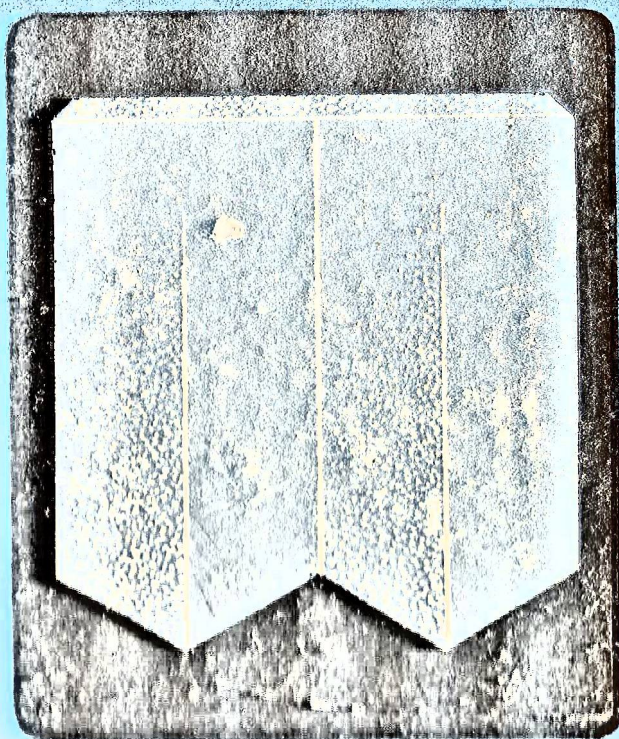


624
737

А. Н. ТЕТЮР

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
И СООРУЖЕНИЕ
ЭКОНОМИЧНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ
ФУНДАМЕНТОВ**



624
Т37

А. Н. ТЕТЮР

ПРОЕКТИРОВАНИЕ
И СООРУЖЕНИЕ
ЭКОНОМИЧНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ
ФУНДАМЕНТОВ

И

31442-4

04 (10)
БИБЛИОТЕКА
Тимшевского
инженерно-строительного
института

(03)

6С4.03
Т37

УДК 624.15

Тетюх А. Н. Проектирование и сооружение экономичных конструкций фундаментов. Киев, «Будівельник», 1975, стр. 204.

В книге приведены данные по расчету, проектированию и производству работ для экономичных облегченных конструкций фундаментов, отличающихся уменьшенным расходом материалов, снижением стоимости и трудозатрат на площадке. Описаны свайные фундаменты из набивных и забивных свай (сваи с уширениями, трапецеидальные, трубчатые), шлицевые фундаменты (типа «стена в грунте»), столбчатые (сборные из плит и оболочек), фундаменты сооружений башенного типа, анкерные, сплошные плиты, подпорные стенки в виде цилиндрических оболочек и гиперболических параболоидов.

Описана методика определения несущей способности свай, прочности и трещиностойкости фундаментов с учетом перераспределения нормальных давлений на контакте с грунтом и реализации сил трения. Даны примеры расчета и конструирования. Приведены примеры строительства фундаментов. Книга предназначена для инженерно-технических работников проектных, строительных и научно-исследовательских организаций.

Рисунков 82, таблиц 10, библиография из 94 позиций.

© Издательство «Будівельник», 1975 г.

Т $\frac{30206-065}{M203(04)-75}$ 54-75

Общий расход железобетона на конструкции, взаимодействующие с грунтом (фундаменты, подпорные стены), составляет до 15—20% расхода железобетона на здание или сооружение, поэтому проблема снижения расхода материалов на фундаменты остается актуальной. С целью решения этой проблемы автором в течение ряда лет проводились комплексные исследования в лаборатории оснований и фундаментов Уральского промышленно-проектного института¹. В процессе исследований были разработаны новые облегченные конструкции фундаментов, свай и подпорных стен, отличающиеся уменьшенным расходом материалов на единицу несущей способности. При разработке новых конструкций были учтены основные тенденции развития подземных конструкций, выявленные в результате ретроспективного анализа и прогнозирования методами экстраполяции и экспертных оценок.

На основе комплексных экспериментальных исследований были разработаны методы расчета облегченных конструкций фундаментов, рекомендации по конструированию и строительству. Внедрение облегченных конструкций осуществлялось на Среднем Урале и в Тюменской области при участии строительных организаций Главсредураля, Главтюменпромстроя, Тюменсельстроя, Уралэлектросетьстроя и т. д.

В книге описаны основные результаты, полученные в процессе исследований, и даны рекомендации по расчету, проектированию и сооружению экономичных облегченных конструкций фундаментов.

Автор выражает глубокую благодарность товарищам по работе, принимавшим активное участие в исследованиях.

ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ ПОДЗЕМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Фундаменты являются одними из наиболее массовых конструкций в промышленности, гражданском, сельскохозяйственном, энергетическом и транспортном строительстве. Затраты железобетона на фундаменты в современном промышленном строительстве составляют до 15—20% общего расхода железобетона на

¹ В исследованиях, проводимых под руководством и при участии автора, участвовали кандидаты техн. наук В. В. Павлов, А. И. Алексеев, О. И. Лобов, С. И. Орешников, инженеры А. Г. Литвиненко, А. А. Сальников, Л. Н. Аверьянова, И. А. Тарасов, Г. Н. Усов, А. П. Анненков, Ф. П. Казинский, Э. М. Моргун и М. И. Бураев.

здание или сооружение. В некоторых сооружениях (дымовые трубы, башни, опоры высоковольтных линий и др.) расход железобетона на фундаменты достигает половины общих затрат.

В связи с постоянным увеличением нагрузок на отдельные фундаменты вследствие роста этажности, пролетов зданий и нагрузок от оборудования, высоты сооружений башенного типа, внедрения напряженно-растянутых конструкций и других принципиально новых решений, а также в связи с освоением территорий, сложенных слабыми грунтами, считавшимися раньше непригодными для строительства, чрезвычайную актуальность приобрел вопрос совершенствования конструкций фундаментов с целью максимального снижения расхода материалов, трудозатрат и стоимости при надлежащей надежности и долговечности.

Необходимость разработки и внедрения более совершенных и экономичных систем оснований и конструкций фундаментов неоднократно отмечалась в решениях различных конференций и совещаний. Вся история развития фундаментостроения была историей совершенствования фундаментов и внедрения более экономичных конструкций. В настоящее время наметились следующие пути снижения стоимости и расхода материалов на конструкции фундаментов:

уточнение расчетных схем грунтового основания и конструкций фундаментов традиционных форм;

разработка новых облегченных конструкций фундаментов и методов их расчета.

Одним из наиболее важных резервов снижения стоимости строительства фундаментов является, с одной стороны, применение достаточно надежных методов расчета, не приводящих к излишним запасам прочности, а с другой — проработанность конструктивных решений. Создание (синтез) оптимальных конструктивных форм и разработка методов расчета, адекватно описывающих поведение фундаментов под нагрузкой, позволяют значительно снизить затраты материалов и общую стоимость строительства.

Критерий оптимальности конструкции состоит в минимизации полной стоимости изготовления конструкции и ее обслуживания за период существования. Для оценки развития оптимизации конструкций фундаментов представляет интерес ретроспективный и перспективный анализ техники фундаментостроения. Ниже рассматривается развитие конструкций фундаментов, в том числе свайных фундаментов из забивных и набивных свай, столбчатых фундаментов, фундаментов в виде сплошных плит, подпорных стенок, фундаментов сооружений башенного типа, анкерных фундаментов.

Несмотря на то, что первые типы свай и фундаментов мелкого заложения выполнялись из разных материалов (сваи — из дерева, остальные виды фундаментов — из каменных плит или кирпичей) и применялись в различных грунтовых условиях, в развитии этих конструкций есть много общего. На основе анализа

нами установлено, что для фундаментов характерны некоторые общие принципы развития, частично являющиеся общими принципами развития конструкций в технике:

стремление к минимизации веса фундамента или расхода материалов на единицу несущей способности;

непрерывное повышение прочностных свойств конструкционных материалов;

стремление максимально использовать совместную работу фундамента с остальными частями системы «сооружение—фундамент—основание» (учет жесткости надфундаментной конструкции, использование пластических свойств арматуры и основания);

повышение технологичности фундаментов (особенно в работах непосредственно на строительной площадке);

применение принципа «сфероидальности»;

вовлечение в работу максимального объема грунта;

создание форм, позволяющих снизить изгибающие моменты и растягивающие усилия;

использование принципов боники;

расширение области применения каждого типа фундамента и в связи с этим конкуренция различных типов фундаментов в одинаковых грунтовых условиях;

создание конструкций, позволяющих получить более равномерное напряженное состояние массива грунта и снизить концентрацию напряжений на контакте с грунтом;

унификация размеров;

возможность регулирования осадки;

возможность работы фундамента на различные сочетания нагрузок; создание конструкций с увеличенной удельной и общей несущей способностью;

использование подъемной силы грунтовых вод в районах с их постоянным высоким уровнем.

При анализе перспектив развития конструкций фундаментов нами были использованы методы прогнозирования, а также известные работы по прогнозированию развития конструкций свайных фундаментов и по применению свай различных конструкций. Были применены методы экстраполяции и экспертных оценок. В методе экстраполяции изучались тенденции и темпы научных исследований и применения различных конструкций фундаментов в настоящее время, динамика появления публикаций в отечественной и зарубежной литературе, тематика докладов на конференциях и некоторые другие показатели исследований. Принимались во внимание также общие принципы развития конструкций, действующие во всех отраслях техники.

В методе экспертных оценок применяли следующие способы получения необходимой информации:

опрос специалистов (экспертов) СССР и зарубежных стран по семи специально разработанным анкетам, включающим основные типы фундаментов в соответствии с приведенными ниже

классификациями. Наряду с традиционными конструкциями в анкеты были включены новые конструкции;

систематизация мнений специалистов [1—39, 91];

изучение и систематизация мнений научных комиссий (симпозиумы, конференции, совещания) по некоторым типам фундаментов.

По полученным данным устанавливали степень согласованности мнений экспертов по конкретным перспективам применения фундаментов. Эти данные приведены в соответствующих главах.

На основе указанных исследований было установлено, что уже в настоящее время облегченные конструкции фундаментов имеют достаточно большую область применения.

МЕТОДИКА КОМПЛЕКСНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Для исследования напряженно-деформированного состояния (далее НДС) и прочности элементов системы «конструкция—грунт» потребовалась разработка методики с целью получения взаимодополняющих и контролирующих данных об изменении НДС при изменении параметров системы и величины нагрузки [25, 27, 73, 76].

Изучение НДС оснований и фундаментов на моделях выполнялось с учетом совместного рассмотрения критериев подобия для элементов системы «конструкция—грунт» на основе теории подобия. Вследствие анализа и изучения уровня экспериментальных исследований НДС нами были приняты два метода: исследование напряжений поляризационно-оптическим методом и методом тензометрирования на железобетонных и натуральных образцах с контролем данных поляризационно-оптического метода.

В связи с новизной некоторых конструкций и поляризационно-оптического метода для более полного и точного исследования напряжений были проведены параллельные опыты на моделях из оптически активных материалов с различными коэффициентами Пуассона. В работе показана эффективность применения поляризационно-оптического метода в сочетании с методом тензометрирования на модельных и натуральных образцах.

Конструкции исследовали методами «замораживания» картин полос и объемных составных моделей, разработанных и примененных нами впервые в практике исследований фундаментов. Распределение напряжений в основании изучали в плоской и объемной задаче. Методика исследований напряжений в объемной составной модели основания также была впервые разработана и применена в наших опытах [25].

Результаты исследований сравнивались с данными замеров деформаций, напряжений и контактных давлений на железобетонных лабораторных и натуральных образцах. Для исследований распределения напряжений на контакте конструкции и грунта

использовались мембранные и электрогидравлические месдозы, а также месдозы трения, разработанные автором [27].

Изучение прочности фундаментов и оснований выполнялось на натуральных образцах и с учетом физического моделирования, изменением масштаба, но сохранением природы явлений и обеспечением равенства физических параметров модели и моделируемых элементов системы «фундамент—грунт». Использовали методику построения комбинационных квадратов. Для получения наиболее полных данных в исследованиях прочности применяли два метода: разрушающих нагрузок, окрашенных полос и фотофиксации.

Метод разрушающих нагрузок использовался для определения схем разрушения конструкций по материалу и зависимостей между нагрузками и деформациями при доведении до разрушения по материалу конструкции или по грунту.

Метод окрашенных полос и фотофиксации применялся для определения схем разрушения грунта под фундаментом или в околосвайном пространстве при доведении нагрузок до разрушающих (до исчерпания несущей способности).

ОБЩИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ ПОВЕДЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ, ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩИХ С ГРУНТОМ

Исследования проводились для всех основных типов конструкций, взаимодействующих с грунтом: фундаментов промышленных и гражданских зданий, сооружений башенного типа, анкерных фундаментов, подпорных стен.

Были испытаны фундаменты в виде квадратных и прямоугольных плоских плит, оболочек, кольцевых плит с конической оболочкой, анкеров, трубчатых призматических свай и набивных свай с уширениями ствола. В результате комплексных исследований установлено, что в зависимости от изменения параметров фундамента и основания, главным образом, размеров фундамента, удельных моментов текучести $m_{пл}$ и прочности $q_{пл}$ (предела пластического сопротивления грунта) напряженно-деформированное состояние системы «конструкция—грунт» в процессе роста нагрузки может изменяться по следующим основным схемам:

1. Непрерывная осадка или крен пластинки, оболочки или стержня без увеличения нагрузки; фундамент перемещается как жесткое тело, сравнительно мало деформируясь без разрушения; в основании по всей площади контакта или по участку контактной площади достигается предел пластического сопротивления грунта.

2. Деформации плит, оболочек или свай непрерывно растут при постоянной величине нагрузки; в начальной стадии превращения фундаментов в механизм работа внутренних сил совершается в пластических шарнирах или в линиях пластических шар-

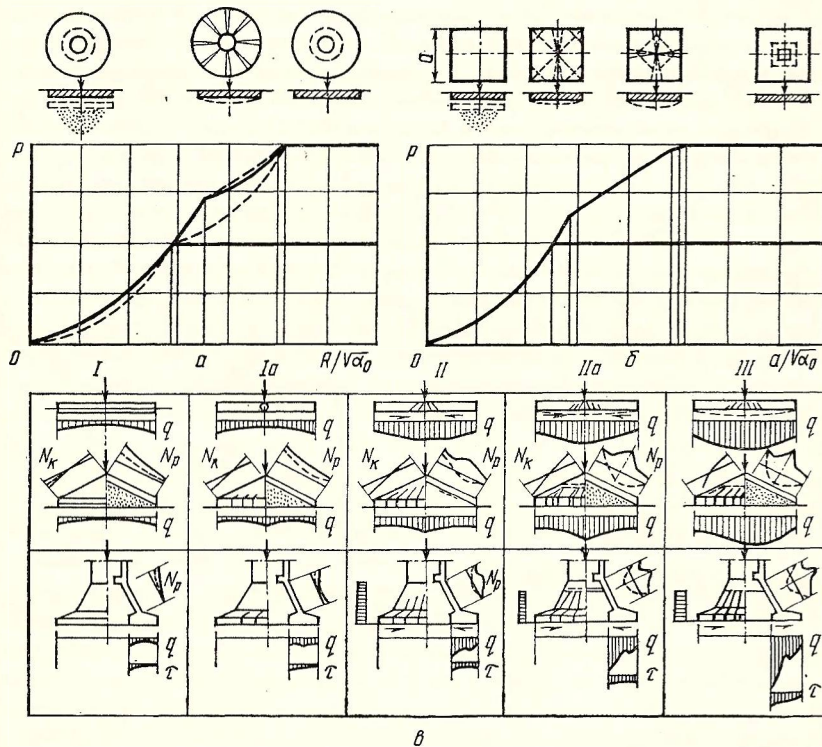


Рис. 1. Данные расчета фундаментов при центральной нагрузке на основе эксперимента:
 а, б — возможные случаи исчерпания прочности системы «фундамент—грунт»; v — стадии НДС системы при повышении нагрузки до разрушающей; P — нагрузка; q — контактные давления; τ — силы трения на контакте.

ниров только в тех зонах, где основание находится в пластическом состоянии. Прочность конструкций исчерпывается, когда их перемещение без увеличения нагрузки не может быть задержано основанием и в пределах пластически деформирующихся зон одновременно удовлетворяются условия:

$$q \geq q_{пл}; F(M_r, M_\phi) = 0; W \neq 0, \quad (1)$$

где $q_{пл}$ — предел пластического сопротивления грунта;
 q — контактные давления на фундамент;
 W — пластические деформации;
 M_r, M_ϕ — радиальные и кольцевые моменты.

3. В результате хрупкого разрушения фундамента (по наклонному сечению или от раздробления сжатой зоны бетона) достигается предел пластического сопротивления грунта под кинематически неустойчивым участком.

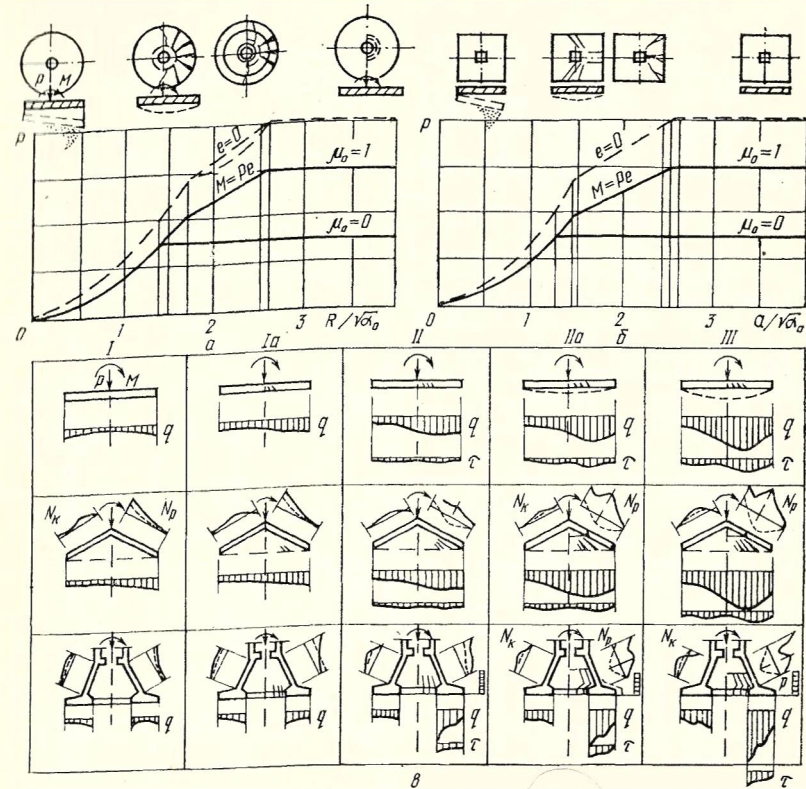


Рис. 2. Данные расчета фундаментов при внецентричной нагрузке на основе эксперимента:
 а, б — возможные случаи исчерпания прочности системы «фундамент—грунт»; v — стадии НДС при повышении нагрузки.

4. Деформации конструкций растут при увеличивающейся нагрузке; разрушение происходит вследствие разрыва арматуры, когда основание находится в упругопластическом состоянии.

5. Конструкция разрушается в результате одновременного разрыва арматуры и раздробления сжатой зоны бетона. Основание находится в упругопластическом или пластическом состоянии.

При повышении нагрузки до разрушающей наблюдается степенное упрочнение системы «фундамент—грунт», переходящее затем, если арматура имеет площадку текучести, в площадку, близкую к горизонтали. В этом случае с некоторым допущением можно принять, что конструкция, расположенная на грунте, имеет площадку текучести, и при расчете прочности можно основываться на ассоциированном законе течения.

На рис. 1—4 показаны три схемы исчерпания прочности системы «конструкция—грунт» при изменении ее параметров, вы-

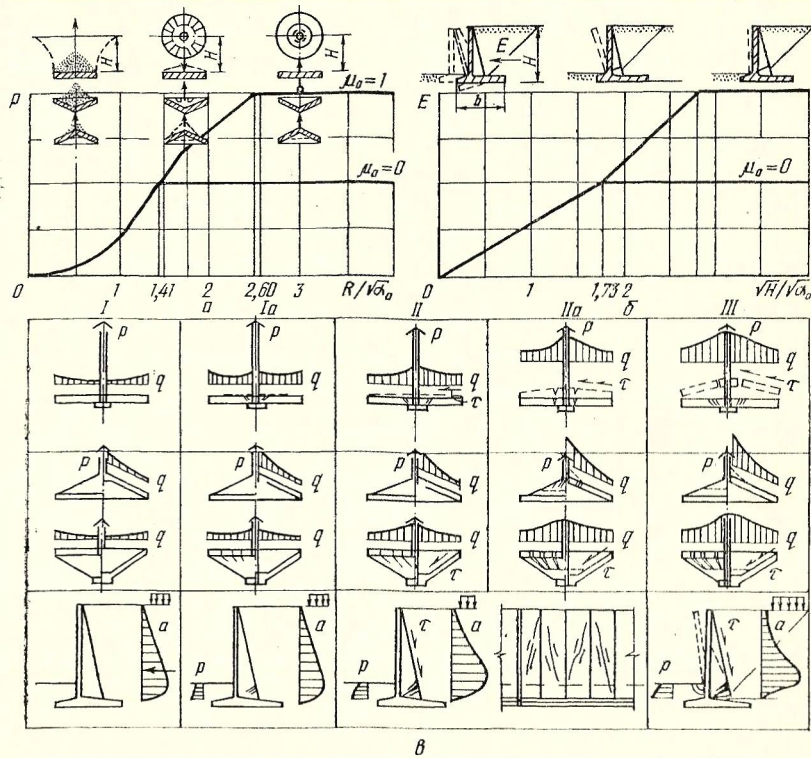


Рис. 3. Данные расчета анкерных фундаментов и подпорных стен на основе эксперимента:
 а, б — возможные случаи исчерпания прочности системы; в — стадии НДС системы «конструкция — грунт».

раженных через безразмерный коэффициент, отложенный по горизонтали (на рис. 1, а, б; 2, а, б; 3, а

$$\alpha_0 = \frac{m_{пл}}{q_{пл} (1 - f \operatorname{tg} \alpha)} ;$$

$$3, б - \alpha_0 = \frac{m_{пл}}{b \tau} ; \quad 4, а, б - \alpha_0 = \frac{m_{пл}}{q_{пл} b} ;$$

f — коэффициент трения бетона по грунту; α — угол подъема конструкции).

С экономической точки зрения наибольший интерес представляет вторая схема исчерпания прочности, так как при этом вся система равнопрочна, и разрушение носит более безопасный (пластический) характер.

Следует отметить, что строительными нормами ограничивается осадка фундамента. Однако исчерпание прочности (несущей

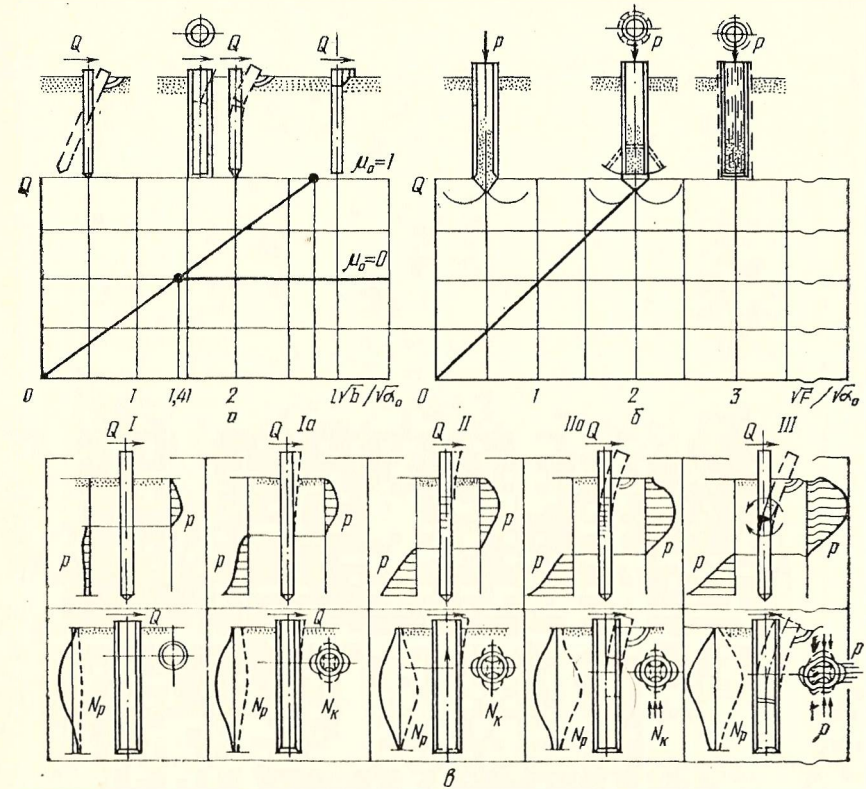


Рис. 4. Данные расчета прочности свай на основе эксперимента:
 а, б — возможные случаи исчерпания прочности системы «свая — грунт»; в — стадии НДС системы при повышении нагрузки до разрушающей.

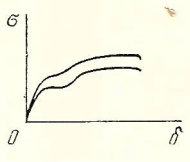
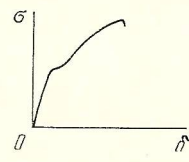
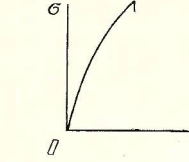
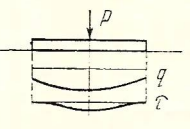
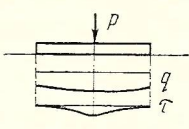
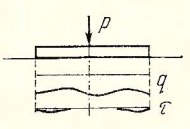
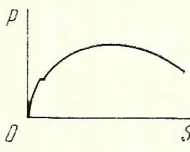
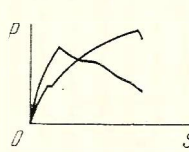

способности) фундаментов относится к I группе предельных состояний, т. е. к состояниям потери несущей способности или непригодности к эксплуатации. Поэтому при расчете прочности можно не ограничивать осадку фундамента.

На рис. 1, в—4, в показаны основные стадии работы системы «конструкция—грунт» при постепенном повышении нагрузки до разрушающей, в случае исчерпания прочности по второй схеме (табл. 1). В стадии Ia рассчитывается образование трещин, в стадии II — раскрытие трещин, в стадии III — прочность конструкции.

В процессе исследований различных типов конструкций были установлены некоторые общие закономерности, свойственные, по-видимому, любым конструкциям, взаимодействующим с грунтом:

1. Приспособляемость системы «конструкция—грунт» к нагрузке, заключающаяся в перераспределении напряжений в

Таблица 1. Стадии напряженно-деформированного состояния

Стадии НДС	Стадии НДС системы «конструкция—грунт» для конструкций с арматурой, обладающей пластическими свойствами	Влияние пластических свойств арматуры			Хрупкое разрушение
					
I	При малых нагрузках напряжения в бетоне растянутой зоны меньше прочности бетона на растяжение. Фундамент работает как упругая система. Эпюра нормальных контактных давлений, как правило, седлообразна	Нет	Нет	Нет	Нет
Ia	При предельных значениях напряжений и удлинений в бетоне растянутой зоны образуются трещины и в местах их появления бетон выключается из работы. Начинается перераспределение эпюры нормальных контактных давлений грунта	Нет	Нет	Нет	Нет
II	После появления трещин фундамент работает как конструкция с трещинами в растянутой зоне. Эпюра контактных давлений перераспределяется от седлообразной к параболической (выпуклой). Реализуются силы трения на контакте с грунтом				Есть
IIa	Напряжения в растянутой арматуре достигают предела текучести. Эпюра контактных давлений приобретает четко выраженную выпуклую форму. В конструкции образуются пластические шарниры. Основание деформируется упругопластически	Нет	Наблюдается ступенчатое упрочнение системы	Пластические шарниры не образуются. Эпюра перераспределяется в меньшей степени	Есть
III	Одновременно с движением жестких звеньев конструкции как механизма достигается текучепластическое (пластическое) состояние основания и вся система совершает движение как механизм без увеличения (с небольшим увеличением) внешней нагрузки				Есть
IIIa	Продолжается движение системы «конструкция—грунт» при одновременном снижении величины внешней нагрузки	—	Ступенчатый разрыв арматуры	Стадия отсутствует. Ступенчатый разрыв арматуры	Есть

арматуре и бетоне одновременно с благоприятным перераспределением контактных давлений, нормальных к поверхности фундамента. В процессе увеличения осесимметричной нагрузки эпюра контактных давлений в первой фазе имеет седлообразный характер; во второй — фазе развития пластических деформаций основания и упругопластических деформаций конструкции — эпюра контактных давлений начинает перераспределяться. Наряду с развитием зон сдвигов в грунте на перераспределение давлений влияют упругопластические деформации фундамента; в третьей — фазе разрушения фундамента — резко возрастают контактные давления в центральной части фундамента. При внецентренном приложении нагрузки контактные давления также перераспределяются (рис. 1, в—4, в).

