область современных и ископаемых повторно-жильных льдов; 3 — южная граница распространения вечнотермальных льдов; 4 — районы распространения сильнотермальных пылеватых грунтов большой мощности (отдельные точки — места обнаружения подземных льдов)

Севера СССР эти льды составляют иногда 50% и свыше объема всего 20-метрового верхнего слоя грунтов, накладывая существенный отпечаток на рельеф местности и свойства грунтов.

В результате инженерных исследований, проводимых в Анадыре, установлено, что тундровые термокарстовые озера, возникающие по повторно-жильным льдам, быстро расширяются в плане и в условиях равнинной местности *перемещаются*, оставаясь мелководными, так как ледяные жилы быстро выклиниваются с глубиной. Постоянный размыв оплывающих масс грунта и таяние жильного льда приводят к быстрому отступлению более высокого берега, а образующийся шлейф создает новую просадочную толщу, которая после спада воды *вновь* разбивается на полигоны повторно-жильным льдом, и процесс образования термокарста вновь повторяется, т. е. происходит массовая *криогенная переработка* грунтов*.

Повторно-жильные льды имеют широкое распространение в наиболее суровых районах области вечнотермальных грунтов и являются причиной широко распространенного на Крайнем Севере *термокарста*, т. е. провальных явлений, обусловленных протаиванием подземных льдов. Местом зарождения термокарста являются, как правило, полигональные пересечения жильных льдов, обнаженные от мохового покрова. Провальные термокарстовые озера, по проф. С. П. Качурину, имеют поэтому во многих случаях кусочно-прямоугольную форму, обусловленную полигональным расположением жильных льдов (рис. VIII-14).

Из конституционных видов подземных льдов существенное значение имеют: 1) *лед-цемент*, формирующий массивную текстуру и образующийся в чистом виде при быстром промерзании грунтов, и 2) *лед прослоек (сегрегационный)*, формирующийся при относительно медленном промерзании грунтов с перераспределением в них влаги и особенно с притоком воды извне и обуславливающий *слоистую и сетчатую текстуру* мерзлых грунтов. Степень спаянности (цементации) минеральных частиц грунта льдом и свойства льда-цемента в основном определяют прочность мерзлых грунтов массивной текстуры, а расположение и толщина прослоек сегрегационного льда обуславливают как общую деформируемость мерзлых грунтов, так и их анизотропию.

Для оценки *вечнотермальных грунтов* как оснований сооружений существенное значение имеет их *температура* и обусловленное ею физическое состояние, *льдистость* мерзлых грунтов и их *вещественный состав*.

Как было установлено специальными исследованиями (Н. А. Цытовича и др.)**, в зависимости от величины отрицательной темпе-

* С. В. Томирдиаро. Физика озерного термокарста в полярных низменностях и в Антарктиде и криогенная переработка грунтов. «Колыма», 1965, № 7, 8.

** Основы геоэкологии (мерзлотоведения), ч. I, гл. V. Изд-во АН СССР, 1959.

ратуры можно различать три области замерзания поровой воды в грунтах:

1 — область *значительных (интенсивных)* фазовых переходов воды (при изменении содержания незамерзшей воды $\Delta W_n > 0,01$ на 1°C , т. е. более 1% на 1°C);

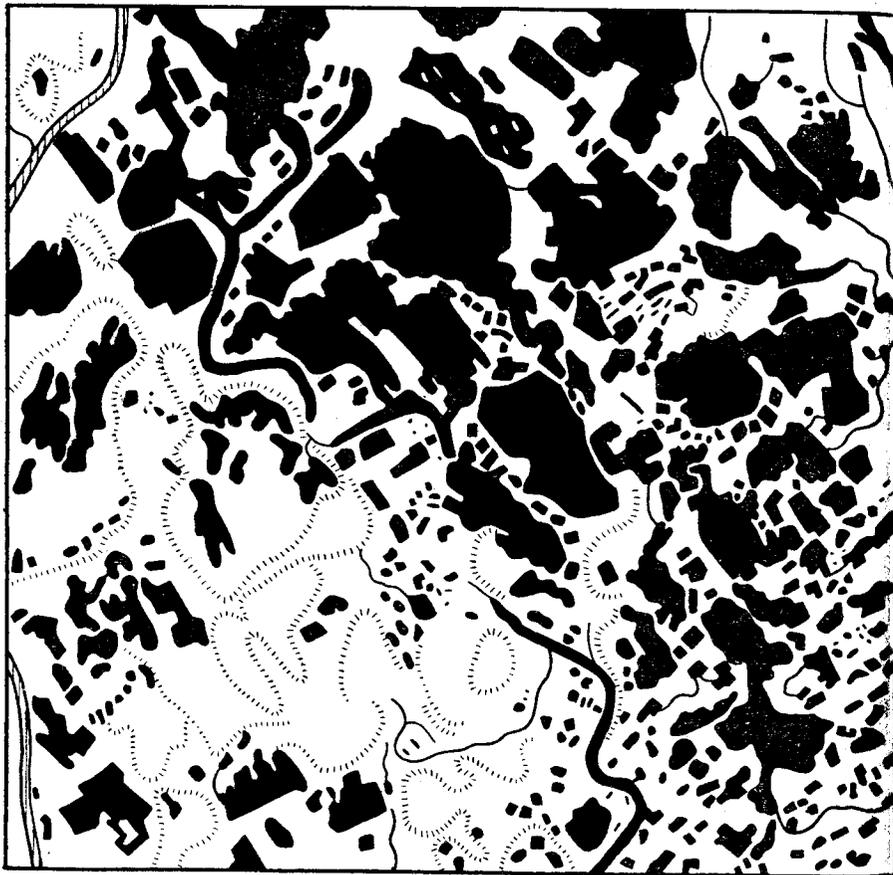


Рис. VIII-14. Форма термокарстовых озер в Анадырской тундре

2 — область переходную (при $0,01 > \Delta W_n > 0,001$) и
3 — область практически замерзшего состояния (при $\Delta W_n < 0,001$ на 1°C , т. е. менее 0,1% от сухой навески при изменении температуры на 1°C).

В области интенсивных фазовых переходов водонасыщенные дисперсные грунты в мерзлом состоянии будут обладать значительной вязкостью и деформируемостью, особенно при неизменной их

отрицательной температуре, и могут быть отнесены к категории *пластичномерзлых* грунтов; грунты же при температуре области практически замерзшего состояния будут прочно сцементированы льдом, характерны хрупким разрушением и ничтожной сжимаемостью при сохранении их отрицательной температуры и поэтому могут быть отнесены к категории *твердомерзлых* грунтов (пределы температур для различных грунтов, при которых можно считать грунты твердомерзлыми, указаны в СНиП II-Б.6—66).

Таким образом, можно наметить следующие категории грунтов, поведение которых в основаниях сооружений будет весьма различным:

1. По физическому состоянию: а) *пластичномерзлые* — высокотемпературные (при температуре выше границы интенсивных фазовых переходов); б) *твердомерзлые* — низкотемпературные (при температуре ниже границы интенсивных фазовых переходов).

2. По льдистости: а) *сильнольдистые* (при льдистости более 50% по объему, т. е. при значительном количестве избыточного сверхпорового льда — текучие, текуче-пластичные и сильносжимаемые при оттаивании; $a_0 \geq 0,05 \text{ см}^2/\text{кг}$); б) *слабольдистые* (при льдистости менее 25% по объему и наличии преимущественно льда-цемента и незначительного количества избыточного льда — плотные, тугопластичные и пр. при оттаивании; $a_0 \leq 0,01 \text{ см}^2/\text{кг}$).

3. По вещественному составу: а) *коллоидно-глинистые* (включая органо-минеральные и органические массы); б) *щебенисто-песчаные* (включая каменистые и гравелистые).

Вечномерзлые грунты по физическому состоянию были охарактеризованы выше, следует лишь отметить, что деление их на *пластичномерзлые* — *высокотемпературные* и *твердомерзлые* — *низкотемпературные* вызвано тем, что строительство на высокотемпературных грунтах значительно сложнее, чем на низкотемпературных, так как сохранить их в мерзлом (а следовательно, и прочном) состоянии бывает затруднительно.

Очень важно установить, к *сильнольдистым* или *слабольдистым* относятся вечномерзлые грунты. Как правило, сильнольдистые грунты в мерзлом состоянии под нагрузкой значительно деформируются, а при оттаивании ведут себя как *просадочные*; при переувлажнении они превращаются в разжиженные массы. Как установлено соответствующими исследованиями*, консолидация сильнольдистых оттаивающих грунтов подчиняется фильтрационной теории уплотнения, но имеет свои особенности. Свойства же слабольдистых мерзлых грунтов резко отличаются от свойств сильнольдистых. Этот вид грунтов в мерзлом состоянии имеет достаточно большую *длительную прочность*, в несколько раз превосходящую прочность немерзлых грунтов того же состава, а при оттаивании их деформа-

* Н. А. Цытович, В. Г. Григорьев, Ю. К. Зарецкий. Исследование консолидации оттаивающих грунтов. Сб. НИИ оснований, 1966, № 56.

ции определяются главным образом *ползучестью* скелета, хорошо описываемую теорией наследственной ползучести сплошных масс.

Наконец, *вещественный состав* также является важным показателем свойств вечномерзлых грунтов. Так, коллоидно-глинистые мерзлые грунты содержат значительное количество незамерзшей воды (высокотемпературные до 60% и более), обладают значительной деформируемостью в мерзлом состоянии и *просадками* при оттаивании; щебенисто-песчаные грунты при жестком скелете и незначительном содержании незамерзшей воды являются практически несжимаемыми в мерзлом состоянии, но при оттаивании вследствие их взрыхленности дают значительные *осадки*.

2. Механические процессы в замерзших мерзлых и оттаивающих грунтах оказывают существенные воздействия на фундаменты сооружений, возводимые на вечномерзлых грунтах, и должны полностью учитываться при проектировании оснований и фундаментов.

В *промерзающих грунтах* (при температурах не сверхнизких) основным процессом будет *миграция влаги* с последующим льдовыделением у фронта промерзания. Лишь при очень низких температурах (порядка -70°C и ниже) еще опытами Р. Юнга (1931 г.) показано, что перераспределения влаги и льдовыделения в грунтах не происходит, а наблюдается ее *фиксация*. Опытами Г. Буюкоса (1917 г.), Г. Бескова (1930 г.), исследованиями нашими (1937 г.) и М. Н. Гольдштейна (1940 г.) и других установлен факт *миграции влаги* к фронту промерзания, но приемлемой теории количественного определения миграционного потока вследствие чрезвычайной сложности процесса миграции еще не создано.

Так как миграция влаги в грунтах происходит в результате действия *адсорбционных сил* минерального скелета грунта, а согласно *принципу равновесного состояния воды и льда в мерзлых грунтах* (Н. А. Цытович, 1945 г.) лишь определенное количество воды, соответствующее данной температуре и давлению, превращается при промерзании в лед, то на границе промерзания возникает *градиент потенциала влаги*, под действием которого и происходит перенос влаги в промерзающих грунтах.

Дифференциальное уравнение переноса влаги в пористых телах дано проф. А. В. Лыковым и решение его (с помощью вычислительных машин) * позволяет определить *поток миграции влаги*, произведение которого на время в случае закрытой системы пропорционально высоте морозного пучения, т. е.

$$h_{\text{пуч}} = 1,09 \cdot i_{\text{п}} t_{\text{мигр}}, \quad (\text{VIII-15})$$

где $i_{\text{п}}$ — *поток миграции влаги*, зависящий от потенциалопроводности, начальной влажности, содержания незамерзшей

* Г. В. Порхаев, Г. М. Фельдман [и др.]. Теплофизика промерзающих и протаявающих грунтов. Изд-во «Наука», 1964.

воды у фронта промерзания, расположения по отношению к уровню грунтовых вод и пр.:

$t_{\text{мигр}}$ — время миграции, равное $\frac{h_{\text{пром}}}{v}$ (где $h_{\text{пром}}$ — глубина промерзания — в случае закрытой системы мощность слоя, активного в смысле пучения, причем $h_{\text{акт}} \approx \frac{2}{3} h_{\text{пром}}$ и v — скорость промерзания грунта).

В случае промерзания грунта в зоне влияния грунтовых вод величина пучения (по Г. М. Фельдману) определяется выражением

$$h_{\text{пуч}} = 1,09 \frac{1}{v} [i_{\text{п}}(h_{\text{м}} - z_{\text{в}}) + i_{\text{в}} z_{\text{в}}], \quad (\text{VIII-15a})$$

где $z_{\text{в}}$ — разность между высотой влияния грунтовых вод (высотой всасывания, измеряемой от уровня грунтовых вод) и расстоянием между глубиной промерзания $h_{\text{пром}}$ и глубиной залегания грунтовых вод;

$i_{\text{п}}$, $i_{\text{в}}$ — значения *потоков миграции* соответственно при отсутствии грунтовых вод и в зоне их влияния, определяемые с помощью гидроинтегратора.

Важно отметить, что, пользуясь уравнением переноса влаги в пористых телах, в настоящее время представляется возможным с помощью счетно-вычислительных машин с достаточной для практических целей точностью прогнозировать максимальную величину морозного пучения грунтов.

Полевые опыты, проведенные как в СССР, так и за рубежом, показывают, что величина морозного пучения грунтов снижается при приложении к поверхности грунта внешней нагрузки, что также можно оценить, базируясь на теории термовлагопроводности.

Миграция влаги в промерзающих дисперсных грунтах (особенно в глинистых) является основным фактором, формирующим их текстуру, которая и определяет главным образом *прочностные свойства мерзлых грунтов*. При одностороннем промерзании образуется *слоистая текстура* мерзлых грунтов с прослойками льда, величина которых зависит как от интенсивности миграции влаги к фронту промерзания, так и от скорости промерзания; если же имеет место неодностороннее и неравномерное промерзание, то формируется *сетчатая* текстура мерзлых грунтов, причем в процессе миграции происходят перемещения и минеральных частиц грунта.

Важнейшим фактором, определяющим *механические свойства мерзлых грунтов*, являются возникающие в них *реологические процессы*, т. е. процессы течения, обуславливающие, например, влияние скорости возрастания нагрузки и времени ее действия на сопротивление мерзлых грунтов внешним силам. При кратковременной нагрузке сопротивление мерзлых грунтов велико и,

так же как и при длительном действии, зависит от состава, льдистости (содержания незамерзшей воды, особенно в области интенсивных фазовых превращений) и величины отрицательной температуры (рис. VIII-15, а), при длительном же действии нагрузки возникает релаксация (расслабление) напряжений и сопротивление грунтов сильно падает, достигая некоторого постоянного предела $\sigma_{дл}$, называемого пределом длительной прочности (рис. VIII-15, б). При нагрузке на грунт, меньшей этого предела, деформации вечно-

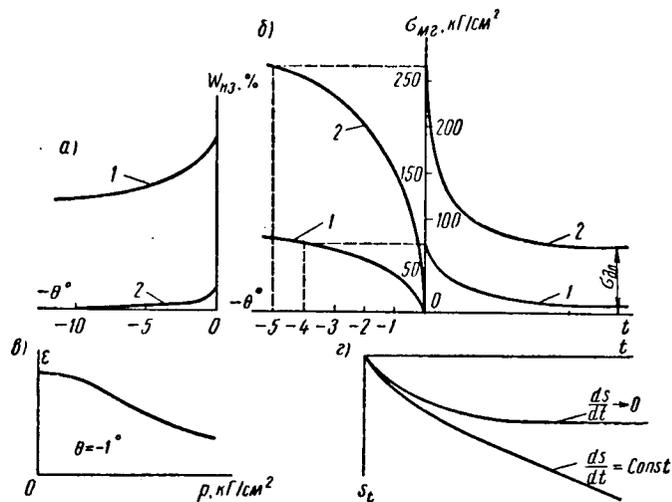


Рис. VIII-15. Изменение показателей фазового состава воды (а), прочностных (б) и деформативных (в и з) свойств мерзлых грунтов в зависимости от температуры θ° , времени t и действующего давления p ; 1 — мерзлая глина; 2 — мерзлый песок

мерзлых грунтов во времени изобразятся типичной кривой затухающей ползучести при $\frac{ds}{dt} \rightarrow 0$ (рис. VIII-15, з), обусловленной как компрессией мерзлого грунта (рис. VIII-15, в), так и ползучестью его скелета. При нагрузке же, превосходящей предел длительной прочности, наблюдается незатухающая ползучесть (при $\frac{ds}{dt} = \text{const}$ — рис. VIII-15, з).

При выборе нормативных сопротивлений для вечномерзлых грунтов в основаниях сооружений необходимо исходить не из мгновенных, а из длительных их сопротивлений (которые от 5 до 15 раз меньше мгновенных, но все же в несколько раз больше сопротивлений грунтов немерзлых), при этом (как при строительстве, так и при эксплуатации сооружений) необходимо учитывать: *нестабиль-*

*ность механических свойств мерзлых грунтов**, обусловленную повышением их температуры, даже в области отрицательных температур, и *неоднородность деформируемости* по глубине.

В настоящее время нормативные сопротивления мерзлых и вечномерзлых грунтов нормальному давлению и сдвигу подробно регламентируются (СНиП II-Б.6—66), при этом учитываются и возможные изменения отрицательной температуры мерзлых грунтов в процессе эксплуатации сооружений введением соответствующих коэффициентов теплового влияния. Вообще же сопротивление мерзлых грунтов при сохранении их отрицательной температуры весьма велико, и нормативные давления, например, для мерзлых песков имеют величину от 9 до 23 кг/см^2 , а для глин — от 4 до 12 кг/см^2 в зависимости от температуры мерзлых грунтов.

Следует также отметить, что *высокотемпературные* мерзлые глинистые грунты (при $\theta = -0,2^\circ \div -1,0^\circ$) сильно сжимаемы (коэффициент относительной сжимаемости $a_0 \approx 0,01 \div 0,07 \text{ см}^2/\text{кг}$), что ранее строителями не учитывалось и что обязывает инженеров проектировать фундаменты на высокотемпературных вечномерзлых грунтах (даже при сохранении их отрицательной температуры) по предельным деформациям оснований.

При *оттаивании* мерзлых и вечномерзлых грунтов происходит распад кристаллизационных связей льда и резкое нарушение структуры грунта. Увеличение содержания в мерзлых грунтах воды в жидкой фазе происходит при любом повышении их отрицательной температуры и всегда сопровождается уменьшением прочности грунта, так как часть цементационных связей распадается. При температуре же таяния порового льда происходит резкое (лавинное) разрушение структурных связей, наблюдаются осадки уплотнения, а для сильнольдистых грунтов при определенной нагрузке, иногда и весьма незначительной, возникает местная быстро протекающая осадка, сопровождающаяся выдавливанием разжиженных оттаявших масс грунта в стороны — «*просадка*», которая особенно опасна, и поэтому возводить сооружения на просадочных грунтах без принятия специальных мер по их упрочнению не представляется возможным. Осадки же непросадочных оттаивающих грунтов (главным образом гравелистых, песчаных, а также полутвердых глинистых грунтов) должны учитываться при проектировании.

Компрессионная кривая оттаивающих грунтов имеет вид, показанный на рис. VIII-16, а. На этой кривой можно различить по крайней мере три характерных участка: участок 1' — 1 — уплотнение грунта (изменение его коэффициента пористости ϵ) в мерзлом состоянии, обусловленное *миграционно-вязкой* деформацией; участок 1—2, соответствующий резкой осадке в процессе оттаивания

* Н. А. Цытович. Нестабильность механических свойств мерзлых и оттаивающих грунтов. Доклады на Международной конференции по мерзлотоведению. Изд-во АН СССР, 1963.

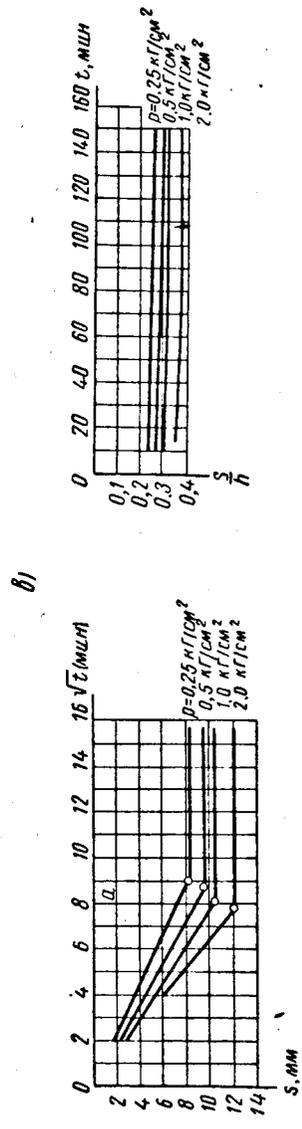
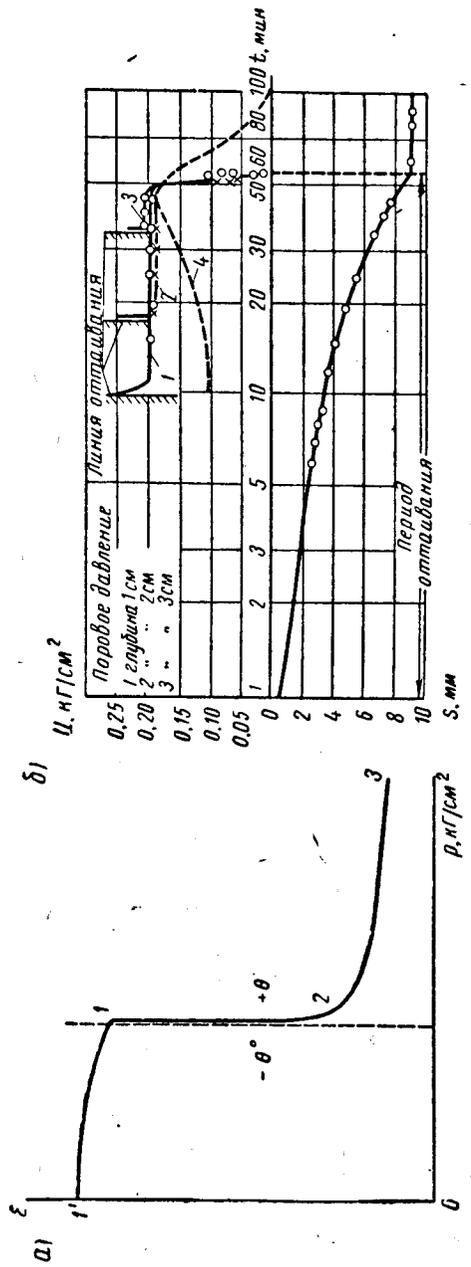


Рис. VIII-16. Осадки высокольдистых мерзлых грунтов при оттаивании:

а — компрессионная кривая; б — кривые порового давления и (1, 2, 3 — в процессе оттаивания; 4 — для немерзлого грунта) и осадки; в — зависимость осадок от времени

(для сильнольдистых грунтов обусловленной быстрым *фильтрационным* отжатием воды), и, наконец, участок 2—3 (непосредственно после оттаивания) — *остаточно-фильтрационный* с существенным влиянием *ползучести скелета* грунта.