2. Дискретная потеря устойчивости основания и несущей способности фундамента при исследованиях фундаментов в песчаных грунтах. После появления на поверхности основания волн выпора наступает новая форма равновесия, и основание вновь способно нести нагрузку. Аналогично при разрыве наиболее нагруженных стержней арматуры и связанном с этим резком росте деформаций происходит перераспределение усилий между оставшимися стержнями арматуры, вследствие чего фундамент продолжает воспринимать нагрузку.

3. Исчерпание прочности фундамента вследствие разрушения по наклонному сечению менее вероятно и происходит при значительно больших нагрузках, чем это предусматривается расчетом в соответствии с действующими нормами. Этот вид разрушения при действии поперечной силы возможен только при угле подъемности $\alpha < 45^\circ$.

4. Наибольшие относительные перемещения участков конструкции фундамента происходят в зонах максимального развития пластических деформаций грунта.

5. При действии внецентральной нагрузки схема наступления предельного состояния в общем аналогична схеме при действии центральной нагрузки, но вследствие несимметричности эпюры контактных давлений существенный вклад в диссипацию внутренней энергии вносят крутящие моменты (см. рис. 2, а, б).

6. В зависимости от вида фундамента и схемы нагрузки состояние предельного равновесия конструкции может ускорить или замедлить процесс формирования упругого ядра под фундаментом.

7. Участки фундамента, являющиеся жесткими при центральной (осесимметричной) нагрузке, остаются жесткими при внецентральной нагрузке до определенной величины эксцентриситета. Положение пластического шарнира в осесимметричных конструкциях не меняется при некотором изменении эксцентриситета нагрузки. В случае приложения нагрузки с большим эксцентриситетом происходит качественное изменение схемы разрушения. В процессе изменения эксцентриситета нагрузки происходит «блуждание» слабого места в конструкции.

8. При доведении фундамента до разрушения реализуются силы трения и пассивного давления грунта на контакте, которые наряду с перераспределением контактных давлений увеличивают значение разрушающей нагрузки (см. рис. 1, в—4, в).

9. При расчете прочности конструкции, если арматура имеет площадку текучести, можно основываться на ассоциированном законе течения. При изменении НДС по третьей схеме разрушение происходит по второй и третьей стадиям работы (см. таблицу 1).

10. Трещиностойкость фундаментов тем выше, чем больше усилие предварительного напряжения и чем больше подъемистость. Повышение процента ненапряженного армирования незначительно увеличивает трещиностойкость. Наличие напряженной арматуры мало влияет на повышение прочности, так как при разрушающих нагрузках арматура значительно деформируется и эффект натяжения исключается. Хрупкому разрушению фундаментов всегда предшествует развитие трещин в растянутой зоне.

11. Пластические свойства арматуры оказывают существенное влияние на перераспределение нормальных и касательных напряжений на контакте с грунтом, а также на характер процесса исчерпания прочности системы «конструкция—грунт» (см. таблицу 1).

12. Краевые изгибающие моменты в фундаментах облегченного типа затухают значительно медленнее, чем в конструкциях покрытия. Это объясняется большей относительной толщиной конструкций, меньшими пролетами и неравномерностью нагрузок (контактных давлений).

13. Изменение параметров фундамента и грунта и их соотношений вызывает изменение НДС и разрушение систем по одной из возможных схем.

14. Пространственные конструкции, работающие в контакте с грунтом, являются более общим случаем плоских конструкций.

15. Нагрузка, вызывающая разрушение конструкций, взаимодействующих с грунтом ($P_{тр}$), приблизительно равна удвоенной нагрузке, вызывающей трещинообразование ($P_{тр}$), для пространственных конструкций и утроенной нагрузке $P_{тр}$ — для плоских плит.

16. Продавливание фундаментов не наблюдается. Хрупкое разрушение наступает после значительного развития трещин в растянутой зоне как срез бетона сжатой зоны или его раздробление.

Указанные закономерности были использованы при разработке методов расчета.

с течением времени возрастали прочностные характеристики материалов;

действовал принцип минимизации расхода материалов на единицу несущей способности;

применялся общетехнический принцип «сфероидальности», заключающийся в замене плоских конструкций на изогнутые (цилиндрические сваи-оболочки).

В современной литературе по фундаментам принято деление свай по характеру работы в грунте на сваи-стойки и висячие сваи [2]. Такое деление было применимо тогда, когда сваи использовали при действии вдавливающих нагрузок в ограниченных грунтовых условиях. В настоящее время деление свай на два вида неприменимо и не соответствует сложившейся практике применения свай. Некоторые сваи работают только за счет трения по боковой поверхности (анкерные сваи); горизонтально нагруженные сваи воспринимают основную часть усилия за счет давления на грунт боковой поверхности. Как показал опыт испытаний свай с уширениями, они могут работать как сваи-стойки, даже если в уровне уширения залегает сжимаемый грунт. Сваи с уширением в одинаковых грунтовых условиях могут быть отнесены к стойкам или висячим сваям в зависимости от соотношения размеров ствола и уширения.

Сваи в фундаментах сооружений с динамическими нагрузками воспринимают знакопеременные усилия, часто не имеющие определенного направления.

Для более точного определения характера свай в грунте предлагается следующее их деление:

1. Сваи-стойки, передающие нагрузку только нижним концом или уширением;
2. Сваи висячие, распределяющие нагрузку боковой поверхностью и острием;
3. Сваи трения, передающие нагрузку только боковой поверхностью;
4. Сваи уплотнения, воспринимающие большую часть нагрузки за счет уплотнения грунта наклонными гранями;
5. Сваи давления, передающие нагрузку за счет давления на грунт боковой поверхностью;
6. Сваи динамические.

Наиболее часто в строительстве применяются конструкции призматических и трубчатых сборных свай, а также монолитных цилиндрических и свай с уширением ствола [1; 21]. Возрастает применение и объем исследований свай с повышенной удельной грузоподъемностью. В последние годы на международных конференциях в 20—25% всех докладов по свайным фундаментам рассматривались облегченные конструкции свай.

Методом прогнозирования на основе патентной информации установлено относительное увеличение применения в будущем набивных свай и развитие корневидных (корневых) свай [36]. Проведенными нами исследованиями на основе экспертных оце-

нок установлена следующая вероятность применения различных типов свай:

Сборные сваи:

призматические, в том числе с полостью	1,00
трубчатые и оболочки	1,00
с уширениями ствола	0,95
винтовые	0,89
с наклонными гранями	0,84
с развитой боковой поверхностью	0,61

Монолитные сваи:

цилиндрические	0,90
камуфлетные	0,95
частотрамбованные	0,85
с уширением ствола	1,00
с несколькими уширениями	0,80
корневидные	0,45

В связи с практической достоверностью большинства вероятностей и на основе сходимости данных прогнозирования с указанными выше основными тенденциями развития конструкций свайных фундаментов можно сделать вывод, что в будущем сохранятся указанные тенденции развития конструкций свай, поэтому исследования облегченных конструкций свай актуальны и имеют большое практическое значение.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ РАСЧЕТА

ПЕРВАЯ СХЕМА ИСЧЕРПАНИЯ ПРОЧНОСТИ (ПО ГРУНТУ)

Установлено влияние формы свай на распределение напряжений в околоствойном пространстве и на контакте свай и грунта с постоянным и переменным модулем упругости по глубине. Форма сваи значительно влияет на распределение касательных напряжений по боковой поверхности и нормальных напряжений на достаточно большом удалении от сваи.

При испытаниях моделей свай в основаниях с переменным модулем упругости E установлено, что происходит концентрация напряжений σ_x, σ_y и τ_{xy} в слоях с более высокими значениями E . Степень концентрации напряжений тем больше, чем выше отношение максимального значения модуля упругости к минимальному.

При действии вертикальной вдавливающей нагрузки распределение напряжений в грунте под острием и у боковой поверхности цилиндрических свай не зависит от вида острия. Форма конца сваи влияет в основном на распределение напряжений вблизи острия и на контакте острия с грунтом. Для свай с открытым концом эпюра нормальных давлений седлообразна, тогда как для свай с закрытым концом эпюра нормальных давлений имеет параболическую форму. Аналогичный характер наблюдается при построении эпюр нормальных давлений по острию свай

с закрытым и открытым уширениями. Грунтовое ядро в сваях с открытым концом воспринимает нагрузку, равную 0,7—0,9 нагрузки, воспринимаемой закрытым концом.

В опытах с моделями набивных свай были получены данные о влиянии числа уширений и расстояния между уширениями на напряженное состояние грунта. Наибольшая доля несущей способности сваи приходится на нижнее уширение. Уширение принимает тем меньше участия в несущей способности сваи, чем выше по стволу оно расположено (в сваях, у которых имеется нижнее уширение). Расстояние между уширениями значительно влияет на распределение напряжений в грунте вблизи сваи. При шаге уширений, меньшем 2,5—3 диаметров уширения, напряженные зоны грунта под уширениями накладываются и образуют общую напряженную зону. При большем шаге уширений напряженные зоны не соединяются, и каждое уширение работает отдельно. Уменьшение шага уширений менее 2—2,5 диаметра не рационально, так как напряженное состояние основания изменяется на расстоянии не более 2,5 диаметра от сваи.

При действии на цилиндрическую сваю горизонтальной нагрузки напряженное состояние грунта характеризуется сжатием в верхней части сваи по направлению действия силы и в нижней части сваи в противоположном направлении. Грунтовое ядро в жестких сваях с открытым концом работает на срез. В жестких сваях с уширением нижней части ствола значительная доля нагрузки воспринимается уширением. Гибкие сваи без уширения вследствие изгиба ствола распределяют нагрузку на основание более неравномерно, чем жесткие, с концентрацией сжимающих напряжений в зоне, прилегающей к поверхности основания.

В опытах с действием наклонной нагрузки на сваи установлено, что напряженное состояние грунта аналогично тому, которое получено при действии горизонтальной нагрузки, но по боковой поверхности свай действуют силы трения, наиболее развитые в зоне действия сжимающих напряжений, нормальных к поверхности ствола.

При действии вертикальных выдергивающих нагрузок на забивные сваи наибольшие касательные напряжения по боковой поверхности действуют в нижней части свай с уширением, цилиндрических и слабоконических с обратной коничностью. Касательные напряжения по боковой поверхности ствола свай с уширением резко снижаются над уширением вследствие минимальных взаимных перемещений ствола и грунта в этой зоне. Касательные напряжения значительно снижаются также в верхней зоне грунта вследствие действия растягивающих усилий, нормальных к боковой поверхности ствола. Для свай с обратной коничностью характерно развитие наибольших касательных напряжений в нижней части ствола и увеличение напряженной зоны грунта под влиянием наклонной поверхности.

Для набивных свай с уширениями при действии выдергивающей нагрузки выводы о влиянии числа уширений и расстоянии

между ними в общем аналогичны полученным ранее выводам при действии вдавливающей нагрузки, но взаимовлияние уширений сохраняется на расстоянии до 4 диаметров уширения. Нагрузка на сваи с уширениями распределяется по данным тензометрирования следующим образом:

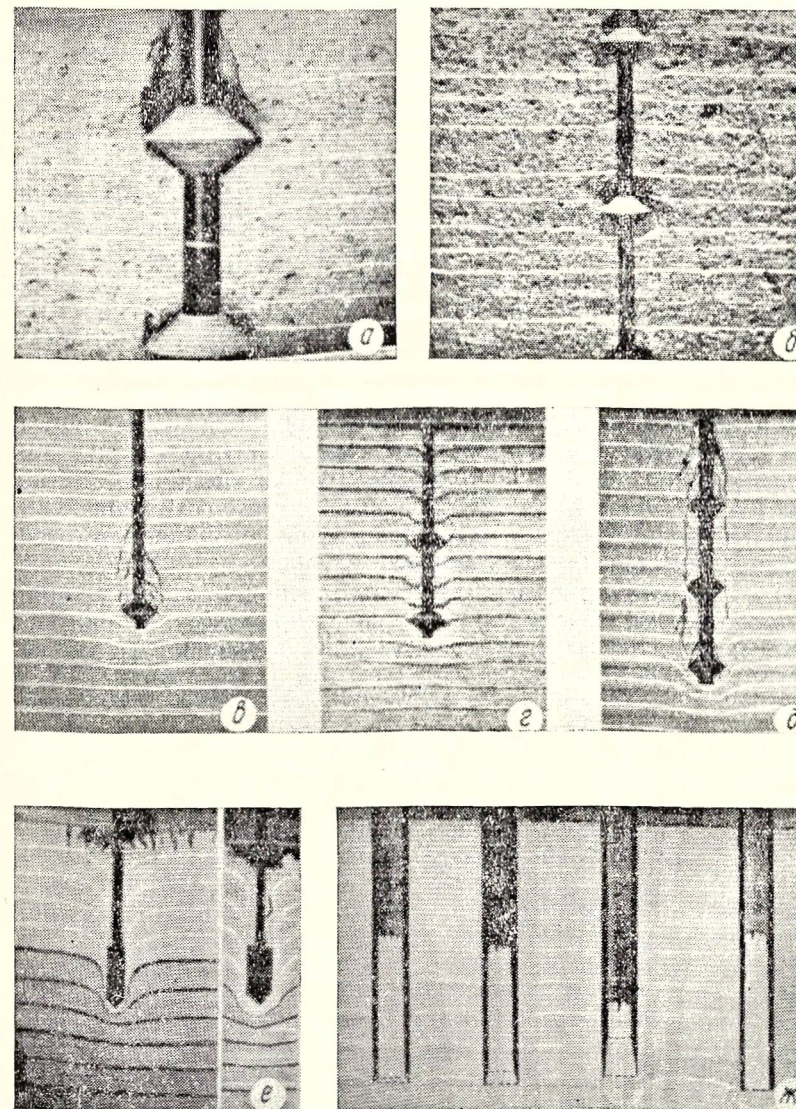


Рис. 6. Исследование влияния формы сваи на депланацию грунта: а—д—влияние расстояния между уширениями и числа уширений набивной сваи; е—депланация грунта при погружении забивной сваи с уширением; ж—влияние острия на образование ядра в трубчатых сваях.

свая с одним уширением воспринимает боковой поверхностью 2—4% нагрузки, 96—98% приходится на уширение;

свая с двумя уширениями сначала воспринимает большую часть нагрузки верхним уширением, но по мере роста нагрузки происходит перераспределение напряжений между верхним и нижним уширениями. Нижнее уширение воспринимает 55% нагрузки, верхнее — 32, боковая поверхность — 15%;

в свае с тремя уширениями значительно возрастает нагрузка на нижнее уширение. Верхнее уширение воспринимает 22% нагрузки, среднее и нижнее — по 35, боковая поверхность — 6%.

Данные тензометрирования свидетельствуют о том, что при равных диаметрах ствола и уширения, но при разной длине моделей большое влияние на распределение напряжений по длине ствола имеет расстояние между уширениями. При увеличении нагрузки происходит некоторое перераспределение напряжений по длине ствола с увеличением нагрузки на нижнее уширение.

При испытании набивных свай в лабораторных и натуральных условиях было установлено влияние числа уширений и расстояния между уширениями на схему деформации грунта. При действии вдавливающей нагрузки на набивную сваю с одним уширением значительные деформации возникают под уширением; часть ствола сваи над уширением не передает усилий на грунт через трение по боковой поверхности. При вдавливании свай с несколькими уширениями, расположенными на расстоянии $\leq 2,5$ диаметра уширения D , наряду с деформациями грунта под нижним уширением происходит сдвиг грунта между уширениями по цилиндрической поверхности, диаметр которой на 3—8% больше диаметра уширений (рис. 6). Часть ствола над верхним уширением также выключается из работы вследствие образования конической поверхности сдвига, угол наклона образующей которой равен $\frac{\varphi}{4}$. При расстоянии между уширениями $> 2,5 D$ каждое из

уширений работает отдельно, зоны значительных деформаций грунта под уширениями не накладываются и срез грунта по цилиндрической поверхности не происходит (рис. 6, б).

При действии выдергивающих нагрузок и малых перемещениях свай с одним уширением наибольшие деформации сдвига возникают над уширением, далее они развиваются снизу вверх вдоль ствола по конической поверхности с углом при основании 8—10°. При выдергивании свай с несколькими уширениями при расстоянии между ними $\leq 3 D$, как и при вдавливании, грунт сдвигается по цилиндрической поверхности с диаметром D . Над верхним уширением образуется коническое тело выпора грунта с наклоном образующей к вертикали под углом 13—15°. Нижние уширения работают как анкера глубокого заложения, образующие цилиндрические поверхности скольжения, верхнее уширение как анкер мелкого заложения образует коническую поверхность скольжения. Если расстояние между уширениями $> 3 D$, уширения работают раздельно.

Наибольшие деформации грунта при действии горизонтальной нагрузки на сваю с одним уширением наблюдаются в верхней части ствола. Устройство второго уширения в верхней части сваи позволяет повисить расположение точки поворота. Для минимальных горизонтальных деформаций наиболее целесообразным оказалось увеличение высоты верхнего уширения, позволившее выравнять сопротивление верхнего и нижнего уширений горизонтальным нагрузкам.

При вдавливании призматических и цилиндрических свай с уширением в нижней части ствола (как закрытым, так и открытым) схема послойных деформаций грунта в общем соответствует схеме деформаций при вдавливании обычных призматических свай. Над уширением образуется полость, заполненная рыхлым грунтом. Вследствие большого наклона образующей пожевой части трубчатой сваи с открытым уширением в ней образуется устойчивое грунтовое ядро. В процессе погружения свай с уширением в двухслойное основание (верхний слой — слабый глинистый грунт, нижний слой — плотный песок) уширение, покрытое слоем слабого грунта, входит в плотный грунт (рис. 6, е). Сваля с уширением, расположенным на некотором удалении от острия, действует на грунт при вдавливании как коническая сваля. Проверка нашего предложения об устройстве удлиненного вогнутого ножа в трубчатых сваях для увеличения несущей способности грунтового ядра проводилась при испытаниях моделей с различным углом наклона ножа. В результате опытов было установлено, что в сваях с удлиненным вогнутым ножом образуется более устойчивое грунтовое ядро меньшей высоты по сравнению с обычными сваями без ножа или с вогнутым ножом (рис. 6, ж).

При выдергивании свай с уширением или конических свай, погруженных в оплывающие грунты, заметна увеличенная зона деформаций грунта по сравнению с призматической сваяй. При больших перемещениях или малой длине свай образуется коническое тело выпора. Оно возникает тогда, когда усилия, препятствующие выдергиванию сваи, превышают вес конического тела и сопротивление грунта разрыву по поверхности конуса.

Трапецидальные сваи обладают повышенной несущей способностью при равной длине и расходе материала по сравнению с призматической сваяй квадратного сечения. Увеличение несущей способности в однородном грунте достигает 72%. Трапецидальные сваи по сравнению с пирамидальными имеют несколько меньшую несущую способность, но при определенных геометрических размерах трапецидальной сваи эта разница незначительна. Предельная несущая способность трапецидальных свай возрастает с увеличением глубины погружения, угла наклона и ширины граней. Наибольшей эффективностью обладает трапецидальная сваля с углом наклона, тангенс которого равен 0,0256. У трапецидальных свай, как и у призматических и пирамидальных, удельная грузоподъемность с увеличением глубины погружения в однородном грунте снижается.

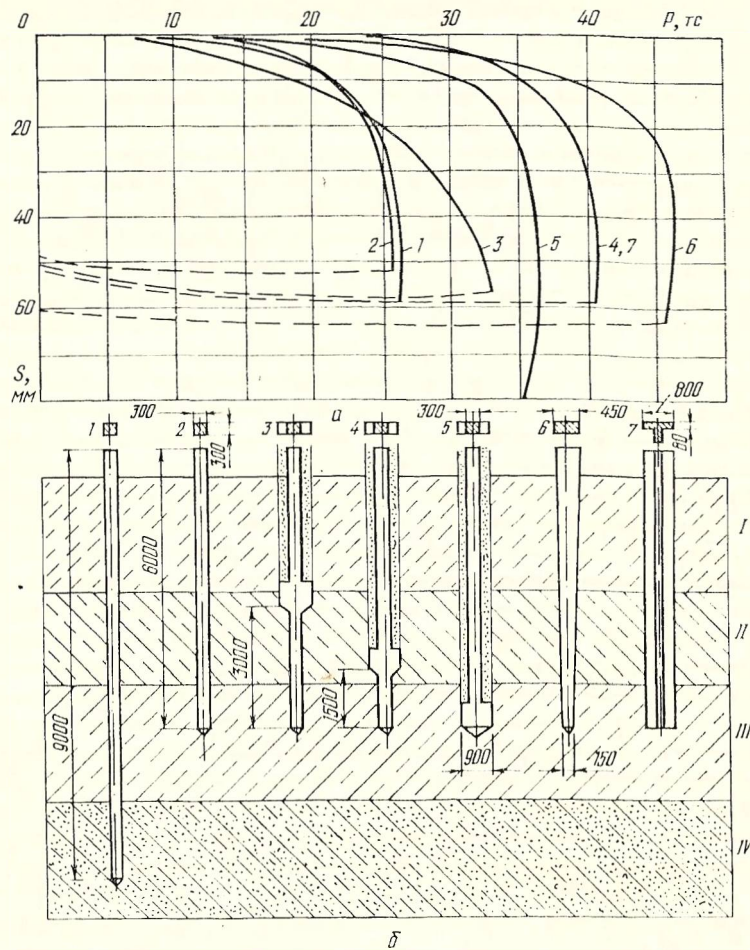


Рис. 7. Кривые испытаний свай статической нагрузкой (а) и инженерно-геологические условия площадки испытаний (б): 1, 2 — призматические сваи; 3—5 — сваи с плоским уширением; 6 — трапецидальная свая; 7 — тавровая свая; I—IV — суглинки соответственно тугопластичный макropористый; мягкопластичный; тугопластичный; мягкопластичный пылеватый.

При возрастании нагрузки на трапецидальную сваю наблюдается постепенное включение в работу участков боковой поверхности сваи и острия, начиная с участков, прилегающих к поверхности грунта. После включения всей сваи в работу происходит возрастание усилия во всех сечениях сваи и по острию, вплоть до критической нагрузки.

Зона деформации грунта формируется как острием сваи, так и ее боковой поверхностью; наибольшее влияние на размеры зоны деформации оказывают наклонные грани. Глубина зоны деформации под острием трапецидальной сваи с некоторой глуби-

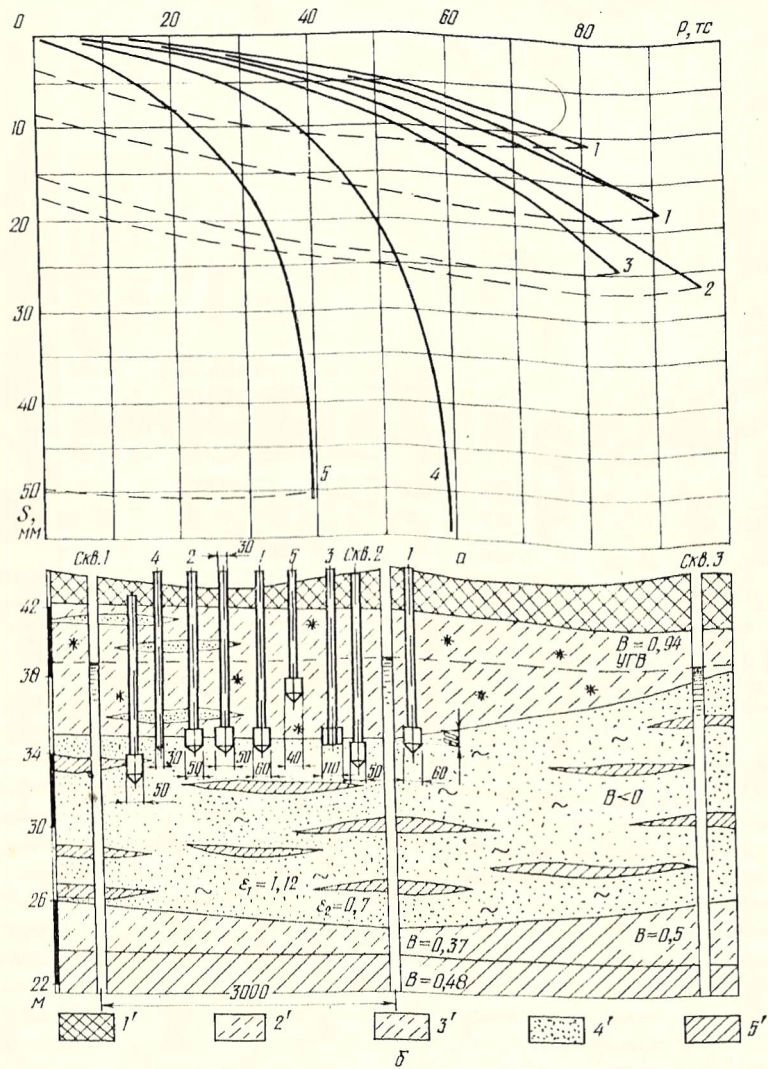


Рис. 8. Кривые испытаний свай (1—5) статической нагрузкой (а) и инженерно-геологические условия площадки испытаний свай (б) с уширением ствола:

1' — насыпной песок; 2' — ил суглинистый; 3' — суглинок ($\gamma=2,68$; $c=0,1$); 4' — аллювиальный песок ($\gamma=2,68$; $\phi=33-37^\circ$); 5' — глина ($\gamma=2,70$; $W_p=26,6+36,9$; $c=0,40+0,62$).

ны погружения остается постоянной. Зона деформации основания в плане трапецидальной сваи в 1,5—1,6 раза больше, чем у призматической сваи с эквивалентным расходом материала.

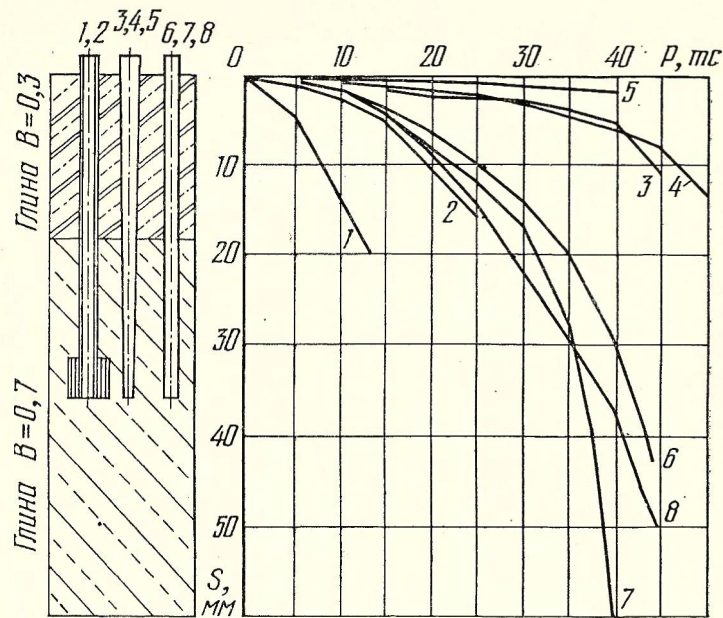


Рис. 9. Различные типы забивных свай (номера свай и относящихся к ним кривых совпадают).

Энергоемкость погружения трапецидальных свай в 1,5—3,5 раза больше, чем у свай квадратного сечения, что свидетельствует о повышенной несущей способности новых конструкций. Проведенные забивки трапецидальных и тавровых свай показали возможность их погружения без специально оформленного острия, что значительно упрощает их заводское изготовление.

Статические испытания забивных свай в разнообразных грунтовых условиях позволили установить область рационального применения трапецидальных свай и свай с уширением ствола. Сваи с уширением ствола рационально применять в условиях, когда слой слабого грунта подстилается более прочным грунтом, на который можно опереть уширение (рис. 7, 8). Трапецидальные сваи следует применять в условиях однородных грунтов, но наиболее целесообразно их применять в тех случаях, когда под слоем прочного грунта залегает более слабый грунт.

Следует указать также на некоторые особенности работы трапецидальных свай и свай с уширением ствола. Эффект «засасывания» недействителен для трапецидальных свай, их несущая способность во времени не увеличивается. В случае использования свай с уширениями нельзя располагать уширение в слое слабого грунта (рис. 9).

Статическими испытаниями набивных свай диаметром 0,5 (рис. 10, а, б, г) и 0,4 м (рис. 10, в) с несколькими уширениями под-

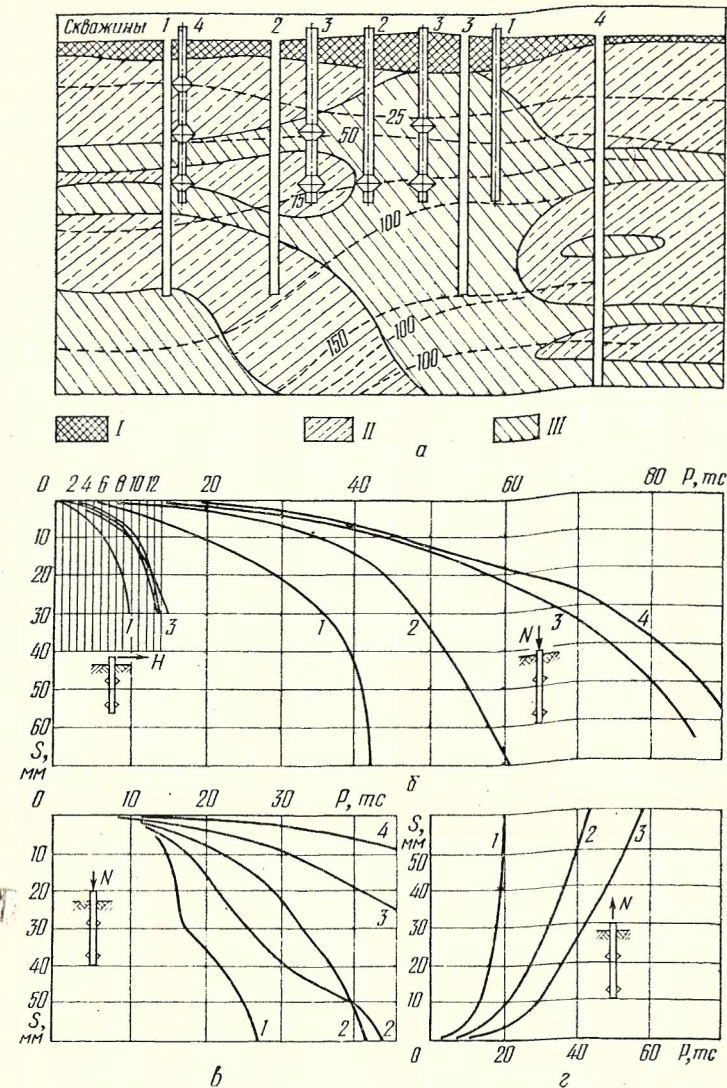


Рис. 10. Кривые испытаний свай (1—4) при действии вдавливающих, выдергивающих и горизонтальных нагрузок; 25, 50, 100, 150 — линии равных удельных сопротивлений по данным зондирования; I — насыпной грунт; II, III — глинистый твердый и полутвердый сапролиты (номера свай и относящихся к ним кривых совпадают).

тверждены данные о возможности значительного увеличения несущей способности набивных свай путем устройства нескольких уширений. Сваи с несколькими уширениями имеют повышенную

несущую способность при действии вертикальных вдавливающих (рис. 10 б, в), выдергивающих (рис. 10, г) и горизонтальных (рис. 10, б) нагрузок.

ВТОРАЯ СХЕМА ИСЧЕРПАНИЯ ПРОЧНОСТИ

В случае работы свай по второй схеме автором установлено напряженно-деформированное состояние, стадии НДС, схемы разрушения свай при действии различных нагрузок. Испытаниями тензометрических моделей трубчатых свай (оболочек) было установлено напряженное состояние при действии вертикальных

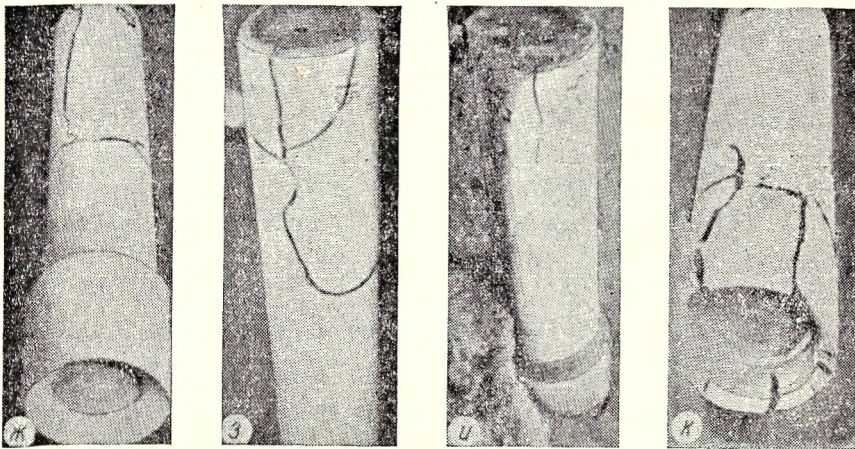
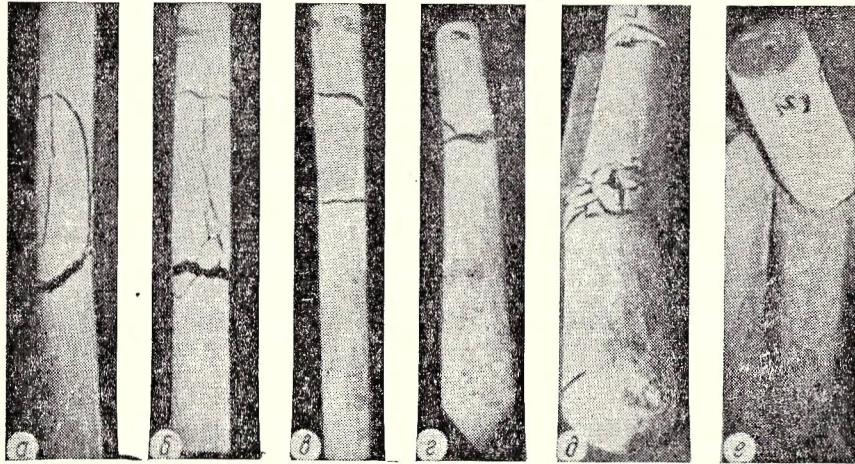


Рис. 11. Виды разрушения свай:

а — е — при действии горизонтальной нагрузки и различном закреплении в ростверке;
ж — к — при действии вертикальной нагрузки.

и горизонтальных сил, в том числе изменение напряжений по толщине стенки оболочки. При действии вертикальной вдавливающей нагрузки в горизонтальных сечениях действуют внецентренные сжимающие усилия, возрастающие по направлению к голове сваи. Неравномерность сжимающих напряжений по толщине стенки возрастает у открытого конца сваи, где под действием грунтового ядра возникают кольцевые растягивающие усилия и меридиональные моменты.

При действии горизонтальной нагрузки в горизонтальных кольцевых сечениях сваи действуют знакопеременные изгибающие моменты, деформирующие кольцевые сечения в эллиптические. Изгибающие моменты в кольцевых сечениях достигают максимума на глубине, равной двум диаметрам сваи. Под действием изгибающих моментов стенки сваи работают на изгиб. Дальнейший рост нагрузки вызывает развитие трещин, перераспределение эпюр пассивного отпора грунта и разрушение свай. Сваи могут разрушаться по балочной схеме (с образованием одного или двух шарниров) или по схеме оболочки (с образованием изгибно-крутильных шарниров текучести). Наблюдалось также разрушение призматических и трубчатых свай как стержней, сдавливаемых продольной силой, с развитием продольных трещин (рис. 11). Как упоминалось выше, в процессе роста нагрузки происходит перераспределение контактных давлений на сваю.

Упомянутые экспериментальные данные послужили основой для разработки методов расчета.

РАСЧЕТ СВАЙ

ПРИЗМАТИЧЕСКИЕ СВАИ С УШИРЕНИЕМ СТВОЛА

Несущая способность забивных свай с уширениями определяется по грунту и материалу сваи (рис. 12).

Несущая способность по грунту, ts , для свай с уширением у острия, забитых в оплывающие грунты или при засыпке пазух выше уширения песком с уплотнением его до средней плотности, определяется по формуле

$$P = km(R_n F_y + Y_y h_y f^n + Y_c \sum f_i^n l_i), \quad (2)$$

где k — коэффициент однородности грунта, принимаемый равным $k=0,7$;

m — коэффициент условий работы, принимаемый равным $m=1$;

R_n — нормативное сопротивление согласно табл. 1 СНиП II-Б.5—67* «Свайные фундаменты. Нормы проектирования»;

F_y — площадь поперечного сечения уширенного конца сваи в месте наибольшего уширения, m^2 ;

Y_y — периметр уширения, m ;

h_y — высота уширения, m ;

f^n — нормативное сопротивление грунта по боковой поверхности уширения, $тс/м^2$, определяемое по табл. 2. СНиП II-Б.5—67* «Свайные фундаменты. Нормы проектирования» на уровне середины уширения;

Y_c — периметр ствола сваи, $м$;

f_i^n — нормативное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности ствола, определяемое применительно к грунту естественных напластований по табл. 2. СНиП II-Б.5—67* «Свайные фундаменты. Нормы проектирования»;

l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью ствола, $м$.

При расчете l_i не учитывается трение грунта по стволу над уширением в пределах высоты, равной одному диаметру или размеру стороны уширения.

Несущая способность по грунту, $тс$, для свай с уширением у острия, погруженных без заполнения пазух выше уширения или с неуплотненной засыпкой, вычисляется по формуле

$$P = km (R^n F_y + Y_y h f^n - P_r), \quad (3)$$

где P_r — вес засыпки пазух выше уширений, равный произведению объема засыпки на объемную массу грунта (остальные обозначения те же, что в формуле (2)).

Если полость в грунте выше уширения не заполнена плотным грунтом, несмещаемость свай в горизонтальном направлении должна быть обеспечена конструкцией ростверка или наклонными сваями.

Расчет свай с местными уширениями по материалу ствола производится как для центрально сжатых элементов по формулам:

железобетонные сваи

$$P \leq 1000 m \varphi (R_{пр} F_0 + R_{ay} F_a); \quad (4)$$

металлические сваи

$$P \leq 1000 R F_{нт}; \quad P \leq 1000 R \varphi F, \quad (5)$$

где m — коэффициент условий работы ($m = 1$);

φ — коэффициент продольного изгиба;

$R_{пр}$ — призменная прочность бетона;

F_0 — площадь сечения сваи;

R_{ay} — условное расчетное сопротивление арматуры, равное сопротивлению, умноженному на коэффициент усло-

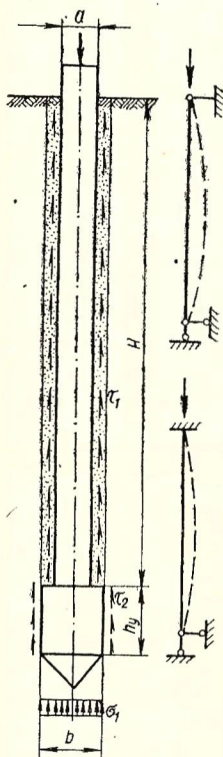


Рис. 12. Расчетная схема сваи с уширением ствола.

вий работы в соответствии с главой СНиП II-Б.1—62* «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования»;

F_a — площадь сечения продольной арматуры;

R — расчетное сопротивление стали на сжатие;

$F_{нт}$ — площадь сечения нетто;

F — общая площадь сечения стальной сваи.

Если полость, образующаяся при забивке, выше уширения заполнена песком с уплотнением или оплывшим грунтом, то коэффициент продольного изгиба принимается равным $\varphi = 1$. В остальных случаях коэффициент продольного изгиба φ определяется по табл. 2.

Таблица 2. Коэффициент продольного изгиба φ

$\frac{l_0}{b}$	14	16	18	20	22	24	26	28	30
$\frac{l_0}{d}$	12,1	13,9	15,6	17,3	19,1	20,8	22,5	24,3	26
$\frac{l_0}{r}$	50	55,4	62,2	69	76	83	90	97	104
φ	1	0,88	0,8	0,63	0,67	0,62	0,57	0,53	0,5

Примечание. В таблице приняты обозначения: l_0 — расчетная длина сваи; b — наименьший размер сечения призматической сваи; d — диаметр круглой сваи; r — наименьший радиус инерции сечения.

Расчетную длину сваи l_0 определяют в зависимости от условной величины заделки головы в ростверке и забивки уширения в плотный грунт.

Если уширение оперто на плотный грунт, принимается шарнирное закрепление ствола. Когда уширение забито в плотный грунт не менее чем на $2b$ (b — ширина уширения), можно принимать жесткое защемление нижнего конца сваи.

Расчетная длина l_0 вычисляется в зависимости от длины сваи l так:

при полном защемлении обоих концов сваи $l_0 = 0,5 l$;

при защемлении одного конца и шарнирном опирании другого $l_0 = 0,7 l$;

при шарнирно неподвижном закреплении обоих концов $l_0 = l$;

при одном защемленном и другом свободном конце (голова сваи) $l_0 = 2 l$.

Пример. Свая с уширением ствола (общая длина сваи 10 м, длина уширения 1 м, сечение ствола 30×30 см, сечение уширения 60×60 см) погружена в глинистые грунты консистенции $B = 1,0$, подстилаемые на глубине 9 м мелкими песчаными грунтами средней плотности.

По формуле (3) имеем:

$$P = 0,7 \cdot (160 \cdot 0,36 + 2,4 \cdot 1,0 \cdot 3,8 - 3,7) = 44,1 \text{ тс.}$$

При заполнении пазух естественным грунтом

$$P = 0,7 \cdot (160 \cdot 0,36 + 2,4 \cdot 1,0 \cdot 3,8 + 1,2 \cdot 8,0 \cdot 1,0) = 53,4 \text{ тс.}$$

На графике испытаний (см. рис. 8) этой нагрузке соответствует осадка 5—10 мм.

ТРАПЕЦЕИДАЛЬНЫЕ СВАИ

Несущая способность забивной сваи P , тс, работающей на осевую сжимающую нагрузку, определяется как сумма расчетных сопротивлений грунта под нижним концом сваи за счет сил трения и отпора грунта по формуле

$$P = km [R^n F + \sum Y_i l_i (f_i^n + 10 i_c E_i \gamma_r) + \sum Y_{2i} l_i f_i^n], \quad (6)$$

где k — коэффициент однородности грунта, принимаемый равным $k=0,7$;

m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1;

R^n — нормативное сопротивление грунта под нижним концом свай, тс/м², определяемое по табл. 1 СНиП II-Б.5—67* «Свайные фундаменты. Нормы проектирования»;

F — площадь опирания на грунт нижнего конца сваи, м²;

Y_i — средняя величина периметра поперечного сечения сваи в пределах i -го слоя грунта, м;

l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

f_i^n — нормативное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности сваи, тс/м², определяемое по табл. 2 СНиП II-Б.5—67* «Свайные фундаменты. Нормы проектирования»;

i_c — уклон боковой поверхности сваи в долях единиц;

E_i — модуль деформации i -го слоя грунта, окружающего боковую поверхность сваи, кгс/см², определяемый по результатам компрессионных испытаний;

γ_r — коэффициент отпора грунта, определяемый по табл. 3 в зависимости от вида грунта.

Таблица 3. Коэффициент отпора грунта

Вид грунта	Значение γ
Пески и супеси	0,5
Суглинки	0,6
Глины тощие ($W=18$)	0,7
жирные ($W=25$)	0,9

Примечание. При глинах с числом пластичности $18 < W < 25$ значение γ_r берется по интерполяции.

Пример расчета

Трапециевидальная свая длиной 6 м, сечением 30×45 в верхнем и 30×15 см в нижнем конце погружена на глубину до 3 м в тугопластичные суглинки консистенции $B=0,3$ и $E=60$ кг/см², подстилаемые мягкопластичными суглинками с консистенцией $B=0,1$ и $E=45$ кг/см².

Согласно СНиП II-Б.5—67*

$$R^n = 210 \text{ тс/м}^2; F = 0,045 \text{ м}^2; Y_1 = 0,6 \text{ м};$$

$$Y_2 = 0,6 \text{ м}; l_1 = 3 \text{ м}; l_2 = 3 \text{ м};$$

$$f_1 = \frac{2,3 + 3,5}{2} = 2,9 \text{ тс/м}^2; f_2 = \frac{1,5 + 2,5}{2} = 2 \text{ тс/м}^2;$$

$$i_c = \frac{0,5(0,45 - 0,15)}{6} = 0,025.$$

По формуле (6) имеем:

$$P = 0,7 \cdot 1 [210 \cdot 0,045 + 0,6 \cdot 3 (2,9 + 10 \cdot 0,025 \cdot 60 \cdot 0,6) + 0,6 \cdot 3 (2 + 10 \cdot 0,025 \cdot 45 \cdot 0,6) + 2 \cdot 3 \cdot 0,37 \cdot 2,9 + 2 \cdot 3 \cdot 0,22 \cdot 2] = 0,7 (9,45 + 21,4 + 12,1 + 6,4 + 2,65) = 52,0 \text{ тс.}$$

НАБИВНЫЕ СВАИ С УШИРЕНИЯМИ СТВОЛА

Расчетная нагрузка на сваю с двумя или несколькими уширениями по грунту может быть определена двумя способами в зависимости от принятой расчетной схемы (рис. 13).

Расчет ведется по расчетной схеме на рис. 13, а по формуле

$$P = km \left(R^n F + Y \sum_1^n f_i^n l_i \right), \quad (7)$$

где k — коэффициент однородности грунта, принимаемый равным 0,7;

m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0;

R^n — нормативное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимаемое согласно п. 5.8 СНиП II-Б.5—67*, тс/м²;

F — площадь поперечного сечения сваи, принимаемая по наибольшему диаметру уширения, м²;

Y — периметр цилиндрической поверхности грунта, диаметр которой равен наибольшему диаметру уширения, м;

f_i^n — нормативное сопротивление i -го слоя грунта по цилиндрической поверхности с периметром, тс/м², принимаемое по СНиП;

l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с цилиндрической поверхностью, описанной вокруг сваи по диаметру уширений, в пределах от верхнего до нижнего уширения, м.

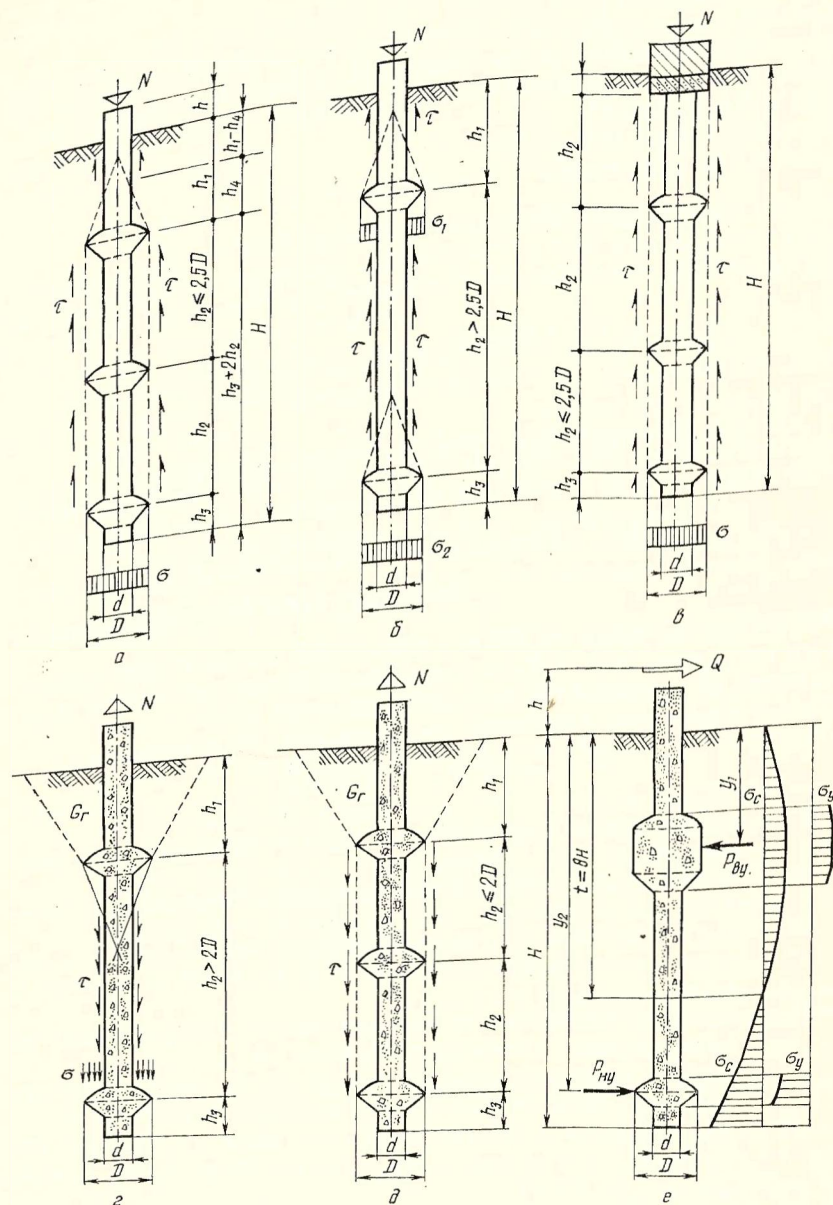


Рис. 13. Расчетные схемы набивных свай с несколькими уширениями при действии нагрузки: а — в; г — д — выдергивающей; е — горизонтальной.

Расчет ведется по расчетной схеме на рис. 13, б по формуле

$$P = km \left(R_1^n F_1 + \beta F_2 \sum_2^n R_i^n + Y \sum m_f f_i^n l_i \right), \quad (8)$$

где k, m — то же, что в формуле (7);

R_1^n — нормативное сопротивление грунта под нижним концом сваи (под первым уширением), $тс/м^2$;

R_i^n — нормативное сопротивление грунта под каждым уширением, кроме нижнего, $тс/м^2$; величины R_1^n, R_i^n определяются согласно п. 5.8 СНиП II-Б.5—67*;

F_1 — горизонтальная проекция площади уширения, $м^2$;

F_2 — горизонтальная проекция площади уширения за вычетом площади ствола сваи, $м^2$;

β — понижающий коэффициент, учитывающий взаимное влияние уширений ($\beta=0,8$);

Y — периметр ствола сваи, $м$;

m_f — коэффициент условий работы сваи, зависящий от способа образования скважины, $m_f=0,5$;

f_i^n — нормативное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности ствола сваи, принимаемое по табл. 1, $тс/м^2$; сопротивление грунта по боковой поверхности учитывается на участках от верха сваи или от низа каждого уширения до места пересечения ствола сваи с поверхностью воображаемых конусов, имеющих в качестве образующей линию, касающуюся границы

уширений под углом $\frac{\varphi}{2}$ к оси сваи;

l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью ствола, $м$.

Формула (7) может применяться в случае, когда глубина скважины не позволяет делать уширения с шагом более двух диаметров уширения. В этом случае боковая поверхность непосредственно не участвует в работе сваи. Формула (8) может применяться, когда шаг уширений больше двух диаметров уширения. В этом случае боковая поверхность участвует в работе лишь частично, как показано на рис. 13, б.

Расчет свай с ростверком, расположенным на грунте (рис. 13, в), производится по формуле (6).

При действии выдергивающей нагрузки, без учета конического тела выпора, сваи рассчитываются так:

При шаге уширений $\leq 2D$ (рис. 13, д) расчет ведется по формуле

$$P = kmY \sum_1^n f_i^n l_i + G, \quad (9)$$

где k — коэффициент однородности грунта, принимаемый равным 0,6;

m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0;

Y — периметр цилиндрической поверхности грунта, диаметр которой равен наибольшему диаметру уширения, m ;

f_i^H — нормативное сопротивление i -го слоя грунта по цилиндрической поверхности с периметром Y , принимаемое по табл. 1, $тс/м^2$;

l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с цилиндрической поверхностью, описанной вокруг сваи по диаметру уширений, в пределах от нижнего уширения до черной отметки земли (в случае подсыпки) или до планировочной отметки земли (в случае срезки), m ; $l_i = h_2 + h_1$;

G — собственный вес сваи, $тс$.

При шаге уширений $> 2D$ (см. рис. 13, з) расчет ведется по формуле

$$P = km \{0,875 [AC^n + B\gamma^n (h_1 + h_2)] (D^2 - d^2) + Y \sum f_{2i}^H l_{2i} + Y \sum f_{1i}^H l_{1i}\} + G, \quad (10)$$

где k, m, Y, G — то же, что и в формуле (9);

A, B — безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 8 СНиП II-Б.5—67* в зависимости от нормативного значения угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне φ^n (под рабочей зоной понимается залегающий над уширением слой грунта толщиной D);

C^n — нормативное удельное сцепление глинистого грунта в рабочей зоне, $тс/м^2$;

γ^n — объемная масса грунтов, залегающих выше отметки нижнего уширения;

h_1 — глубина залегания верхнего уширения, m ;

h_2 — расстояние между нижним и верхним уширениями, m ;

D — диаметр уширения, m ;

d — диаметр ствола сваи, m ;

Y — периметр ствола сваи, m ;

f_{2i}^H — нормативное сопротивление i -го слоя грунта по стволу сваи на участке $h_2 - D$, принимаемое по табл. 1, $тс/м^2$;

f_{1i}^H — нормативное сопротивление i -го слоя грунта по цилиндрической поверхности с периметром Y на участке h_1 , принимаемое по табл. 1, $тс/м^2$;

l_{1i} — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с цилиндрической поверхностью, описанной вокруг сваи по диаметру уширений на участке h_1, m ;

l_{2i} — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося со стволом сваи на участке $h_2 - D, m$.

Расчет сваи на выпор грунта производится по формуле

$$P = \frac{1}{k} (S + G), \quad (11)$$

где P — выдергивающая сила, $тс$;

k — коэффициент запаса, принимаемый равным 1,5;

G — вес сваи, $тс$;

S — сопротивление грунта выпору, $тс$.

Сопротивление грунта выпору находится по формуле

$$S = G_r + C + P_r, \quad (12)$$

где G_r — вес выпираемого грунта, $т$;

C — сила сцепления грунта по поверхности разрушения, $тс$;

P_r — сила сопротивления сдвигу грунта между уширениями по цилиндрической поверхности, равной диаметру уширений, $тс$.