Экспериментальные исследования показали *, что уплотнение сильнольдистых грунтов в процессе их оттаивания подчиняется теории *фильтрационной консолидации* и протекает практически при постоянном поровом давлении (рис. VIII-16, б), начальная величина которого, однако, меньше внешнего давления, и осадка до момента полного оттаивания пропорциональной корню квадратному из времени (рис. VIII-16, в), а относительная осадка $e = \frac{s}{h}$ близка к постоянной величине; после же оттаивания скорость осадки уменьшается, происходит уплотнение оттаявшего грунта или (при давлении, большем некоторой критической величины) *пластическое его течение*.

Наибольшие изменения коэффициента пористости (см. рис. VIII-16, а) наблюдаются в период оттаивания грунта, что и обуславливает наибольшую осадку в процессе оттаивания.

Результаты специальных опытов по исследованию сжимаемости оттаивающих грунтов ** показали, что величина относительной деформации e оттаивающих грунтов ($e = \frac{\Delta e}{1 + e_n}$, где Δe — изменение коэффициента пористости в период оттаивания; e_n — начальный коэффициент пористости грунта) зависит от величины внешнего давления и в определенных пределах (до давлений 3—5 кг/см²) может быть выражен функцией первой степени от нормального давления (рис. VIII-17):

$$e = A_0 + \bar{a}_0 p, \quad (VIII-16)$$

где A_0 — коэффициент относительного оттаивания; \bar{a}_0 — коэффициент относительной сжимаемости (уплотнения) при оттаивании, или коэффициент уплотнения при оттаивании.

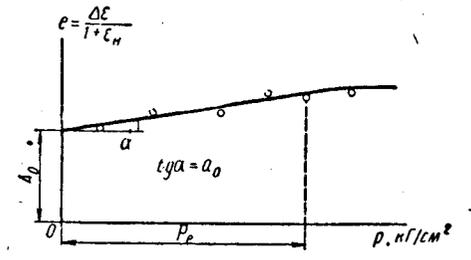


Рис. VIII-17. Изменение относительной осадки мерзлых грунтов при оттаивании от величины внешнего давления

* Н. А. Цытович, В. Г. Григорьев, Ю. К. Зарцкий. Исследование консолидации оттаивающих льдонасыщенных грунтов. Сб. «Основания и фундаменты» № 56, НИИ оснований. Госстройиздат, 1966.

** Н. А. Цытович. Расчет осадок фундаментов. Стройиздат, 1941.

Отметим, что зависимость (VIII-16) положена в основу современных методов расчета осадок мерзлых и вечномерзлых грунтов при оттаивании.

3. Выбор принципа строительства на вечномерзлых грунтах и соответствующей системы фундаментов должен базироваться на комплексном учете как детальных *геокриологических* («мерзлотно-грунтовых») изысканий, так и на конструктивных особенностях предполагаемых к постройке сооружений с учетом теплового и механического взаимодействия их с грунтами оснований. Не только температурное состояние, льдистость и состав вечномерзлых грунтов места постройки, но и плотность, а также система застройки (будет ли это жилищное строительство или заводские здания и сооружения, занимающие значительные площади в плане, имеющие горячие цехи, и т. п.) имеют существенное значение для выбора принципа строительства на вечномерзлых грунтах.

Необходимые геокриологические характеристики грунтов места постройки являются *добавочными* к обычным характеристикам грунтов для районов вне области вечномерзлых грунтов.

Такими геокриологическими характеристиками будут:

1) *мощность* вечномерзлой толщи грунтов и глубина слоя ежегодного оттаивания (так называемого «деятельного слоя»);

2) *температура* грунтов на глубине 10 м от дневной поверхности;

3) влажность $W_{нз}$ за счет незамерзшей воды (добавочно к обычным показателям физических свойств грунтов — объемному весу γ , удельному весу частиц $\gamma_{уд}$, суммарной влажности W_c), льдистость за счет ледяных включений (L_b по СНиП II-Б.6—66 или, по Н. А. Цытовичу, объемная льдистость $i_{об}$), а также *теплофизические характеристики* в талом и мерзлом состоянии (определяются по таблице СНиПа как функция отмеченных выше характеристик физических свойств мерзлых грунтов);

4) *длительное сопротивление* вечномерзлых грунтов *сдвигу* ($\tau_{дл}$, а по нему — нормативное сопротивление нормальному давлению R'');

5) *коэффициенты деформируемости* в мерзлом и оттаивающем состоянии.

Мощность вечномерзлых грунтов ориентировочно определяется по карте их распространения в СССР (см. рис. VIII-12), и тип их (сплошной, слоистый и т. п.) проверяется контрольным бурением в нескольких точках территории застройки до глубины 20 м.

Температура вечномерзлых грунтов θ° обязательно определяется на глубине 10 м, т. е. глубине, где годовые колебания температуры сказываются весьма незначительно. Знание температуры на указанной глубине необходимо для установления *расчетной температуры* вечномерзлых грунтов на уровне глубины заложения фундаментов или острия свай.

Физические свойства вечномерзлых грунтов определяются соответствующими изысканиями: влажность за счет незамерзшей воды

$W_{нз}$ — калориметрическим методом (можно также определять ориентировочно по таблице СНиПа в зависимости от вида грунта, величины его отрицательной температуры, числа пластичности и влажности на границе раскатывания); объемная льдистость L_b за счет ледяных включений (прослоек, линз и т. п.) определяется грубо по результатам непосредственных измерений ледяных прослоек в шурфах, а точнее, по формуле СНиП II-Б.6—66 в зависимости от влажности включений $W_{вкл}$, суммарной влажности W_c , влажности за счет незамерзшей воды $W_{нз}$ и удельного веса минеральных частиц грунта $\gamma_{уд}$ и льда γ_l по формуле

$$L_b = \frac{\gamma_{уд} W_{вкл}}{\gamma_l + \gamma_{уд} (W_c - 0,1 W_{нз})}, \quad (VIII-17)$$

причем $W_{вкл} = W_c - W_r$ (где W_r — влажность прослоек мерзлого грунта между ледяными включениями).

Следует отметить, что, конечно, последнюю влажность очень сложно определять, так как ледяные прослойки часто выклиниваются, имея линзообразное строение. Однако можно приближенно приравнять $W_r \approx W_p$, т. е. границе пластичности (раскатывания W_p).

В зависимости от величины L_b выбираются по СНиПу нормативные давления для вечномерзлых грунтов; величина L_b входит в формулу (28) для осадок по СНиПу, что усложняет пользование им.

Автор главы рекомендует в случае затруднений в определении льдистости включений L_b заменять ее на *объемную льдистость* $i_{об}$, вычисляемую по очень простой формуле

$$i_{об} = \frac{\gamma}{\gamma_l} \cdot \frac{W_c - W_{нз}}{1 + W_c}, \quad (VIII-18)$$

где γ — объемный вес мерзлого грунта, всегда определяемый при изысканиях, так как он входит в ряд важных формул (коэффициента пористости и др.); $\gamma_l \approx 0,9 \text{ Г/см}^3$ — удельный вес льда.

При пользовании $i_{об}$ вместо L_b следует границы СНиПа для слабольшедистых и сильнольдистых вечномерзлых грунтов вместо $0,2 \leq L_b \leq 0,4$ заменить на $0,25 \leq i_{об} \leq 0,5$, что почти одно и то же, так как объемная льдистость включает и лед-цемент, а не только лед прослоек.

Длительное сопротивление вечномерзлых грунтов сдвигу $\tau_{дл}$ обычно приравнивается длительному эквивалентному сцеплению (т. е. $\tau_{дл} \approx c_{дл}$), определяемому по методу шарового штампа (см. гл. I), при этом для мерзлых грунтов при вычислении $c_{дл}$ допускается длительную осадку шарового штампа принимать равной половине от осадок шарового штампа за 30 мин наблюдений*.

* По данным Института мерзлотоведения Сиб. отд. АН СССР, 1966.

Зная длительное сцепление $c_{дл}$, определяют совершенно безопасное (близкое к пределу пропорциональности между напряжениями и деформациями) давление для вечномерзлых грунтов при сохранении их отрицательной температуры. По формуле механики грунтов для идеально связных тел имеем

$$\text{нач } p_{кр} = \pi c_{дл} + \gamma h_{\phi}, \quad (\text{VIII-19})$$

где γ — средний объемный вес грунтовой толщи от поверхности до подошвы фундаментов;

h_{ϕ} — глубина заложения фундаментов.

Полученное давление (нач $p_{кр}$) может служить для корректировки (уточнения) величины нормативного сопротивления вечномерзлых грунтов R^n , определяемого в зависимости от величины отрицательной температуры, вида грунта и льдистости за счет ледяных включений (табл. 6, СНиП II-Б.6—66), т. е.

$$R^n \approx \text{нач } p_{кр}. \quad (\text{VIII-19a})$$

Коэффициенты деформируемости грунтов в мерзлом состоянии (для высокотемпературных — коэффициент относительной сжимаемости a_0 или обратно пропорциональный ему модуль общей деформации E_0 , а для оттаивающих — коэффициент оттаивания A_0 и коэффициент уплотнения при оттаивании \bar{a}_0) определяются по результатам полевых опытов пробной нагрузкой в шурфах или компрессионными испытаниями при сохранении природной отрицательной температуры грунтов, а последние два коэффициента — при оттаивании мерзлых грунтов. Кроме того, в отдельных случаях при необходимости определять осадку ползучести высокотемпературных пластичномерзлых грунтов или полутвердых и твердых оттаявших глин определяются по специальной методике, отмеченной в гл. I, параметры ползучести δ и δ_1 .

Принципы строительства на вечномерзлых грунтах устанавливаются на основе анализа перечисленных выше данных и результатов соответствующих технико-экономических подсчетов.

В настоящее время различают два основных принципа строительства и использования вечномерзлых грунтов как оснований сооружений: принцип сохранения мерзлого состояния грунтов основания (I) и принцип приспособления (II) конструкций сооружений к осадкам оттаивающих и оттаявших грунтовых оснований (конструктивный).

Первый принцип — сохранение мерзлого состояния грунтовых оснований — может применяться при любых мерзлых грунтах и наиболее просто — в случае твердомерзлых и низкотемпературных грунтов, а для других мерзлых грунтов (высокотемпературных — пластичномерзлых, сильнольдистых, со значительными сплошными и прерывистыми прослойками льда и пр.) с принятием лишь мер, не только обеспечивающих мерзлое состояние грунтовых оснований, но и понижение их температуры.

Все жилые, общественные и большинство промышленных сооружений целесообразно возводить по методу сохранения мерзлого состояния грунтов, при этом состав мерзлых грунтов и их льдонасыщенность не имеют существенного значения. Этот метод обладает универсальностью, так как при правильном его применении можно безопасно возводить сооружения на любых мерзлых грунтах. Затруднения возникают лишь при возведении сооружений с очень большими тепловыми выделениями (горячие цехи, бани и пр.) и занимающих большую площадь в плане (при линейных размерах площади застройки, измеряемых десятками метров), когда для сохранения мерзлого состояния грунтов основания требуются дорогостоящие устройства.

Второй принцип — приспособление к осадкам — применяется лишь для грунтов, осадки которых при оттаивании и в оттаявшем состоянии меньше предельных для данного вида сооружений, а также в случае неглубокого (порядка 5—7 м) залегания несжимаемых скальных пород. Оценка пригодности данных напластований грунтов для использования их в оттаивающем и оттаявшем состоянии производится на основе предварительного расчета возможных осадок и сравнения результатов расчета с предельными величинами и с определением (по правилам общей механики грунтов) совершенно безопасного (по СНиПу, нормативного) давления на оттаявшие грунты.

Возведение сооружений по принципу приспособления к осадкам включает два метода: 1) конструктивный метод приспособления фундаментов и надфундаментных строений к осадкам оттаивающих в процессе эксплуатации сооружений грунтовых оснований и 2) метод предпостроечного оттаивания и упрочнения оснований.

Если температурный режим мерзлых грунтов территории застройки неустойчив, сооружение выделяет большое количество тепла, а грунты не дают чрезмерных осадок при оттаивании, то сооружение можно возводить по конструктивному методу.

Расчеты показывают, что по этому методу можно возводить сооружения лишь на песчаных, гравелистых, галечных и вообще грунтах скелетных, уплотняющихся при оттаивании, а не выдавливаемых из-под подошвы фундаментов, что происходит при возведении сооружений на оттаивающих сильнольдистых глинистых грунтах. При конструировании фундаментов сооружений, возводимых по конструктивному методу, требуются специальные расчеты, учитывающие неравномерные осадки оттаивания и перераспределения давлений по подошве фундаментов.

Применение метода предпостроечного оттаивания целесообразно в следующих случаях:

1) при островном (несплошном) залегании мерзлых грунтов и наличии несжимаемых скальных пород, залегающих под сооружением на достигаемой глубине;

2) при неустойчивом температурном режиме мерзлых грунтов основания, не восстанавливаемом в случае искусственного его нарушения.

При возведении сооружений по методу предпостроечного оттаивания, особенно в случае сильнольдистых грунтов, следует предусматривать искусственное уплотнение и упрочнение грунтов основания.

4. Основные положения по проектированию фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах. Прежде всего отметим, что при проектировании фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах, строителям приходится производить тепловые расчеты основания, и непосредственное перенесение разработанных для районов вне

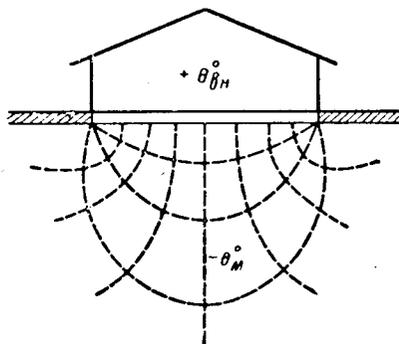


Рис. VIII-18. Схема тепловых потоков от отопляемого здания к толще вечномерзлых грунтов

вечномерзлых грунтов методов проектирования и расчета фундаментов не представляется возможным, так как неучет возможных изменений состояния и структурной неустойчивости мерзлых грунтов (уменьшение их прочности при повышении температуры и просадочность при лавинном разрушении структуры в процессе оттаивания) приводит к совершенно недопустимым деформациям фундаментов и самих сооружений.

Переходя к рассмотрению основных положений по проектированию фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах, отметим технические меры, которыми можно *сохранить мерзлое состояние грунтов* и использовать их большую несущую способность и малую деформируемость в мерзлом состоянии.

Рассмотрим тепловое влияние отопляемых сооружений на основание, находящееся в мерзлом состоянии. Тепло, выделяемое зданием по поверхности соприкосновения его с грунтом, будет распространяться по линиям тока, имеющим криволинейное очертание (рис. VIII-18). Линии одинаковых температур, перпендикулярные линиям тока, в том числе и граница оттаивания, также будут криволинейны. Вначале будет происходить неустановившееся движение тепла, которое постепенно уравнивается в температурном поле мерзлой толщи.

При достаточно большом промежутке времени и большой площади застройки с известным приближением можно принять для центральной части обогреваемой толщи, если пренебречь теплопотерями в стороны, установившееся движение тепла по линейной задаче, хорошо описываемой известным из физики постулатом

Фурье. Количество тепла, получаемого или теряемого при установившемся тепловом движении, определяется выражением

$$Q = \frac{\theta_{\text{вн}} - \theta_{\text{м}}}{R} \cdot t, \quad (\text{VIII-20})$$

где Q — количество тепла, $\text{ккал}/\text{м}^2$;
 $\theta_{\text{вн}}$ — температура помещения;
 $\theta_{\text{м}}$ — температура мерзлой толщи грунтов (средняя; ставится со своим знаком);
 R — термическое сопротивление пола здания, $\text{м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{град}/\text{ккал}$;
 t — время, ч.

Согласно выражению (VIII-20) количество тепла, получаемого мерзлым грунтом от сооружения (без учета теплопотерь в стороны, т. е. максимально возможное), будет прямо пропорционально разности температур $\theta_{\text{вн}} - \theta_{\text{м}}$. Чем выше температура внутри помещения $\theta_{\text{вн}}$, тем большее количество тепла будет передаваться грунту, так как температура мерзлых грунтов $\theta_{\text{м}}$ при сохранении их мерзлого состояния с течением времени изменится незначительно. Горячие цехи, бани и подобные им сооружения будут значительно больше влиять на изменение температурного режима грунтов основания по сравнению с жилыми зданиями, отопляемыми до обычной комнатной температуры, а тем более со зданиями с незначительной положительной температурой (магазины, склады и пр.).

Выражение (VIII-20) показывает, что чем больше термическое сопротивление (изоляция) пола сооружений, тем меньше количество тепла будет поступать в грунт. Усиливая изоляцию полов, можно значительно уменьшить поток тепла в грунт. Однако здесь имеются известные пределы, так как обычное термическое сопротивление полов, как известно из теплотехники, измеряется величиной $1-4 \text{ м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{град}/\text{ккал}$. При необходимости большего термического сопротивления приходится применять дорогостоящие изоляционные материалы или брать очень большую толщину обычных материалов для полов, что нецелесообразно. Принципиально же любая изоляция не предохранит мерзлые грунты от их оттаивания, так как некоторое, хотя бы небольшое, количество тепла все время будет поступать в грунт ввиду того, что время t является величиной независимой. При усилении изоляции потребуются лишь более длительные периоды для оттаивания мерзлых грунтов основания, которое с течением времени все же произойдет.

Рассмотрение общих условий теплового взаимодействия сооружения и толщи мерзлых грунтов основания приводит к выводу, что при возведении отопляемых сооружений на мерзлых грунтах *сохранить мерзлое состояние грунтов основания* только теплоизоляцией пола без отвода выделяемого зданием тепла *невозможно*.

Исключение составляют лишь сооружения, возводимые в суровых климатических условиях и занимающие небольшую площадь в плане, так как в этих условиях тепловой поток от здания к мерз-

лой толще грунтов основания может уравниваться боковыми теплопотерями частей здания, заглубленных в грунт.

Расчет оснований и фундаментов сооружений, возводимых по принципу сохранения мерзлого состояния грунтовых оснований, включает:

- а) определение устойчивости поля отрицательных температур в основаниях сооружений и максимальной температуры прогрева оснований;
- б) определение несущей способности мерзлых оснований;
- в) определение осадок высокотемпературных мерзлых оснований;
- г) определение устойчивости фундаментов при действии сил пучения.

Из описанных выше общих условий взаимодействия сооружений с температурным полем вечномерзлых оснований и результатов соответствующих теплотехнических расчетов формирования температурного поля в основаниях сооружений * вытекает, что гарантированным решением задачи сохранения мерзлого состояния грунта основания будет полный отвод тепла, идущего от пола здания к толще мерзлых грунтов **.

При возведении сооружений по первому принципу (I) сохранения мерзлого состояния грунтов основания для отвода тепла применяют следующие хорошо теоретически обоснованные, оправдавшие себя на практике способы:

1) устройство проветриваемого (вентилируемого) зимой подполья;

2) применение подземных охлаждающих устройств (систем охлаждающих труб, каналов, тоннелей и пр.).

При конструировании проветриваемого подполья применяют либо устройство открытого со всех сторон подполья с нетеплопроводными и непродуваемыми полами, либо устройство закрытого подполья с боковыми вентиляционными отверстиями (продухами), размеры которых определяют по расчету, исходя из условия выноса всего тепла, выделяемого полом здания.

Площадь сечения боковых вентиляционных отверстий зависит от наружной температуры, температуры внутри помещения и площади пола и обычно измеряется величиной от тысячных до нескольких сотых долей от всей площади пола, т. е. иногда бывает достаточно небольших вентиляционных отверстий, чтобы сохранить мерзлое состояние грунтов основания.

* 1. Г. В. Порхаев. Теплофизические основы управления взаимодействием сооружений с мерзлыми грунтами. Гл. IV «Основы геокриологии», ч. 2. Изд-во АН СССР, 1959.

2. Его же. Температурные поля оснований сооружений. Доклады на Международной конференции по мерзлотоведению. Изд-во АН СССР, 1963.

** Н. А. Цытович. Лекции по расчету фундаментов в условиях вечной мерзлоты. Изд. Ленингр. ин-та соор., 1933.

В отдельных же случаях (горячие цехи, бани и пр.) может оказаться, что естественного температурного напора будет недостаточно, тогда применяют усилители тяги, например соединяют подполье с вертикальными трубами, проходящими в помещении, что усиливает тягу холодного воздуха через подполье. Из конструктивных соображений подполья устраивают высотой не менее 1 м.

Применение проветриваемого зимой подполья исключает устройство полов на грунте. Однако для промышленных сооружений со значительными нагрузками это бывает иногда затруднительно и тогда приходится прибегать ко второму способу — к применению охлаждающих подземных устройств, например прокладке каналов, труб и пр., охлаждаемых наружным воздухом, и т. п.

Определение максимального прогрева грунтов под зданиями, возводимыми с сохранением мерзлого состояния оснований (с проветриваемым подпольем), а также установившейся чаши протаивания под отапливаемым зданием, возводимым по методу приспособления к осадкам оттаивания (с полами на грунте), может быть выполнено по графикам СНиПа, а также по формуле С. В. Томирдиаро *.

Формула С. В. Томирдиаро является развитием задачи С. С. Ковпера с использованием формулы плоского напряженного поля Г. Дирихле с добавлением к полученному выражению влияния температурного поля литосферы (по геотермическому градиенту) и учетом теплоизоляции пола здания эквивалентной по теплопроводности толщине талого грунта. Это решение в случае расположения на поверхности ряда зданий имеет следующий вид:

$$\theta_{xy} = \frac{1}{\pi} \sum_1^n \left[\left(\frac{\lambda_T}{\lambda_M} \theta_{вн} - \theta_M \right) \left(\arctg \frac{B_n - x + l_n}{y + Fl_T} + \arctg \frac{B_n + x - l_n}{y + Fl_T} \right) \right] + \theta_n + Gy, \quad (\text{VIII-21})$$

где λ_T, λ_M — коэффициенты теплопроводности талого и мерзлого грунта (можно определить по таблице СНиПа);

$\theta_{вн}, \theta_M$ — температура внутри помещения и температура вечномерзлого грунта (на глубине 10 м);

B_n — ширина каждого здания;

θ_n — средняя температура поверхности грунта;

l_n — расстояние от начала координат (центр крайнего левого здания) до центра каждого здания (при расположении нескольких зданий);

x, y — координаты рассматриваемой точки основания;

F — площадь каждого здания.

* С. В. Томирдиаро. Тепловые расчеты оснований в районах вечной мерзлоты. Труды СВ НИИ. Магадан, 1963.

Для максимальной температуры грунта на рассматриваемой глубине ниже деятельного слоя ($\theta_{\text{макс}}$) получено выражение

$$\theta_{\text{макс}} = \theta_{xy} + A_i, \quad (\text{VIII-22})$$

где A_i — амплитуда годовых температурных колебаний по границе любого слоя i , причем

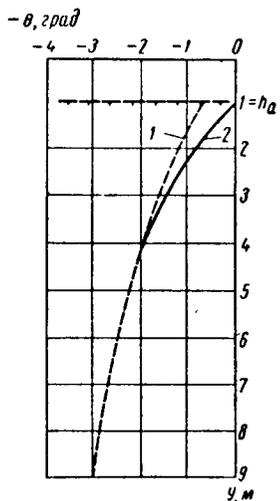


Рис. VIII-19. Кривые максимального прогрева вечномерзлого грунта в основании здания:

1 — при установившемся максимальном прогреве; 2 — при максимальной сезонной температуре грунтов

года в основании СВНИИ АН СССР.

Для облегчения расчетов по определению максимальной температуры грунтов под зданием в СНиП II-Б.6—66 приведена простая формула

$$\theta_{\text{макс}} = \alpha_i K_i \theta_0, \quad (\text{VIII-23})$$

где α_i — безразмерный тепловой коэффициент, принимаемый по табл. 7 СНиП II-Б.6—66 в зависимости от величины

$$h_m \sqrt{\frac{C_m}{\lambda_m}};$$

h_m — глубина рассматриваемой точки от верхней поверхности вечномерзлого грунта;

C_m, λ_m — объемная теплоемкость и коэффициент теплопроводности мерзлого грунта, принимаемые по табл. 10 СНиПа в зависимости от объемного веса грунта γ и его суммарной влажности W_c ;

K_i — коэффициент теплового влияния пола здания и коммуникаций подполья, определяемый по СНиП II-Б.6—66, п. 5.8;

θ_0 — температура мерзлого грунта на глубине 10 м.

При расчете несущей способности вечномерзлых грунтов оснований необходимо учитывать как длительное сопротивление мерзлых грунтов сжатию $\sigma_{дл}$ (принимаемое, по СНиПу, равным соответствующему нормативному давлению R^H), так и длительное сопротивление сдвигу вечномерзлых грунтов $\tau_{дл}$, сходящихся с боковой поверхностью нижней ступени фундамента (принимаемое равным нормативному сопротивлению сдвигу $R_{сд}^H$); при этом оба сопротивления должны определяться с учетом максимального обогрева грунтов теплом здания, определяемого по формуле (VIII-21) или (VIII-23). Нормативная (предельно допускаемая) нагрузка на фундамент будет равна

$$N_{\text{норм}} = k_1 m_1 \sum_1^n R_{сд}^H F_{сд} + k_2 m_2 R^H F_{сж}, \quad (\text{VIII-24})$$

где k_1, k_2, m_1, m_2 — соответственно коэффициенты однородности и коэффициенты условий работы (определяются по СНиПу, причем $k_1 = k_2 = 0,8$; $m_1 = m_2 = 0,9 \div 1,0$ для фундаментов и $m_1 = m_2 = 1 \div 2,5$ для свай);

$F_{сд}$ — площадь смерзания грунта с боковыми поверхностями нижней ступени и фундамента (рис. VIII-20);

$F_{сж}$ — площадь подошвы фундамента (для свай — площадь поперечного сечения).

Для запроектированных фундаментов фактическая нагрузка на фундамент N должна быть равна или меньше расчетной N^H , соответствующей несущей способности вечномерзлых грунтов:

$$N_{\text{действ}} \leq N^H. \quad (\text{VIII-25})$$

Глубина заложения фундаментов в вечномерзлых грунтах при возведении сооружений по принципу сохранения их мерзлого состояния принимается не менее чем на 1, а для свай — не менее чем на 2 м больше максимальной глубины сезонного оттаивания грунтов.

При возведении сооружений на высокотемпературных вечномерзлых грунтах, особенно глинистых, необходимо учитывать возможные их осадки, которые определяются по общим методам расчета осадок, изложенным в гл. III. При этом необходимо знать величину коэффициента относительной сжимаемости a_0 или модуля

общей деформации E_0 при величине расчетной отрицательной температуры мерзлых грунтов, которую они будут иметь в основании сооружений (с учетом их обогрева сооружением).

Как и в других случаях, расчетная осадка $s_{расч}$ должна быть меньше предельной, т. е.

$$s_{расч} < s_{пред}. \quad (VIII-26)$$

Определение устойчивости фундаментов при действии сил морозного пучения ежегодно промерзающего слоя грунта обязательно для всех сооружений, возводимых как по принципу сохранения мерзлого состояния грунтов основания (I), так и по принципу приспособления

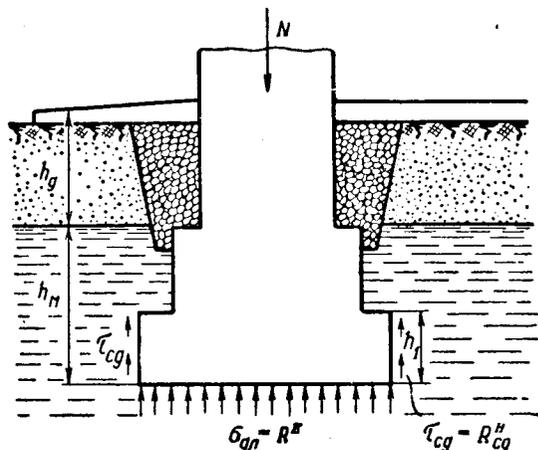


Рис. VIII-20. Схема действия сил на фундамент

сооружения конструкций сооружения к осадкам оттаивающих и оттаявших грунтов (II).

Пучение влажных грунтов при промерзании происходит в процессе миграции влаги к фронту промерзания под действием адсорбционных сил поверхности растущих кристаллов льда.

Смерзание грунтов с поверхностью фундаментов обуславливает возникновение касательных к поверхности фундамента сил морозного пучения, стремящихся приподнять (выпучить) фундаменты, т. е. нарушить их устойчивость.

Величина касательных сил пучения промерзающих грунтов, так же как и длительная прочность смерзания, имеет первостепенное значение при рассмотрении условий устойчивости фундаментов, возводимых на мерзлых грунтах.

Результаты непосредственных полевых измерений (при помощи струнных динамометров) касательных сил морозного пучения грунтов в фундаментах сооружений, возведенных на пылеватых супесчаных и суглинистых грунтах, показали, что величина этих сил

близка к так называемой величине *устойчивого сопротивления смерзанию*.

Согласно опытным данным, кривая изменения сопротивления смерзанию (рис. VIII-21) имеет три участка: 1) интенсивного возрастания сопротивления смерзанию $\tau_{см}$, 2) спада его и 3) постепенного приближения к некоторой постоянной устойчивой величине $\tau_{уст}$.

Исследованиями также установлено, что устойчивое сопротивление смерзанию зависит от влажности грунта и величины отрицательной температуры, возрастая с ее понижением, причем при очень низких температурах (до -15°) последняя зависимость, по Б. И. Далматову, может быть выражена уравнением

$$\tau_{уст} = c + b\theta, \quad (VIII-27)$$

где c и b — параметры линейной зависимости $\tau_{уст}$ от θ ;

θ — абсолютное значение отрицательной температуры грунта, град.

Значение параметров c и b для пылеватых супесей и суглинков может быть принято равным: $c = 0,3 \div 0,4 \text{ кг/см}^2$ и $b = 0,10 \div 0,15 \text{ кг/см}^2 \cdot \text{град}$.

На основании полевых и лабораторных опытов в дальнейшем принимается, что средняя величина касательных сил пучения практически равна устойчивой прочности смерзания, т. е.

$$\tau_n \approx \tau_{уст}. \quad (VIII-28)$$

Это равенство позволяет в дальнейшем с успехом использовать результаты лабораторных определений.

При отсутствии опытных данных допускается принимать нормативные силы пучения τ_n^H от $0,8 \text{ кг/см}^2$ боковой поверхности фундаментов до $0,6 \text{ кг/см}^2$ для северных районов (с температурой на глубине 10 м ниже -3°).

Большое значение для расчетов прочности заделки фундаментов в вечномерзлые, неоттаивающие, грунты имеют величины *длительной прочности смерзания* $\tau_{дл}$.

Эта величина обычно приравнивается длительному сопротивлению мерзлых грунтов сдвигу $R_{сд}^H$ по поверхности смерзания (табл. 5, СНиП II-Б.6—66).

Расчет фундаментов на действие сил морозного пучения производится по средней величине сил пучения для всего активного (в смысле пучения) слоя промерзающего грунта $h_{a,п}$, равного, по

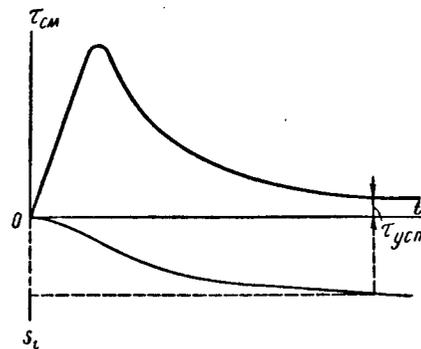


Рис. VIII-21. Кривая изменения прочности смерзания во времени при непрерывном деформировании

опытным данным, около $2/3$ от глубины наибольшего оттаивания $h_{от}$, и по средней величине длительной прочности смерзания $\tau_{дл}$ части фундамента h_m , заглубленной в вечномерзлый грунт.

Приняв обозначения по рис. VIII-22, в условиях полного равновесия будем иметь

$$\tau_{дл} u_m h_m = \tau_{п} u_t h_{а,п} - N, \quad (VIII-29)$$

где u_m , u_t — соответственно средний периметр фундамента в мерзлом и в талом грунтах;

N — нагрузка на фундамент (уменьшающая действие сил пучения);

h_m — глубина заделки фундамента в вечномерзлый грунт.

Для обеспечения устойчивости в левую часть выражения (VIII-25) надо ввести коэффициенты однородности k и условий работы t (принимается $kt \approx 0,9$), а в правую — коэффициенты перегрузки n и n_1 (по нормам. $n = 1,2$, когда промерзающий слой грунта сливается с вечномерзлым, и $n = 1,4$, когда он не сливается, а для нагрузки на фундамент $n_1 = 0,9$); тогда получим

$$k t \tau_{дл} u_m h_m > n \tau_{п} u_t h_{а,п} - n_1 N. \quad (VIII-30)$$

По этой формуле и производится расчет фундамента на выпучивание (впервые предложенный автором * главы еще в 1928 г.), а также определяется растягивающее усилие в фундаментах, которое будет равно

$$P = n \tau_{п} u_t h_{а,п} - n_1 N. \quad (VIII-31)$$

Рис. VIII-22. Схема расчета фундамента на действие сил морозного пучения

Согласно выражениям (VIII-30) и (VIII-31) устойчивость фундаментов можно увеличить, а глубину заделки в вечномерзлый грунт h_m и величину растягивающих усилий в кладке фундаментов P уменьшить, если увеличить нагрузку на фундамент N или уменьшить силы пучения грунтов $\tau_{п}$. Последнее можно достичь применением некоторых противопучинистых мер, как-то:

- 1) *осушение грунтов*, которое может быть достигнуто устройством общего дренажа, отводом поверхностных вод и понижением уровня грунтовых вод для устранения подтока воды к фронту промерзания, значительно увеличивающего пучение грунтов;
- 2) *отепление грунтов* возле фундаментов применением теплоизолирующих отмосток, а в отдельных случаях и обогреванием

* Н. А. Цытович. К вопросу расчета фундаментов сооружений, возводимых на вечной мерзлоте. Монография. Труды Гипромеца, вып. 2, 1928.

при помощи трубопроводов (отепление позволяет значительно изменить, а иногда и ликвидировать полностью миграцию воды в промерзающих грунтах, резко снижая их пучение);

3) *устройство противопучинистых засыпок* фундаментов из сухого гравия или гальки, защищенных деревянными щитами от заиливания и соединенных с дренажем (рис. VIII-23, а); из вертикально-слоистого обратного фильтра (рис. VIII-23, б); заполнение пазух возле фундаментов материалом с низкой температурой замерзания, например засоленной глиной или специальной битумной мастикой (рис. VIII-23, в);

4) *заанкеривание фундаментов в вечномерзлых грунтах*, что может быть достигнуто увеличением глубины заделки в мерзлом

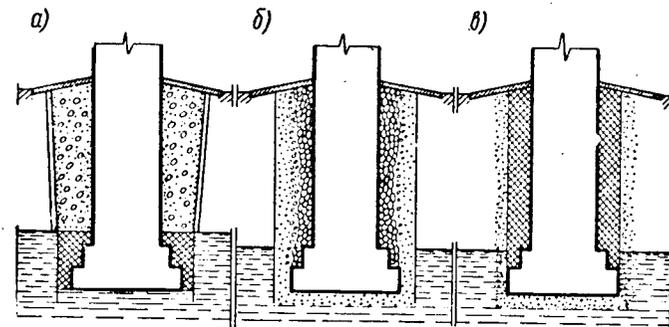


Рис. VIII-23. Схема противопучинистых засыпок фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах

грунте h_m или затрамбовкой пазух в вечномерзлом грунте возле фундамента влажным песком, имеющим очень большую прочность смерзания, или, наконец, применением специальных конструктивных устройств.

Расчет оснований и фундаментов по принципу II — приспособления к осадкам оттаивающих и оттаявших оснований — производится по предельным деформациям оснований и базируется на экспериментально установленной зависимости изменения относительной деформации оттаивающих грунтов от величины внешнего давления [по формуле (VIII-16) проф. Н. А. Цытовича].

Применение тех или иных теоретических решений будет зависеть как от состава оттаивающих грунтов (крупносkeletalные, песчаные или коллоидно-глинистые), так и от их льдистости (сильнольдистые или слабольдистые).

Для крупнообломочных и песчаных грунтов нет необходимости при расчете учитывать замедление осадок вследствие фильтрации воды, отжимаемой из пор грунта, так как для этих грунтов сопротивление фильтрации ничтожно, тогда как для глинистых грунтов

фильтрация при уплотнении в процессе оттаивания имеет первостепенное значение.

Осадки крупноскелетных грунтов (включая и песчаные) определяются исходя из полученной ранее зависимости относительной деформации оттаивающих грунтов $e = \frac{s_t}{h}$ от величины внешнего давления p , так как $s_t = eh$. Подставляя в выражение осадки s_t значение e по формуле (VIII-16) и обозначив глубину оттаивания через h , для отдельного слоя оттаивающего грунта будем иметь

$$s_t = A_0 h + \bar{a}_0 h p, \quad (\text{VIII-32})$$

а для всей оттаивающей на глубину H_t толщи

$$s_t = \sum_0^{H_t} \bar{A}_0 h_i + \sum_0^{H_t} \bar{a}_0 h_i p_i. \quad (\text{VIII-33})$$

Здесь под давлением p_i следует подразумевать сумму давлений (сжимающих напряжений σ_z) в середине рассматриваемого слоя грунта от величины внешней нагрузки и собственного веса грунта;

A_0, a_0 — величины коэффициентов оттаивания и уплотнения, определяемых экспериментально;

H_t — глубина максимального протаивания, определяемая по формуле (VIII-21) или по приложению и таблицам п. 6, СНиП II-Б.6—66.

На консолидацию при оттаивании мерзлых глинистых грунтов существенное влияние будет оказывать торможение уплотнения при фильтрации (отжати) воды из пор грунта, причем это влияние будет различно при действии собственного веса грунта и давления от внешней нагрузки, что вызывает необходимость разделить второе слагаемое формулы (VIII-33) на два выражения; при этом необходимо учесть, что уплотнение может быть неполным.

Таким образом, осадка глинистых грунтов за время t в общем виде будет состоять из трех слагаемых:

$$s_t = s_{1t} + s_{2t} + s_{3t}, \quad (\text{VIII-34})$$

где s_{1t} — осадка оттаивания, равная

$$s_{1t} = \bar{A}_{om} H_t; \quad (\text{VIII-35})$$

\bar{A}_{om} — среднее значение коэффициента оттаивания, равное

$$\bar{A}_{om} = \frac{\sum A_{oi} h_{oi}}{\sum h_i};$$

s_{2t} — осадка уплотнения от действия собственного веса грунта $\gamma_{взв} H_t$ и давления от внешней нагрузки p ;

s_{3t} — осадка доуплотнения оттаявшего грунта.

Величины осадок s_{2t} и s_{3t} определяются следующими выражениями.

Осадка уплотнения в период оттаивания

$$s_{2t} = \bar{a}_{om} \left(\chi_1 H_t p + \chi_2 \frac{\gamma_{взв} H_t^2}{2} \right), \quad (\text{VIII-36})$$

где χ_1, χ_2 — безразмерные коэффициенты (меньше единицы), определяемые по табл. VIII-2, составленные по решению * для расчетного времени t в зависимости от параметра r_t .

Таблица VIII-2

Таблица значений χ_1 и χ_2

$r_t = \frac{\beta_t}{2\sqrt{c_{cp}}}$	χ_1	χ_2	$r_t = \frac{\beta_t}{2\sqrt{c_{cp}}}$	χ_1	χ_2
0	1,0	1,0	1,5	0,38	0,22
0,1	0,99	0,98	2,0	0,28	0,14
0,3	0,93	0,90	2,5	0,22	0,10
0,5	0,84	0,72	3,0	0,19	0,07
0,7	0,73	0,57	5,0	0,11	0,03
0,9	0,61	0,45	10,0	0,06	0,007
1,0	0,56	0,40		0	0

$$r_t = \frac{\beta_t}{2\sqrt{c_{cp}}},$$

где β_t — тепловой коэффициент, вычисляемый для расчетного момента времени по формуле

$$\beta_t = \frac{H_t}{\sqrt{t}};$$

c_{cp} — средняя (по глубине) величина коэффициента консолидации, определяемая выражением

$$c_{cp} = \frac{\kappa_{\phi m}}{\gamma_{взв} a_{om}},$$

где $\kappa_{\phi m}$ — средняя по глубине величина коэффициента фильтрации, равная

$$\kappa_{\phi m} = \frac{\sum h_i}{\sum \frac{h_i}{\kappa_{\phi i}}};$$

* 1. Н. А. Цытович, Ю. К. Зарецкий и М. В. Малышев. Указания по расчету осадок оттаивающих и оттаявших грунтов во времени. НИИ оснований, ротопринт, 1967.

2. Ю. К. Зарецкий. К расчету осадок оттаявшего грунта. Журн. О. Ф. и М. № 3, 1968.

\bar{a}_{om} — средняя величина коэффициента относительной сжимаемости в случае одномерной задачи, равная

$$\bar{a}_{om} = \frac{\sum a_{oi} h_i}{\sum h_i};$$

а в случае пространственной задачи (действия местной нагрузки)

$$\bar{a}_{om} = \frac{\sum h_i a_{oi} \alpha_i}{h_s},$$

причем α_i — коэффициент уменьшения сжимающих напряжений с глубиной, определяемый по табл. 8 СНиП II-Б.1—62; h_s — мощность эквивалентного слоя грунта, формула (1-2).