Вес выпираемого грунта находится по формуле

$$G_r = \frac{\pi h_1 \gamma}{12} (3D^2 + 6Dh_1 \operatorname{tg} \varphi + 4h_1^2 \operatorname{tg}^2 \varphi - 3d^2) + \frac{\pi h_2}{4} \times (D^2 - d^2), \quad (13)$$

где h_1, h_2, D, d — то же, что и в формуле (10);

φ — угол внутреннего трения.

Сила сцепления грунта по поверхности разрушения определяется по формуле

$$C = \frac{\pi h_1}{\cos \varphi} (D + h_1 \operatorname{tg} \varphi) c, \quad (14)$$

где c — сила сцепления на единицу поверхности разрушения, $тс/м^2$.

Сила сопротивления сдвигу грунта между уширениями в соответствии с расчетной схемой на рис. 13, д определяется по формуле

$$P_r = kmY \sum f_i^H l_i, \quad (15)$$

где k, m, Y, f_i^H — то же, что и в формуле (9);

l_i — толщина i -го слоя, соприкасающегося с цилиндрической поверхностью, описанной вокруг сваи по диаметру уширений, в пределах от нижнего до верхнего уширения, m .

Примеры расчета

1. Определить несущую способность буронабивной сваи с двумя уширениями, работающей на вдавливание, при следующих данных: диаметр сваи $d = 0,5 m$; диаметр уширения $D = 1,0 m$; заглубление сваи $l = 4,5 m$; $l = h_1 + h_2 + h_3$; $h_1 = 1,8 m$; $h_2 = 1,8 m$; $h_3 = 0,9 m$. Грунт — суглинок полутвердый с коэффициентом консистенции $B = 0,2$; $R^n = 55 т/м^2$ (табл. 6 СНиП II-Б.5—67*); $F = 0,8 м^2$; $Y = 3,14 m$; $f_i^H = 4,6 т/м^2$; $l_i = 1,8 m$.

Несущую способность сваи определяем по формуле (7):

$$P = 0,7 \cdot (55 \cdot 0,8 + 3,14 \cdot 4,6 \cdot 1,8) = 0,7 \cdot (44 + 26) = 49,0 тс.$$

На графике статических испытаний нагрузке 49,0 тс соответствует осадка 15 мм.

2. Определить несущую способность буронабивной сваи с двумя уширениями, работающей на выдергивание при тех же исходных данных: $Y=3,14$ м; $l_i=3,6$ м; $f_i^H=4,2$ т/м²; $G=2,5$ т.

Несущую способность сваи определяем по формуле (9):

$$P=0,6 \cdot 1,0 \cdot 3,14 \cdot 4,2 \cdot 3,6 + 2,5 = 28,5 + 2,5 = 31,0 \text{ тс.}$$

На графике статических испытаний нагрузке 31,0 тс соответствует осадка 16 мм, что свидетельствует о достаточно хорошей сходимости расчетных данных с результатами статических испытаний.

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СВАИ

Экспериментально установлено, что при расчете прочности конструкций, взаимодействующих с грунтом, можно использовать метод предельного равновесия (см. стр. 15). В наших расчетах использован кинематический способ метода предельного равновесия. Конструкция или часть ее рассматривается в начале пластического движения и превращается в геометрически изменяемую систему по меньшей мере с одной степенью свободы. Минимальная разрушающая нагрузка определяется из условия равенства работ внешней нагрузки V и внутренних сил T .

Приведенные ниже способы расчета прочности конструкции свай-оболочек частично могут быть применены для расчета прочности свай других конструкций, в том числе сплошного сечения.

При разрушении свай с открытым нижним концом во время погружения вследствие давления грунтовой пробки распределение нормальных давлений грунта на внутреннюю поверхность сваи принимаем по показательному закону, как наиболее адекватно отражающему физическую сущность процесса образования грунтового ядра (табл. 4).

$$\sigma_y = \sigma_0 e^{-ny}, \quad (16)$$

где

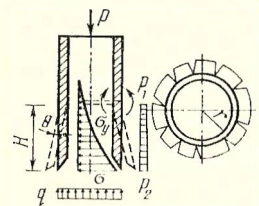
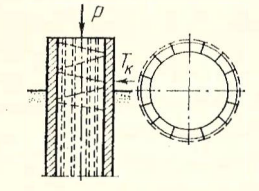
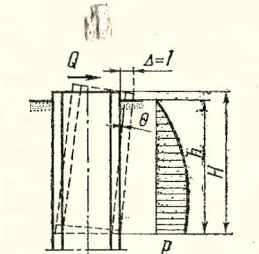
$$\sigma_0 = q_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

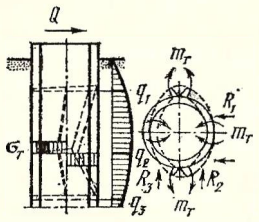
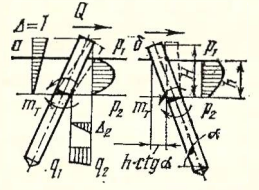
n — коэффициент, принимаемый в зависимости от диаметра сваи; $n=3$ для оболочек диаметром до 0,3 м; $n=2$ для оболочек диаметром до 0,5 м; $n=1$ для оболочек диаметром до 0,8 м и $n=0,5$ для оболочек большего диаметра.

$$V = V_1 - V_2, \quad (17)$$

где V_1 — работа нормальных давлений σ_y ;
 V_2 — работа сил пассивного давления грунта p , окружающего сваю-оболочку.

Т а б л и ц а 4. Расчет прочности свай

Расчетная схема	Формулы расчета
	$\sigma_y = \sigma_0 e^{-ny}; \quad \sigma = q \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$ $V_1 - V_2 = T;$ $V_1 = \frac{2\pi r \sigma}{Hn^2} (Hn + e^{-nH} - 1); \quad V_2 =$ $= \frac{1}{3} \pi r H (p_1 + 2p_2);$ $T = \frac{2\pi r}{H} (m_T + T_K t_K)$
	$V = P \Delta_1 - \int_F p \delta dF = Q;$ $T = R_{np} F \Delta_1 + R_{ac} F_a \Delta_1 + 2\pi D_{cn} f_{cn} \times$ $\times \frac{l}{S} \sigma_p \Delta_2$
	$V_1 - V_2 = Q \Delta - \int_F p \delta dF = Q -$ $- \frac{Rh^2 (2p_1 + p_2)}{3H}; \quad T = m_T \theta;$ <p>при $\Delta_y = \Delta \left(1 - \frac{y^n}{H^n} \right)$ $n > 0$ для гибких свай;</p> $V_2 = 2R \int \frac{(p_2 - p_1)(H - y) + p_2 h}{n} \times$ $\times \frac{H^n - y^n}{H^n} dy;$ <p>при $H = h$ $V_2 = 2Rh \left[\left((p_2 - p_1) \times \right.$</p> $\left. \times \frac{n^3 + 3n + 1}{2(n+1)(n+2)} + p_2 \frac{n+2}{n+1} \right].$

Расчетная схема	Формулы расчета
	$V_1 - V_2 = T; \quad V_1 = \frac{1}{8} Rh_1 (q_1 + 2q_2) + \frac{1}{8} Rh_2 (2q_2 + q_3);$ $V_2 = \frac{1}{8} (R + y) (p_2 + p_1) h \Delta_3;$ $2y + 2\Delta_3 \sqrt{R^2 - y^2} = \Delta_1^2 + 1;$ $\Theta = \frac{4\varphi\omega_A}{h}; \quad \omega_A = \omega_0 + ay;$ $T = 4\varphi h m_r + \frac{4\Delta}{h} \left(\int \sigma_T y dF + \frac{1}{a} \int \sigma_T \omega_0 dF \right);$ $V = R_1 \Delta h \frac{(a - c) (\Delta_1 - \Delta_2) + a \Delta_2}{a} - R_2 \Delta_3 \frac{a - b}{a} - R_3 \Delta_3 \frac{y - d}{d}$
	<p>a) $V_1 = Q; \quad V_2 = \frac{Rh^2}{3H} [(2p_1 + p_2) + ctg^2 \alpha (2q_2 + q_1)];$</p> $T = m_r \theta = \frac{m_r}{H}.$ <p>б) $V_1 = Q; \quad V_2 = \frac{Rh^2}{3H} [(2p_1 + p_2) + P_6 ctg^2 \alpha];$</p> $m_r = QH - \frac{Rh^2}{3} [(2p_1 + p_2) + P_6 ctg^2 \alpha]$

$$V_1 = \iint_F \sigma_y \delta dF = \frac{2\pi r \sigma_0}{Hn^2} (Hn + e^{-nH} - 1);$$

$$V_2 = \iint_F p \delta dF = \frac{\pi r H}{3} (p_1 + 2p_2); \quad (18)$$

$$T = \int_0^{2\pi} m_r \Theta d\varphi + \int_0^{2\pi} d\varphi \int_0^H T_k t_k \Theta dH = \frac{2\pi r}{H} (m_r + T_k t_k),$$

где m_r — предельный момент в кольцевом пластическом шарнире на единицу длины; $m_r = \frac{f_1 n_1 n_0 \sigma_T}{2\pi r}$;

$$\Theta — \text{угловая скорость взаимного поворота звеньев в пластических шарнирах, } \Theta = \frac{1}{H};$$

T_k — предельное усилие в кольцевой (двойной) арматуре, приходящееся на единицу длины меридиана,

$$T_k = \frac{f_2 \sigma_{T_2}}{S_0};$$

t_k — расстояние от точки приложения T_k до верхней грани кольцевого пластического шарнира;

f_1, f_2 — площади поперечного сечения одного стержня меридиональной и кольцевой арматуры;

n — количество стержней арматуры;

σ_T — предел текучести ненапрягаемой арматуры.

Таким же образом можно найти величину минимальной разрушающей нагрузки при других схемах разрушения свай (см. табл. 4).

КОНСТРУИРОВАНИЕ И ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

ПРИЗМАТИЧЕСКИЕ СВАИ С УШИРЕНИЯМИ

В зависимости от технико-экономических показателей, опыта строительства, инженерно-геологических условий и производственных возможностей могут применяться различные виды забивных свай с уширениями. Уширение ствола должно быть оперто на слой или прослойку плотного грунта толщиной не менее 2—2,5 м. Как правило, в подверженных морозному пучению грунтах уширения располагают ниже уровня промерзания. Расположение уширения по высоте ствола принимается в зависимости от инженерно-геологических условий.

Применением свай с уширениями можно снизить их длину и вес и использовать сваебойные агрегаты с небольшой длиной стрелы и менее мощными молотами. Устройство уширения может служить не только для увеличения несущей способности, но и для

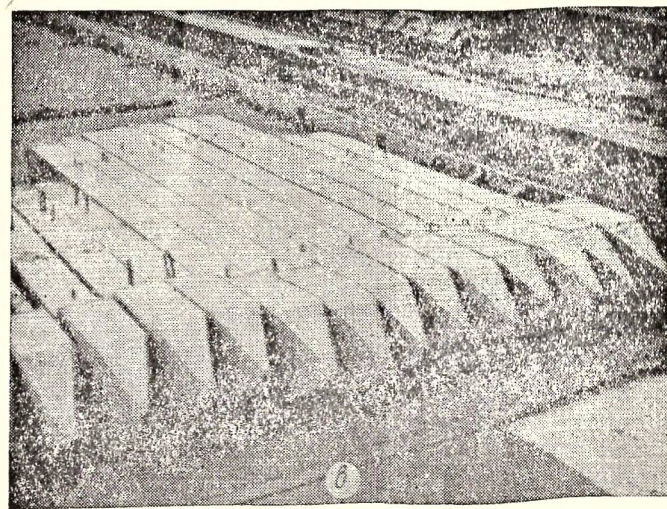
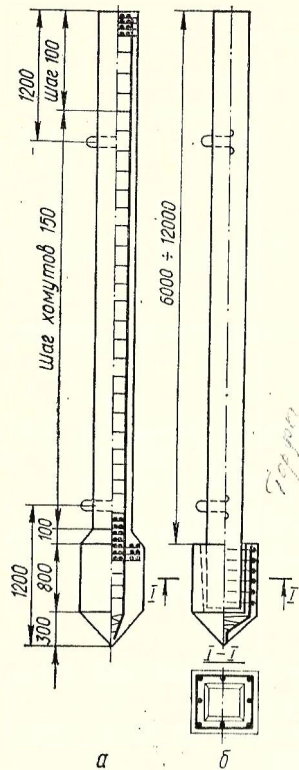


Рис. 14. Призматические сваи с уширением:
а — с монолитным; б — со сборным; в — с плоским.

предохранения защитной изоляции при забивке свай в условиях агрессивных грунтовых вод. Уширение целесообразно устраивать также для свай в фундаментах легких сооружений на грунтах, подверженных периодическому пучению.

Призматические сваи с местными уширениями рекомендуется применять длиной до 12 м, с поперечными размерами ствола 30×30 и 35×35 (рис. 14). В зависимости от условий площадки строительства конструируют сваи с плоскими или объемными уширениями. Объемные уширения применяют в условиях слабых оплывающих грунтов. Плоские уширения устраивают в слабых неоплывающих грунтах, когда устойчивость свай в одном из направлений обеспечена конструкцией ростверка. Сваи проектируются совместно с уширениями или отдельно. При отдельном изготовлении для соединения элементов предусматривают стык стаканного типа (см. рис. 14, б). Раздельное изготовление применяют в следующих случаях:

при устройстве изоляции ствола в агрессивных грунтовых водах;

при большом количестве типоразмеров свай в пределах одной строительной площадки для повышения технологичности, уменьшения числа опалубок, снижения расхода бетона.

Для замоноличивания покрытой изоляцией сваи в уширении применяют стойкий раствор или горячий асфальтобетон.

Во втором случае размер уширения рассчитывают для обеспечения несущей способности сваи по грунту. Применение раздельного изготовления уширений позволяет повысить загрузку пропарочных камер, снизить в 1,5—2 раза количество типоразмеров опалубок и применять уширения различной площади в плане.

Рекомендуется применять размеры уширения в плане B не более $1,5-2b$, где b — поперечный размер ствола. В отдельных случаях в условиях залегания с поверхности мощного слоя торфа можно конструировать уширения большей площади. Высота уширения проектируется в зависимости от требуемой несущей способности сваи, в пределах от 1,5 до 4,0 b . Глубина стакана при раздельном изготовлении элементов должна быть не менее поперечного размера ствола. Стакан должен иметь форму усеченной пирамиды для заделки стыка. Зазоры между стенками стакана и стволом сваи в верхней части должны быть не более 2—3 см.

Сваи могут быть ненапряженные и предварительно напряженные. Ствол ненапряженных свай армируют продольной арматурой из стержневой горячекатаной арматурной стали периодического профиля диаметром 12—22 мм. Поперечная арматура в виде спирали по всей длине ствола и сварных сеток в голове свай и в месте стыка с уширением выполняется из обыкновенной арматурной проволоки диаметром до 8 мм. Ствол предварительно напряженных свай армируется напряженной продольной арматурой из высокопрочной проволоки, прядей или стержней. Поперечная арматура в сваях с предварительным напряжением ствола выполняется так же, как в ненапряженных сваях. Монтажные петли из арматуры класса А-I ставятся из расчета восприятия усилий при подъеме за 1—2 петли с учетом веса уширения.

Уширение армируется по периметру продольной и поперечной арматурой. При высоте уширения более 2 b его можно не армировать по периметру, оставляя только арматуру ствола сваи. Для продольного армирования уширения применяют стержневую сталь класса А-I диаметром 8 мм. Продольную арматуру сборных уширений рассчитывают на растяжение при забивке от действия сил трения грунта по боковой поверхности уширения.

Для бетонирования свай с уширениями используют бетон марки 200 или 300. Защитный слой для рабочей арматуры — 30 мм.

Для увеличения анкерной способности свай можно применять стальные уширения из листа или прокатного профиля, привариваемые к закладным деталям в стволе железобетонной сваи. Такие уширения при забивке не образуют полости выше уширений, поэтому не требуется обеспечения устойчивости ствола. По этой же причине сваи со стальными уширениями можно применять в неоплывающих грунтах.

При технико-экономическом обосновании можно применять стальные сваи со стальными уширениями. Они проектируются из прокатных профилей длиной до 30 м. Уширения стальных свай изготавливают обычно из тех же элементов, что и ствол. Возможно устройство уширений из листовой стали толщиной 10—20 мм или любых прокатных профилей. Стальные уширения проектируют двутавровыми или крестообразными. Длина и размеры в плане принимаются по расчету для обеспечения необходимой несущей способности свай.

При проектировании стальных свай необходимо соблюдать требования к выбору марки стали в зависимости от условий эксплуатации. Сварку всех элементов необходимо производить в соответствии с действующими нормативными документами, с учетом требований к качеству сварки, толщине шва, типу электродов. После сварки стальные сваи покрывают защитными составами в зависимости от степени агрессивности грунтовых вод. При действии на сваю горизонтальных или наклонных усилий целесообразно устройство двух уширений по высоте ствола.

После забивки вокруг свай с уширениями образуются воронки диаметром до 1,5 и глубиной до 1,0 м. Полости, образовавшиеся после прохождения уширения, быстро заполняются водонасыщенным грунтом. Воронки должны разравниваться бульдозером при планировке грунта перед устройством ростверка.

Для облегчения проектирования, изготовления и строительства на основе исследований и внедрений нами (с участием А. И. Алексеева) были разработаны и изданы «Рекомендации по расчету, проектированию и изготовлению забивных свай с местными уширениями» [84]. Эти рекомендации используются проектными и строительными организациями при проектировании и строительстве свай.

ТРАПЕЦИДАЛЬНЫЕ СВАИ

Трапецидальные сваи рекомендуется применять в непучинистых грунтах. Основное преимущество трапецидальных свай перед известными пирамидальными заключается в большей технологичности изготовления (рис. 15). Если располагать сваи в ростверке согласно рис. 15, б, то могут быть допущены большие отклонения от проектного положения, так как поперечный размер головы сваи значительно больше, чем у обычных свай.

Сваи могут быть длиной 6—9 м. Армирование ствола может быть ненапряженным (рис. 15, в) и напряженным (рис. 15, г). Для уменьшения расхода бетона в верхней части свай рекомендуется устраивать полость.

Опыт массового применения трапецидальных свай длиной 6,0 м, сечением по верху 45×45 и по низу 15×30 см показал их большие преимущества перед призматическими сваями в условиях, когда слой прочного грунта подстилается более слабым. Забивка свай осуществляется обычными сваебойными механизмами.

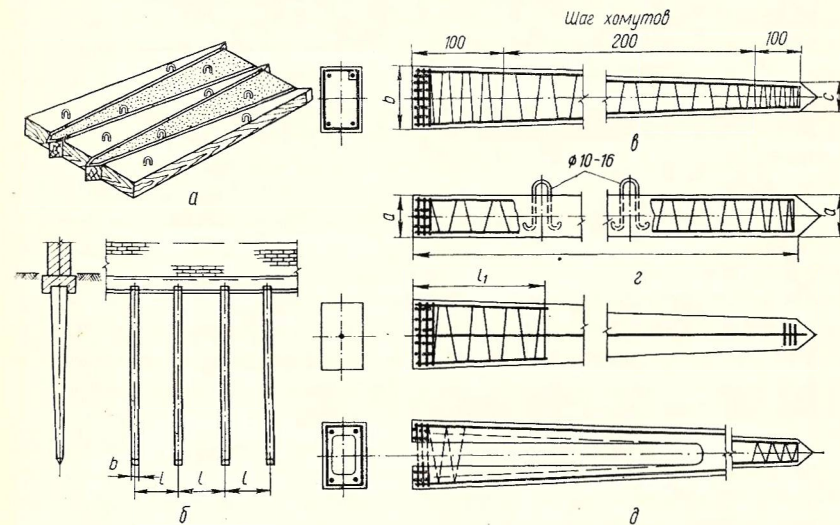


Рис. 15. Трапецидальные сваи: а — изготовление; б — схема ростверка; в — без натяжения арматуры; г — с напряженным армированием; д — пустотелая.

Сечения арматуры подбираются таким же образом, как для обычных призматических свай. В условиях слабых грунтов можно выполнять сваи без специально оформленного остря.

СВАИ-ОБОЛОЧКИ, ИЛИ ТРУБЧАТЫЕ

Сваи-оболочки с уширениями или с удлиненным вогнутым ножом рекомендуется применять длиной до 12 м и с диаметром 400—800 мм. Диаметр уширения D должен быть не более $2d$ ствола (рис. 16). Высота уширения h_y , его конструкция и армирование принимаются такими же, как для призматических свай с уширениями. Уширение трубчатых свай может быть открытым или закрытым, в зависимости от вида грунта в основании.

В грунтах, образующих устойчивое грунтовое ядро, следует применять сваи с открытым уширением. В слабых глинистых грунтах, не образующих устойчивого грунтового ядра, нужно использовать сваи с закрытым уширением. Для образования устойчивого грунтового ядра угол наклона образующей в сваях с открытым уширением и с удлиненной ножевой частью нужно принимать в пределах 70—75°. Сечение бетона и арматура трубчатых свай с уширениями и с удлиненным вогнутым ножом назначаются так же, как для обычных трубчатых свай.

Для забивки свай с уширениями и одновременного уплотнения засыпки в полости над уширениями автором предложено применение инвентарной трубы. Стальная труба надевается на

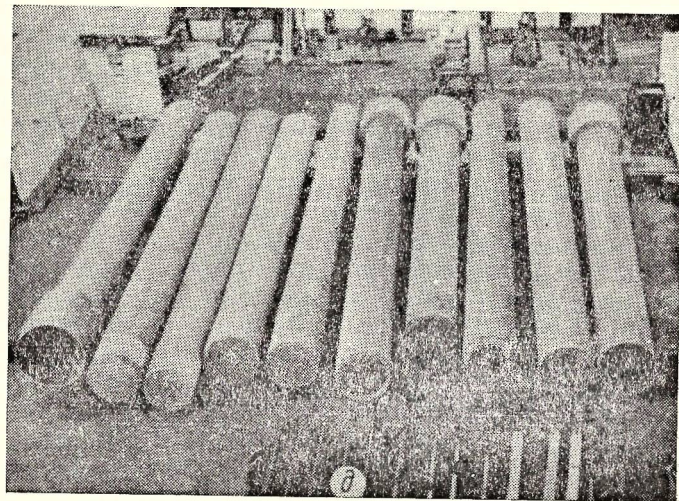
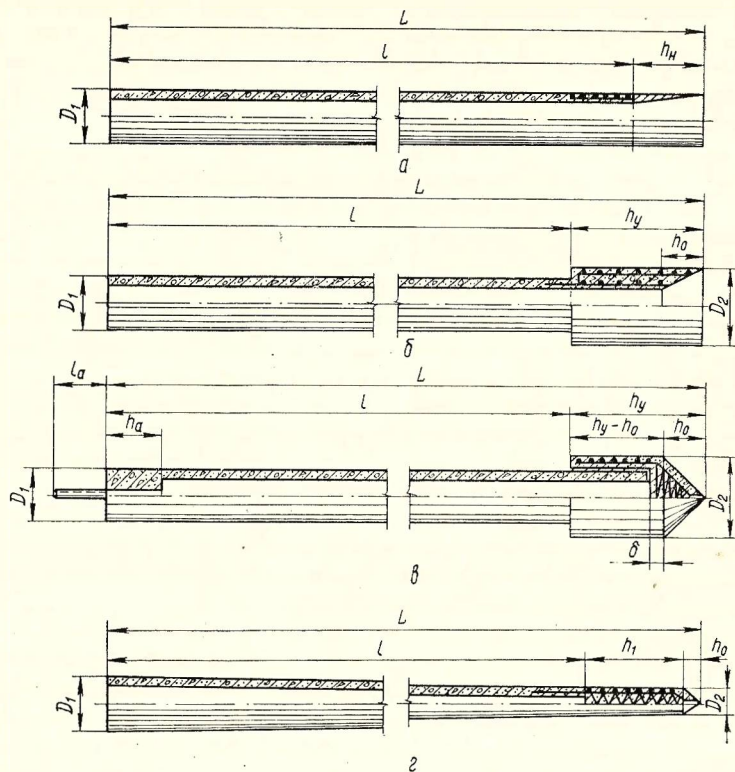


Рис. 16. Трубчатые сваи:
 а — с удлиненным ножом; б, в — с уширениями; г — коническая; д — общий вид свай длиной 7,5 м.

ствол сваи и упирается при забивке в уширение, не создавая дополнительных нагрузок на ствол. После погружения сваи на заданную отметку в полость насыпается рыхлый грунт, послойно уплотняемый ударами инвентарной трубы при помощи дизель-молота. Инвентарная труба извлекается лебедкой сваебойного агрегата.

В условиях водонасыщенных грунтов, подверженных морозному пучению, внутренняя полость трубчатых свай в зоне промерзания должна заполняться бетоном. Для исключения этой операции и снижения расхода бетона автором предложена полая герметичная емкость. Полая емкость, изготовленная из герметичного водостойкого материала — тонкой стали, резины, пластмассы — опускается внутрь трубчатой сваи в зоне промерзания. Емкость не дает возможности грунтовым водам заполнить полость сваи и предотвращает разрушение сваи от расширения воды при замерзании.

Трубчатые сваи были использованы в фундаментах опор и оборудования подстанций и в качестве свай-колонн для опирания оборудования. Опыт многолетней эксплуатации показал, что сваи с уширениями обладают повышенной несущей способностью, а также не подвержены действию морозного пучения грунта при небольших вертикальных нагрузках.

**БУРОНАБИВНЫЕ СВАИ С НЕСКОЛЬКИМИ УШИРЕНИЯМИ
 (С ПРОФИЛИРОВАННОЙ ПОВЕРХНОСТЬЮ)**

Набивные сваи с несколькими уширениями целесообразно выполнять сухим способом в ненасыщенных водой связных грунтах, чтобы исключить случаи обрушения или оплывания стенок скважины. Для устройства свай пригодны глинистые и суглинистые грунты твердой, полутвердой и тугопластичной консистенций.

Набивные сваи проектируют на основе результатов инженерно-геологических изысканий, зондирования и статических испытаний. Глубина заложения свай и количество уширений определяются расчетом, а также исходя из инженерно-геологической характеристики площадки и климатических условий района строительства. В грунтах, подверженных морозному пучению, при устройстве фундаментов для неотапливаемых зданий или наружных стен отапливаемых зданий верхнее уширение располагают не ниже расчетной глубины промерзания. В остальных случаях отметка верхнего уширения определяется грунтовыми условиями и видом нагрузки.

Для облегчения производства работ количество типоразмеров набивных свай на одной строительной площадке не должно быть более трех. Диаметр ствола свай назначается по условию его прочности при следующих конструктивных ограничениях для удобства бетонирования: при длине свай до 5 м диаметр ствола принимают не менее 40 см; до 12 м — не менее 50 см; более 12 м — не менее 60 см.

Как правило, диаметр уширений определяется конструктивными особенностями буровых агрегатов и не может изменяться в проекте. Обычно диаметр уширения равен удвоенному диаметру ствола. Если технически возможно изменять диаметр уширения, его назначают в зависимости от диаметра ствола в пределах от двух до трех диаметров ствола для получения оптимальной несущей способности по грунту, равной несущей способности по стволу.

Количество уширений назначают в зависимости от вида нагрузки, длины ствола, глубины промерзания и возможности морозного пучения. Расстояние между уширениями принимают не менее удвоенного диаметра уширения. При действии на сваю вертикальных вдавливающих или выдергивающих нагрузок принимают максимальное количество уширений исходя из требуемой несущей способности, минимального шага уширений и длины ствола. Для свай, работающих на горизонтальные нагрузки, проектируют два уширения в верхней и нижней части ствола, причем верхнее уширение должно иметь большую площадь вертикальной проекции.