Таблица VIII-3

Степень консолидации (доуплотнения) грунтов после оттаивания

N	$u_3^{(\gamma H)}$ и $u_3^{(p)}$ при $0 \leq r_{от} \leq 0,3$	$u_3^{(p)}$ при		
		$r_{от} = 0,5$	$r_{от} = 1$	$r_{от} \geq 3$
0,1	0,082	0,084	0,090	0,230
0,2	0,161	0,165	0,174	0,321
0,3	0,238	0,242	0,252	0,393
0,4	0,309	0,313	0,323	0,454
0,5	0,374	0,379	0,387	0,507
0,6	0,434	0,437	0,445	0,555
0,7	0,488	0,490	0,498	0,597
0,8	0,536	0,539	0,546	0,636
1,0	0,620	0,622	0,628	0,702
1,5	0,770	0,771	0,774	0,819
2,0	0,860	0,861	0,863	0,890
2,5	0,915	0,916	0,917	0,933
3,0	0,949	0,949	0,950	0,960

Осадка доуплотнения s_{3t} оттаявших грунтов определяется выражением

$$s_{3t} = s_{3\infty}^{(\gamma H)} u_3^{(\gamma H)} + s_{3\infty}^{(p)} u_3^{(p)}, \quad (\text{VIII-37})$$

где

$$s_{3\infty}^{(\gamma H)} = \frac{1}{2} \bar{a}_{om} (1 - \chi_2) \gamma_{взв} H_{от}^2. \quad (\text{VIII-38})$$

В случае действия сплошной нагрузки

$$s_{3\infty}^{(p)} = \bar{a}_{om} (1 - \chi_1) \cdot H_{от} p, \quad (\text{VIII-39})$$

где $H_{от}$ — глубина установившейся (максимальной) чаши протаивания, определяемая по формуле (VIII-21) или по графикам СНиП II-Б.6—66;

$u_3^{(\gamma H)}$, $u_3^{(p)}$ — степени консолидации после окончания оттаивания соответственно от действия собственного веса

грунта и действия нагрузки, определяемые по табл. VIII-3, составленной Ю. К. Зарецким в зависимости от параметров

$$r_{от} = \frac{\beta_{от}}{2 \sqrt{c_m}}$$

и

$$N = \frac{\pi^2 c_m}{4 H_{от}^2} (t - t_{от}), \quad \text{где } \beta_{от} = \frac{H_{от}}{\sqrt{t_{от}}};$$

$t_{от}$ — время полного формирования чаши оттаивания.

В случае действия местной нагрузки (от фундаментов с определенной площадью подошвы) расчет величины и затухания осадок $s_{3t}^{(p)}$ во времени производят по методу эквивалентного слоя грунта, принимая треугольное очертание эквивалентной эпюры уплотняющих давлений с основанием, равным внешней нагрузке p , и высотой, равной удвоенному эквивалентному слою грунта $H_0 = 2h_s$ [формула (1-2)]*. Тогда

$$s_{3t}^{(p)} = \frac{H_0 a_{om} p}{2} (1 - \chi_1) \left\{ 1 - \frac{16}{\pi^2} \left[\left(1 - \frac{2}{\pi}\right) e^{-N} + \frac{1}{9} \left(1 + \frac{2}{3\pi}\right) e^{-9N} - \dots \right] \right\}, \quad (\text{VIII-40})$$

где

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4 H_0^2} \cdot t',$$

причем $t' = t - t_{от}$;

$$c_v = \frac{k_{фм}}{a_{om} \gamma_v};$$

a_{om} , $k_{фм}$ — коэффициент сжимаемости и коэффициент фильтрации грунта после его оттаивания.

Инженерный метод расчета протекания осадок оттаявших грунтов во времени по графикам, разработанным М. В. Малышевым, приведен в цитируемых ранее «Указаниях».

При проектировании фундаментов сооружений, возводимых на оттаивающих грунтах, необходимо предусматривать разрезку сооружений осадочными швами на отдельные жесткие отсеки, которые могут оседать независимо один от другого. Чтобы обеспечить жесткость таких отсеков, применяют сплошные фундаментные плиты под всем отсеком или системы жестких перекрестных железобетонных ленточных фундаментов, или, наконец, коробчатые фундаменты, которые могут воспринимать значительные неравномерные осадки основания**.

Глубину заложения фундаментов при возведении сооружений на оттаивающем основании следует принимать несколько больше глубины сезонного промерзания грунтов, причем должны быть предусмотрены меры борьбы с морозным пучением грунтов.

* Н. А. Цытович. Механика грунтов (краткий курс), 1968.

** Н. А. Цытович. Основания и фундаменты на мерзлых грунтах. 1958.

На рис. VIII-24, а показана схема жесткого коробчатого фундамента, а на рис. VIII-24, б — схема фундамента в виде жестких перекрестных железобетонных лент с применением противопучинистой засыпки.

При необходимости рассчитать осадку фундаментов на предварительно оттаявших грунтах используют обычно применяемые для немерзлых грунтов методы расчета осадок: метод элементарного суммирования и метод эквивалентного слоя, причем для сильно уплотняемых грунтов необходимо исходить из нелинейного уравнения компрессионной кривой, как это было изложено в разделе фундаментов на илах и заторфованных грунтах.

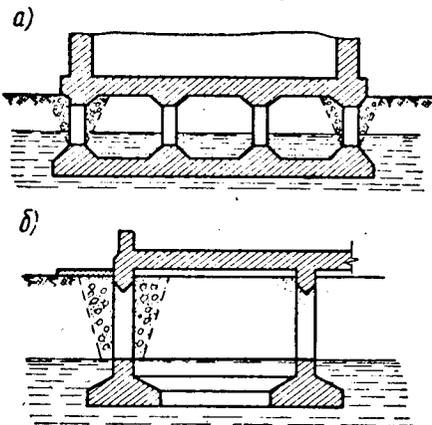


Рис. VIII-24. Конструктивные схемы фундаментов, возводимых на оттаивающих грунтах

Метод *предпостроечного оттаивания и уплотнение вечномерзлых грунтов* применяется преимущественно при неглубоком (порядка 5—7 м) залегании скальных и других малосжимаемых пород, когда толщина грунтов, существенно влияющая на осадки фундаментов, может быть после их оттаивания упрочнена или уплотнена.

В последние годы (1960—1970 гг.) с успехом стал применяться электрический метод предварительного оттаивания и упрочнения глинистых и других мелкодисперсных вечномерзлых грунтов, который проводится в два этапа: 1 — вначале производится электрическое оттаивание вечномерзлых грунтов переменным током на требуемую по прогнозу глубину с одновременным уплотнением оттаявшего грунта под действием собственного его веса и 2 — производится электроосмотическое обезвоживание и упрочнение оттаявшего грунта под действием постоянного тока *.

Из рассмотренных методов возведения сооружений на вечномерзлых грунтах наиболее целесообразными и перспективными методами, допускающими почти полную индустриализацию фундаментных работ, а следовательно, и более экономичными являются два: 1) возведение сооружений по методу сохранения мерзлого состояния грунтов основания с применением проветриваемого зимой

подполья и 2) возведение сооружений с предпостроечным оттаиванием и последующим уплотнением грунтов основания.

Отметим, что при возведении сооружений по первому принципу (с сохранением мерзлого состояния грунтов оснований) в настоящее время уже разработаны не только системы фундаментов (наиболее распространены свайные фундаменты, а также столбчатые фунда-

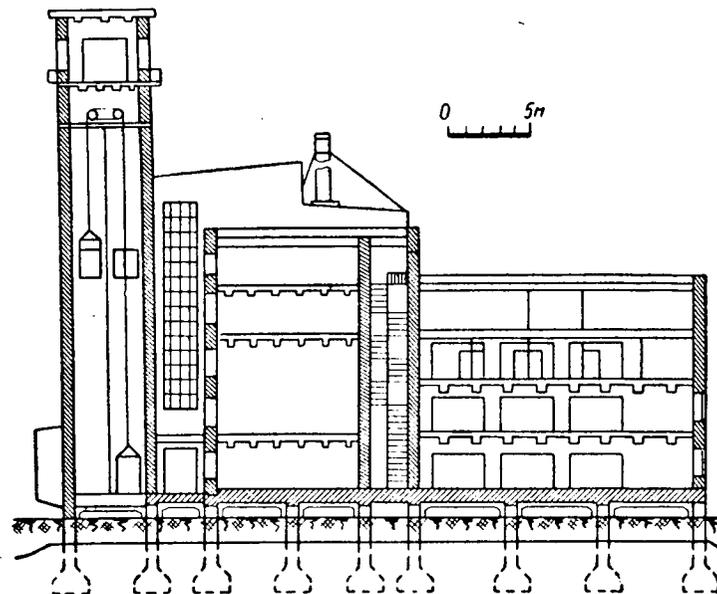


Рис. VIII-25. Разрез здания ЯЦЭС — первого промышленного сооружения, построенного по методу сохранения мерзлого состояния грунтов основания с применением проветриваемого зимой подполья

менты глубокого заложения), но и устройства санитарно-технических коммуникаций (водоснабжения, теплоснабжения, канализации и др.), что позволяет с успехом строить на вечномерзлых грунтах капитальные сооружения и современные города.

На рис. VIII-25 показан разрез *первого* промышленного здания, построенного по *методу сохранения мерзлого состояния* оснований, — здания Якутской центральной электростанции, запроектированного по расчетным формулам автора главы * и построенного при его консультации **. Это здание с 1933 г. эксплуатируется без каких-либо

* Н. А. Цытович. К вопросу расчета фундаментов сооружений, возводимых на вечной мерзлоте. Изд. Гипромеза, 1928.

** Н. А. Цытович, Н. И. Салтыков [и др.]. Фундаменты электростанции на вечной мерзлоте. Изд-во АН СССР, 1947.

недопустимых деформаций (при достаточно высокой температуре внутри здания), причем граница вечномерзлых грунтов под зданием не понизилась, а поднялась на 1,2 м против первоначального ее уровня.

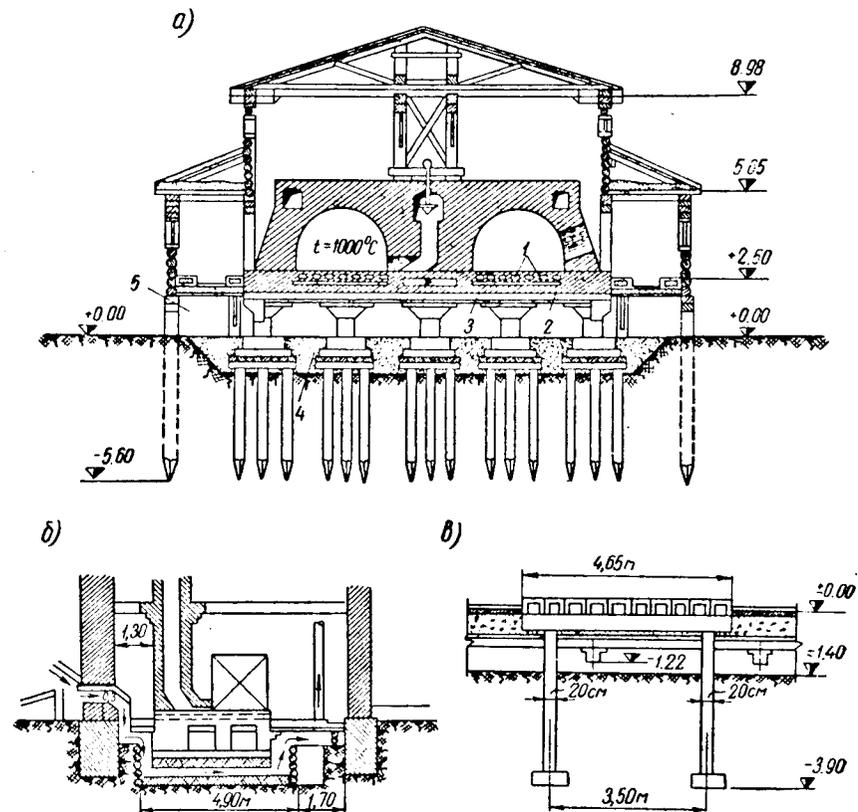


Рис. VIII-26. Примеры сооружений, построенных по принципу I — использования грунтов основания в мерзлом состоянии:

а — с проветриваемым зимой подпольем; б — с устройством охлаждающих каналов;
 1 — шанцевая кладка (пустотная); 2 — теплоизоляция; 3 — железобетонное перекрытие;
 4 — шпалы; 5 — проветриваемое подполье

На рис. VIII-26 показаны другие примеры успешного возведения сооружений по методу сохранения мерзлого состояния грунтов оснований: а) фундаменты под печи кирпичного завода с применением пустотной кладки под подом печи и проветриваемого подполья под всем зданием; б) здание котельной в г. Якутске с основанием, охлаждаемым вентиляционными каналами (по П. И. Мель-

никову); в) фундамент под котел со сплошным проветриваемым зимой подпольем в поселке Амдерма.

В заключение отметим, что впервые разработанные отечественными специалистами методы устойчивого строительства на вечномерзлых грунтах * позволяют успешно возводить современные многоэтажные здания с центральным отоплением, горячим водоснабжением и прочее и целые города (новые районы г. Якутска, г. Норильск и др.).

§ 41. ФУНДАМЕНТЫ НА НАБУХАЮЩИХ ГРУНТАХ

Набухающие глинистые грунты довольно широко распространены в СССР: в Поволжье, на Северном Кавказе, в Казахстане, Крыму и других сухих южных районах. Большие области набухающих грунтов имеются также в Индии, Ираке, Канаде, США и других странах.

Эти грунты при увлажнении увеличиваются в объеме (набухают), при этом в них развиваются значительные молекулярные силы набухания.

Многие сооружения, построенные на набухающих глинистых грунтах, имеют недопустимые деформации, вызванные неравномерным набуханием грунтовых оснований при их увлажнении. Так, например, по данным Е. А. Сорочана (НИИ оснований), неоднократный капитальный ремонт жилых зданий в г. Керчи, деформировавшихся от набухания оснований, обходится до 40% от их первоначальной стоимости.

Набухание маловлажных глинистых грунтов при их увлажнении представляет сложный физический и физико-химический процесс, обусловленный главным образом адсорбцией воды поверхностью глинистых частиц, лиосорбцией водно-коллоидных пленок, а также осмотическими и отчасти капиллярными явлениями.

Степень набухания маловлажных глинистых грунтов зависит от минералогического состава глинистых фракций (наибольшее набухание, примерно до 100%, имеют монтмориллонитовые глины, наименьшее — примерно до 15—20% — каолинистые), от влажности-плотности грунта перед увлажнением и от величины действующего давления.

Движение фронта намокания при увлажнении маловлажных набухающих грунтов, как показывают опыты МИСИ и других исследовательских организаций, происходит по закону диффузии,

* 1. Н. А. Цытович. К вопросу расчета фундаментов сооружений, возводимых на вечной мерзлоте. Изд. Гипромеза, 1928.

2. Его же. Лекции по расчету фундаментов в условиях вечной мерзлоты. Изд. Ленинградского института сооружений, 1933.

3. Основы геокриологии (мерзлотоведения), т. I и II. Изд-во АН СССР, 1959.

4. Союзные нормы и правила (СНиП II-Б.6—66). Стройиздат, 1967.

т. е. высота увлажнения h_t определяется выражением

$$h_t = \alpha \sqrt{t}, \quad (\text{VIII-41})$$

где α — постоянный коэффициент, определяемый опытом;
 t — время набухания.

Однако выражение (VIII-41) строго справедливо лишь при движении фронта набухания; при дальнейшем же увлажнении наблюдается отклонение от закона диффузии, и деформация набухания, в первый период линейно зависящая от \sqrt{t} , в последующем зависит от времени t по более сложному закону. Последнее объясняется внутриобъемным набуханием агрегатов грунтовых частиц, которые не успевают полностью развить свою поверхностную энергию (определяющую адсорбцию) при быстром продвижении фронта замачивания.

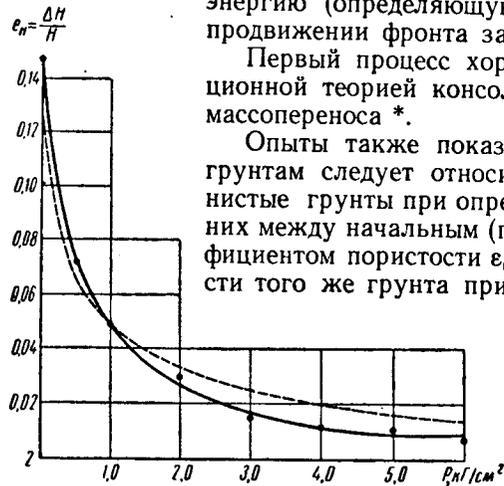
Первый процесс хорошо описывается фильтрационной теорией консолидации, второй — теорией массопереноса*.

Опыты также показывают, что к набухающим грунтам следует относить все маловлажные глинистые грунты при определенном соотношении для них между начальным (природного сложения) коэффициентом пористости e_0 и коэффициентом пористости того же грунта при влажности, соответствующей границе текучести e_T . По СНиПу это соотношение будет

$$\frac{e_0 - e_T}{1 + e_0} < -0,4. \quad (\text{VIII-42})$$

Однако некоторые авторы (Е. А. Сорочан, Ю. М. Абелев и др.) считают, что более правильным пределом будет величина меньше $-0,3$.

Рис. VIII-27. Зависимость величины относительного набухания e_n от величины действующего давления p кг/см² для образца набухающей глины с глубины 3,5 м



Общая величина набухания зависит не только от мощности (толщины) слоя набухающего грунта, но и от природной влажности грунтов (чем меньше влажность, тем набухание больше), от начальной плотности (возрастая почти линейно с увеличением плотности) и от величины внешнего давления, значительно уменьшаясь с его увеличением (рис. VIII-27).

* Н. А. Цытович, Ю. К. Зарецкий, З. Г. Тер-Мартirosян. Некоторые вопросы теории набухания грунтов при их замачивании. Доклады к III Азиатской региональной конференции по механике грунтов и фундаментостроению. Изд. НИИ оснований, 1967.

Величина относительного набухания e_n определяется по формуле

$$e_n = \frac{h' - h}{h}, \quad (\text{VIII-43})$$

где h — высота образца грунта природного сложения и влажности, обжатого без возможности бокового расширения заданным давлением p ;

h' — высота того же образца после замачивания при том же внешнем давлении.

Величина деформации оснований зданий и сооружений при набухании грунтов (согласно ТУ по проектированию оснований со-

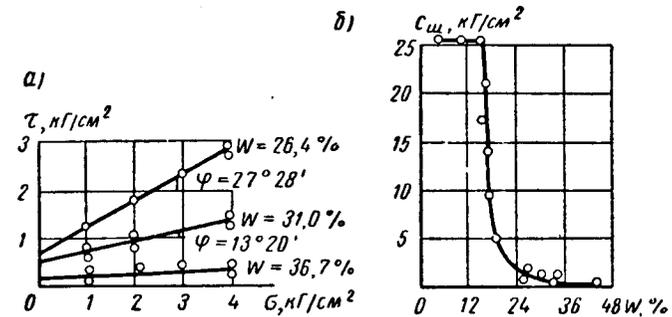


Рис. VIII-28. Изменение прочностных характеристик набухающих глин в зависимости от их увлажнения:

а — сопротивление прямому срезу; б — изменение сил сцепления (по шариковой пробе)

оружений на набухающих грунтах Института оснований, 1962 г.) определяется выражением

$$\Delta_n = \sum_{H_n} e_{ni} h_i m, \quad (\text{VIII-44})$$

где e_{ni} — величина относительного набухания рассматриваемого слоя при давлении от собственного веса грунта и внешней нагрузки;

h_i — толщина отдельных слоев;

m — коэффициент условий работы, меньший единицы;

H — глубина заложения фундамента;

H_n — суммарная толщина слоев набухающих грунтов, расположенных на 2 м выше горизонта грунтовых вод.

Набухание грунтов в основаниях сооружений бывает всегда неравномерным (вследствие неоднородности грунтов, неравномерности увлажнения и высыхания, затененности и пр.), что и вызывает деформации фундаментов и надфундаментных сооружений.

Механические свойства глинистых грунтов при набухании резко ухудшаются: изменяется сопротивление сдвигу — угол внутреннего трения уменьшается в несколько раз (рис. VIII-28, а), а сцепление — до 15 раз (рис. VIII-28, б); увеличивается деформируемость — по опытам МИИТа, модуль общей деформации при изменении влажности с 2 до 16% уменьшается с 400—250 до 50 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$ (рис. VIII-29).

Силы набухания возникают главным образом в результате адсорбционных молекулярных воздействий и по величине огромны.

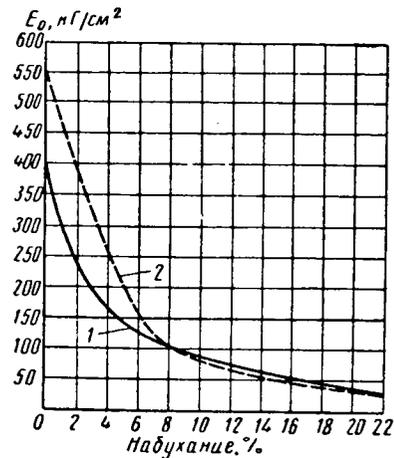


Рис. VIII-29. Изменение модуля общей деформации глинистых грунтов при набухании (по опытам МИИТа):

1 — перпендикулярно слоистости; 2 — параллельно слоистости грунтов

Методика их определения еще недостаточно установлена, так как величина сил набухания зависит от жесткости противодействующих набуханию конструкций или приборов (динамометров); во всяком случае, попытки измерить ее методом противодействия (на рычажных приборах) показывают, что величина сил набухания может достигать 12—15 $\kappa\Gamma/\text{см}^2$, т. е. до 150 $\text{T}/\text{м}^2$, что значительно превосходит обычные давления от фундаментов на их основания. Поэтому допускать развития сил набухания глинистых грунтов по подошве фундаментов ни в коем случае не следует.

Что касается сил набухания по боковой поверхности фундаментов (например, свай), то величина их определяется специальными опытами, которые устанавливают зависимость этих сил от влажности набухающих грунтов. Так, на рис. VIII-30 приведены результаты опытов кафедры «Механика грунтов, оснований и фундаментов» МИСИ, проведенных совместно с институтом «Гипрокаучук» (сотрудниками В. П. Боимом, Н. М. Дорошкевич и др.), по испытанию свай в набухающих грунтах: на рис. VIII-30, а — зависимость сопротивления грунта f по боковой поверхности свай, а на рис. VIII-30, б — сопротивления R под острием свай в зависимости от влажности набухающих грунтов. Те же опыты показали, что величина подъема свай в набухающих грунтах в высокой степени зависит от нагрузки на сваи, изменяясь (в отмеченных опытах) от 47 мм для ненагруженных свай до величин, близких к нулю, для свай, несущих нагрузку в 27 T (при сечении железобетонной сваи 30×30 см и мощности слоя набухающих глин около 3 м, перекрытых суглинком мощностью около 1,8 м).

Величина сопротивления набухающих грунтов по боковой поверхности и под острием свай нормируется СНиПом или определяется путем постановки специальных полевых опытов.

При возведении фундаментов на глинистых набухающих грунтах необходимо уменьшать возможные силы набухания и величину деформаций грунтов при набухании, увеличивая нагрузку на фундаменты, чему, однако, ставит предел несущая способность набухающих грунтов, которая должна определяться по показателям сопротивления сдвигу после набухания. Поэтому расчет фундаментов на набухающих грунтах (в том числе и свайных) необходимо вести по двум предельным состояниям: 1 — по несущей способности

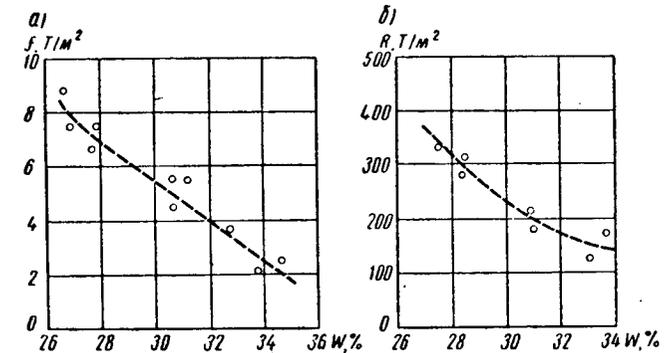


Рис. VII-30. Зависимость сопротивления набухающих грунтов от их увлажнения (влажности W):

а — по боковой поверхности свай (f $\text{T}/\text{м}^2$); б — под острием свай (R $\text{T}/\text{м}^2$)

основания в условиях максимального обводнения толщи набухающих грунтов и 2 — по допустимой величине подъема фундаментов в результате набухания грунтов.

Желательно подбирать такое сочетание давлений и размеров фундаментов, при котором подъем их при набухании будет минимальным, что, например, оказывается возможным при возведении тяжелых сооружений на грунтах с малой величиной набухания.

При строительстве сооружений на набухающих грунтах применяются следующие способы:

- 1) предварительное замачивание грунтов основания;
- 2) устранение неравномерности набухания грунтов;
- 3) применение фундаментов глубокого заложения (преимущественно свайных).

1. Способ *предварительного замачивания* заключается в увлажнении набухающих грунтов в строительном котловане на всю их толщу путем заливки дна котлована; для ускорения промачивания применяются специальный вертикальный дренаж и другие меры

увлажнения грунтов. При этом способе проектировать фундаменты необходимо по предельным деформациям набухания и по несущей способности основания.

2. Для устранения неравномерности набухания грунтов устраивают компенсирующие подушки из уплотненных послойно сыпучих грунтов, что приемлемо при устройстве массивных фундаментов, например, из перекрестных железобетонных лент и др. Размеры компенсирующих подушек устанавливаются «Указаниями НИИ оснований, 1926» и, в общем, толщина их принимается равной $1,1 \div 1,2$ от ширины фундамента, что обуславливает целесообразность устройства компенсирующих подушек лишь при нешироких фундаментах.

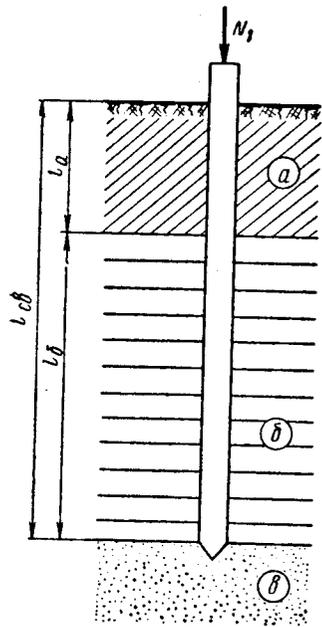


Рис. VIII-31. Схема работы свай в набухающих грунтах:
а, в — грунты ненабухающие;
б — грунт набухающий

3. Из фундаментов глубокого заложения наиболее широкое распространение в районах набухающих грунтов имеют свайные фундаменты, особенно сваи, бетонируемые на месте с уширенной пятой (по возможности) и основанием, закладываемым ниже просадочной толщи.

Для определения расчетного сопротивления свай при вертикальной на них нагрузке применяется обычная формула (VI-6) для висячих свай, но учитывается изменение свойств набухающих глинистых грунтов при их замачивании.

Приняв обозначения по рис. VIII-31, при постоянном сечении свай будем иметь

$$P = km_n [u (\sum f_i^a h_i^a + \sum f_{ni}^b h_i^b) + R^o F], \quad (\text{VIII-45})$$

- где P — расчетное сопротивление (несущая способность) свай;
 F — площадь поперечного сечения свай;
 u — периметр свай;
 f_i^a — сопротивление *ненабухающего* грунта по боковой поверхности свай (зона а на рис. VIII-31);
 f_{ni}^b — сопротивление полностью *набухающего* грунта по боковой поверхности свай (зона б на рис. VIII-31);
 h_i^a, h_i^b — толщина рассматриваемых слоев грунта;
 R^o — сопротивление *ненабухающего* грунта у нижнего конца свай;
 k — коэффициент однородности (обычно принимаемый равным 0,7);
 m_n — коэффициент, учитывающий влияние лидерной сваи (при $d_n \leq 0,5 d$, по опытам, $m_n \approx 0,8$; причем d_n — диаметр лидерной и d — диаметр несущей свай).

Следует отметить, что в набухающих грунтах необходимо рассчитывать сваи и на растяжение силами набухания и, кроме того, при проектировании свайных ростверков оставлять зазор между поверхностью грунта и ростверком, равный возможной величине набухания толщи набухающих грунтов.

§ 42. ФУНДАМЕНТЫ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ

1. Фундаменты при сейсмических воздействиях. Определение сейсмических нагрузок на фундаменты. Вследствие различных процессов, происходящих в недрах Земли (нарушение равновесия в плоскостях тектонических разломов, при провалах и обвалах, вулканических процессах и т. д.), в земной коре возникают землетрясения, которые оказывают воздействие на сооружения (сейсмическое воздействие).

Районы, где наблюдаются землетрясения, называются сейсмическими; их границы обозначаются на специальных картах сейсмического районирования. В СССР к сейсмическим районам относятся Средняя Азия, Кавказ, Закавказье, Карпаты, Прибайкалье, Камчатка, Курильские острова. Природа землетрясений рассматривается в курсах геологии. Исследованиями в этой области занимаются Институт Земли АН СССР и ряд других научных организаций, которые ведут систематические наблюдения и анализируют последствия землетрясений разной силы и продолжительности. Результатом такого анализа являются нормативные документы, содержащие указания по проектированию сооружений в сейсмических районах, которые обновляются по мере накопления новых материалов. В соответствии с данными последнего Ташкентского

землетрясения внесены дополнения в действующие инструкции.

Как известно, сила землетрясений оценивается по международной 12-балльной шкале. В СССР, по действующим нормам, сейсмическое воздействие на сооружения должно учитываться при землетрясениях силой в 7, 8 и 9 баллов. Расчетный балл уточняют в зависимости от грунтовых условий и от категории возводимых сооружений. Сейсмостойкость сооружений обеспечивается применением специальных мер в конструкциях (антисейсмические пояса, швы, применение каркасов и т. п.) и выполнением требований, предъявляемых в этих условиях к основаниям и фундаментам с целью создания надежного закрепления сооружения на земной поверхности при наличии динамического воздействия.

Фундаменты и основания должны быть рассчитаны на действие сейсмических сил, которые представляют собой силы инерции, возникающие в сооружении при колебаниях, возбуждаемых сейсмическими волнами. Величина сейсмической силы определяется по формуле

Таблица VIII-4

Сила землетрясения в баллах	Сейсмическое ускорение a , см/сек ²	Сейсмический коэффициент κ_c
7	10—25	1/10
8	25—50	1/20
9	50—100	1/10

$$S = \alpha \frac{Q}{g} a = \alpha \kappa_c Q, \quad (\text{VIII-46})$$

где Q — вес элемента сооружения и полезная нагрузка, приходящаяся на него;

g — ускорение силы тяжести;

α — сейсмическое ускорение, определяемое данными сейсмических станций (ориентировочные значения α приведены в табл. VIII-4);

κ_c — коэффициент, зависящий от динамических свойств сооружения (определяется по инструкции для проектирования).

Отношение сейсмического ускорения к ускорению силы тяжести называется сейсмическим коэффициентом $\kappa_c = \frac{a}{g}$.

Коэффициент α , обычно находящийся в пределах от 1 до 2, может быть представлен как произведение двух коэффициентов: коэффициента динамичности, связанного с периодом свободных колебаний сооружения или рассматриваемого элемента, опирающегося на данный фундамент, и коэффициента, зависящего от формы колебаний; величины их устанавливаются нормативными документами.

Сейсмическая сила, определяемая по формуле (VIII-46), может иметь любое направление. Поэтому выбирается наименее выгодное для фундамента направление (обычно горизонтальное). При определении давления грунта на ограждения учитывается увеличение этого давления за счет сейсмического воздействия.

Особенности выбора оснований и конструкции фундаментов. Выбор естественного основания, обеспечивающего наилучшие условия работы фундаментов, а следовательно и сооружения в целом, в значительной степени зависит от правильного выбора строительной площадки.

При выборе строительной площадки в сейсмических условиях необходимо избегать оползневых участков и участков, подрабатываемых горными выработками, а также вообще территорий с неблагоприятным рельефом (овраги, ущелья и т. п.). Грунты площадки должны быть устойчивыми: не следует выбирать грунты насыпные и сильно переувлажненные. Динамическое воздействие часто нарушает структурную прочность некоторых грунтов. Наилучшими по сейсмостойкости являются основания, сложенные невыветренными скальными и полускальными грунтами, плотными крупнообломочными грунтами и крупными песками.

Фундаменты всех частей сооружения следует закладывать на одной глубине, так как не рекомендуется использовать неоднородные основания. Фундаменты должны обладать возможно большей жесткостью и прочностью. В маложестких сооружениях (например, в зданиях) фундаменты под стены применяются непрерывного типа (при применении сборных фундаментов блоки тщательно замоноличиваются и связываются дополнительными арматурными поясами), под стойки — ленточные и перекрестные ленточные, а также сплошные фундаменты. В качестве материала фундамента следует использовать железобетон. Опыт показывает, что наилучшие качества в сейсмических условиях имеют ленточные и сплошные железобетонные фундаменты. Кроме того, хорошие результаты получены при осуществлении упругих сопряжений элементов зданий с фундаментами. По-видимому, в ряде случаев при заделке концов свай в плотные грунты и надежном закреплении их голов в прочных ростверках существенную помощь в работе на сейсмические воздействия могут оказать свайные фундаменты.

2. Фундаменты под машины. Фундаменты под машины воспринимают и передают основанию динамические нагрузки, возникающие при работе машины от движения неуравновешенных частей ее. Эти нагрузки, таким образом, представляют собой неуравновешенные силы инерции, которые могут быть периодически изменяющимися во времени, пульсирующими или ударными.

При действии кратковременных сил грунты проявляют упругие свойства, вследствие чего возникают вынужденные колебания фундамента на грунтовом основании, которые могут распространяться на значительные расстояния. Колебания фундамента нарушают работу машин и всего сооружения и могут оказать вредное воздействие на людей. Колебания способны также нарушать структуру некоторых грунтов (например, вызвать тиксотропные превращения в глинистых грунтах).

Основным показателем достаточности принятых размеров фундамента является допустимая величина амплитуды колебаний, которая определяется расчетом ($A < A_{\text{доп}}$, где $A_{\text{доп}}$ — предельная допустимая амплитуда).

Фундаменты под машины делятся на два основных типа: массивные и рамные.

Динамические характеристики оснований и я. Динамические свойства основания характеризуются, как известно, величинами динамического модуля упругости и коэффициента Пуассона. Однако для упрощения расчетов фундаментов на колебания обычно пользуются обобщенной характеристикой упругого основания, называемой коэффициентом упругого сжатия c_z , представляющим собой величину, на которую нужно умножить упругую осадку фундамента, чтобы получить значение равномерного давления на основание, вызывающего эту осадку. Ввиду того, что, кроме равномерного сжатия, основание может подвергаться также неравномерному сжатию (под действием момента) и сдвигу (под действием горизонтальной силы), для характеристики упругих свойств грунта в этих случаях применяются также коэффициенты пропорциональности между напряжениями и соответствующими деформациями, называемыми коэффициентом упругого неравномерного сжатия c_φ и коэффициентом упругого сдвига c_x . В результате обобщения большого числа экспериментальных данных в действующих нормах установлены простые зависимости c_φ и c_x от c_z , а именно:

$$\left. \begin{aligned} c_\varphi &= 2c_z; \\ c_x &= 0,7c_z. \end{aligned} \right\} \quad (\text{VIII-47})$$

Нормами установлены значения c_z в зависимости от величин нормативного давления на грунт основания $R^{\text{н}}$ (табл. VIII-5).

Таблица VIII-5

$R^{\text{н}}, \text{кг/см}^2$	1	2	3	4	5
$c_z, \text{Т/м}^3$	2000	4000	5000	6000	7000

Для более точного определения коэффициентов c_z , c_φ и c_x (с учетом влияния размеров фундамента и инерции грунта) О. А. Савинов дал следующие формулы:

$$\left. \begin{aligned} c_z &= c_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta ab} \right] \sqrt{\frac{p}{p_0}}; \\ c_\varphi &= c_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta ab} \right] \sqrt{\frac{p}{p_0}}; \\ c_x &= 0,7c_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta ab} \right] \sqrt{\frac{p}{p_0}} \end{aligned} \right\} \quad (\text{VIII-48})$$

где a и b — соответственно длина и ширина подошвы прямоугольного фундамента;

$p_0 = 0,2 \text{ кг/см}^2$ — давление под опытным штампом, использованным при определении коэффициента c_0 ;

p — давление, передаваемое на основание проектируемым фундаментом;

c_0 и Δ — постоянные упругости основания (c_0 принимается по табл. VIII-6, $\Delta = 1 \text{ м}^{-1}$).

Таблица VIII-6

Категория основания	Характеристика основания	Наименование грунта	$c_0, \text{кг/см}^2$ при $p_0 = 0,2 \text{ кг/см}^2$
I	Нежесткое	Глины и суглинки текучепластичные ($B > 0,75$)	0,6—0,7
II	Малой жесткости	Глины и суглинки мягкопластичные ($0,5 < B < 0,75$)	0,8
		Супеси пластичные ($0,5 < B \leq 1$)	1,0
		Пески пылеватые, водонасыщенные, рыхлые ($e > 0,80$)	1,2
III	Средней жесткости	Глины и суглинки тугопластичные ($0,25 < B \leq 0,5$)	2,0
		Супеси пластичные при $0 < B \leq 0,5$	1,6
		Пески пылеватые средней плотности и плотные ($e \leq 0,8$)	1,4
		Пески мелкие, средней крупности и крупные независимо от плотности и влажности	1,8
IV	Жесткое	Глины и суглинки твердые ($B < 0$)	3,0
		Супеси твердые ($B > 0$)	2,2
		Щебень, гравий, галька и дресва	2,6

3. Массивные фундаменты под машины периодического действия.

В машинах периодического действия возникают неуравновешенные силы инерции, меняющиеся во времени по периодическому закону. Частота изменения сил определяется числом оборотов машины в минуту n по известному выражению $\omega = \frac{2\pi}{60} n \left(\frac{1}{\text{сек}} \right)$.

Поскольку фундамент обладает значительной жесткостью по сравнению с жесткостью основания, для расчета его на колебания пользуются расчетной схемой, предложенной проф. Н. П. Павлюком*, рассматривающим фундамент с машиной как абсолютно твердое тело, опирающееся на упругое основание. Для улучшения

* Н. П. Павлюк. О колебаниях твердого тела, опирающегося на упругое основание. Сб. статей о вибрациях фундаментов. Госстройиздат, 1933.

работы массивного фундамента его обычно проектируют симметричной формы (с двумя вертикальными плоскостями симметрии) и машину располагают так, чтобы центр тяжести её и центр тяжести фундамента находились на одной вертикали, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента. В таких условиях амплитуда вертикальных колебаний A_z определяется как для системы с одной степенью свободы, а амплитуды вращательных A_φ и горизонтальных A_x колебаний вычисляются на основании решения уравнений для системы с двумя степенями свободы (рис. VIII-32)*:

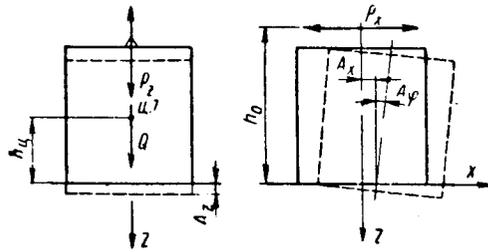


Рис. VIII-32. Схема перемещений массивного фундамента

ных A_x колебаний вычисляются на основании решения уравнений для системы с двумя степенями свободы (рис. VIII-32)*:

$$\left. \begin{aligned} A_z &= \frac{P_z}{K_z} \cdot \frac{1}{1 - \omega^2}; \\ A_\varphi &= \frac{P_x h_0}{K_\varphi} \cdot \eta; \\ A_x &= \left(\frac{P_x}{K_x} + \frac{P_x h_0 h_u}{K_\varphi} \right) \eta, \end{aligned} \right\} \quad (\text{VIII-49})$$

где K_z , K_x , K_φ — коэффициенты жесткости основания, равные:

$$K_z = c_z F; \quad K_x = c_x F; \quad K_\varphi = c_\varphi I;$$

h_0 — плечо силы P_x ;

F — площадь подошвы фундамента;

I — момент инерции площади подошвы фундамента относительно оси, проходящей через ее центр тяжести перпендикулярно плоскости колебаний;

* О. А. Савинов. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Стройиздат, 1964.

P_z , P_x — значения проекций на вертикальную и горизонтальную оси максимального значения возмущающей силы;

η — коэффициент динамичности (нарастания перемещений), вычисляемый по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \lambda_i^2};$$

λ_z , λ_1 — частоты собственных колебаний фундамента с машиной, соответственно вертикальных и вращательных. Для их определения применяются выражения:

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{K_z}{m}}; \quad \lambda_{1,2} = \sqrt{\frac{1}{2\gamma} [\lambda_x^2 + \lambda_\varphi^2 \pm \sqrt{(\lambda_x^2 + \lambda_\varphi^2)^2 - 4\gamma\lambda_x^2\lambda_\varphi^2}]};$$

m — масса фундамента с машиной;

$$\gamma = \frac{\Theta}{\Theta_0}$$

(Θ — момент инерции массы m относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести фундамента перпендикулярно плоскости колебаний; Θ_0 — то же, относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента параллельно плоскости колебания);

$$\lambda_x^2 = \frac{K_x}{m}; \quad \lambda_\varphi^2 = \frac{K_\varphi - Qh_u}{\Theta_0}$$

(Q — вес фундамента и машины).

Приведем наиболее простой вывод первой формулы (VIII-49) для амплитуды вертикальных колебаний A_z . Собственные колебания системы с одной степенью свободы описываются следующим дифференциальным уравнением:

$$mz'' = Z,$$

где m — масса тела;

z — вертикальная координата точки тела при вертикальном перемещении в любой момент времени t ;

Z — сумма проекций на вертикальную ось всех внешних сил, действующих на тело; в данном случае $Z = -K_z z$.

Тогда дифференциальное уравнение собственных вертикальных колебаний примет вид

$$z'' + \lambda_z^2 z = 0,$$

$$\text{где } \lambda_z = \sqrt{\frac{K_z}{m}}$$

частота собственных колебаний тела (выражение для λ_z^2 уже было дано выше).