Ствол свай армируют по расчету. В качестве арматуры принимают сварные каркасы с продольной рабочей арматурой из стали класса А-II диаметрами 12—28 мм и спиралью из круглой арматуры класса А-I диаметром 6—8 мм. Сварные каркасы могут иметь в плане форму квадрата или многоугольника в зависимости от требуемого по расчету количества стержней продольной арматуры. Для назначения наибольшей рабочей высоты сечения при работе на горизонтальную нагрузку при количестве продольных стержней более четырех целесообразно размещать их по углам многоугольника.

Если армирование по расчету не требуется, в голове свай устанавливают короткий каркас из конструктивной продольной арматуры длиной 1,0—1,5 м и диаметром 10—12 мм и спирали из арматуры класса А-I диаметром 6—8 мм с шагом 300 мм.

Для бетонирования свай применяется бетон марки не ниже 200. Защитный слой бетона для рабочей арматуры должен быть не менее 35 мм.

Сваи с несколькими уширениями по высоте могут применяться в фундаментах разнообразных зданий и сооружений в ленточных односторонних и двухрядных ростверках, в кустовых ростверках различной формы в плане — треугольных, квадратных, прямоугольных, кольцевых (рис. 17). Одиночные сваи могут использоваться как фундаменты односторонних колонн или опор трубопроводов (рис. 17, и, к).

Наименьшее расстояние между осями свай в уровне ростверка или верха свай должно быть не менее полутора диаметра ствола. Расстояние между уширениями в свету должно назначаться не менее 1,0 м. Исходя из этого, целесообразно применение в ростверках колонн свай, выполенных наклонно (рис. 17, л). Угол наклона свай должен быть не более 70—80°. Применение

наклонных свай позволяет уменьшить площадь ростверка, увеличить объем вовлекаемого в работу грунта и повысить несущую способность фундамента при действии вертикальных и горизонтальных усилий. Сопряжение свай с ростверками устраивается так же, как для обычных буронабивных свай.

Перед началом производства работ составляется технологическая карта, учитывающая инженерно-геологические условия, буровое оборудование и вспомогательный инвентарь. Буровые механизмы подбираются в соответствии с требованиями проекта, возможностями строительной организации. На Урале широко

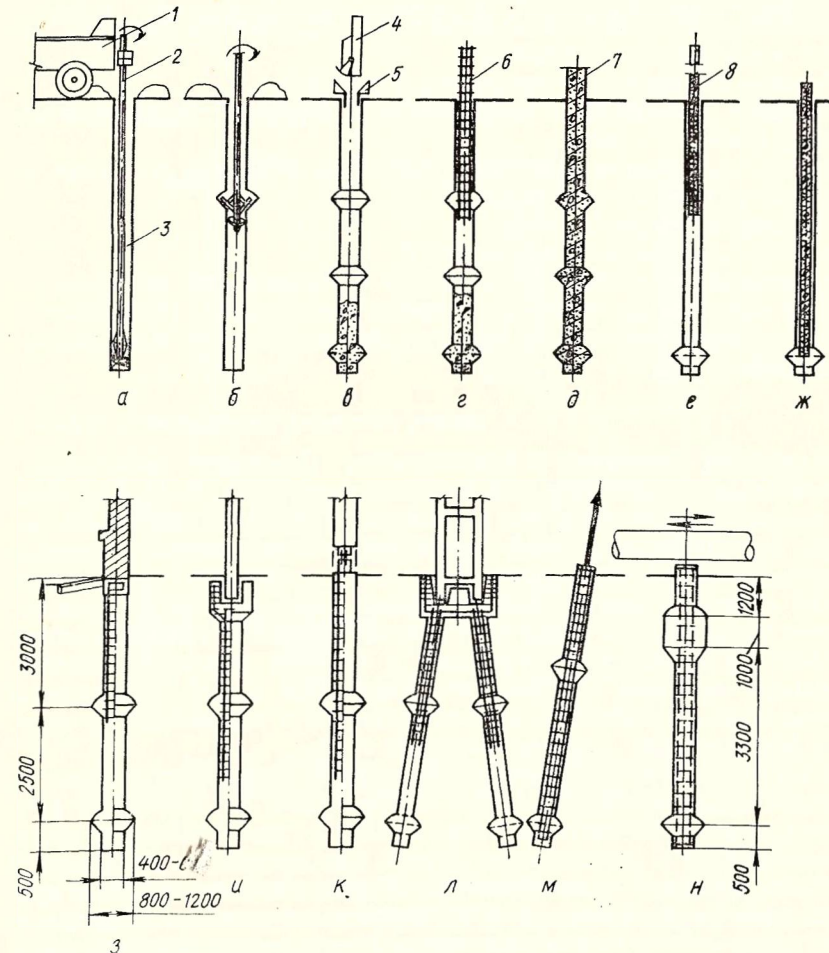


Рис. 17. Сваи буронабивные с уширениями:

а — бурение скважины; б — бурение уширений; в — бетонирование низа свай; г — монтаж армокаркаса; д — бетонирование верха; е — монтаж сборной части свай; ж — сборно-монолитная свая; з — ленточный ростверк; и, к — свая под одностороннюю колонну; л — свая под двухрядную колонну; м — анкерная свая; н — свая при горизонтальных нагрузках; 1 — машина; 2 — штанга; 3 — скважина; 4 — ковш; 5 — воронка для бетонирования; 6 — армокаркас; 7 — свая; 8 — сборная свая.

применяются буровые механизмы на базе автомобиля (ямобуры БКГМ-63-2, БКГМ-66-2; см. рис. 17, а), оборудованные буровым агрегатом БМС-1 и БМС-2 конструкции треста Свердловскпромстрой. Можно использовать буровые механизмы БМА-157, МРК-2, УГБХ-150, Б-8 и другие, снабженные уширителями различных типов.

Применяемые на Урале буровые механизмы позволяют изготовлять сваи глубиной до 9,0 м, диаметром ствола 400 и 500 мм и диаметром уширения соответственно 800 и 1000 мм. Буровые агрегаты других типов позволяют получать скважины диаметром 600 мм при глубине до 30 м.

Устройство буронабивных свай с несколькими уширениями ведется в следующем порядке:

- бурение скважины до проектной отметки;
- бурение уширений и удаление из скважины осыпавшегося грунта после бурения;
- проверка качества скважины прибором РВП-456 и исправление обнаруженных дефектов;
- бетонирование низа сваи;
- монтаж армокаркаса в скважину;
- установка опалубки головы сваи и бетонирование ее верха.

Для облегчения работы по проектированию и строительству изданы «Рекомендации по расчету, проектированию и производству работ» [83].

СВАИ В УСЛОВИЯХ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

Кафедрой оснований и фундаментов Одесского инженерно-строительного института под руководством проф. В. Н. Голубкова разработаны и внедрены в практику строительства различные типы пирамидальных свай. Наиболее распространены короткие пирамидальные сваи длиной до 5 м, сечением у острия 100×100 мм и в голове — до 800×800 мм. Пирамидальные сваи успешно применяются при строительстве жилых и промышленных зданий на просадочных грунтах, а также с целью повышения удельной несущей способности. Госстроем УССР утверждены «Временные указания по проектированию и строительству свайных фундаментов из пирамидальных свай».

При устройстве фундаментов в условиях просадочных грунтов Приднепровским Оргтехстроем разработаны и применены вибронбивные бутобетонные сваи, а также грунтонабивные сваи, устраиваемые с уплотнением грунта при пробивке скважины. В обоих типах свай путем уплотнения грунта в околосвайном пространстве (предварительное уплотнение грунта при устройстве скважины, последующее уплотнение грунта при заполнении скважины бутобетоном или грунтом) достигается значительное снижение или исключение просадочности, а также повышение несущей способности свай.

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Шлицевыми фундаментами (типа «стена в грунте») называются фундаменты или подземные стены, выполненные путем механизированной разработки в связном грунте узких траншей (шлиц), бетонируемых враспор. В последние годы шлицевые

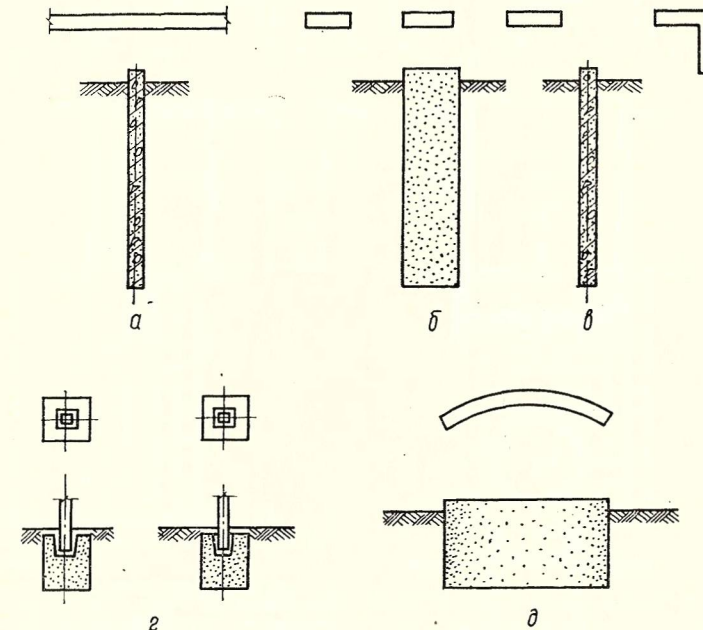


Рис. 18. Шлицевые ленточные и столбчатые фундаменты:
а — сплошной ленточный; б — прерывистый; в — угловой; г — столбчатый;
д — на закруглении.

фундаменты особенно широко применяются при строительстве подземных сооружений в стесненных городских условиях.

Вначале шлицевые стены применялись в основном как стены подземных сооружений (метро, переходы, проезды и др.). С развитием технологии строительства и серийным выпуском агрегатов (грейферов) шлицевые стены начали применяться как ленточные фундаменты зданий (рис. 18). Фундаменты выполняли в виде сплошных или прерывистых лент.

Создание специальных агрегатов позволило выполнять круглые шлицевые стены, которые были использованы в качестве стен колодцев и резервуаров. Такие же стены, на наш взгляд, могут быть эффективно применены как фундаменты сооружений башенного типа (рис. 19).

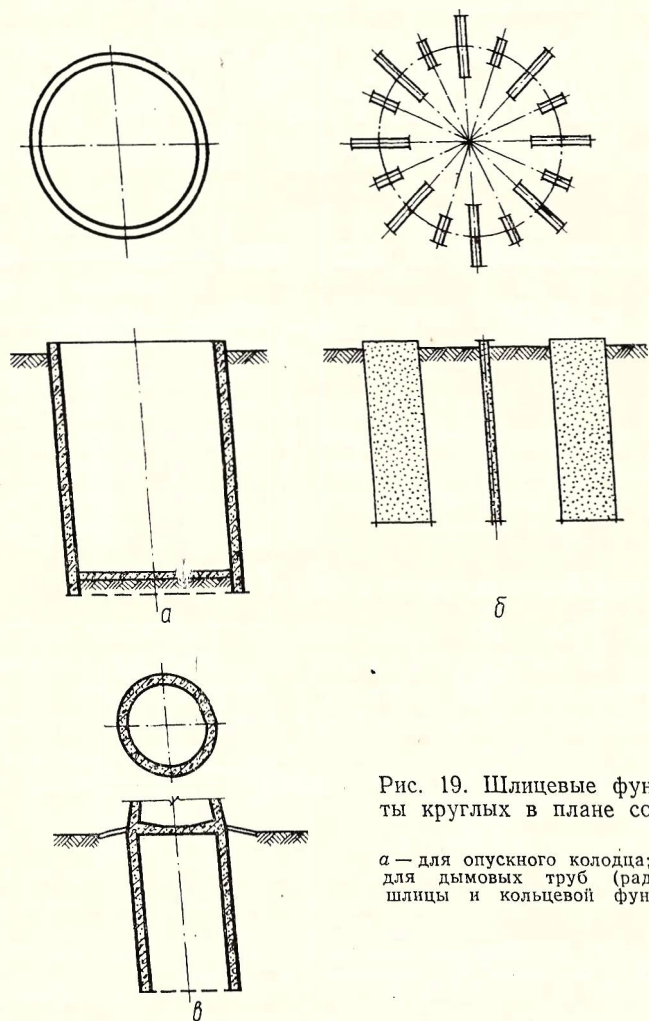


Рис. 19. Шлицевые фундаменты круглых в плане сооружений:

a — для опускаемого колодца; *б, в* — для дымовых труб (радиальные шлицы и кольцевой фундамент).

Путем применения коротких и широких грейферов удалось создавать котлованы для столбчатых фундаментов (без уширенной подошвы), которые работают как набивные сваи (рис. 20). Ввиду того, что по боковой поверхности фундаментов, выполненных способом «стена в грунте», находится грунт ненарушенной структуры, эти фундаменты имеют повышенную несущую способность при действии различных сочетаний нагрузок. Эта же особенность

шлицевых фундаментов позволяет предположить, что они могут быть эффективно применены в качестве фундаментов машин с динамическими нагрузками.

Широко применяются шлицевые конструкции как подпорные стены различных типов (рис. 21). Путем изменения поперечного

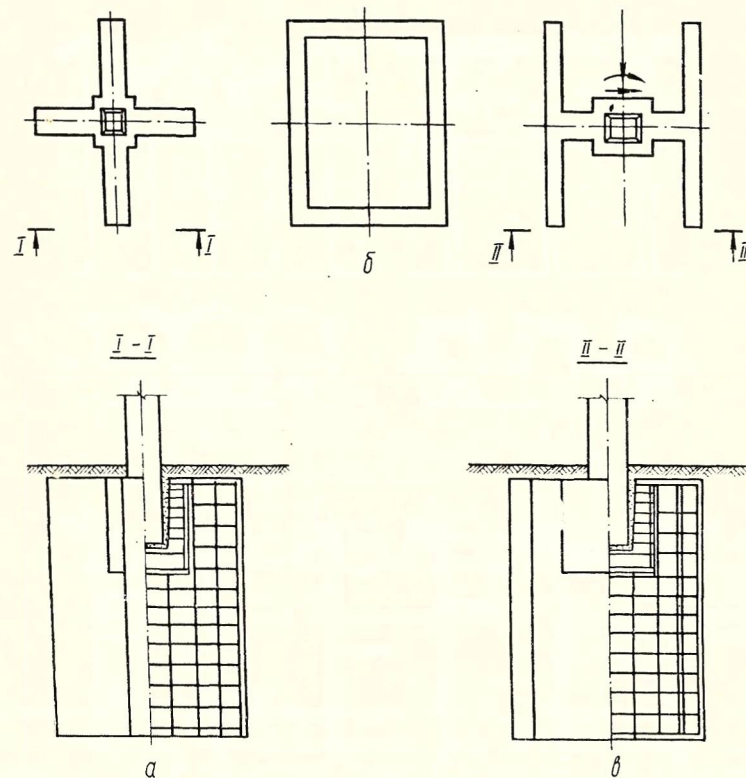


Рис. 20. Схемы шлицевых фундаментов для колонн:

a — крестообразной; *б* — прямоугольной; *в* — тавровой или двутавровой формы.

сечения можно получить экономичные конструкции контрфорсных и уголковых подпорных стен — складчатых, цилиндрических.

Одним из эффективных способов создания подземных сооружений большой глубины является устройство заанкеренных шлицевых стен с постепенной анкерровкой их по мере разработки внутреннего пространства подземного сооружения (рис. 21, *д*).

Траншеи, заполненные бетоном, используются в качестве водонепроницаемых экранов при строительстве плотин и каналов (рис. 22). В этих случаях глубина стенок подбирается таким

образом, чтобы их нижняя часть вошла в слой водонепроницаемого грунта. Если такой слой отсутствует, производят закрепление водонепроницаемого грунта в уровне низа стенок (шлиц) (рис. 22, б).

Наиболее существенным вопросом совершенствования конструкций шлицевых фундаментов является создание комплекса ме-

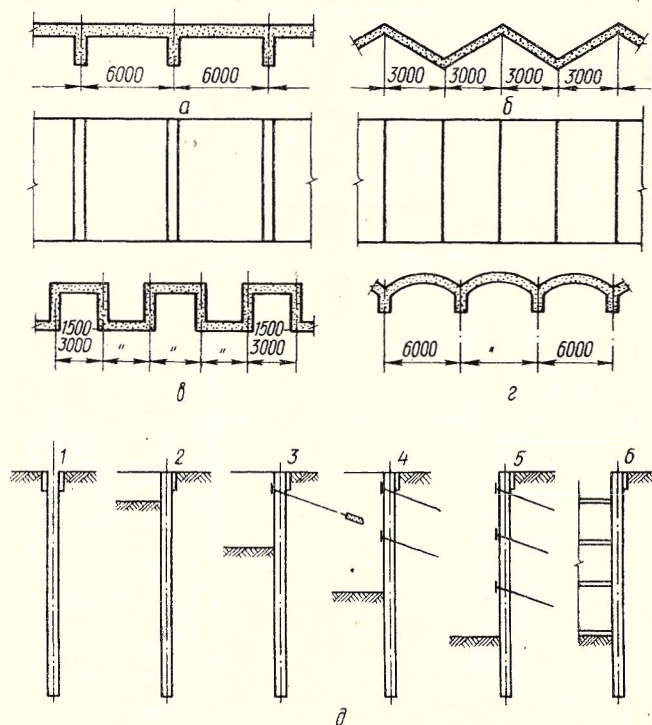


Рис. 21. Подпорные стенки:

а — контрфорсная; б — складчатая; в — ломаного профиля; г — цилиндрическая; д — устройство шлицевой стенки с анкерами для подземных сооружений; 1 — рытье шлица; 2—б — устройство стенки и рытье котлована с постепенной анкерровкой; б — устройство подземного сооружения.

ханизмов для быстрой разработки траншей. Не до конца исследованы также вопросы использования при разработке траншей глинистых растворов как опорных жидкостей, предохраняющих стенки траншей от разрушения до бетонирования. Недостаточно изучена несущая способность шлицевых фундаментов при действии различных нагрузок.

В СССР исследования глинистых растворов для предохранения траншей от обрушения были впервые проведены О. Н. Мань-

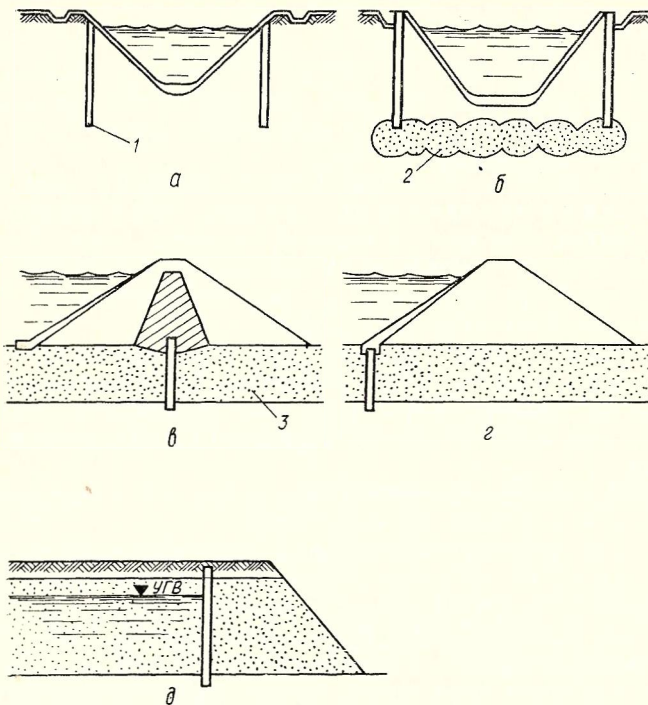


Рис. 22. Шлицевые стенки как водонепроницаемые экраны для гидроизоляции каналов (а, б), плотин (в, г) и грунтовых вод (д): 1 — шлицевые; 2 — зона закрепленного грунта; 3 — водопроницаемый грунт.

ковским, Н. А. Рождественским, М. Г. Ефремовым, С. А. Тер-Галустовым, Е. Л. Хлебниковым [18, 39]. Наиболее распространены в СССР шлицевые стены в качестве стен подземных сооружений и противофильтрационных завес.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ РАСЧЕТА

ИССЛЕДОВАНИЕ БЕНТОНИТОВЫХ ГЛИН

Глинистые суспензии, являющиеся опорными жидкостями, т. е. весьма существенным элементом при устройстве шлицевых фундаментов, должны обладать некоторыми свойствами, которые были специально исследованы.

1. *Тиксотропия* (способность быстро застудневать в покое и быстро разжижаться при механическом воздействии). Тиксотропные свойства суспензии характеризуются статическими напряжениями сдвига, определяемыми на приборе СНС-2. Bentonитовые

суспензии должны обладать явной тиксотропностью. Необходимо, чтобы они характеризовались предельным статическим напряжением сдвига после того, как постоят без возбуждения. Они должны иметь плотность геля. Это свойство необходимо для предотвращения осыпания стенок и задержания во взвешенном состоянии уже осыпавшихся частиц.

2. Вязкость является основным параметром при оценке пригодности бентонитов для глинистых суспензий. Все параметры суспензии определяются при постоянной вязкости, кроме того, вязкость характеризует степень коллоидальности бентонитов. Измерение вязкости производилось по скорости истечения 500 мл глинистой суспензии в приборе СПВ-5.

3. Водоотдача глинистых суспензий косвенно характеризует гидрофильность и дисперсность бентонита. Определяется она под давлением на приборе ВМ-6. При этом измеряется количество фильтрата, получаемого при фильтрации 10 мл суспензии в течение 30 мин.

Чем выше качество бентонита, тем ниже его фильтрационная способность, тем меньше его водоотдача.

Именно это свойство бентонитовых глин объясняет их способность создавать водонепроницаемую корочку на боковой плоскости траншеи. Такая способность бентонитовых глин объясняется тем, что молекулы воды, проникшие первоначально в глину, ориентируются, становятся неподвижными и тем самым эффективно закупоривают слой глины, предотвращая дальнейшее просачивание воды.

При изготовлении стенчатых фундаментов, когда бетон вытесняет из траншеи суспензию, на границе бетонной смеси и грунта остается слой суспензии 1—2 мм, который выполняет роль гидроизоляции.

4. Очень важным свойством бентонитовых суспензий является их устойчивость. Это качество суспензии характеризуется стабильностью и отстоем, определяемыми после двадцатичетырехчасового отстоя.

Были проведены исследования свойств и состава монтмориллонитовых глин чганской свиты Головинского месторождения Тюменской области и влияния на них химического реагента — структурообразователя (кальцинированной соды Na_2CO_3). Эксперименты (свыше 700 опытов) проводились с растворами, приготовленными как из глин ненарушенной структуры, так и из глинопорошка.

Была определена зависимость объемного веса суспензии от процентного содержания Na_2CO_3 . Объемный вес суспензии не изменяется, если добавка Na_2CO_3 не превышает 0,5%. Добавка соды в количестве 3% увеличивает объемный вес на 2—3%, 6%-ная добавка увеличивает объемный вес уже на 4—5%.

В результате многократных опытов была установлена зависимость вязкости и статического напряжения от процентного содержания Na_2CO_3 .

Из графиков на рис. 23, 24 видно, что свойства глины после добавки Na_2CO_3 улучшились: при одном и том же объемном весе статическое напряжение и вязкость увеличиваются в зависимости от процентного содержания Na_2CO_3 . При этом тиксотропные свойства суспензии тоже улучшаются. Это свойство глин хорошо наблюдается визуально. В процессе проведения эксперимента

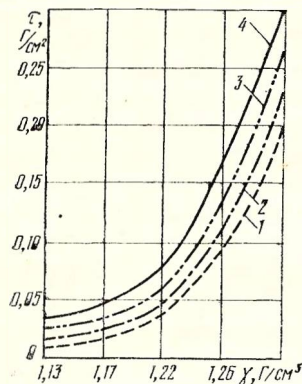


Рис. 23. График зависимости статического напряжения сдвига от объемного веса и содержания Na_2CO_3 :
1 — без Na_2CO_3 ; 2—4 — соответственно 6; 3 и 0,5% Na_2CO_3 .

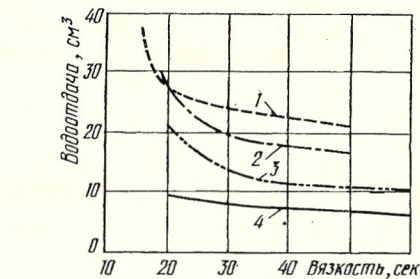
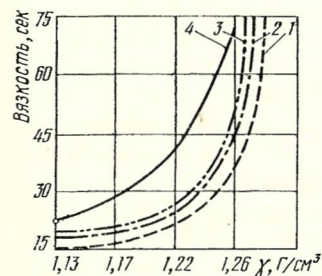


Рис. 25. График зависимости водоотдачи от вязкости и содержания Na_2CO_3 (1—4 — то же, что на рис. 23).

Рис. 24. График зависимости вязкости от объемного веса и содержания Na_2CO_3 (1—4 — то же, что на рис. 23).

через 20—30 сек после добавки Na_2CO_3 раствор «вяжется», загустевает, причем, чем больше объемный вес, тем ярче это явление. Так, при объемном весе 1,26 г/см³ глинистая суспензия

становится настолько плотной, что ее можно резать ножом. Однако при механическом воздействии она вновь приобретает начальную вязкость.

Опытами установлено, что водоотдача может быть искусственно улучшена путем добавки кальцинированной соды (рис. 25). Водоотдача резко снижается при добавке в раствор 0,5% Na_2CO_3 . В этом случае водоотдача уменьшается в 3—4 раза и при вязкости 20—30 сек равна 10—8 см³.

В то же время суспензия без добавки имеет водоотдачу при такой же вязкости 28—24 см³. Водоотдача вайомингских глин, которые считаются лучшими именно благодаря их низкой водоотдаче, составляет 11 см³.

С целью изучения качественного состава глинистых суспензий и наблюдения за процессами, происходящими после добавления химического реагента, проведены электронно-микроскопические и рентгеноструктурные исследования на электронном микроскопе ЭМ-7 и дифрактометре УРС-50 мм. Кроме того, с помощью лотка с прозрачной стенкой производились визуальные наблюдения за поведением глинистого раствора в траншее, заполненной водой.

Исследования показали, что глинистые растворы тем лучше выполняют функции опорных жидкостей, чем больше они содержат коллоидных частиц. Эти частицы практически не оседают из-за их малых размеров и постоянного беспорядочного движения.

Коллоидные частицы в силу молекулярного движения всегда окружены молекулами воды, которые образуют вокруг поверхности частиц гидратную оболочку, препятствующую их слипанию.

Таким образом, в растворах высококоллоидальных монтмориллонитовых глин коллоидные частицы не оседают и не коагулируют. Они находятся во взвешенном состоянии и создают тот «скелет», с помощью которого глинистый раствор воспринимает давление стенок траншеи и напор грунтовых вод.

Такие растворы обладают хорошей глинизирующей способностью и, заполняя траншею, наполненную водой, не только вытесняют последнюю, но и одновременно проникают в стенки траншеи. При этом крупные частицы задерживаются на стенках, а мелкие проникают в поры грунта, закупоривая их.

Наступает момент, когда в поры проникает только вода раствора. Если раствор высококоллоидальный, то вместе с водой движутся частицы, которые окончательно закупоривают поры грунта, делая его водонепроницаемым. Одновременно на стенках траншеи образуется глинистая корочка, состоящая из частиц, разделенных только гидратными оболочками и потому плотно прилегающих друг к другу. Такая корочка имеет весьма незначительную толщину (2—3 мм) и очень прочна.

В том случае, когда коллоидных частиц недостаточно, вода из раствора непрерывно поступает в стенки траншеи и вместе с нею перемещаются крупные частицы. Они задерживаются частицами, находящимися в порах, и оседают на стенках траншеи, образуя толстую рыхлую корочку. Ее толщина растет по мере поступления новых порций воды с глинистыми частицами. Наконец, она достигает 5—6 мм и полностью закрывает поры грунта.