Дифференциальное уравнение вынужденных колебаний тела под действием периодической силы, применяющейся по синусоидальному закону ($P_{zt} = P_z \sin \omega t$), будет иметь вид

$$z'' + \lambda_z^2 z = \frac{P_z}{m} \sin \omega t.$$

Решение этого уравнения получается как сумма общего решения уравнения собственных колебаний и частного решения вида

$$z_1 = A_z \sin \omega t,$$

характеризующего вынужденные колебания. Поскольку свободные колебания быстро затухают, практический интерес представляет

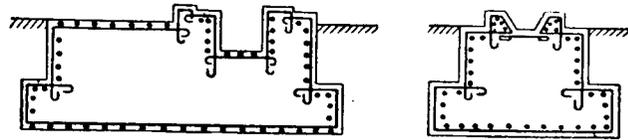


Рис. VIII-33. Фундамент под дизель-генератор из монолитного армированного бетона

последний член решения. Подстановка выражения для z_1 во второе дифференциальное уравнение дает первую формулу (VIII-49).

Следует отметить, что значения амплитуд по формуле (VIII-49) даны без учета эффекта затухания колебаний, вызываемого неупругими сопротивлениями, возникающими в грунте. Неупругие сопротивления уменьшают амплитуду колебаний (см. соответствующие формулы в книге О. А. Савинова; сноска на стр. 350).

Допускаются по действующим нормам следующие величины линейной амплитуды (для первой гармоники):

для машин с числом оборотов до 200 об/мин	— 0,25—0,30 мм
» » » » от 200 до 400 об/мин	— 0,15—0,20 мм
» » » » от 400 до 600 об/мин	— 0,10—0,15 мм
» » » » более 600 об/мин	— менее 0,10 мм

Из формул (VIII-49) нетрудно сделать вывод о том, что для уменьшения амплитуды колебаний следует увеличивать площадь подошвы фундамента. Поэтому обычно применяют фундаменты распластанного типа с развитой подушкой, выбирая минимальную

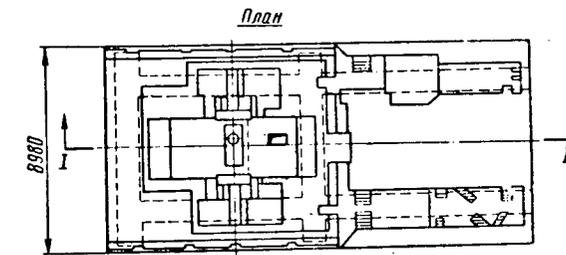
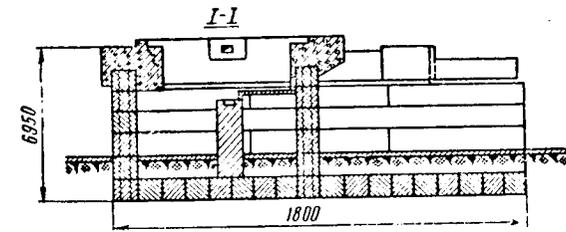


Рис. VIII-34. Сборно-монолитный фундамент под компрессор

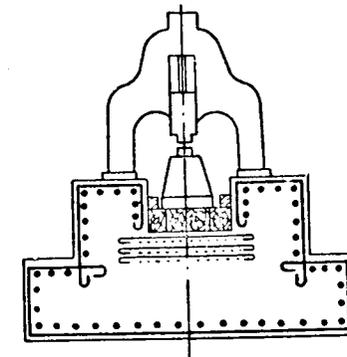


Рис. VIII-35. Фундамент под молот из монолитного армированного бетона

(по необходимой длине заделки болтов и по местным условиям) глубину заложения.

На рис. VIII-33 показан фундамент из монолитного армированного бетона под дизель-генератор. Применяется бетон М100—150; армирование конструктивное стержнями диаметром 12—20 мм по контуру (5—6 стержней на 1 пог. м в обоих направлениях) из расчета примерно 30—40 кг стали на 1 м³ бетона. Верхняя часть фундамента выполняется в соответствии с установочным чертежом машины.

В последние годы появились также сборные фундаменты. На рис. VIII-34 показана конструкция сборно-монолитного фундамента под горизонтальный компрессор из унифицированных дырчатых блоков, разработанная Фундаментпроектом. Все блоки имеют одинаковую ширину и высоту. С помощью отверстий, имеющих в блоках, образуются вертикальные колодцы, в которых помещаются замоноличенные бетоном арматурные каркасы.

4. Массивные фундаменты под молоты. Фундаменты под молоты проектируются в виде бетонных массивов из бетона М100—150, армированных горизонтальными сетками (рис. VIII-35). Под шаблонной брусчатой прокладкой обычно укладывается несколько сеток из 10 стержней на 1 пог. м (в каждом направлении) диаметром 10—12 мм. Остальная арматура — по контуру фундамента из стержней диаметром 16—20 мм.

Основная проверка фундамента на колебания — определение амплитуды колебаний — производится по формуле

$$A_z = 0,2 \frac{(1 + e) v Q_0}{\sqrt{K_z Q}}, \quad (\text{VIII-50})$$

где K_z — коэффициент жесткости основания;

Q — общий вес фундамента и молота;

Q_0 — вес падающих частей молота;

v — скорость падающих частей молота в момент, предшествующий удару, определяемая по формулам: для молотов одиночного действия $v = 0,9 \sqrt{2gh_0}$; для молотов двой-

ного действия $v = 0,65 \sqrt{2gh_0 \left(1 + \frac{pf}{Q_0}\right)}$

(где h_0 — высота падения молота; f — площадь поршня; p — среднее давление пара или воздуха; g — ускорение силы тяжести).

Допускаемая величина амплитуды 1,2 мм, за исключением случаев возведения фундаментов на водонасыщенных песках, когда эта величина должна быть снижена до 0,8 мм.

Кроме проверки на колебания, рассмотренной в п. 3 и 4, для всех массивных фундаментов должно быть проверено давление на грунт от действия статических сил; проверка производится по формуле

$$R \leq \alpha R^n,$$

где R^n — нормативное давление по СНиП II-Б. 1—62;

α — коэффициент, учитывающий наличие динамического воздействия и принимаемый для фундаментов под молоты равным 0,4, для фундаментов под машины периодического действия — 0,8.

Рамные фундаменты (железобетонные, монолитные и сборные) возводятся в основном под турбоагрегаты, моторгенераторы, шаровые мельницы и т. п. Указания по их расчету и конструированию имеются в технических условиях и специальной литературе — см. книгу О. А. Савинова (сноска на стр. 350).

ГЛАВА IX
ОСОБЕННОСТИ
ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ
ПО ВОЗВЕДЕНИЮ
И РЕКОНСТРУКЦИИ
ФУНДАМЕНТОВ

В данной главе приводятся лишь специфические особенности по производству работ при устройстве оснований и фундаментов. Более подробно производство работ по устройству наиболее распространенных типов фундаментов приведено в курсах «Технология

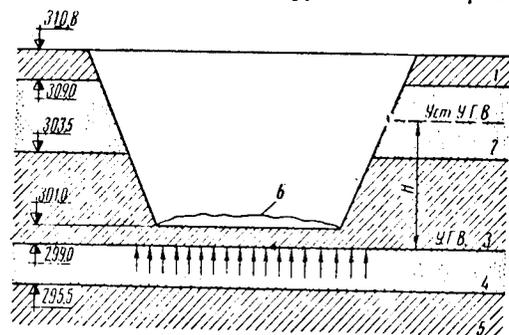


Рис. IX-1. Набухание дна котлована от воздействия напорной воды:

1 — растительный слой; 2 — маловлажные пески; 3 — суглинок; 4 — водонасыщенные пески с напорной водой; 5 — твердые глины; 6 — поверхность вспученного дна котлована

строительного производства работ нулевого цикла. При устройстве фундаментов необходимо организовать строительные работы таким образом, чтобы грунты основания естественной структуры или искусственно улучшенные не ухудшали бы своих свойств в процессе производства работ нулевого цикла.

В тех случаях, если обнаженный слой грунта основания котлована обладает свойством набухания, а котлован может быть обводнен или грунт на дне котлована находится под напором грунтовых вод (рис. IX-1), необходимо предусмотреть меры, предупреждающие ухудшение свойств грунтов в основании фундаментов (дренаж, понижение уровня грунтовых вод и т. п.).

Большинство влажных и водонасыщенных грунтов при промерзании обладают пучинистыми свойствами, поэтому при устройстве котлованов и закладке фундаментов в зимнее время принимаются

меры, предупреждающие морозное пучение грунтов (засыпка котлована шлаком, снегом, опилками и т. д.).

При устройстве оснований в котлованах не следует допускать скапливания воды (атмосферной или грунтовой) на дне котлована, так как у большинства неводонасыщенных грунтов при обводнении уменьшаются прочностные и деформативные характеристики. Кроме того, наличие воды в котловане резко усложняет производство работ по устройству фундаментов, поэтому принимаются специальные меры по отводу воды из котлованов. К таким мерам относятся: обваловывание котлована и планирование стройплощадки, устройство канав и колодцев (зумпфов) для откачивания воды из котлована, использование иглофильтров для понижения уровня грунтовых вод в котловане, применение шпунтовых ограждений, искусственное замораживание грунта стен котлованов и т. п.

Особое внимание при отрывке котлованов следует уделить обеспечению устойчивости стенок, особенно при значительной глубине котлованов. Обрушение стенок котлована создает угрозу для строителей, находящихся в котловане, а также значительно увеличивает объемы земляных работ. Обвалившийся грунт может вызвать разрушение сооружений и механизмов, находящихся вблизи бровки котлована.

§ 43. КРЕПЛЕНИЕ КОТЛОВАНОВ, ВОДОУЛИВ И ОСУШЕНИЕ ГРУНТОВ

1. Крепление котлованов. Стены котлованов, особенно глубоких, должны быть рассчитаны по устойчивости (первое предельное состояние). Откосы стен котлованов назначаются в зависимости от прочностных характеристик грунтов основания, прорезанных котлованом, и глубины котлована.

При отрыве котлованов в маловлажных глинистых грунтах глубиной до 1,5—2 м стены котлованов обычно не крепятся. Из условия сокращения земляных работ, а также при отрывке котлована в стесненных условиях на застроенной площадке стремятся создать котлованы с вертикальными стенами или с небольшими откосами.

Крепление вертикальных стенок обязательно при устройстве котлована в малопрочных водонасыщенных грунтах. Часто в этих условиях крепления не только предотвращают обрушение вертикальных откосов, но и препятствуют проникновению в котлован грунтовых вод.

Крепление траншей, отрываемых для укладки ленточных фундаментов, обычно осуществляется при помощи закладных креплений с инвентарными металлическими распорками (рис. IX-2).

Для больших котлованов с вертикальными стенками, а также при грунтовых водах, имеющих уровень выше дна котлована (особенно в тех случаях, когда грунтовые воды движутся с большой

скоростью), применяют шпунтовое ограждение котлованов. Шпунтовое ограждение для неглубоких котлованов (3—5 м) выполняется из деревянного шпунта (дощатого и брусчатого), а для котлованов глубиной более 5 м — из металлического или железобетонного. Наиболее часто применяется металлический шпунт, который после

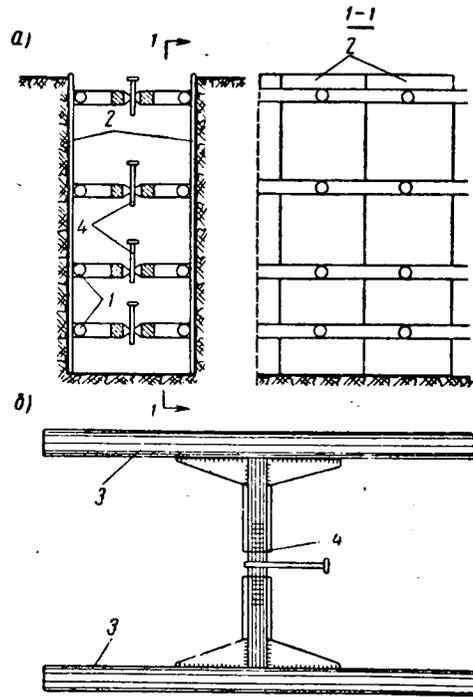


Рис. IX-2. Инвентарные металлические распорки для крепления траншей:

а — поперечный разрез траншеи; б — конструкция металлической распорной рамы; 1 — распорная рама; 2 — щит крепления; 3 — металлическая труба; 4 — распорный винт

ми глинистыми частицами, и металлическая шпунтовая стенка становится полностью водонепроницаемой.

После устройства шпунтовой стенки поверху шпунтины соединяются горизонтальной шпунтиной или швеллером, которые крепятся на болтах.

Для неглубоких котлованов и при достаточно прочных грунтах, расположенных ниже дна котлована, устойчивость шпунтовых стенок обеспечивается погружением шпунтин ниже дна котлована на определенную глубину. В тех случаях, когда погружение шпунтин в дно котлована недостаточно для обеспечения устойчивости

окончания земляных работ извлекается и может быть использован несколько раз.

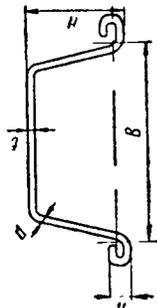
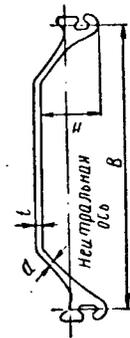
Металлический шпунт (табл. IX-1) выпускается в СССР трех типов: плоский (ШП-1) — для ограждения неглубоких котлованов (до 5—6 м), корытный (ШК-1) и Ларсен (Л-III, Л-IV, Л-V) — для ограждения глубоких котлованов.

Металлические шпунты имеют по своим краям замки различной конструкции: кулачково-обоймовый (ШП-1), двойной кулачково-обоймовый (ШК-1) и лапчатый (Ларсен), которые обеспечивают практическую водонепроницаемость шпунтовой стенки и возможность поворота шпунтины относительно соседней на угол 10—24° в зависимости от типа шпунта. Небольшие зазоры, которые имеются в замках, быстро заиливаются проходящей через стенку грунтовой водой со взвешенными

Таблица IX-1

Сортамент стального шпунта

Условное обозначение профиля	Размеры, мм				Площадь поперечного сечения F_p , cm^2	Вес G , кг	Момент инерции I_x , cm^4	Момент сопротивления W_x , cm^3
	B	H	h	a				
1. По ГОСТ 4781—55								
ШП-1	400	103	81	—	10	64	332	73
ШК-1	400	110	—	10	10	64	730	114
2. По ЧМТУ 5154—55								
Л-III	400	168	34	9,5	13	80	23200	1600
Л-IV	400	204,5	35,5	11	14,8	94	39600	2200
Л-V	420	196	36	13	21	127	50943	2962



стен котлована, шпунтовую стенку соединяют тягами с анкерными сваями, плитами и заглубленными конструкциями (заанкеренный шпунт), а при узких котлованах вместо анкеров устанавливаются распорки (рис. IX-3).

Анкерные тяги обычно располагают выше уровня грунтовых вод, на расстоянии не менее $h \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$. Натяжение анкерных тяг производится при помощи стяжных муфт.

Проектирование шпунтовых стенок включает расчеты по устойчивости и прочности шпунтовой стенки (глубину погружения и по-

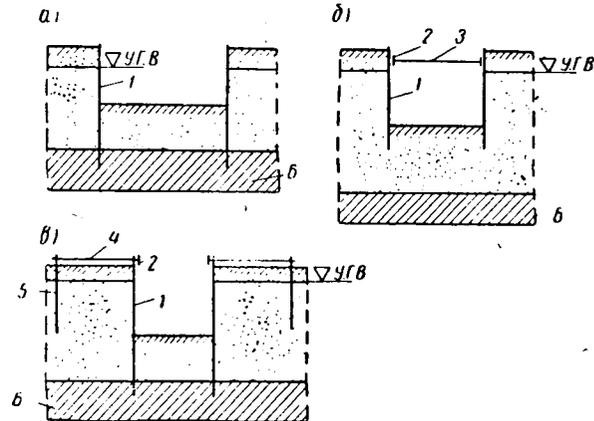


Рис. IX-3. Схемы шпунтовых ограждений:

а — незаанкерный шпунт; б — шпунт с распорками; в — шпунт с анкерными тягами; 1 — шпунт; 2 — обвязка; 3 — распорка; 4 — анкерная тяга; 5 — анкерная свая; 6 — водоупор

перечное сечение), поперечного сечения анкерных тяг и устойчивости анкерных опор, а также проектирование пояса и соединения анкеров.

Схемы для расчета незаанкеренного и заанкеренного шпунтов показаны на рис. IX-4.

При глубине забивки шпунта на глубину h устойчивость незаанкеренного шпунта (рис. IX-4, а) оценивается отношением момента относительно точки a всех активных сил M_a , действующих слева, к моменту пассивных сил M_n , действующих справа:

$$\frac{M_a}{M_n} \leq m,$$

где m — коэффициент условий работ, равный $m = 1,3 \div 1,8$.

Активные силы обусловлены активным давлением грунта на шпунтовую стенку (силы T_1 и T_2), а пассивные — пассивным давлением грунта (силы T_3).

Исследованиями последних лет было установлено, что классическая схема расчета подпорных стенок, рассматриваемая в курсе строительной механики, при применении для расчета шпунта должна быть скорректирована с учетом угла внутреннего трения грунта φ и угла трения грунта о поверхность стойки φ^0 . Коэффициенты ак-

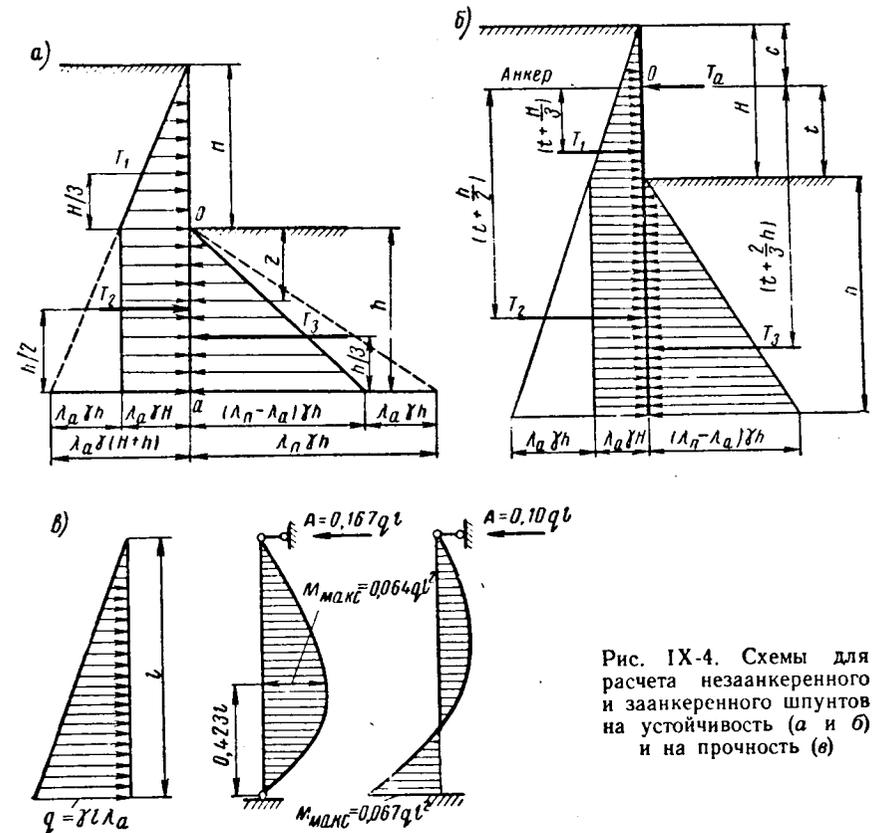


Рис. IX-4. Схемы для расчета незаанкеренного и заанкеренного шпунтов на устойчивость (а и б) и на прочность (в)

тивного λ_a и пассивного λ_n давлений в зависимости от φ и φ^0 определяются по графикам рис. IX-5. При расчетах устойчивости металлического шпунта значения φ^0 могут быть приняты равными от 0,5 φ до φ .

Расчет заанкеренного шпунта по устойчивости определяется с учетом того, что в момент потери устойчивости шпунтовая стенка будет поворачиваться вокруг точки O (место крепления анкера) внутрь котлована (рис. IX-4, б). Устойчивость такой стенки оценивается отношением момента всех активных сил M_a , действующих слева, к моменту пассивных сил M_n относительно точки O . Из этого

соотношения получим уравнение для определения глубины забивки шпунта ниже поверхности котловна.

Усилие в анкере определяется из уравнения всех сил на горизонтальную ось.

В отличие от незаанкеренной шпунтовой стенки у заанкеренной стенки верхний конец не перемещается. В зависимости от проч-

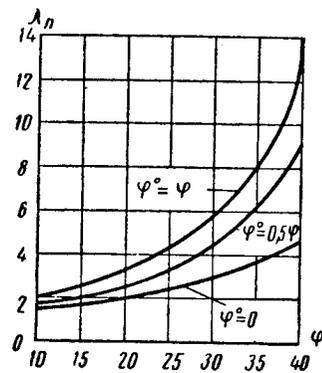
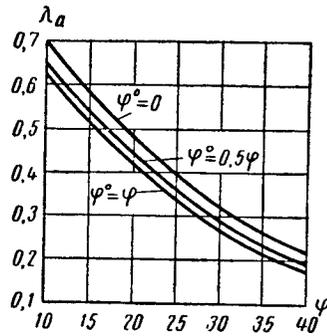


Рис. IX-5. Значение коэффициентов активного давления λ_a и пассивного давления λ_n

стенки вокруг котлована препятствуют просачиванию воды в котлован.

Искусственное замораживание грунтов осуществляется следующим образом. По контуру котлована погружается ряд колонок на глубину создания льдо-грунтовой завесы. Каждая колонка состоит из двух труб, находящихся одна внутри другой. Внутренняя труба, питающая наружную, — замораживающая. Колонка в нижней части имеет башмак и погружается в пробуренные скважины при помощи забивки с подмывом.

ностных свойств грунтов ниже дна котлована, глубины забивки и горизонтального давления на стенку прочность шпунтовой стенки может быть рассчитана по двум схемам: как балка, лежащая на двух опорах, и как балка, один конец которой заземлен (в грунте), а другой лежит на опоре (в месте закрепления анкера). В большинстве случаев действительный характер работы шпунтовой стенки соответствует промежуточному состоянию между этими расчетными схемами (рис. IX-4, в).

При устройстве шпунтовых ограждений глубоких котлованов, ниже дна которых залегают малопрочные грунты (ил, торф и т. п.), иногда устраивают два анкера к шпунтовой стене (двуханкерное закрепление).

Шпунтовые ограждения рассчитываются как гибкие подпорные стенки.

2. Искусственное замораживание грунтов. При устройстве котлованов в водонасыщенных грунтах, содержащих валуны, гравий и другие включения, которые препятствуют погружению шпунта, для крепления стен котлованов применяют искусственное замораживание грунтов. Образующиеся при замораживании льдо-грунтовые

При пропускании через колонку специальных охлаждающих растворов происходит теплообмен с окружающим колонку грунтом, и грунт замерзает, образуя льдо-грунтовую стену. В качестве охлаждающего раствора обычно применяется раствор хлористого кальция CaCl_2 , который при содержании 20—30% соли в растворе замерзает при температуре от -26 до -55°C . Охлаждение растворов и их нагнетание в замораживающие колонки производятся при помощи замораживающих аммиачных или углекислотных машинных установок.

Схема аммиачной замораживающей установки приведена на рис. IX-6. В сосуде-испарителе 1 охлаждается раствор хлористого кальция. Охлаждение происходит в результате пропускания через

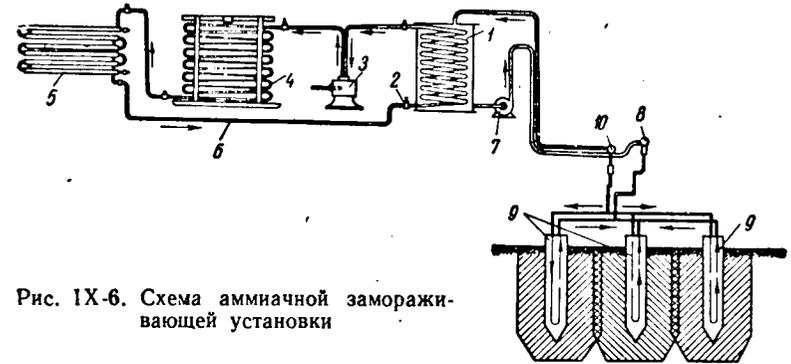


Рис. IX-6. Схема аммиачной замораживающей установки

змеевик, находящийся в сосуде-испарителе, жидкого аммиака, сжатого до $8-12\text{ ат}$. В змеевике происходит понижение давления до $1,55\text{ ат}$, в результате чего происходит испарение аммиака и при этом понижается температура до -25°C . После прохождения через змеевик холодные пары аммиака попадают в компрессор 3, где аммиак сжимается до $8-12\text{ ат}$, а температура его повышается до $90-100^\circ\text{C}$. Затем он попадает в конденсатор 4, где аммиак охлаждается, переходя из парообразного состояния в жидкое. Жидкий аммиак попадает в другой конденсатор — доохладитель 5, после которого по трубе 6 направляется к регулирующему вентилю 2, в котором давление аммиака опять понижается до $1,55\text{ ат}$. После этого аммиак попадает в змеевик в сосуде-испарителе 1 и цикл охлаждения повторяется.

Раствор хлористого кальция, охлажденный в испарителе 1 до $-25 \div -26^\circ\text{C}$, насосом 7 перекачивается через распределительный трубопровод 8 в замораживающие колонки 9 и после теплообмена с окружающим грунтом через коллектор 10 насосом подается в сосуд-испаритель 1, где раствор хлористого кальция снова охлаждается.

Замораживающие колонки обычно располагаются в ряд на расстоянии 1—2 м. Иногда колонки располагаются в несколько рядов.

Искусственное замораживание производится в два этапа. На первом этапе создается сплошная льдо-грунтовая стена по контуру котлована («активное замораживание»). В течение второго этапа замораживание грунта производится в другом режиме, для того чтобы сохранить целостную сплошную льдо-грунтовую стену данной толщины («пассивное замораживание»)*.

Если замораживание грунтов производится только для создания водонепроницаемой завесы, наименьшая толщина льдо-грунтовой стенки принимается равной 15—20 см. При использовании льдо-грунтовой стенки как крепления стенок котлована толщина ее определяется по расчету замороженной стенки как подпорной стенки от давления талого грунта и воды. При использовании льдо-грунтовой стенки в течение длительного времени в расчет устойчивости следует ввести величину длительной прочности льдо-грунта (см. § 40).

Расчет количества тепла, которое необходимо отнять от тела для замораживания грунта и воды (отдельно для воды и грунта) до заданной температуры t_2 может быть произведен по формуле

$$q = V \gamma_w c_t (t_1 - t_2) \text{ (кал)}, \quad (\text{IX-1})$$

где V — объем охлаждаемой воды или скелета грунта, м^3 ;
 c_t — удельная теплоемкость; для грунтов $c_t = 0,2 \text{ кал/кг} \times$
 $\times \text{град}$; для льда $c_t = 0,5 \text{ кал/кг} \cdot \text{град}$; для воды $c_t =$
 $= 1,0 \text{ кал/кг} \cdot \text{град}$;
 t_1, t_2 — начальная и конечная температуры охлаждаемой среды, град.

Чтобы определить общее количество тепла, которое необходимо отнять у грунта для образования льдо-грунтовой стенки Q_1 , по формуле (IX-1) отдельно определяют количество тепла q_1 для охлаждения воды в порах до 0°C , количество тепла q_2 , необходимое для замерзания этой воды при 0°C (скрытая теплота льдообразования равна 80 кал на 1 кг воды), количество тепла q_3 на охлаждение льда от 0°C до необходимой температуры t_2 и количество тепла q_4 , необходимое для охлаждения скелета грунта от температуры t_1 до температуры t_2 . Общее количество тепла Q_1 будет равно

$$Q_1 = q_1 + q_2 + q_3 + q_4. \quad (\text{IX-2})$$

Замораживающая установка должна производить такое количество холода в час, чтобы заморозить весь грунт вокруг всех замораживающих колонок.

Так как при замораживании грунта неизбежны потери в холодильной установке и в рассольной сети в среднем 10—15%, про-

* Х. Р. Х а к и м о в. Искусственное замораживание грунтов. Госстройиздат, 1962.

изводительность замораживающей установки должна быть больше на 15%, чем требуется для всех замораживающих колонок.

В зависимости от требуемого количества тепла в час выбирают количество и мощность компрессоров и холодильного оборудования.

После создания льдо-грунтовой стенки в период «пассивного замораживания» работает часть агрегатов замораживающей установки.

Как показала практика замораживания стенок различных котлованов, период создания льдо-грунтовой стенки (активное замораживание) занимает 40—70 суток.

Контроль качества искусственного замораживания производится путем периодического замера температур льдо-грунтовой стенки, температур растворов (подводящего к колонкам и в отводящей трубе), наблюдением за уровнем грунтовых вод и другими показателями.

3. Понижение уровня грунтовых вод. При отрыве котлованов ниже уровня грунтовых вод в большинстве случаев на время производства работ по устройству фундаментов необходимо понизить уровень грунтовых вод. Осушение котлованов осуществляется при помощи открытого водоотлива, глубинного водоотлива и электроосушением грунта.

Открытый водоотлив производится следующим образом. На дне котлована устраиваются приемные колодцы (зумпфы) глубиной 0,5—0,7 м, которые засыпаются крупнозернистым песком и гравием, и система канавок глубиной 0,3—0,6 м или в оплывающих грунтах система горизонтальных трубчатых дрен по площади всего котлована с уклоном в сторону приемных колодцев.

Из приемных колодцев вода откачивается насосами. Откачивать грунтовую воду прямо из котлована запрещается, так как в результате возникающего гидродинамического давления происходит уплотнение грунтов дна котлована (см. рис. IX-1).

Понижение грунтовых вод в котловане наиболее эффективно осуществляется глубинным водоотливом. При глубинном водоотливе по контуру будущего котлована устраивают скважины, оборудованные фильтрами. Скважины заглубляются ниже дна котлована на 3—7 м и из них производят откачку воды. При откачке воды уровень грунтовых вод понижается по депрессионной кривой ниже дна котлована, в результате чего земляные работы и устройство фундаментов ведутся в сухом котловане.

Так как вода поступает в скважины ниже дна котлована, возникающее при движении воды гидродинамическое давление уплотняет грунты дна котлована и откосов.

Откачка воды из скважин производится при помощи иглофильтровых установок и колодцев с глубинными насосами. Существует два типа иглофильтровых установок: легкие иглофильтровые установки (ЛИУ) и эжекторные иглофильтры.

Легкие иглофильтровые установки состоят из иглофильтров, насосов, всасывающего коллектора и соединительных деталей (рис. IX-7).

Иглофильтр состоит из фильтрового звена длиной 1—1,25 м диаметром 50 мм, которое соединено с вертикальной металлической трубой диаметром 38 мм, длиной до 8,5 м, отводящей воду к всасывающему коллектору диаметром 100—150 мм, оборудованному центробежным насосом и вакуумным насосом для откачки воздуха из системы. Иглофильтр погружается в грунт под действием собственного веса при помощи подмыва грунта под накопником.

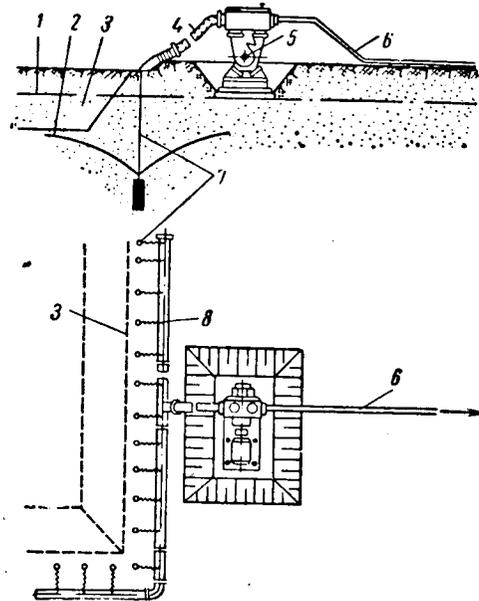


Рис. IX-7. Схема понижения грунтовых вод иглофильтровой установкой:

1 — природный уровень грунтовых вод; 2 — депрессионная кривая; 3 — котлован; 4 — всасывающий рукав; 5 — насос; 6 — напорный трубопровод; 7 — иглофильтр; 8 — всасывающий коллектор

Теоретически высота всасывания насосов легких иглофильтровых установок равна 8,5 м. В связи с потерями в коллекторе и неплотностями соединений во всей системе, а также в связи с тем, что при откачке воды из иглофильтров кривая понижения уровня грунтовых вод (депрессия) имеет максимальное понижение в месте расположения иглофильтра, полезная глубина понижения уровня грунтовых вод легкими одноярусными иглофильтрами не превышает 4—5 м. Для понижения уровня грунтовых вод на большую глубину применяют многоярусные установки.

Легкие иглофильтровые установки (ЛИУ) применяются для понижения уровня грунтовых вод в грунтах, коэффициент фильтрации которых изменяется от 0,05 до 0,002 см/сек.

Эжекторные иглофильтры применяются для водопонижения в грунтах, у которых коэффициент фильтрации более 0,0001 см/сек, для откачки газонасыщенной воды. Эжекторные иглофильтры понижают уровень грунтовых вод на глубину до 25 м (при одноярусной установке иглофильтров).

В тех случаях, когда погружение иглофильтров невозможно или когда приток воды к колодцу велик (вблизи находится водоем), применяются буровые колодцы с глубинными насосами. Для этого в обсадную трубу пробуренной скважины опускают фильтр (металлические, асбестоцементные, керамические или другие трубы, с отверстиями). В качестве фильтра иногда применяются стержневые каркасы, обтянутые металлической (латунной) сеткой, тканью из стекла или пластиком. После опускания фильтра в пробуренную скважину обсадная труба извлекается, а зазор между фильтром и грунтом засыпают крупным песком или песчано-гравийной смесью.

Откачка воды из буровых колодцев производится при помощи погружных насосов, опускаемых внутрь фильтра. Погружные насосы применяются как с электродвигателем, установленным над устьем скважины (типа артезианских турбинных колодцев АТК) и соединенным вертикальным валом с насосом в фильтре, так и с вертикальным центробежным насосом с мотором, работающим под водой в скважине. Откачиваемая вода подается по водоподъемным трубам, а затем отводится самотеком по лоткам или трубопроводам (рис. IX-8).

Чтобы осуществить водопонижение в грунтах, имеющих коэффициент фильтрации меньше 0,0001 см/сек, применяется электроосушение в сочетании с водопонижением иглофильтрами. Электроосушение производится по следующей технологии. По периметру котлована на расстоянии 1,5—2 м располагаются иглофильтры, а между иглофильтрами и бровкой котлована на глубину погружения иглофильтров опускаются металлические стержни (обычно газовые

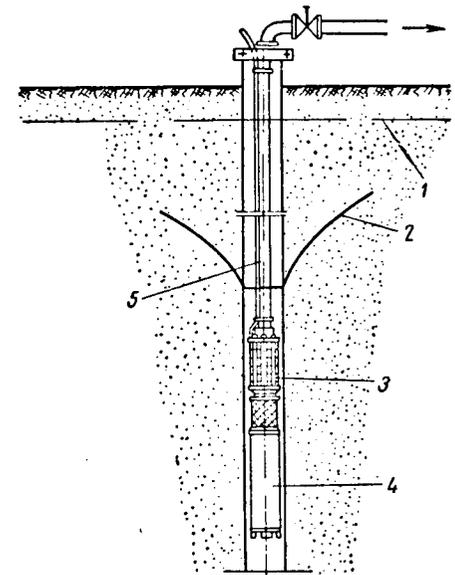


Рис. IX-8. Схема понижения грунтовых вод глубинным насосом с подводным электродвигателем:

1 — природный уровень грунтовых вод; 2 — пониженный уровень грунтовых вод; 3 — насос; 4 — электродвигатель; 5 — напорный трубопровод

трубы диаметром 38 мм) в шахматном порядке по отношению к иглофильтрам (рис. XI-9).

Все стержни подсоединяются к положительному полюсу источника постоянного тока (напряжение 30—60 в), а коллектор иглофильтровой установки — к отрицательному. Под воздействием электрического тока рыхлосвязанная поровая вода переходит в свободную воду, перемещается от анода к катоду и откачивается иглофильтрами.

Перемещение происходит не только между электродами, но и в пределах всего осушаемого массива. Для более эффективной работы иглофильтровой установки вокруг труб иглофильтра устраивается песчаная обсыпка, устье скважины тампонируется глиняной пробкой и создается вакуум в скважине и окружающем грунте, подсоединяя вакуумнасосы к всасывающему коллектору установки.

В качестве источников постоянного тока обычно используются электросварочные агрегаты.

По данным практики электроосушения (иногда этот метод называется электроосмотическим во-

Рис. IX-9. Схема электроосмотического водопонижения:

1 — иглофильтр-катод; 2 — труба-анод; 3 — коллектор; 4 — токопровод; 5 — насос; 6 — источник тока

допонижением), на 1 м³ осушаемого грунта требуется от 5 до 40 квт·ч электроэнергии.

4. Ограждение котлованов на местности, покрытой водой. Для ограждения котлованов на местности, покрытой водой (на акваториях), применяются перемычки. В зависимости от глубины и скорости течения воды, а также размеров котлованов применяются грунтовые перемычки, однорядные и двухрядные деревянные шпунтовые перемычки с грунтовым заполнением, однорядные перемычки из металлического шпунта, ячеистые перемычки из металлического шпунта, заполненные грунтом, ряжевые перемычки из деревянных брусьев, козловые перемычки, а также перемычки из льда и естественно замороженного грунта (рис. IX-10).

Перемычки должны быть рассчитаны на устойчивость. Высота перемычки назначается с учетом максимально возможного поднятия уровня воды и высоты волны в водоеме.

Грунтовые перемычки изготавливаются из песчаных и глинистых грунтов. Обычно они применяются, если скорость течения воды не превышает 0,1 м/сек. При скоростях течения более 0,1 м/сек наружные откосы перемычек укрепляются мощением, фашинами и т. п.

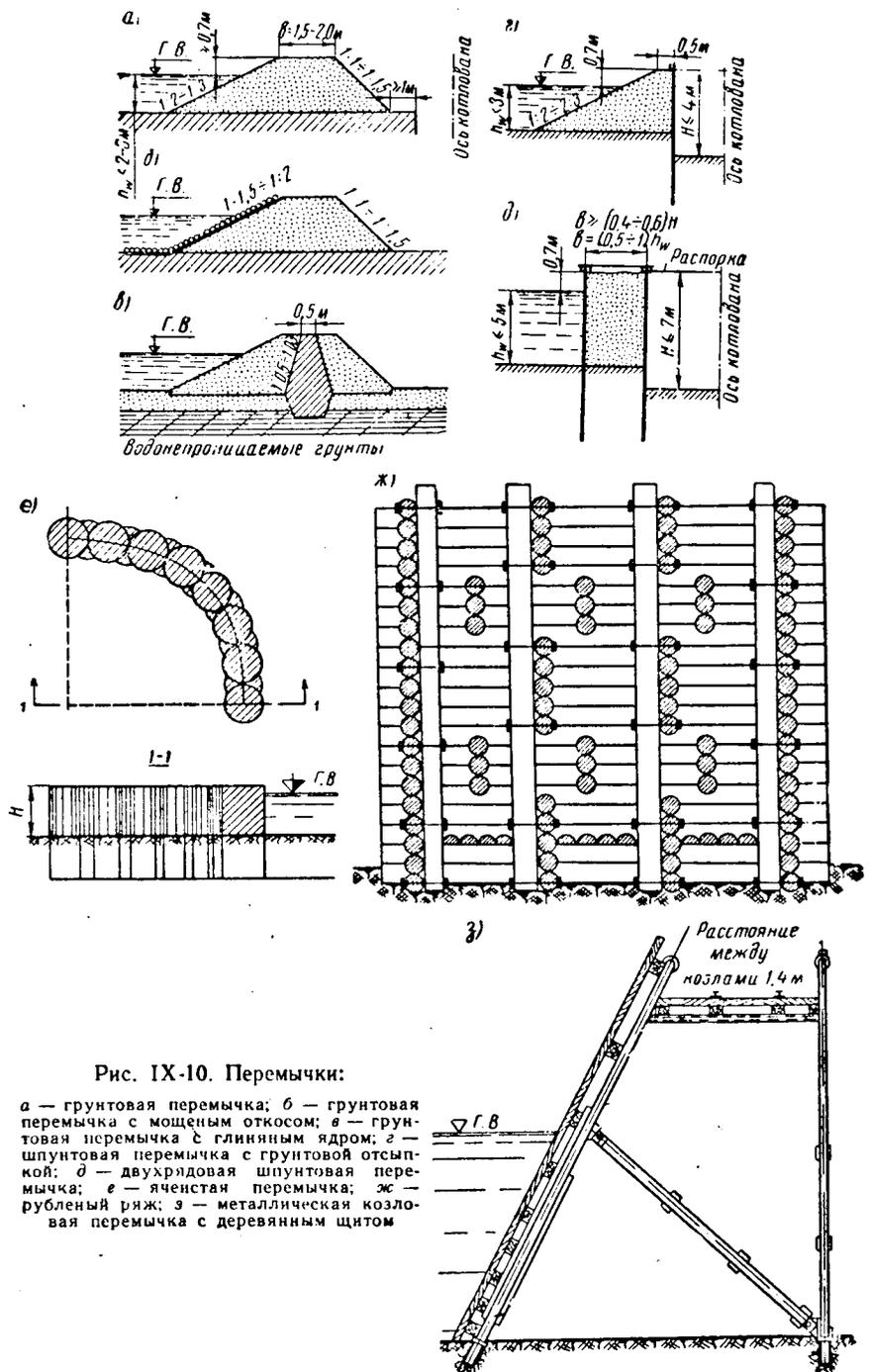


Рис. IX-10. Перемычки:

а — грунтовая перемычка; б — грунтовая перемычка с мощным откосом; в — грунтовая перемычка с глиняным ядром; г — шпунтовая перемычка с грунтовой отсыпкой; д — двухрядовая шпунтовая перемычка; е — ячеистая перемычка; ж — рубленый ряж; з — металлическая козловая перемычка с деревянным щитом

Если грунты тела перемычки имеют большую проницаемость, в грунтовых перемычках устраивают глиняное ядро, которое прорезает основание до водоупора. Наиболее широко распространенные перемычки, устраиваемые из местных грунтов, имеют размеры поверху 2 м, с откосом 1—1,5 со стороны котлована и внешним 2—3.

Для проектирования грунтовых перемычек необходимо провести расчеты устойчивости откосов, грунтов основания и фильтрационные расчеты.