Стенка становится водонепроницаемой, но процесс глинизации идет более медленно. В этом случае глинистая корочка рыхлая и непрочная, потому что состоит из отдельных частиц, между которыми находится вода.

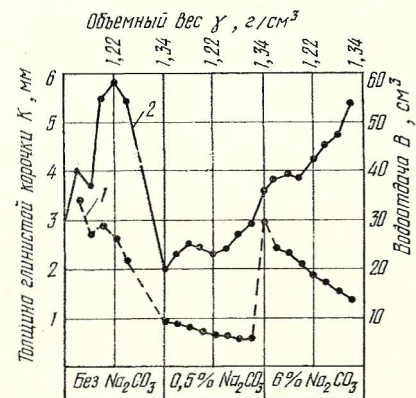
Глинистая корочка, образовавшаяся на стенках траншеи, выполняет роль мембраны, которая, с одной стороны, способствует

равномерной передаче гидростатического давления раствора на поверхность стенок траншеи, с другой — передает активное давление грунта и напор грунтовых вод на раствор. В обеспечении устойчивости стенок траншей прочность и плотность таких мембран играет существенную роль.

Поэтому очень важно так подобрать раствор, чтобы толщина глинистой корочки была минимальной при максимальной плотности.

Это достигается увеличением количества коллоидных частиц и снижением водоотдачи, для чего в суспензию добавляются

Рис. 26. Графики зависимости толщины глинистой корочки К (1) и водоотдачи В (2) от содержания Na_2CO_3 и объемного веса глинистых растворов.



вещества, способные увеличить коллоидальность. К таким веществам относится реагент-стабилизатор — кальцинированная сода Na_2CO_3 . Под действием этого реагента на поверхности глинистых частиц образуются гидрофильные оболочки, которые уменьшают расстояние между частицами, снижая проницаемость раствора и, следовательно, уменьшая водоотдачу.

График, составленный по результатам эксперимента, наглядно показывает влияние добавки Na_2CO_3 на толщину глинистой корочки, величину водоотдачи и взаимосвязь между ними (рис. 26). Эти величины наименьшие при содержании в растворе кальцинированной соды в количестве 0,5% и имеют тенденцию к росту при увеличении содержания Na_2CO_3 до 6%.

Проникая в поры грунта, глинистый раствор связывает его частицы глинистым гелем. При этом увеличивается сила сцепления и угол внутреннего трения вдоль лицевой поверхности стенок траншеи, в связи с чем устойчивость стенок траншей возрастает.

Не менее важна способность глинистых растворов удерживать осыпающиеся во время разработки траншеи частицы грунта во взвешенном состоянии. Это явление связано со структурой глинистых растворов.

Как показали исследования глин, проведенные рядом советских ученых, монтмориллонит, содержащийся в глинистом растворе, образует чрезвычайно мелкие листочки, имеющие вид вытянутых тонких пластинок. В покое под действием молекулярного движения эти частички сталкиваются и слипаются концами. Образуется решетка, которая препятствует свободному движению частиц грунта, попавших в раствор. Для того, чтобы начать

движение, нужно приложить определенную силу — статическое напряжение сдвига. Поэтому частицы грунта «зависают» в растворе.

В исходной, не обработанной кальцинированной содой, суспензии на поверхности частиц глины преобладают ионы кальция,

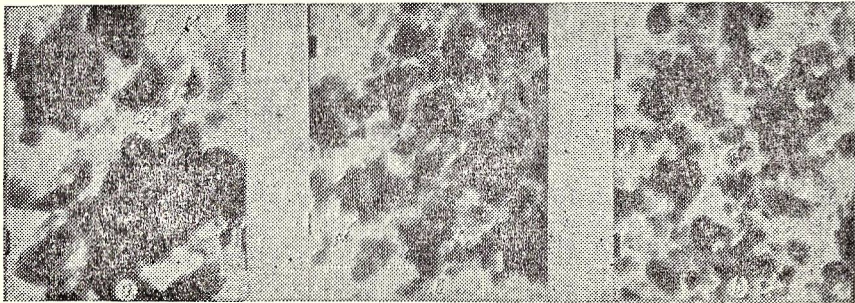


Рис. 27. Электронно-микроскопический снимок фракции менее 0,005 мм, выделенной из чеганской глины (увеличение 10000*): а — не обработанной реагентом; б, в — обработанной 0,5% и 6% Na_2CO_3 .

которые не способствуют диспергации агрегатов, смешанно-слойных образований и монтмориллонита.

Для того чтобы удалить их, глину нужно обработать раствором Na_2CO_3 . При этом глинистые минералы насыщаются катионами натрия, что способствует увеличению их отрицательного заряда, в результате чего вода или другие полярные жидкости свободно проникают в межпакетное пространство. Кристаллическая решетка набухает. При этом расстояние между пакетами увеличивается с 9—12 до 20—30 Å, а содержание воды увеличивается с 6 до 30% [18]. Происходит дезагрегация глинистых минералов.

Однако опыты показали, что расщепление частиц и агрегатов глинистых минералов идет при умеренном содержании натрия. В наших опытах это достигается добавлением не более 2—2,5% Na_2CO_3 .

При увеличении процентного содержания кальцинированной соды эффект заметно снижается. В этом случае натрий ведет себя как коагулятор. Концентрация положительно заряженных ионов натрия вблизи частиц глины так увеличивается, что отрицательный заряд этих частиц нейтрализуется. Частицы перестают отталкиваться и слипаются.

Исследования, проведенные с помощью электронного микроскопа, подтверждают эти явления. Глинистый раствор без добавления кальцинированной соды (рис. 27, а) имеет вид крупных агрегатов частиц монтмориллонитового состава. Эти крупные слипшиеся частицы образуют структуру с «крупными» ячейками.

При добавлении 0,5% Na_2CO_3 (рис. 27, б) происходит диспергация крупных частиц. Листочки монтмориллонита «разломачиваются», и структура имеет более «мелкие» ячейки.

Дальнейшее увеличение содержания Na_2CO_3 (в данном случае до 6%) приводит к коагуляции. Частицы приобретают более четкие грани. Ячейки структуры «увеличиваются».

Таким образом, электронно-микроскопические снимки показывают частицы раствора, характеризующиеся высокой дисперсностью и имеющие морфологию, характерную для натриевых монтмориллонитов.

Рентгеноструктурный анализ также свидетельствует о наличии в глинистом растворе в качестве основного компонента смешанно-слойных образований ряда монтмориллонит — гидрослюда с содержанием до 60—70% набухающих монтмориллонитовых пакетов. Это подтверждается присутствием на дифрактограммах исходного необработанного образца интенсивного отражения в области 13,5—14,4 Å, которое после насыщения глицерином смещается до 16,2—17,0 Å, а после прокаливания — до 10 Å (рис. 28).

Добавление 6% Na_2CO_3 снижает способность глинистых минералов к насыщению; образование в этом случае некоторого количества CaCO_3 способствует коагуляции глинистых минералов, что в целом существенно снижает качественные показатели.

Таким образом, для исследованных образцов максимальное улучшение свойств глинистых суспензий достигается при добавке 0,5% Na_2CO_3 . Вероятный предел увеличения процентного содержания химического реагента, до которого происходит улучшение свойств глинистого раствора, — 2,0—2,5%. Дальнейшее увеличение добавки Na_2CO_3 свойств раствора не улучшает. При добавке 6% Na_2CO_3 основные параметры глинистого раствора приближаются к исходным.

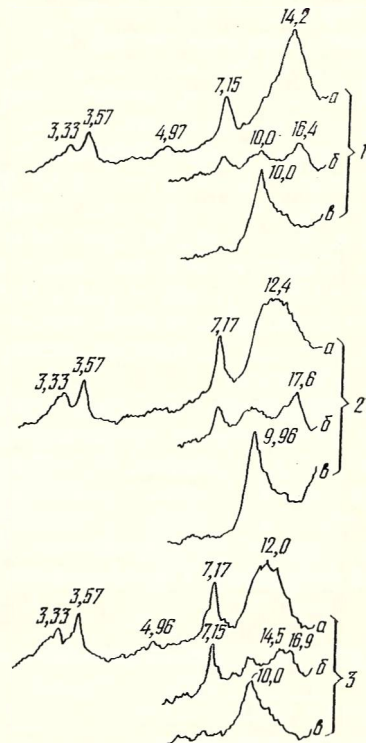


Рис. 28. Дифрактограмма фракции менее 0,005 глины чеганской свиты:

1 — необработанной; 2, 3 — обработанной 0,5 и 6% Na_2CO_3 ; а — исходная; б — насыщенная глицерином; в — прокаленная до 400°C.

Были проведены исследования способа устройства шлицевого фундамента в водонасыщенных грунтах. Объемный вес суспензии был рассчитан в соответствии с [22]. Основание представлено перемежающимися по глубине слоями суглинков, супесей и песков: тугопластичный суглинок ($\gamma=1,95 \text{ т/м}^3$) подстилается супесью мягкопластичной ($\gamma=2,0 \text{ т/м}^3$), далее следует песок мелкий и суглинок тугопластичный ($\gamma=1,95 \text{ т/м}^3$).

В грунте была открыта щель, которая заполнялась водой, а затем через трубу, опущенную до дна, подавалась бентонитовая суспензия глины. Поскольку бентонит заполнял щель не до верха, стенки устья начали осыпаться. Однако частицы грунта, попав в суспензию, задерживались ею, «зависали» и не достигали дна. После окончания эксперимента были обследованы стенки щели. Обнаружено, что они покрыты слоем густой пастообразной суспензии толщиной не более 1—2 мм. Эта корочка, обволакивая частицы грунтовых стенок щели, связывала их и не давала им осыпаться.

Исследования несущей способности опытных образцов шлицевых фундаментов, выполненных путем бетонирования под слоем бентонита, показали, что фундаменты работают подобно набивным сваям. Несущая способность определяется сопротивлением по торцу и по боковой поверхности. С увеличением глубины заложения увеличивается доля боковой поверхности в общей несущей способности фундаментов (табл. 5).

Таблица 5. Распределение несущей способности в зависимости от глубины заложения шлицевого фундамента

Глубина заложения подошвы, м	Сопротивление грунта, проц.	
	по боковой поверхности	по подошве
2	46	54
3	57	43
4	62	38
5	68	32
6	71	29
8	78	22
10	80	20
15	86	14
20	90	10
25	91	9
30	92	8

На основе исследований, а также результатов работ отечественных и зарубежных исследователей [18, 39, 92] были разработаны рекомендации по расчету.

Расчет шлицевых фундаментов ведется по трем предельным состояниям:

по первому (по прочности) — с учетом расчетных нагрузок и расчетных характеристик грунта;

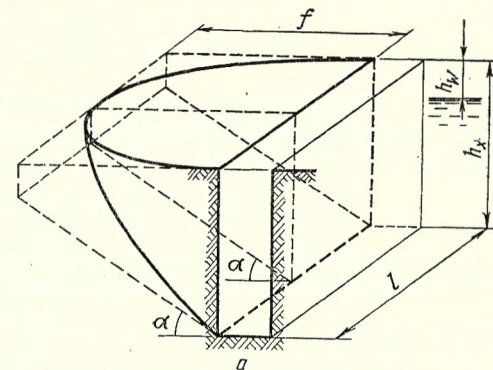


Рис. 29. Расчетная схема оползающего клина (а) и график определения коэффициента К (б).

по второму (по деформациям) — с учетом усилий от нормативных нагрузок и нормативных характеристик грунта;

по третьему (на трещиностойкость) — с учетом усилий от расчетных нагрузок.

В общем случае при расчете шлицевых фундаментов на раскрытие трещин ширина раскрытых трещин не должна превышать 0,2 мм. При устройстве шлицевых фундаментов на производствах с агрессивными средами, а также в зоне знакопеременных температур расчет ведется на образование трещин, так как в этом случае их появление недопустимо.

При устройстве шлицевых фундаментов, помимо расчета самих фундаментов, следует определять устойчивость стен открытых шлицев. При определении устойчивости стен шлица необходимо руководствоваться следующими предпосылками:

шлицы разрабатываются секциями конечной длины (5—6 м); оползающий клин, действующий на стенку шлица, ограничен параболическим цилиндром (рис. 29, а);

сопротивление сдвигу складается из сопротивления, возникающего на криволинейной поверхности скольжения, а также из сопротивления, возникающего по боковым поверхностям оползающего клина;

активное давление грунта E_a , возникающее на боковой поверхности открытого паза, не возрастает линейно с глубиной, а, наоборот,— снижается на нижнем участке паза в результате образования свода разгрузки.

Величина активного давления грунта определяется по формуле:

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} K, \quad (19)$$

где K — коэффициент, уменьшающий давление грунта.

Допускается определение E_a в запас прочности без учета коэффициента K по формуле

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (20)$$

Приведенный коэффициент грунтового давления K есть функция, включающая в себя коэффициент внутреннего трения, отношение глубины щели к ее длине $\frac{h}{L}$, мощность пласта грунта, насыщенного грунтовыми водами h_w , и величину объемного веса грунта γ (рис. 29, б).

Распределение напряжений, возникающих на стенках паза, может быть определено с помощью формулы

$$\sigma = k_6 y \gamma - \frac{3}{2h} (k_6 - k_a) y^2 \gamma, \quad (21)$$

где

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad k_6 = (1,8 \div 2,4) k_a;$$

y — расстояние по вертикали от уровня поверхности до рассматриваемой точки;

h — общая высота щели.

Устойчивость стенок открытого шлица определяется расчетом (рис. 30, з), исходя из того, чтобы давление грунта (σ_x) и грунтовых вод (σ_w) полностью воспринимало бентонитовой суспензией (σ_s).

Необходимая величина объемного веса суспензии определяется по формуле

$$\gamma_s = \frac{k_a}{h_x - h_s} \left[\sum_1^n \Delta h_i \gamma + \sum_{1+k}^n \Delta h_i \gamma' \right] + \frac{\gamma_w (h_x - h_w)}{(h_x - h_s)}, \quad (22)$$

где

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

γ — объемный вес грунта выше уровня грунтовых вод;

γ' — объемный вес грунта ниже уровня грунтовых вод;

γ_w, γ_s — соответственно объемный вес воды и суспензии;

n — число слоев грунта, прорезаемых траншеями;

h_x, h_s, h_w — см. рис. 30.

Полученное значение γ_s должно быть таким, чтобы обеспечивалось неравенство

$$p_s \geq p_a + p_w, \quad (23)$$

где p_s — гидростатическое давление глинистого раствора;

$$p_s = \gamma_s (h_x - h_s);$$

p_a — давление грунта — $p_a = \gamma k h_x$;

p_w — давление грунтовой воды, $p_w = \gamma_w (h_x - h_w)$.

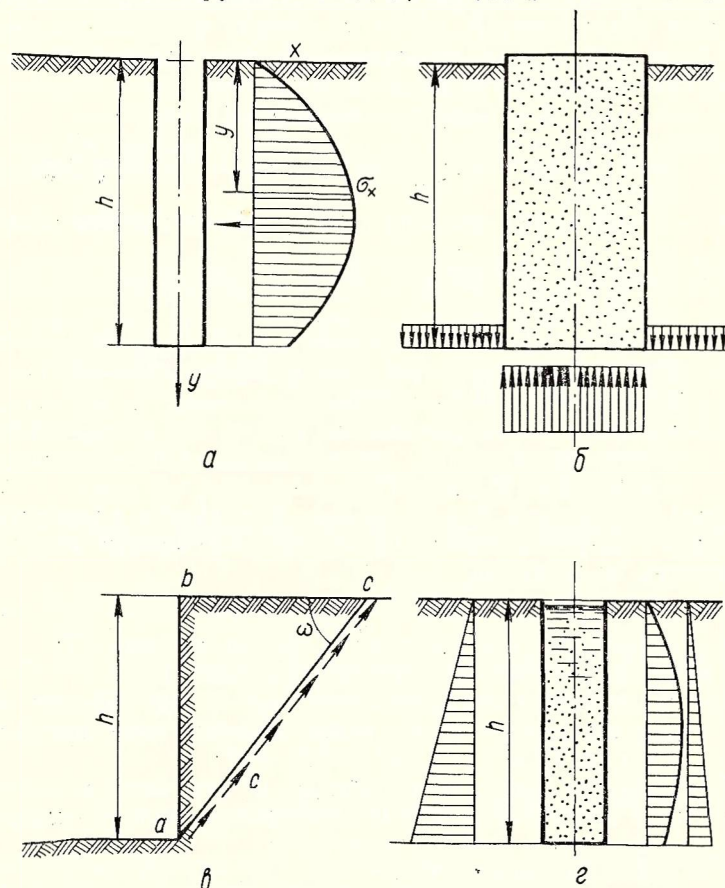


Рис. 30. Расчетные схемы давления грунта в разработанном котловане — шлице (а), шлицевого фундамента при действии вдавливающей нагрузки (б), высоты вертикального откоса (в) и высоты котлована с применением бентонитовой суспензии.

В маловлажных глинистых грунтах возможно устройство шлицев без заполнения бентонитовой суспензией, если высота шлица h удовлетворяет условию

$$h \leq \frac{2c}{\gamma}, \quad (24)$$

где c — сцепление;

γ — объемный вес грунта (рис. 30, в).

Расчет по первому предельному состоянию (по несущей способности) должен производиться по следующим двум условиям: по условию сопротивления материала фундамента сжимающей нагрузке без коэффициента продольного изгиба;

по условию сопротивления грунта основания под подошвой шлицевого фундамента и по боковой поверхности фундамента.

Несущая способность P , tc , по материалу фундамента или по грунту (при опирании на несжимаемый грунт) определяется по первому предельному состоянию по формулам

$$P = 0,6R_1^n F; \quad P = kmR_2^n F, \quad (25)$$

где k — коэффициент однородности грунта, принимаемый равным 0,5;

m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0;

F — площадь поперечного сечения (площадь опирания) фундамента, m^2 ;

R_1^n — нормативное сопротивление бетона, которое принимается в зависимости от марки бетона фундамента по табл. 2 СНиП II-В.1—62*;

R_2^n — нормативное сопротивление грунта под подошвой шлицевого фундамента, принимаемое в соответствии с п. 5. 2 СНиП II-Б.5—67*.

Несущая способность P , t шлицевого фундамента с уширением и без уширения, работающего на осевую сжимающую нагрузку, определяется по формуле

$$P = km (R^n F + n \sum m_f f_i^n l_i), \quad (26)$$

k — коэффициент однородности грунта, равный 0,7;

m — коэффициент условий работы, равный 1,0;

R^n — нормативное сопротивление грунта под нижним концом шлицевого фундамента, принимаемое по указаниям пп. 5.8 и 5.9 СНиП II-Б.5—67*;

F — площадь опирания шлицевого фундамента, принимаемая для фундамента без уширения равной площади поперечного сечения уширения;

n — периметр шлица, m ;

m_f — коэффициент условий работы шлицевого фундамента, равный 0,5;

f_i^n — нормативное сопротивление грунта на боковой поверхности шлицевого фундамента, принимаемое по табл. 2 СНиП II-Б.5—67*;

l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью, m .

Сопротивление грунта на боковой поверхности шлицевого фундамента с уширением учитывается только на участке от верха фундамента до места пересечения его с воображаемой плоско-

стью, касающейся границы уширения и наклоненной под углом $\varphi/4$ к оси фундамента, где φ — среднеарифметическое значение угла внутреннего трения грунта, залегающего в пределах от уширения до точки пересечения фундамента с воображаемой плоскостью.

Расчет шлицевых фундаментов и их оснований по деформациям, т. е. осадкам, производится как для условного фундамента на естественном основании в соответствии с требованиями СНиП II-Б. 1—62* «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования».

Границы условного фундамента определяют как для свайного фундамента в соответствии с указаниями § 7 СНиП II-Б. 5—67*.

Расчет шлицевых фундаментов по третьему предельному состоянию (по трещиностойкости) производят в соответствии с требованиями § 8 СНиП II-Б. 5—67*.

Пример расчета

Расчитать шлицевый крестообразный фундамент под колонну, передающую на фундамент нормальную силу $P=800$ tc ; в основании залегают водонасыщенные суглинки, имеющие показатели: $B=0,3$; $\varphi=20^\circ$; $\gamma_0=1,9$; $h_s=0$; $h_w=15$ m ; $\gamma'_0=\gamma_0-1$; $R^n=150$ tc/m^2 ; грунтовые воды залегают на глубине 15 m ; ширина шлица — 0,8 m ; длина фундамента — 3,0 m ; принимаем глубину шлица $h=20$ m .

По формуле (26) имеем:

$$P = 0,7 \cdot (150 \cdot 4,8 + 12,0 \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot 20) = 840 \text{ } tc.$$

Расчитываем объемный вес глинистой суспензии по формуле (22)

$$\gamma_s = \frac{0,49}{15} (15 \cdot 1,9 + 5 \cdot 0,9) + \frac{1 \cdot (20 - 15)}{20} = 1,07 + 0,25 = 1,32.$$

С учетом снижения бокового давления грунта, согласно графику на рис. 29 ($k_a=0,14$), объемный вес глинистой суспензии может быть значительно уменьшен.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

Шлицевые фундаменты проектируют в стадии рабочих чертежей. В проект шлицевых фундаментов входят:

- расчет устойчивости стенок открытой шлицы;
- расчет фундаментов по предельному состоянию;
- план шлицевых фундаментов;

чертежи конструкций шлицевых фундаментов в поперечных сечениях с указанием высотных отметок полов подвальных этажей (если подвальная часть многоярусная); пола 1-го этажа; цоколя; уширений фундаментов (если они есть); подошвы фундамента; уровня грунтовых вод. На этих чертежах указываются размеры сечения, размеры уширений фундаментов, их длина;

проект производства работ, технологические карты; технология приготовления суспензии бентонитовой глины.

В зависимости от типа и характера грунтов шлицевые фундаменты могут применяться с одним или несколькими уширениями или без уширений. Целесообразность применения того или иного типа фундаментов должна быть обоснована проектом.

Глубина заложения шлицевых фундаментов определяется исходя из инженерно-геологических исследований площадки, а также с учетом климатических условий района. В случае устройства шлицевых фундаментов с уширениями верхнее уширение располагается ниже глубины промерзания. При проектировании шлицевых фундаментов марка бетона назначается не ниже М200.

Размеры поперечного сечения шлицевого фундамента применяются из условий его прочности. Эти размеры должны быть также согласованы со строительной организацией исходя из ее технических возможностей. При этом вводятся конструктивные ограничения шлица по ширине для удобства бетонирования:

- при глубине шлицы до 5 м $B=400$ мм;
- до 12 м $B=800$ мм;
- более 12 м $B=1000$ мм.

При устройстве фундаментов с уширением оптимальное соотношение диаметра уширения (D) и ширины шлицевого фундамента (B) может колебаться в пределах $2 \leq \frac{D}{B} \leq 3$.

Армирование шлицевого фундамента ведется по расчету. Проектом должно быть предусмотрено армирование фундаментов не отдельными стержнями, а каркасом.

Толщина защитного слоя арматурного каркаса принимается по СНиП II-V. 1—62* пп. 12.2—12.6.

Конфигурация шлицевых фундаментов может быть различной в зависимости от условий строительства, эксплуатации и назначения сооружения.

При устройстве ленточных шлицевых фундаментов проектом назначается длина секций и дается конструкция стыков секций.

При необходимости устройства в устье шлицы бетонных направляющих стенок проектом предусматривается расчет и конструирование бетонных направляющих. Необходимость устройства наголовника обосновывается проектом.

В случае применения бентонитовых глин проектом устанавливаются такие параметры глинистых суспензий, как вязкость, плотность, статическое напряжение сдвига, водоотдача, стабильность, отстой:

а) вязкость является основным параметром при оценке пригодности бентонитов для глинистых суспензий, так как все остальные параметры определяются при постоянной вязкости; кроме того, она характеризует степень коллоидальности бентони-

тов. Вязкость измеряется по скорости истечения 500 мл глинистой суспензии и должна составлять около 20 сек;

б) плотность раствора бентонита колеблется в пределах от 1,1 до 1,4 г/см³;

в) статическое напряжение сдвига характеризует одно из важнейших свойств глинистых суспензий — способность быстро застудневать в покое и так же быстро разжижаться при механическом воздействии. Чем ярче выражена эта способность глинистой суспензии (тиксотропия), тем выше статическое напряжение сдвига суспензии. Статическое напряжение сдвига измеряется через 1—10 мин. При вязкости 20 сек статическое напряжение сдвига равно соответственно 37 и 53 мг/см²;

г) водоотдачей измеряется количество фильтра, получаемого при фильтрации в течение 30 мин. Чем выше качество бентонита, тем ниже его фильтрационная способность. Водоотдача должна находиться в пределах 10—15 см³;

д) стабильность и отстой характеризуют степень устойчивости бентонитовых суспензий, т. е. способность сохранять первоначальное равномерное распределение твердой фазы различной дисперсности в жидкой фазе. Оба параметра определяются после 24-часового отстоя. Суточный отстой бентонитовой суспензии при вязкости 20 сек равен 2%.

Качество глинистой суспензии периодически (после приготовления, в процессе проходки шлицы и перед бетонированием) контролируется. Указанные выше характеристики суспензий должны проверяться для тех видов глин, которые используются при изготовлении суспензий. Например, в результате исследований, проведенных во ВНИИГС, установлено, что тиксотропные растворы должны обладать следующими свойствами при заданном объемном весе: вязкость — не более 30 сек; содержание песка — менее 30%; водоотдача — 25—30 см³ за 30 мин; суточный отстой — от 0 до 2%; стабильность — не более 0,01 г/см³; толщина глинистой корки — 1—2,5 мм за 30 мин.

Шлицы представляют собой вертикальные прорезы в грунте, имеющие различное очертание в плане. Они могут разрабатываться с помощью многоковшовых экскаваторов, шлицевых грейферов и других приспособлений, позволяющих получать ровные стенки траншей (рис. 31).

При производстве работ по устройству шлицевых фундаментов необходимо придерживаться следующего порядка:

1. Составление проекта производства работ и технологических карт, учитывающих инженерно-геологические условия площадки, наличие технологических машин и механизмов, обеспеченность оборудованием и вспомогательным инвентарем.

2. Инженерная подготовка площадки. В состав инженерной подготовки входят следующие работы:

- строительство временных сооружений;
- планировка строительной площадки с устройством проездов и дорог;

прокладка всех инженерных сетей и коммуникаций (водоснабжение, электроснабжение и т. д.);
геодезическая разбивка и закрепление осей здания или сооружения;

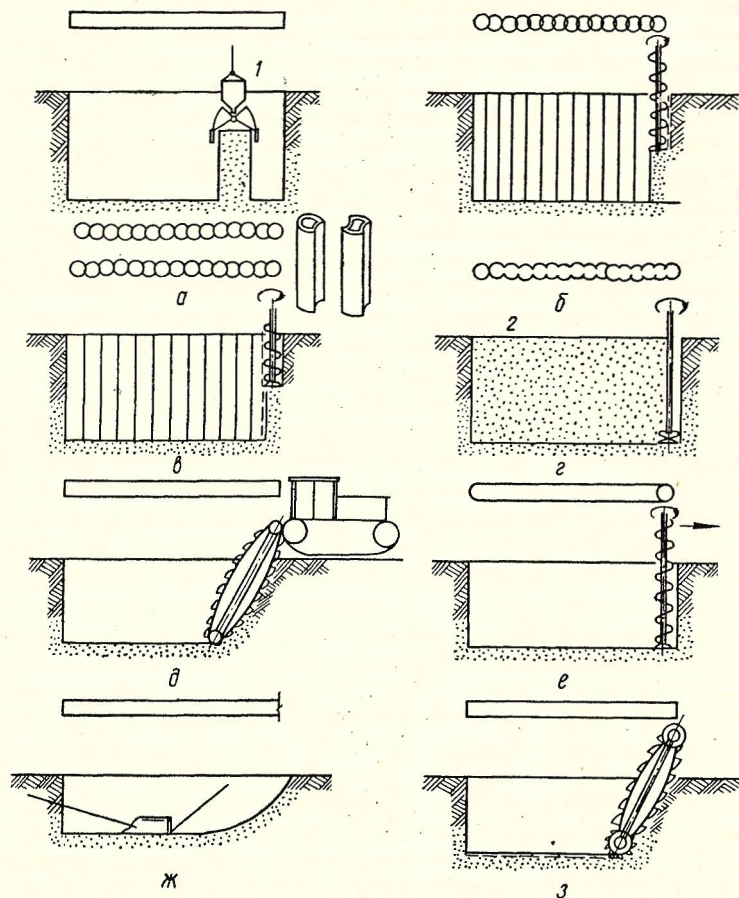


Рис. 31. Схемы устройства шлицевых фундаментов:

а — с помощью грейфера; б — из буровых свай с последующим бурением бетона; в — то же, без бурения бетона; г — из закрепленного грунта; д — баром или многоковшовым экскаватором; е — при помощи поступательного движения шнека; ж — драглайном; з — многоковшовым экскаватором, оборудованным фрезами; 1 — шлицевый грейфер; 2 — грунтоцемент.

разбивка геометрических осей шлицевых фундаментов с закреплением их на местности;

3. Устройство шлицевых фундаментов:

подготовка и опробование механизмов для устройства шлиц, подачи бентонита и бетонной смеси;

разработка грунта и бетонирование направляющих стенок (рис. 32). В глинистых грунтах твердой и полутвердой консистенции направляющие стенки делать не обязательно;
разработка траншей-шлиц в грунте (с применением бентонита или без него);

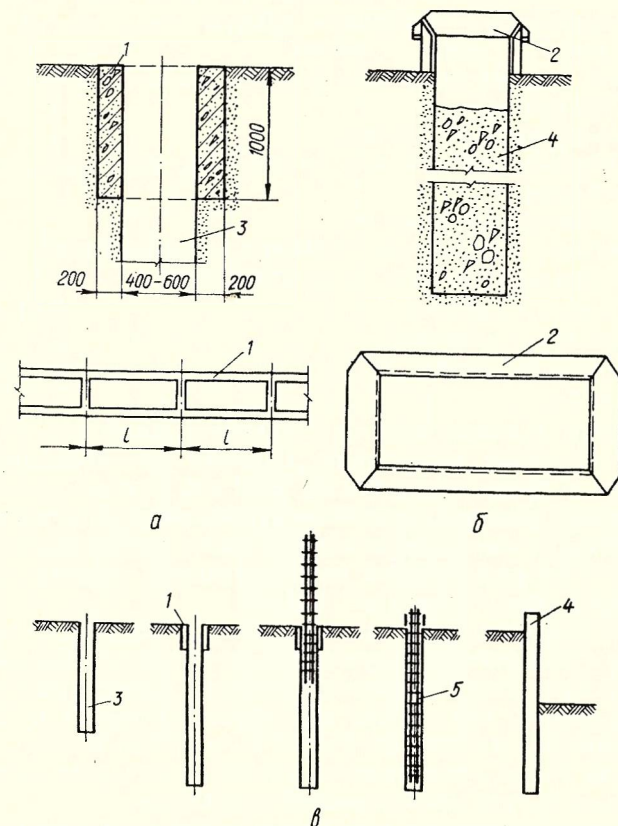


Рис. 32. Схемы производства работ:

а — бетонирование направляющих стенок; б — опалубка для бетонирования верха шлицы; в — порядок бетонирования фундамента; 1 — направляющие стенки; 2 — опалубка верхней части; 3 — шлица; 4 — бетон; 5 — армокаркас.

устройство уширений (при необходимости);
взятие проб грунта ненарушенной структуры на дне и в стенках шлиц;
установка армокаркасов и бетонирование фундаментов;
установка опалубки для бетонирования верха фундамента;
бетонирование верха фундамента и сдача готовых шлицевых фундаментов перед производством следующего этапа строительномонтажных работ.

Кроме настоящих рекомендаций, при устройстве шлицевых фундаментов необходимо пользоваться главой СНиП III-Б. 6—62. Землеройные механизмы подбираются исходя из технической оснащенности строительной организации, требований проекта (глубина и ширина шлицы), максимальной технологичности устройств шлицевых фундаментов, а также из условия технико-экономического сравнения работы землеройных механизмов.

Наиболее приемлемыми для разработки шлицы являются следующие механизмы:

- мобильный буровой агрегат;
- специальная установка или экскаватор, оборудованный шлицевым грейфером;
- многоковшовый экскаватор.

Оптимальные параметры грейфера, позволяющие достигнуть производительности 4—5 м²/ч, следующие:

ширина захвата	0,64 м
длина захвата	2,30 м
емкость ковша	0,70 м ³
вес	5,0 т

Разработка шлицев ведется с планировочной отметки земли одним из способов экскавации. Ширина разработанного паза может быть в пределах от 400 до 1000 мм, глубина — 60 м. Разработка ведется секциями от 5 до 6, иногда до 8 м в длину. Перед началом производства земляных работ шлицевые фундаменты (ленточные) разбиваются на первичные и вторичные элементы, кратные длине секции (рис. 33).

Устройство шлицевых фундаментов производится в два этапа. На первом этапе работы ведутся только на первичных элементах. После того, как бетон первичных элементов наберет необходимую прочность, можно приступать к разработке грунта и бетонированию вторичных элементов. После разработки шлицы, до начала бетонных работ, производится проверка качества стенок паза и взятие проб грунта ненарушенной структуры.

При наличии грунтовых вод, а также для предотвращения обрушения стенок паза в открытую щель нагнетается глинистая суспензия, приготовляемая из бентонита; она служит опорной жидкостью. Суспензия глины готовится в бетономешалках принудительного действия по заданным параметрам.

Для предохранения от осыпания грунта, а также для улучшения работы стыка в горизонтальном направлении, в торцах секций паза монтируются трубы 600 мм на всю глубину паза, которые выдерживаются после бетонирования и набора бетоном необходимой прочности.

В необходимых случаях в шлицевых фундаментах устраивается уширение с помощью специального уширителя (рис. 34).

Армокаркасы заготавливаются заранее и устанавливаются в паз шлицы краном. В случае заполнения шлицы глинистой суспензией каркас устанавливается прямо в суспензию.

Бетонирование производится при помощи бетоновода. Диаметр трубопровода бетоновода должен быть не менее 150 мм. Бетонирование шлицевых фундаментов должно выполняться бетоном марки М100—М200 с осадкой конуса не менее 4,5 см.

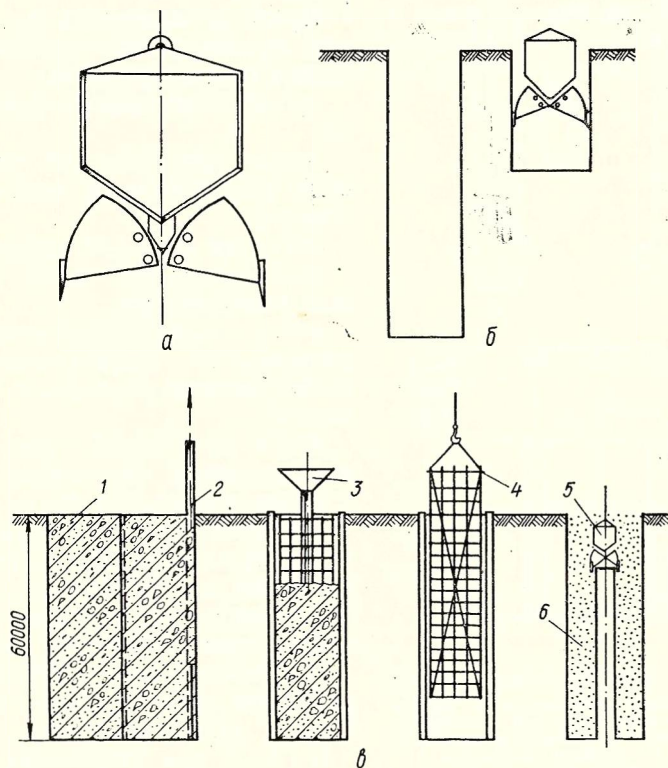


Рис. 33. Схемы устройства фундаментов с помощью шлицевого грейфера:
а — шлицевый грейфер; *б* — порядок разработки прямоугольной шлицы;
в — порядок устройства фундамента с применением бентонита; 1 — фундамент; 2 — трубы для образования шва; 3 — воронка; 4 — армокаркас; 5 — грейфер; 6 — бентонит.

Подвижность бетонной смеси должна определяться конусом непосредственно на площадке перед бетонированием. Крупность заполнителя — не более 40 мм. Во избежание расслоения бетонной смеси выходное отверстие бетоновода погружается в ранее уложенный бетон не менее чем на 1,0 м.

Для предотвращения осыпания и разрушения верха шлицы в процессе производства работ устанавливаются бетонные направляющие стенки. Толщина стенок — 20, высота — не менее 100 см. Бетон М-250. Направляющие стенки устраиваются до начала

производства земляных работ. В твердых глинистых грунтах можно отказаться от бетонного наголовника.

Устройство шлицевых фундаментов в зимнее время производится согласно соответствующим разделам СНиП.

Приемка шлицевых фундаментов производится на основании следующих документов:

- проекта шлицевого фундамента;
- актов геодезической разбивки осей сооружения и осей фундаментов;
- актов на скрытые работы;
- исполнительных схем шлицевых фундаментов;
- актов о результатах испытания материалов, примененных для бетонирования шлицевых фундаментов;
- актов испытаний проб грунта ненарушенной структуры;
- журналов производства работ.

Приемка шлицевых фундаментов оформляется актом, где указываются все выявленные дефекты, сроки их устранения и дается общая оценка качества работ.

На основе исследований разработаны «Рекомендации по расчету и проектированию» [107].

В СССР для устройства стен в грунте применяются буровой станок УГБХ-150, гидромеханиче-

сборно-монолитных конструкций также позволяет избавиться от этого недостатка.

Разрезка конструкций по вертикали и соотношение сборного и монолитного бетонов могут приниматься различными. По-видимому, наиболее рациональна предложенная НИИСП разрезка вертикальными швами. Большим достоинством сборно-монолитного варианта является то, что оголяемый впоследствии бетон имеет гладкую поверхность, причем ее чистота не зависит от способа образования траншеи.

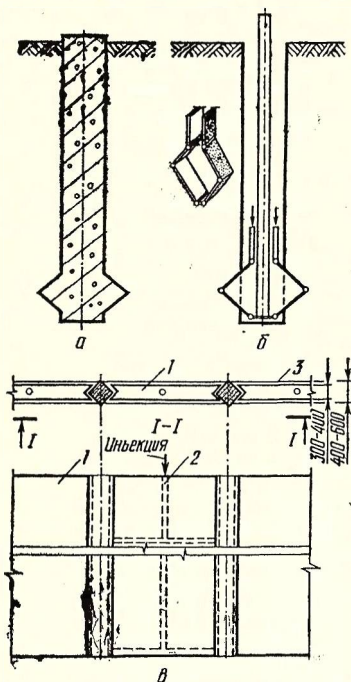


Рис. 34. Конструктивные схемы: а — шлицевого фундамента с уширением; б — уширителя для шлицевого фундамента; в — сборно-монолитного варианта; 1 — сборные элементы; 2 — монолитная часть; 3 — траншея.

ский траншеекопатель и агрегат СВД-500 (конструкции Киевского ПКО Гидропроект).

В последние годы НИИСП Госстроя УССР разработал оригинальный вариант устройства шлицевых фундаментов из сборно-монолитного железобетона. После разработки траншеи, пройденной под глинистым раствором, в нее погружаются сборные железобетонные элементы, замоноличиваемые путем нагнетания цементного раствора (см. рис. 34, в). Указанный способ позволяет исключить ряд мокрых процессов, добиться одинаковой плотности бетона по всей высоте стенки, повысить индустриальность работ. Как известно, при бетонировании методом вертикально перемещаемой трубы (ВПТ) затрудняется уплотнение бетона в верхней части секции, где он может перемешаться с глинистым раствором. Чтобы устранить этот недостаток, необходимо повышать напор бетона в конце бетонирования. Применение

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Первые типы столбчатых фундаментов изготавливались из каменных плит и кирпича. Столбчатые фундаменты появились, очевидно, в средние века, когда сооружения готической архитектуры с большими расстояниями между колоннами потребовали разделения сплошных плит на отдельные фундаменты. Вначале размеры фундаментов определялись размерами и формой колонн без учета нагрузки. Позже потребовалось одновременно с увеличением размеров подошвы увеличивать заглубление или устраивать фундаменты таким образом, чтобы вес разработанного грунта в котловане был равен весу здания. Каменная кладка не позволяла увеличивать вынос ступеней, поэтому вес фундаментов стал составлять большую часть веса сооружения. Применение железобетона и развитие теории механики грунтов позволили значительно уменьшить глубину заложения, объем и площадь подошвы фундаментов. По мере развития строительной техники были разработаны различные конструкции столбчатых фундаментов, применяющихся в качестве фундаментов колонн и стен. В настоящее время применяют фундаменты из сборного и монолитного железобетона, бетона, бутобетона, бута, грунтоматериалов (грунтобетона, термически обработанного грунта и др.), дерева и кирпича (в редких случаях).

Наибольшее распространение в практике строительства получили железобетонные и бетонные фундаменты. По способу изготовления различают сборные, монолитные и сборно-монолитные фундаменты. По конструкции фундаменты разделяются на следующие виды (рис. 35): ступенчатые одноблочные (цельные); ступенчатые из нескольких отдельных блоков; ребристые; пустотелые; фундаменты-оболочки; пирамидальные и конические одноблочные (цельные); стенчатые (в том числе шлицевые) фундаменты.

Все эти фундаменты могут выполняться в сборном, монолитном или сборно-монолитном вариантах. Как правило, столбчатые фундаменты армируют ненапряженной арматурой, но в последние годы появились конструкции с напряженным армированием.

Традиционным способом разработки котлована для столбчатых фундаментов является разработка экскаватором отдельных котлованов для фундаментов, траншей или сплошного котлована (в зависимости от площади фундаментов) с подчисткой дна вручную. В последние годы начата разработка механизмов для устроения ручных операций при устройстве фундаментов. Создана машина для рытья цилиндрических котлованов БМПК-2,6/3, устройство для механизированной разработки кот-

лованов фундаментов-оболочек, механизмы для устройства котлованов бетонных фундаментов с уширением, механизмы для подчистки и трамбования дна котлована. Фундаменты устраиваются также забивкой в грунт, аналогично способам устройства свайных фундаментов.

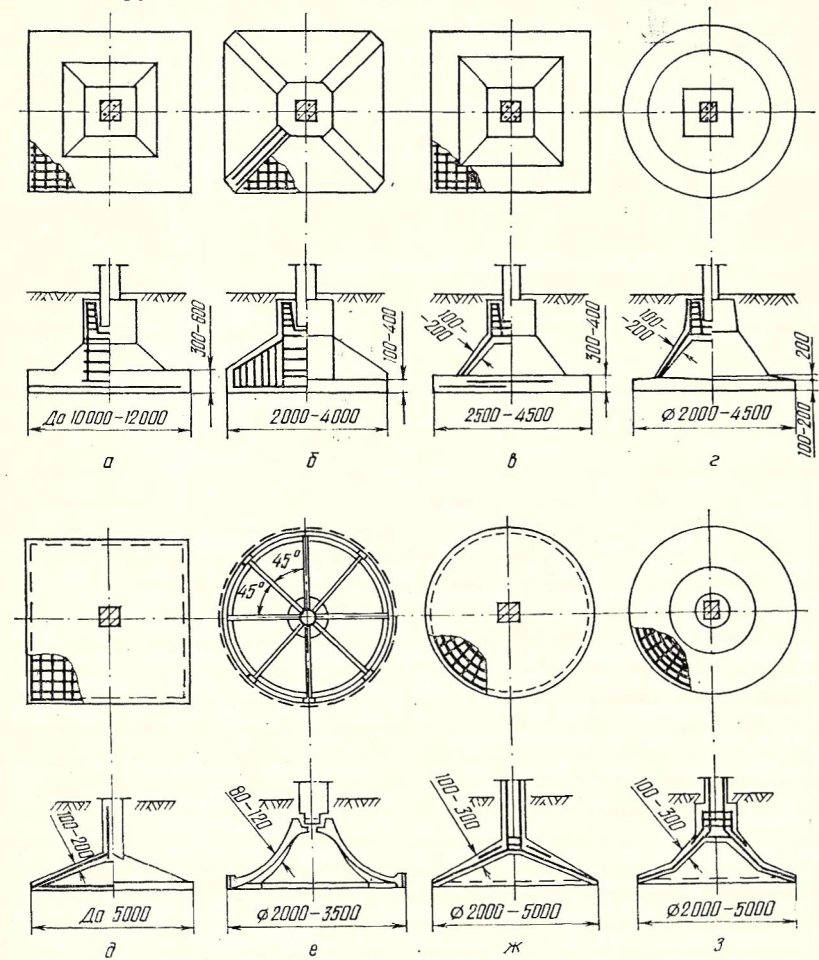


Рис. 35. Типы столбчатых фундаментов мелкого заложения: а — монолитный ступенчатый фундамент; б — ребристый; в, г — облегченного типа с пустотелой частью в виде пирамиды или оболочки; д — гирар; е — мембранный; ж — коническая оболочка; з — сочетание двух конусов.

Наряду с тенденцией к полной механизации устройства столбчатых фундаментов получили развитие унификация размеров сборных и монолитных фундаментов (унификация размеров и типов опалубок), а также снижение веса фундаментов. Размеры и типы фундаментов и опалубок унифицируют на основе статистических данных о частоте вариантов.

Снижение веса фундаментов достигается применением более высоких марок бетона, устройством ребер, натяжением арматуры, устройством пустотелых фундаментов. Эти варианты при плоской подошве фундаментов могут быть экономичны только в условиях прочных грунтов. Известно, что в плоскости подошвы

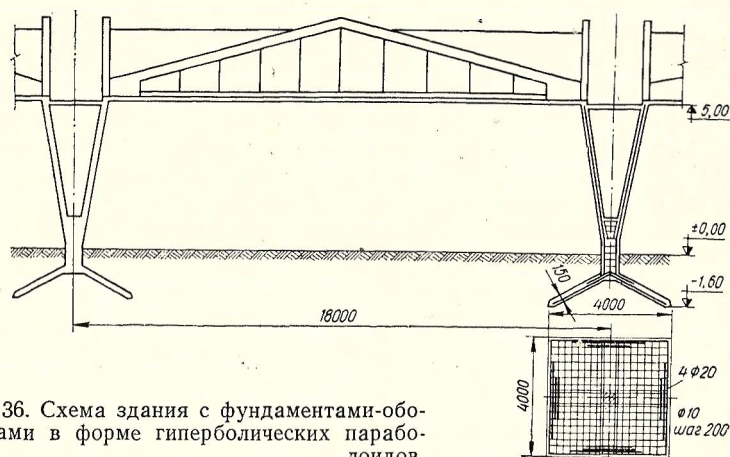


Рис. 36. Схема здания с фундаментами-оболочками в форме гиперболических параболоидов.

фундамента находятся в контакте два разнородных материала совместно работающей системы «фундамент—грунт», прочностные показатели которых отличаются в 50—100 и более раз. При равной площади сечения контакта прочность системы определяется более слабым материалом — грунтом, поэтому нельзя использовать высокую прочность железобетона для уменьшения размеров подошвы. Изгибаемые элементы фундаментов требуют повышенного расхода арматуры.

Значительное снижение веса фундаментов достигается в результате применения оболочек, которые благодаря криволинейной форме работают как пространственные конструкции и имеют большую несущую способность при минимальной толщине (рис. 36). Применение оболочек позволяет сгладить границу между двумя частями системы «фундамент—грунт» и распределить площади горизонтального сечения бетона и грунта в соответствии с их прочностными показателями. Для оболочек характерно также действие сжимающих и растягивающих напряжений при относительно небольших изгибающих моментах.

В настоящее время оболочки применяются как столбчатые фундаменты из ненапряженного и предварительно напряженного железобетона, а также как элементы фундаментов в сочетании с плитой [15—17, 22, 27—34]. Если в результате использования сборных фундаментов с плоской плитой можно снизить вес в 1,5—2 раза при одновременном увеличении расхода арматуры, то путем применения оболочек можно сократить вес в 2—4 раза без увеличения арматуры.

Методом экспертных оценок нами установлена вероятность применения в будущем различных типов столбчатых фундаментов: монолитный фундамент ступенчатого типа — 1,00; сборный фундамент по типу монолитного из 1—2 блоков — 1,00; сборный ребристый фундамент из нижних плит и подколонника — 0,90; сборный фундамент из плиты и конической оболочки или пустотелой пирамиды — 0,95; сборный ребристый одноблочный фундамент — 0,80; фундамент-оболочка — 0,60.

Указанное выше позволяет сделать вывод, что в будущем, наряду с применением обычного типа столбчатого фундамента, сохранятся тенденции снижения веса, расхода материалов, поэтому исследования облегченных конструкций столбчатых фундаментов актуальны.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ РАСЧЕТА

В первом случае изменения НДС и исчерпания несущей способности системы изучалось влияние формы фундаментов на напряженное состояние грунта и осадку. Установлено влияние формы подошвы фундаментов на распределение напряжений в основании.

Форма подошвы столбчатых фундаментов при их одинаковой жесткости решающим образом влияет на форму эпюры контактных давлений, а также на распределение вертикальных напряжений в непосредственной близости от подошвы и горизонтальных напряжений на достаточно большом удалении от подошвы. Эти результаты следует учитывать при расчете оснований и конструкций фундаментов (рис. 37).

На форму эпюры контактных давлений наряду с формой подошвы значительно влияет и жесткость фундамента. Уменьшение жесткости вогнутого фундамента приводит к резкой концентрации напряжений в вершине и снижению ординат контактных давлений у краев. Снижение жесткости выпуклого фундамента вызывает увеличение ординат контактных давлений у краев и снижение их в центральной части. Таким образом, снижение жесткости фундаментов с вогнутой или выпуклой формой подошвы приводит к количественному и качественному изменению формы эпюры контактных давлений (рис. 37, д, е).

Седлообразность эпюр контактных давлений для вогнутых фундаментов-оболочек в упругой стадии работы была подтверждена проведенными позднее в США исследованиями. Влияние формы подошвы жесткого штампа на распределение напряжений в основании частично подтверждается работами венгерских ученых. Для фундамента с вогнутой подошвой можно сделать вывод, что в общем распределение напряжений и контактных давлений близко соответствует данным, полученным для фундамента с плоской подошвой.

Сопоставление эпюр напряжений, полученных поляризационно-оптическим методом и тензометрированием на железобетон-

ных крупномасштабных и натуральных образцах, показывает, что расхождение результатов составляет около 12%, а для ряда сходственных точек — в пределах 5—6%. В качественном отношении результаты исследований двумя методами полностью сходятся. Это позволяет сделать вывод, что разработанная методика ис-

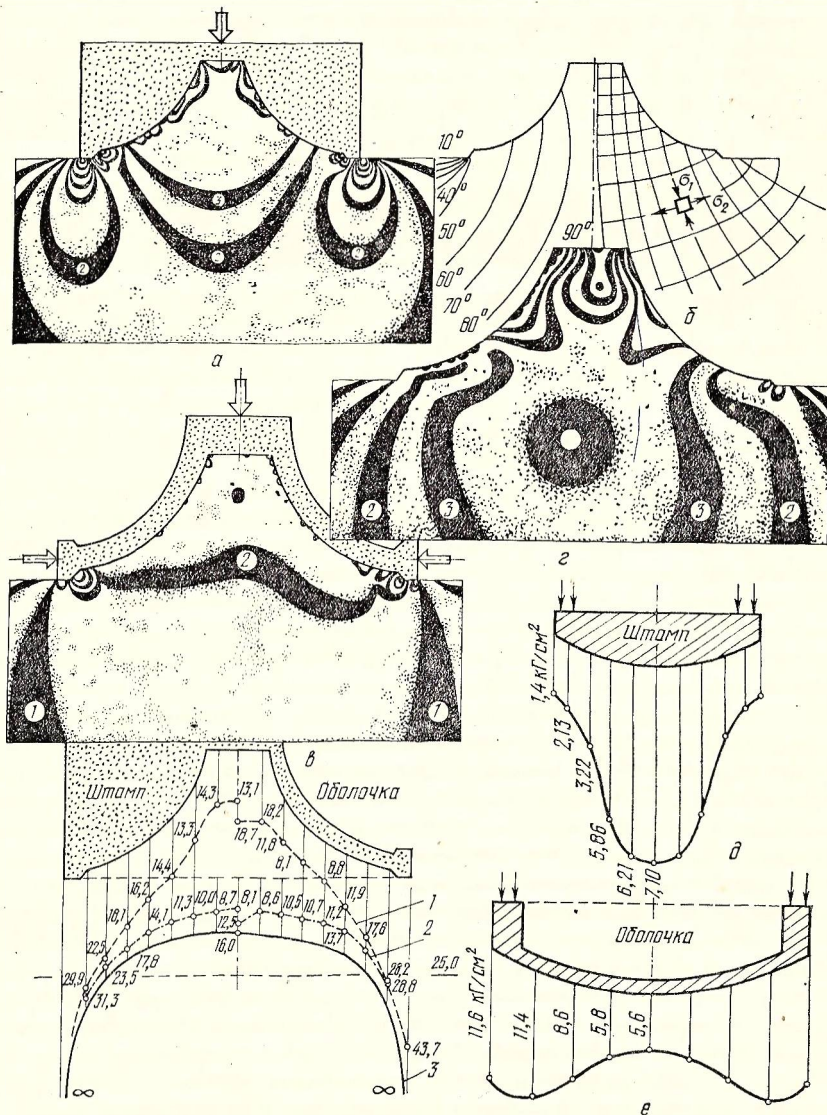


Рис. 37. Исследование влияния формы подошвы фундамента на распределение напряжений в основании:
 а, б — картины полос, изоклины и траектории главных напряжений для жесткого вогнутого штампа; в, г — для гибких моделей; д, е — влияние жесткости на форму эпюры контактных давлений; 1 — эпюра для вогнутой модели; 2 — то же, для плоской; 3 — теоретическая эпюра для плоского штампа.

следований фундаментов на объемных моделях в упругой стадии позволяет получить полные и достаточно точные данные, которые могут быть использованы при разработке методики расчетов. Сравнение экспериментальных эпюр с результатами расчета по безмоментным теориям показывает, что в упругой стадии

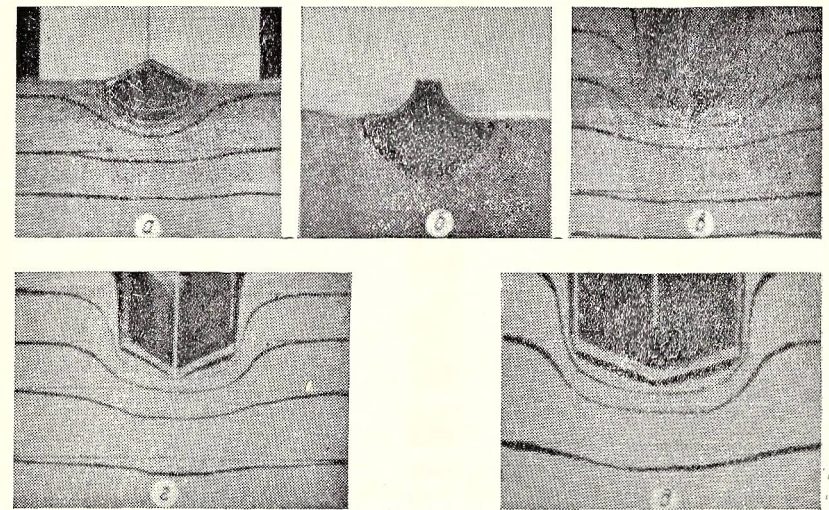


Рис. 38. Фотографии упругого ядра и депланации слоев грунта под столбчатыми фундаментами с различной формой подошвы:
 а, б — вогнутые; в — д — выпуклые с различной степенью выпуклости.