В лесных районах при устройстве перемычек высотой до 4—5 м и отсутствии пригодного грунта для грунтовых перемычек, а также в тех случаях, когда скорость течения воды превышает 1,0 м/сек, применяются одно- и двухрядные деревянные шпунтовые перемычки с грунтовым заполнением. Грунтовая засыпка уменьшает водопроницаемость деревянной шпунтовой стенки, а внутренний шпунтовой ряд (при двухрядной шпунтовой стенке) служит ограждением котлована ниже дна водоема. Две шпунтовые стенки соединяются между собой системой растяжек и распорок.

Перемычки из металлического шпунта устраиваются однорядными, так как обладают высокой водонепроницаемостью (сортмент стального шпунта, изготовляемого в СССР, приводится в табл. IX-1). Они применяются при глубине воды до 12 м. После возведения фундаментов металлический шпунт извлекается и может использоваться несколько раз.

Расчет шпунтовых деревянных и металлических стенок производится как гибких подпорных стенок.

При значительных размерах котлована (для строительства отдельных цехов, ТЭЦ и т. п.) при большой глубине воды применяются перемычки из металлического шпунта в виде ячеек, которые заполняются грунтом. Диаметр ячейки обычно принимается равным высоте H ячейки от поверхности грунта. Глубина забивки шпунтин ниже поверхности грунта принимается равной $(0,5 \div 1,0) H$ и контролируется расчетом.

При ограждении котлованов на грунтах, не допускающих забивку шпунта, устраиваются ряжевые перемычки. Ряж представляет собой деревянный сруб, заполненный камнем. Ряжи бывают сквозные из брусев, укладываемых с промежутками, равными высоте бруса, и сплошные. Сквозные ряжи обшиваются двухслойными дощатыми щитами с гидроизоляционной прослойкой, которые являются водонепроницаемым экраном. Иногда экран устраивается из металлического шпунта.

На полускальных и скальных грунтах устраиваются также козловые перемычки. Они состоят из металлических козел, стойки которых устанавливаются в специально пробуренные скважины. По козлам устраивается водонепроницаемый экран из деревянных щитов.

В районах Сибири и Севера с устойчивой зимой могут быть применены перемычки из льда для защиты котлована от поверхностных вод, а ниже дна водоема стены котлована могут быть укреплены естественным замораживанием откосов котлована.

§ 44. ПОДГОТОВКА ОСНОВАНИЙ И УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ

Выемку котлованов и производство работ по устройству фундаментов следует выполнять в сжатые сроки. Грунты основания в открытом котловане следует оберегать от увлажнения, предусматривая открытый водоотлив, и от промораживания, в необходимых случаях утепляя открытую поверхность котлована.

При устройстве котлованов землеройными машинами следует предусматривать меры по сохранению естественной структуры грунтов для котлована. Для этого при отрывке котлованов скреперами, бульдозерами грунт не добирают на 10—15 см. При использовании одноковшовых экскаваторов величина недобора должна составлять 30 см. Недобранный грунт разрабатывается вручную или средствами малой механизации. При разрыхлении грунтов основания они уплотняются катками, вибротрамбовками и тяжелыми трамбовками (см. § 18). О приемке котлована составляется акт на скрытые работы.

После устройства котлована на дне путем забивки кольшников разбиваются оси расположения фундаментов и намечается пересечение этих осей. Затем

по осям устанавливается опалубка для монолитных бетонных и бутобетонных фундаментов или сборные железобетонные фундаменты.

Сборные фундаменты под стены устраивают из блоков-подушек и стеновых (подвальных) блоков, а под колонны — из одного элемента, в верхней части которого имеется гнездо для установки колонны (рис. IX-11). Если по проекту площадь фундаментного башмака требуется большей, чем имеющиеся железобетонные башмаки заводского изготовления, под башмаки колонн устраивают железобетонные фундаменты из сплошных плит или блоков.

Перед установкой сборных фундаментов производится подготовка контактного слоя — укладывается слой крупного или среднезернистого песка толщиной 10 см. Для улучшения контакта между фундаментом и грунтом на твердые неводонасыщенные грунты вместо песка часто укладывается слой цементного или известкового раст-

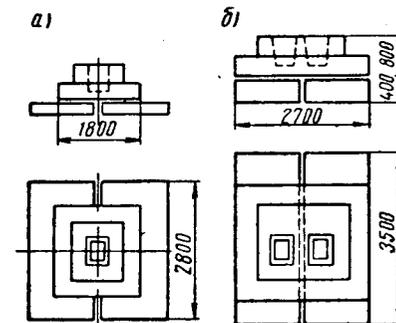


Рис. IX-11. Составные сборные фундаменты под колонны:

а — под одну колонну; б — под спаренные колонны

вора толщиной не менее 5 см непосредственно перед монтажом фундаментных подушек.

Перед устройством сборных или монолитных фундаментов на водонасыщенных грунтах обязательна подготовка под фундаменты из уплотненного слоя песка или щебня толщиной 10—15 см.

§ 45. РЕКОНСТРУКЦИЯ ФУНДАМЕНТОВ И УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ

Реконструкция фундаментов и усиление оснований фундаментов производится при увеличении нагрузок на фундаменты в результате надстройки зданий, расширения и изменения технологии производства в промышленных сооружениях, при разрушении фундаментов (в результате воздействия агрессивных вод, вибрации и т. п.), а также при возведении фундаментов соседних сооружений на глубине ниже фундаментов существующего сооружения.

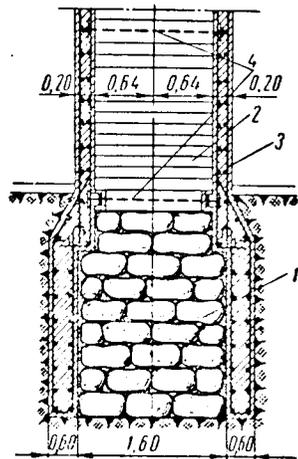


Рис. IX-12. Усиление стены подвала и фундамента железобетонными обоймами:

1 — бутовый фундамент; 2 — стена подвала; 3 — железобетонная обойма; 4 — анкеры

земных выработок, а также неправильного определения прочностных и деформативных характеристик грунтов основания.

Методы усиления фундаментов и оснований зависят от целей такого усиления, свойств грунтов основания, конструкции фундаментов и всего сооружения, а также от сроков производства работ. Ниже приводятся наиболее характерные приемы усиления фундаментов и оснований.

Усиление прочности кладки бутового фундамента производится нагнетанием цементного раствора (1 : 1) под давлением через металлические трубки диаметром 20—38 мм. Наиболее часто кирпичные,

бутовые и железобетонные фундаменты усиливают, устраивая железобетонные обоймы, которые соединяются друг с другом метал-

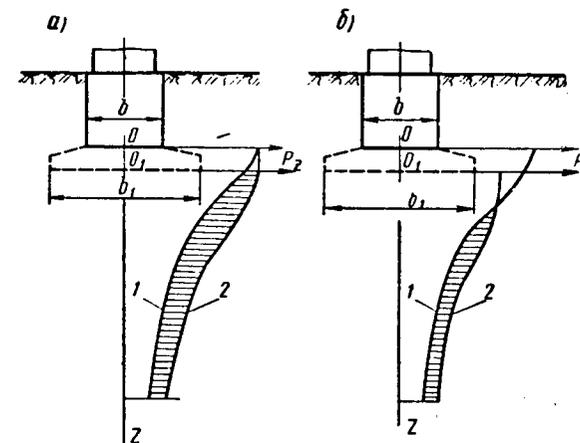


Рис. IX-13. Эпюры напряжений p_z при подведении железобетонных плит под фундамент:

а — при равном напряжении под подошвой фундамента и подведенной плиты; б — при уменьшении напряжения под подошвой после подведения плиты;
1 — эпюра сжимающих напряжений под центром фундамента до подводки плиты; 2 — эпюра после подводки плиты

лическими стержнями-анкерами (рис. IX-12).

Для повышения жесткости всего деформированного здания со сборными железобетонными и прерывистыми фундаментами производится замоноличивание фундаментов путем заполнения бетоном промежутков между отдельными сборными фундаментными подушками и постановкой железобетонных обойм. Анкеры размещаются в промежутках между фундаментными подушками.

В тех случаях, когда требуется увеличить площадь подошвы фундаментов, кроме устройства железобетонной обоймы необходимой толщины, подводятся также железобетонные плиты под подошву существующего фундамента (рис. IX-13). Этот прием применяется и при необходимости увеличить заглубление фундамента.

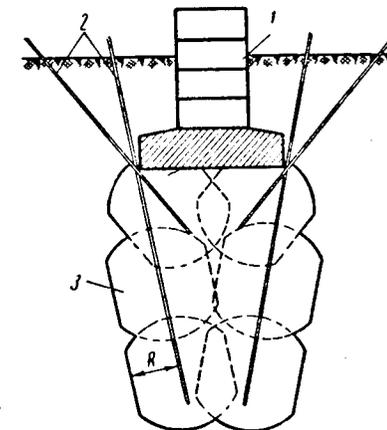


Рис. IX-14. Схема силикатизации основания под фундаментом деформированного здания:

1 — фундамент; 2 — иньектор; 3 — укрепленная зона от одной заходки

Работы по подводке фундаментов предусматривают удаление грунта под подошвой старого фундамента, поэтому устраиваются временные и постоянные крепления и опоры для обеспечения целостности сооружений в период усиления фундамента.

При усилении ленточных фундаментов и прямоугольных фундаментов большой площади работы по подводке фундаментов производятся небольшими участками по длине фундаментов и не требуют дополнительных креплений стен.

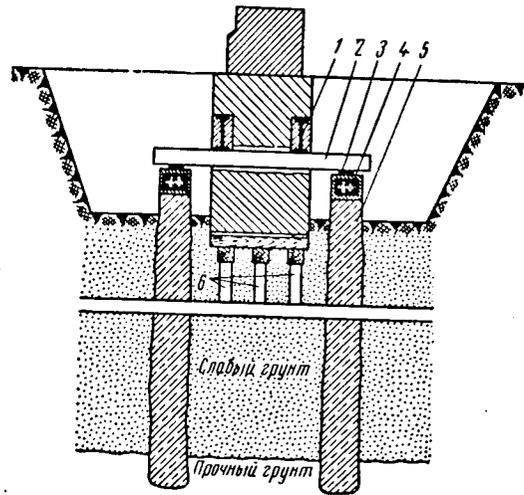


Рис. IX-15. Устройство выносных свай для усиления фундамента:

1 — продольные балки; 2 — поперечная балка; 3 — металлические клинья; 4 — железобетонная обвязка по сваям; 5 — набивные сваи; 6 — разрушенные деревянные сваи

тем домкраты снимаются, а промежуток заполняется жестким бетоном.

Усиление оснований применяется для предотвращения дальнейшего развития осадок фундаментов. Для этой цели применяются методы химического закрепления грунтов — одно- и двухрастворный способ для песков и лёссов (рис. IX-14) и термическое укрепление (см. § 21).

Эти методы применяются также, когда грунт разрабатывается ниже подошвы фундамента (строительство тоннелей, метро и т. п.) и когда высокие сооружения получили крен.

В последние годы для исправления деформированных сооружений на просадочных грунтах применяется метод местного искусственного замачивания, который заключается в том, что в определенных местах основания искусственно вызывается просадка осно-

вания отдельных фундаментов для восстановления здания в целом (например, крупнопанельного дома).

Наиболее часто применяется усиление фундаментов погружением свай вне контура фундамента (выносные сваи) и передача нагрузки от реконструированного фундамента через горизонтальные балки на выносные сваи (рис. IX-15).

При восстановлении и усилении фундаментов следует особо тщательно уплотнять грунт под подошвой новых частей фундаментов, а также обжать и подклинить кладку заполнения между основанием и конструкцией здания. При подведении небольших фундаментов подклинивание осуществляется стальными клиньями, а горизонтальная щель заполняется цементным раствором высокой марки. При подводке больших фундаментов перед включением их в работу они предварительно обжимаются гидравлическими домкратами. За-

Prof. N. A. Tsytoich, Prof. V. G. Berezantsev,
Prof. B. I. Dalmatov and Senior Researcher M. Yu. Abelev

BASES AND FOUNDATIONS

(Concise Course)

Edited by Professor Dr. Sc. N. A. Tsytoich, Corresponding Member of the USSR
Academy of Sciences

Higher Schools Publishing House
Moscow, 1970

Price 96 rubles

CONTENTS

This textbook is intended for the Course of Bases and Foundations for civil engineering institutes. It sets forth the general principles of foundation and base design, worked out in the USSR on the basis of special research and foundation engineering practice.

A number of auxiliary tables and certain reference data are given to facilitate design.

Foreword	3
Introduction (by N. A. Tsytoich)	5
1. The significance of the course. 2. Principal concepts and definitions.	
3. The role of Russian and Soviet scientists.	
Chapter I. Engineering and Geological Conditions and Properties of Natural Soils (by N. A. Tsytoich)	13
§ 1. The Significance of the Geological and Hydrogeological Conditions at the Construction Site	14
§ 2. Problems and Scope of Engineering and Geological Research, Laboratory and In — Situ Testing of Soils and Rock	17
§ 3. Selecting the design characteristics	33
Chapter II. Fundamentals of Foundation Design (by B. I. Dalmatov).	37
§ 4. Deformation of Structures Upon the Development of Foundation Settlement	37
§ 5. Reasons for the Development of Nonuniform Settlement	39
§ 6. Ultimate Pressures and Ultimate Base Deformation (by V. G. Berezantsev)	48
§ 7. Selection of the Foundation Depth	53
	377

Chapter III. Design of Rigid Foundations Erected in Open Pits (by B. I. Dalmatov)	61
§ 8. Design of Foundations in Pits	62
§ 9. Tentative Calculation of Rigid Foundation Footing Dimensions in Accordance With Standard Pressures	69
§ 10. Calculation of Rigid Foundations in Accordance With Limiting Deformation	75
§ 11. Design Measures for Combating the Influence of the Nonuniform Settlement of Structures	86
§ 12. Foundation Design in Accordance With the Bearing Capacity of the Soil Base (by V. G. Berezantsev)	93
Chapter IV. Flexible Foundation Design (by N. A. Tsytovich)	103
§ 13. Basic Principles and Tentative Calculation of Dimensions	103
§ 14. On the Theories of the Bending of Beams on an Elastic Base	106
§ 15. Design of Foundation Beams on a Local Elastic Base	110
§ 16. Design of Beams and Slabs on a Linearly Deformable Half-Space	118
§ 17. Design of Flexible Foundations on Soil Strata of Limited Thickness (Layer of Finite Depth)	140
Chapter V. Methods of Artificial Improvement of Soil Bases (by M. Yu. Abelev)	156
§ 18. Base Improvement Methods and Their Field of Application	156
§ 19. Mechanical Methods of Artificial Soil Base Improvement	157
§ 20. Preliminary Soil Compression	179
§ 21. Soil Strengthening Methods	183
Chapter VI. Pile Foundations (by V. G. Berezantsev)	191
§ 22. Basis Principles	191
§ 23. Driven Piles, Vibration-Sunk Piles, Cast-in-Place Piles, Combination Piles and Pileworks	194
§ 24. Principles for Determining the Vertical Load Resistance of Single Piles	214
§ 25. Vertical Load Resistance of Piles and Pile Foundations	230
§ 26. Horizontal Load Resistance of Piles	233
§ 27. Calculations of Pile Foundations in Accordance With Ultimate States	236
§ 28. Design of Pile Foundations With Low and High Pilework	239

Chapter VII. Deep-Seated Foundations (by V. G. Berezantsev)	247
§ 29. Classification of Deep-Seated Foundations	247
§ 30. Features of Base Behavior in Deep-Seated Foundations. Ultimate States	248
§ 31. Design of Deep-Seated Foundation Bases	251
§ 32. Design of Foundation Embedment in the Soil	258
§ 33. Open Caissons	261
§ 34. Design of Caisson Foundations	275
§ 35. Deep Boring Footings	280
Chapter VIII. Foundations Under Special Conditions (by N. A. Tsytovich)	282
§ 36. Types of Special Soil Conditions	282
§ 37. Foundations on Silt and Peaty Soils	284
§ 38. Foundations on Ribbed, Lake-and-Ice-Laid Clayey Soils	294
§ 39. Foundations on Loessial Subsiding Soils	297
§ 40. Foundations on Permafrost Soils	305
§ 41. Foundations on Swelling Soils	339
§ 42. Foundations for Dynamic Loads (by V. G. Berezantsev)	345
Chapter IX. Features of Foundation Erection and Reconstruction (by M. Yu. Abelev)	356
§ 43. Pit Shoring, Dewatering and Soil Drainage	357
§ 44. Base Preparation and Foundation Installment	371
§ 45. Base Strengthening and Foundation Reconstruction	372

Предисловие	3
Введение	5

Глава I

**Инженерно-геологические условия
и свойства естественных оснований**

§ 1. Значение геологических и гидрогеологических условий места строительства	14
§ 2. Задачи и объем инженерно-геологических исследований, полевых и лабораторных испытаний грунтов и скальных пород	17
§ 3. О выборе величин расчетных характеристик грунтов и скальных пород	33

Глава II

**Основные положения по проектированию
фундаментов**

§ 4. Деформации сооружений при развитии осадки оснований	37
§ 5. Причины развития неравномерных осадок	39
§ 6. О предельных давлениях и предельных деформациях оснований	48
§ 7. Выбор глубины заложения фундаментов	53

Глава III

Проектирование жестких фундаментов, возводимых в открытых котлованах

§ 8. Конструкции фундаментов, устраиваемых в котлованах	62
§ 9. Предварительный расчет размеров подошвы жестких фундаментов по нормативному давлению	69
§ 10. Расчет фундаментов по предельным деформациям оснований	75
§ 11. Конструктивные меры борьбы по уменьшению влияния неравномерных осадок сооружений	86
§ 12. Расчет фундаментов по несущей способности оснований	93

Глава IV
Расчеты гибких фундаментов

§ 13. Основные положения и предварительный подбор сечения фундаментов	103
§ 14. О теориях изгиба балок на упругом основании и их применимости к расчету гибких фундаментов	106
§ 15. Расчет фундаментных балок на местном упругом основании	110
§ 16. Расчет фундаментных балок и плит на линейно деформируемом пространстве	118
§ 17. Расчет гибких фундаментов на толще грунтов ограниченной мощности (слое конечной глубины)	140

Глава V

Методы искусственного улучшения оснований

§ 18. Методы улучшения оснований	156
§ 19. Механические методы искусственного улучшения оснований	157
§ 20. Предварительное обжатие грунтов	179
§ 21. Методы закрепления грунтов	183

Глава VI

Свайные фундаменты

§ 22. Виды свайных фундаментов	191
§ 23. Конструкции свай, забиваемых в грунт и погружаемых с помощью вибрации. Набивные и комбинированные сваи. Ростверки	194
§ 24. Принципы определения сопротивления одиночных свай	214
§ 25. Определение сопротивления свай и свайных фундаментов вертикальной нагрузке	230
§ 26. Сопротивление свай горизонтальным нагрузкам	233
§ 27. Расчет свайных фундаментов по предельным состояниям	236
§ 28. Проектирование свайных фундаментов с низким и высоким ростверком	239

Глава VII

Фундаменты глубокого заложения

§ 29. Классификация фундаментов глубокого заложения	247
§ 30. Особенности работы оснований фундаментов глубокого заложения. Предельные состояния	248
§ 31. Расчет оснований и фундаментов глубокого заложения по предельным состояниям	251
§ 32. Расчет заделки фундамента в грунте	258
§ 33. Опускные колодцы	261
§ 34. Проектирование кессонных фундаментов	275
§ 35. Буровые опоры	280

Глава VIII
Фундаменты в особых условиях

§ 36. Особые грунтовые условия	282
§ 37. Фундаменты на илах и заторфованных грунтах	284
§ 38. Фундаменты на ленточных озерно-ледниковых глинистых грунтах	294
§ 39. Фундаменты на лёссовых просадочных грунтах	297
§ 40. Фундаменты на вечномерзлых грунтах	305
§ 41. Фундаменты на набухающих грунтах	339
§ 42. Фундаменты при динамических нагрузках	345

Глава IX
Особенности производства работ по возведению
и реконструкции фундаментов

§ 43. Крепление котлованов, водоотлив и осушение грунтов	357
§ 44. Подготовка оснований и устройство фундаментов	371
§ 45. Реконструкция фундаментов и усиление оснований	372

*Цытович Николай Александрович
Березанцев Всеволод Глебович
Далматов Борис Иванович
Абелев Марк Юрьевич*

Основания и фундаменты

**Редактор Н. Н. Бородина
Художник М. В. Носов
Художественный редактор Н. К. Гуторов
Технический редактор Н. А. Битюкова
Корректор Г. И. Кострикова**

Т10141. Сдано в набор 4/III 1970 г. Подп. к печати 10/VIII 1970 г. Формат
60×90¹/₁₆. Объем 24 печ. л. Уч.-изд. л. 22,11. Изд. № Стр—115. Тираж 66 000 экз.
Зак. 1038. Цена 96 коп.

Тематический план издательства «Высшая школа» (вузы и техникумы) на
1969 г. Позиция № 372

Москва, К-51, Неглинная ул., д. 29/14

Издательство «Высшая школа»

Ордена Трудового Красного Знамени Ленинградская типография № 1 «Печат-
ный Двор» им. А. М. Горького Главполиграфпрома Комитета по печати при
Совете Министров СССР, г. Ленинград, Гатчинская ул., 26.