работы наблюдается удовлетворительная качественная сходимость теоретических и экспериментальных данных. Полученное в наших исследованиях напряженное состояние фундаментов в форме конических оболочек и гипара было позднее подтверждено исследованиями, проведенными в США и Индии.

Модельными испытаниями установлена зависимость между формой подошвы столбчатого фундамента и формой уплотненного ядра, образующегося в песчаном грунте, а также схемой деформации грунта.

Было установлено, что форма упругого ядра под моделями с различной степенью вогнутости по отношению к основанию одинакова и соответствует форме упругого ядра под плоским штампом с шероховатой поверхностью. Это объясняется тем, что трение на контакте штампа и грунта, обуславливающее образование упругого ядра, является трением грунта по грунту.

Опыты со штампами, выпуклыми по отношению к основанию, показали, что при незначительной выпуклости упругое ядро резко уменьшается в размерах, сохраняя форму треугольника с несколько выпуклыми сторонами. Дальнейшее увеличение выпуклости приводит к уменьшению ядра. Упругое ядро не образуется

при вдавливании штампа, угол наклона образующей которого больше или равен углу внутреннего трения песка (рис. 38).

При повышении плотности грунта упругое ядро уменьшается в размерах, но закономерность изменения ядра для моделей различной формы сохраняется. Выпуклая форма сторон (щек) упругого ядра объясняется тем, что при продавливании вместе с

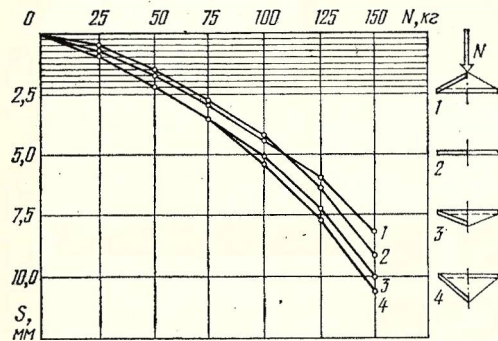


Рис. 39. Графики влияния формы подошвы на осадку.

ядром перемещается грунт, заполняющий впадины действительно упругого ядра.

Ввиду того, что упругое ядро под вогнутой моделью имеет размеры, близкие к размерам ядра под плоским штампом, можно было предполагать, что несущая способность основания под вогнутыми жесткими моделями фундаментов будет незначительно отличаться от несущей способности основания под плоским штампом, что подтверждено опытами (рис. 39).

Изучение послойных деформаций грунта при вдавливании моделей с различной формой подошвы показало, что для плоских и вогнутых штампов деформации одинаковы. При вдавливании

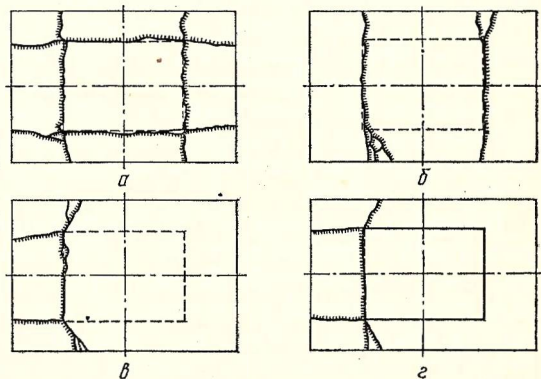


Рис. 40. Схемы разрушения столбчатых фундаментов с плоской подошвой: а — б — осесимметричная ортогональная; в — г — несимметричная ортодиагональная.

выпуклых штампов влияние формы сказывается в основном на деформации прилегающих к штампу слоев грунта. Изгиб прослоек в слоях грунта следует нижнему контуру упругого ядра. Ввиду меньших размеров упругого ядра вертикальные переме-

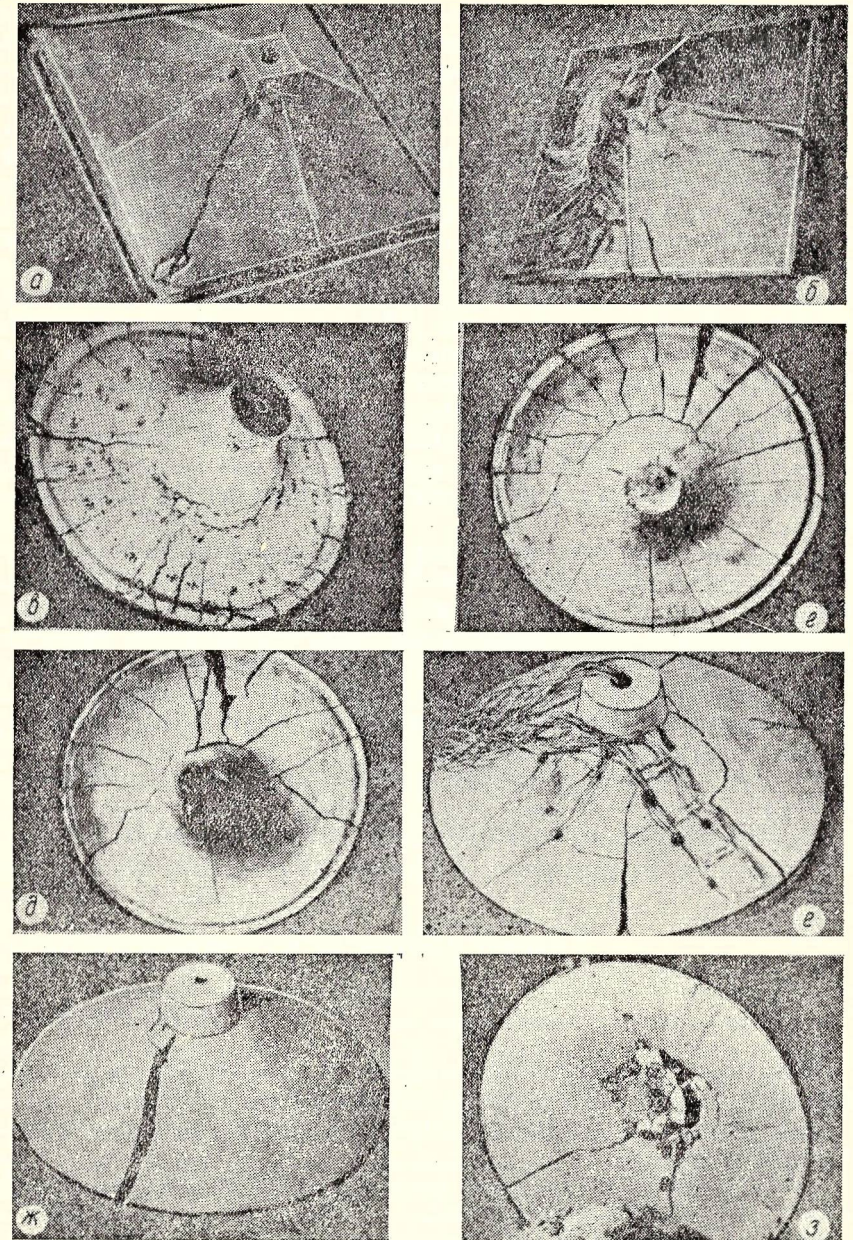


Рис. 41. Виды разрушения фундаментов-оболочек: а, б — модели гипаров; в — д — мембранные оболочки; е — з — конические оболочки.

щения прослоек под штампами с небольшой выпуклостью несколько больше, чем под вогнутыми. При вдавливании вогнутых штампов образуется максимальное упругое ядро, которое действует как клин и вызывает увеличенные горизонтальные перемещения частиц грунта.

Во втором и третьем случаях изменения НДС и исчерпания прочности системы «фундамент—грунт» одновременно фиксировались напряжения и перемещения конструкции, схемы трещинообразования и разрушения (рис. 40, 41), эпюры нормальных и касательных напряжений на контакте с грунтом (см. рис. 1, 2). Были установлены стадии НДС и влияющие пластических свойств арматуры на изменение НДС конструкции и грунта (см. табл. 1 и рис. 1, 2). Результаты опытов показали, что для ряда конструкций при расчете прочности можно основываться на ассоциированном законе течения.

В третьем случае изменения НДС и исчерпания прочности наблюдаются некоторые стадии, характерные для второго случая, но разрушение фундамента может наступить во II или III стадиях.

Для различных круглосимметричных конструкций установлены следующие схемы трещинообразования и разрушения (см. рис. 41): меридиональная (радиальная); меридионально-кольцевая (радиально-кольцевая); квазимеридиональная; квазимеридионально-кольцевая; параболическая (хордовая).

Для конструкций (плит и оболочек) на квадратном и прямоугольном плане характерны следующие схемы трещинообразования и разрушения (см. рис. 40, 41):

осесимметричные ортогональная, диагональная и ортодиагональная;

несимметричные ортогональная, ортодиагональная, диагональная.

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ

Конструкции фундамента необходимо рассчитывать в предположении упруго-пластического или хрупкого разрушения:

разрушение вследствие исчерпания несущей способности растянутой арматуры;

одновременное исчерпание несущей способности растянутой арматуры и бетона сжатой зоны;

исчерпание несущей способности бетона сжатой зоны;

разрушение по наклонному сечению.

Установленные экспериментально приспособляемость конструкций к разрушающей нагрузке, выражающаяся в параллельном перераспределении контактных давлений грунта и усилий в арматуре и бетоне фундамента, а также наличие площадки те-

кучести системы «фундамент—грунт» (см. гл. II и III), позволяют применить в расчетах прочности при упруго-пластическом разрушении метод предельного равновесия.

В основу расчета прочности конструкций фундаментов при упруго-пластическом разрушении положен метод предельного равновесия, основанный на вариационных принципах теории пластичности и наиболее адекватно отражающий сущность явлений, протекающих в конструкции при доведении ее до разрушения. Применение этого метода исключает существующее противоречие в расчетах конструкций фундаментов, заключающееся в статическом расчете в упругой стадии и затем в подборе сечений по предельным состояниям.

Метод предельного равновесия, основывающийся на вариационных принципах теории пластичности, был разработан автором работы [51] и позднее распространен на более сложные и общие задачи теории пластичности в работах [53, 54]. Применительно к расчету конструкций, работающих в контакте с грунтом, метод предельного равновесия развит в работах [8, 43, 57, 58] и работе автора [27].

При заданном однопараметрическом нагружении упруго-идеально-пластических конструкций в рабочей стадии существует однозначное соответствие между напряжениями и деформациями, тогда как в стадии разрушения деформации неограниченно растут при постоянной интенсивности нагрузки. Конструкция или часть ее вследствие образования пластических шарниров превращается в геометрически изменяемую систему (механизм), по меньшей мере с одной степенью свободы. Пластическое движение конструкции на грунте как механизма может поддерживаться лишь тогда, когда соответствующие критерии текучести будут достигнуты в достаточно больших областях конструкций и основания, чтобы деформации росли без увеличения или с увеличением этих областей

$$\Phi(\sigma_{ij}) = k^n = \text{const}; \quad \Phi = 0, \quad (27)$$

где k — соответствующий предел текучести материалов;

n — порядок однородной функции.

Полное решение задач теории предельного равновесия включает в себя исследование процесса упруго-пластического деформирования вплоть до разрушения с составлением уравнений поверхности текучести, выбором подходящего закона течения, составлением зависимостей деформаций от перемещений и уравнений равновесия. Однако в задачах теории предельного равновесия наиболее важно определение разрушающей нагрузки, позволяющей оценить безопасность конструкции и величину запаса по отношению к разрушению. Помимо этого, собственно уравнение текучести оказывает небольшое влияние на величину разрушающей нагрузки.

Подход к определению прочности без составления уравнений поверхности текучести основан на том, что разрушающая нагрузка рассматривается в начале пластического движения жест-

Тип	Расчетная схема	Формулы расчета
Круглая плита или оболочка		$V_1 = \frac{\pi}{6(R-r)^2} [q_2(R^4 - 2R^3r + 2Rr^3 - r^4) + q_1(3R^4 - 8R^3r + 6R^2r^2 - r^4)];$ $V_2 = V_1 f \operatorname{tg} \alpha;$ $T = 2\pi r m_T \theta + 4\pi T_K t_K S \theta; \quad \theta = \frac{1}{R-r};$ $m_T = \frac{f_1 n_1 h_0 \sigma_{T_1}}{2\pi r}; \quad T_K = \frac{f_2 \sigma_{T_2}}{S_0}.$
		$V_M = \frac{\pi q_M \Delta_M (3R^4 - 4R^3r + r^4)}{24(R-r)}; \quad V_N = \frac{1}{2} V \Delta_N;$ $T_M = 2m_T r \frac{\Delta_M}{R-r} + 4T_K t_K S \frac{\Delta_M}{R-r};$ $T_N = \pi r m_T \frac{\Delta_N}{R-r} + 2\pi T_K t_K S \frac{\Delta_N}{R-r};$ $\Delta_N = \frac{N}{N + M \frac{4}{R}}; \quad \Delta_M = \frac{M}{M + N \frac{R}{4}}.$

Квадратная плита или гиря		$V_1 - V_2 = T; \quad V_1 - V_2 = 0,5ql^2(1 - f \operatorname{tg} \alpha);$ $V = \frac{(q_1 + 2q_2) l^2}{6} (1 - f \operatorname{tg} \alpha);$ $T = \sum^n T_i z_i \sin \beta_i \theta_i = \sum^n m_{T_i} \theta_i;$ <p>Для плиты $T = \frac{4m_T}{l}$.</p>
		$V_N + V_M = T_N + T_M; \quad V_M = \frac{b}{6a^2} (q_1 A - q_2 B) \Delta_M + \frac{a}{4x^2} \cdot (q_1 A_1 - q_3 B_1) \Delta_M;$ $A_1 = \frac{l^3}{4} - c_1^3 - \frac{3c_1 l^2}{2} + \frac{3c_1^2 l}{2};$ $B_1 = \frac{l^3}{4} - c_1^3 - \frac{3c_1 l^2}{2} + \frac{3c_1^2 l}{2} - \frac{3xl^2}{4} + \frac{3xc_1 l}{2};$ $c_1 = \frac{l}{2} - x; \quad T = \frac{m_T}{a} \left(\frac{b}{2a} + 1 + \frac{2a}{x \cos^2 \gamma} \right).$

Тип	Расчетная схема	Формулы расчета
Прямоугольная плита		$V_N + V_M = T_N + T_M; \quad V_M = \frac{l^2}{2a}(q_1 A - q_2) \Delta_M;$ $A = \frac{l_1^3}{4} - c^3 - \frac{3c^2 l_1}{2} + \frac{3c^2 l_1}{2}; \quad c = \frac{l_1}{2} - a;$ $B = \frac{1}{4} l_1^3 - c^3 - \frac{3}{2} c l_1^2 + \frac{3}{2} c^2 l_1 - \frac{3}{4} a l_1^2 + \frac{3}{2} a c l_1;$ $T = \frac{m_T}{a}; \quad \Delta_N = \frac{N}{N + M \frac{6}{l}}; \quad \Delta_M = \frac{M}{M + N \frac{l}{6}}$
Квадратная плита		$V = q(2a^2 + 3ba)(1 - f \operatorname{tg} \alpha);$ $T = \frac{2,8 m_T b}{a} + \frac{4 m_T a}{a} = m_T \left(\frac{2,8b}{a} + 4 \right);$ $T = m_T \theta_1 + m_T \theta_2$

ко-идеально-пластической конструкции. При разрушении конструкция разделяется на отдельные жесткие участки, соединенные пластическими зонами, вдоль которых диссипируется внутренняя энергия. В пластических зонах возникают разрывы удлинений срединной поверхности и кривизны, которые должны быть кинематически допустимы для заданной формы разрушения.

В соответствии с данными эксперимента при расчете прочности положение пластического шарнира определяется из условия минимума интенсивности нагрузки для рассматриваемой формы разрушения ($dq/dt < 0$). Механизм разрушения зависит от параметров внешней нагрузки q, p, τ, a .

Форма разрушения была определена экспериментально (см. § 2), затем без составления уравнений поверхности текучести при заданных значениях внутренних сил текучести вдоль линий сосредоточенных пластических деформаций находили разрушающую нагрузку. Такой подход эквивалентен допущению, что поверхность текучести является поверхностью без взаимодействия между результирующими напряжений. В качестве поверхности текучести принимается кусочно-линейная гиперпризма в пространстве результирующих напряжений.

В общем виде уравнения работ внутренних сил T и внешней нагрузки V могут быть записаны следующим образом:

$$T = - \int \int_{(v)} \Pi(I_1, I_2, I_3) d\omega;$$

$$V = V_1 - V_2 - V_3 - V_4 - V_5 = \int \int_F q \delta dF - \int \int_F q \delta f \operatorname{tg} \alpha dF - \int \int_{F_1} p_1 \delta dF - \int \int_{F_2} p_2 \delta dF - \int \int_{F_3} p_3 \delta dF, \quad (28)$$

где Π — пластический потенциал;
 I_1, I_2, I_3 — инварианты тензора деформаций;
 q — нормальные давления на контакте;
 p — силы пассивного отпора грунта;
 α — угол подъемности конструкций, влияющий на степень развития сил трения на контакте вследствие увеличения площади контактирования.

При действии несимметричной нагрузки (N и M)

$$T = T_N + T_M; \quad V = V_N + V_M. \quad (29)$$

В табл. 6, 7 приведены основные расчетные схемы и формулы расчета прочности фундаментов в виде круглой плиты (или оболочки), квадратной и прямоугольной плиты (или оболочки).

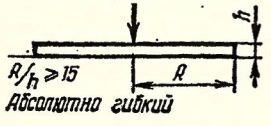
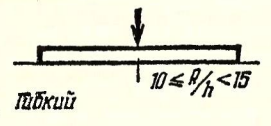
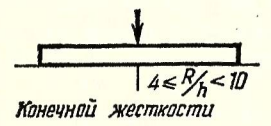
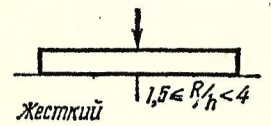
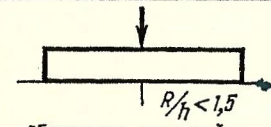
Ниже приведен вывод формул перераспределения контактных давлений для некоторых конструкций (табл. 6, б).

При действии осесимметричной нагрузки на круглую плиту или коническую оболочку

$$V = V_1 - V_2, \quad (30)$$

где V_1 — работа нормальных контактных давлений грунта;
 V_2 — работа сил трения по подошве, реализующихся вследствие увеличения площади контакта.

Таблица 6, б. Значения коэффициента $K = \frac{q_2}{q_1}$

Жесткость фундамента	Виды прочности грунта			
	непрочного	конечной прочности	прочного	особо прочного
 <i>Абсолютно гибкий</i>	1,20	1,90	2,6	3,20
 <i>Гибкий</i>	1,15	1,65	2,15	2,75
 <i>Конечной жесткости</i>	1,10	1,50	1,90	2,30
 <i>Жесткий</i>	1,05	1,35	1,60	1,85
 <i>Абсолютно жесткий</i>	1,00	1,10	1,20	1,40

Общее выражение для N_1 при любой осесимметричной эпюре контактных давлений

$$V_1 = \int_0^{2\pi} d\varphi \int_r^R f(x) \frac{x-r}{R-r} x dx, \quad (31)$$

где $y=f(x)$ — уравнение кривой эпюры давлений;
 R, r — см. табл. 6.

При действии неравномерных линейно уменьшающихся к краям контактных давлений

$$V_1 = \int_0^{2\pi} d\varphi \int_r^R \frac{(q_2 - q_1)(R-x) + q_1(R-r)}{R-r} \cdot \frac{x-r}{R-r} dx = \\ = \frac{\pi}{6(R-r)^2} [q_2(R^4 - 2R^3r + 2Rr^3 - r^4) + q_1(3R^4 - 8R^3r + \\ + 6R^2r^2 - r^4)]. \quad (32)$$

При $q_1 = 0$

$$V_1 = \frac{\pi q}{6(R-r)^2} (R^4 - 2R^3r + 2Rr^3 - r^4);$$

при $q_1 = 0, r = 0$

$$V_1 = \frac{\pi q R^2}{6};$$

при $r = 0$

$$V_1 = \frac{\pi R^2}{6} (q_2 + 3q_1);$$

при $q_1 = q_2$

$$V_1 = \frac{\pi q}{3} (2R^2 - Rr - r^2).$$

$$V_2 = V_1 f \operatorname{tg} \alpha, \quad (32a)$$

где f — коэффициент трения бетона по грунту;
 q_2, q_1 — максимальное и минимальное давление соответственно;
 R, r, α — см. табл. 6.

$$T = \int_0^{2\pi} m_{\tau} \Theta d\varphi + 2 \int_0^{2\pi} d\varphi \int_0^s T_k t_k \Theta dS, \quad (33)$$

где m_{τ} — предельный момент в кольцевом пластическом шарнире на единицу длины,

$$m_{\tau} = \frac{f_1 n_1 h_0 \sigma_{\tau 1}}{2\pi r};$$

Θ — угловая скорость взаимного поворота звеньев в пластических шарнирах; $\Theta = \frac{1}{R-r}$;

T_k — предельное усилие в кольцевой (двойной) арматуре, приходящееся на единицу длины меридиана, $T_k = \frac{f_2 \sigma_{\tau 2}}{S_0}$;

t_k — расстояние от точки приложения T_k до верхней грани кольцевого пластического шарнира;

f_1, f_2 — площади поперечного сечения одного стержня меридиональной и кольцевой арматуры;

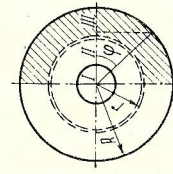
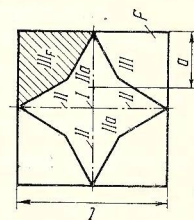
n_1 — количество стержней арматуры;

$\sigma_{\tau 1}, \sigma_{\tau 2}$ — предел текучести ненапрягаемой арматуры.

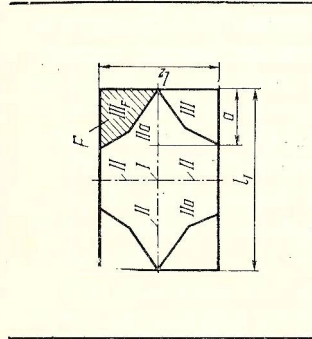
В принципе можно произвольно выбирать величину отношения $\frac{m_{\tau}}{T_k R} = k_1$; при $\frac{m_{\tau}}{T_k R} = \infty$ ($T_k = 0$) кольцевые усилия не участвуют в работе внутренних сил и оболочка (плита) работает как консоль в направлении образующей; при $\frac{m_{\tau}}{T_k R} = 0$ ($m_{\tau} = 0$) в ра-

боте внутренних сил и оболочка (плита) работает как консоль в направлении образующей; при $\frac{m_{\tau}}{T_k R} = 0$ ($m_{\tau} = 0$) в ра-

Таблица 7. Зоны применения расчетных формул

Тип	Зоны применения формул	Формулы расчета прочности
Круглая плита или оболочка		$\text{I. } \frac{\pi(1-f \operatorname{tg} \alpha)}{6(R-r)^2} [q_2(R^4 - 2R^3r + 2R^3 - r^4) + q_1(3R^4 - 8R^3r + 6R^2r^2 - r^4)] =$ $= 2\pi r m_T \theta + 4\pi T_K t_K S \theta.$ $\text{II. } \frac{\pi \Delta_N}{12(R-r)^2} [q_2(R^4 - 2R^3r + 2Rr^3 - r^4) + q_1(3R^4 - 8R^3r + 6R^2r^2 - r^4)] +$ $+ \frac{\pi q_M \Delta_M (3R^4 - 4R^4r + r^4)}{24R(R-r)} = \frac{\pi \Delta_N + 2\Delta_M}{(R-r)(1-f \operatorname{tg} \alpha)} (m_T r + 2T_K t_K S).$ $\text{III. } 2m_T \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} = \frac{R^2(2\varphi - \sin 2\varphi)}{6} (q_N \Delta_N + 2q_M \Delta_M) (1-f \operatorname{tg} \alpha)$
Квадратная плита или гиря		$\text{I. } \frac{l^2(q_1 + 2q_2)}{6} (1-f \operatorname{tg} \alpha) = \frac{4m_T}{l}.$ $\text{II. } \frac{al(q_1 + 2q_2)}{42} (1-f \operatorname{tg} \alpha) \Delta_N + \frac{l \Delta_M}{6a^2} (q_1 A - q_2 B) (1-f \operatorname{tg} \alpha) = m_T \frac{l}{a}.$ <p style="text-align: center;">II_a — расчет по II и III.</p> $\text{III}_F. \frac{F}{3} (q_N \Delta_N + 2q_M \Delta_M) (1-f \operatorname{tg} \alpha) = \frac{m_T b}{h}$

Прямоугольная плита или гиря



$$\text{I. } \frac{l_1 l_2 (q_1 + 2q_2)}{6} = 2m_T \frac{l_2}{l_1}.$$

$$\text{II. } \frac{al_2(q_1 + 2q_2) \Delta_N}{12} + \frac{l_2}{6a^2} (q_1 A - q_2 B) \Delta_M = \frac{m_T l_2}{a(1-f \operatorname{tg} \alpha)}.$$

II_a. Расчет по II и III.

$$\text{III}_F. \frac{F}{3} (q_N \Delta_N + 2q_M \Delta_M) (1-f \operatorname{tg} \alpha) = \frac{m_T b}{h}$$

Примечание. I, II, III — зоны применения формул.

боте внутренних сил участвуют только кольцевые усилия. Практически необходимо подбирать соотношение $\frac{m_T}{T_K R}$ таким образом, чтобы оно было близко к результатам, полученным на основе теории упругости, так как при этом трещины и остаточные деформации должны быть минимальны. Для оболочек небольшого диаметра $\frac{m_T}{T_K R} \cong 0,3$, при большем диаметре $\frac{m_T}{T_K R} \cong 0,05$. Представляет интерес вычисление постоянной $K_2 = 2 \cos \alpha \operatorname{ctg} \alpha \frac{m_T}{T_K R}$; при $K_2 > 0,5$ пластический шарнир располагается у опорной части оболочки (плиты).

Для проектирования методом предельного равновесия предельные усилия можно рассчитать по формулам

$$T_K = \frac{\left(\frac{r^3}{R^3} - 3 \frac{r}{R} + 3 \right) q R \cos \alpha}{\sin \alpha \left(1 - \frac{r}{R} \right) + k_1 \frac{r}{2R} \cos^2 \alpha};$$

$$T_y = - \left(\frac{R}{r} - 1 \right) T_K; \quad m_\varphi = 0; \quad (34)$$

$$m_T = \frac{R^3}{6 \cos^2 \alpha} \left[q \cos \alpha \left(\frac{r^3}{R^3} - 3 \frac{r}{R} + 2 \right) - \frac{3 T_K \sin \alpha}{R} \times \left(1 - \frac{r}{R} \right)^2 \right].$$

Используя некоторые положения работы [48]), определим прочность фундаментов с учетом перераспределения эпюры контактных давлений при заданных размерах трещин, рассматривая основание как винклеровское

$$q = ky. \quad (35)$$

При осесимметричной нагрузке относительные вертикальные деформации крайних точек фундамента

$$y_2 - y_1 = \frac{Ra_T}{l_T} \operatorname{ctg} \alpha, \quad (36)$$

где a_T — ширина раскрытия трещин;
 l_T — расстояние между трещинами.

$$a_T = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_T; \quad l_T = \frac{R_p^H F_6}{\omega' \tau_{cu} S} = \frac{U}{\mu} \eta.$$

Тогда из условия равновесия

$$q_1 = \frac{N - \frac{k \pi Ra_T}{3l_T} (R^2 + Rr + r^2) \operatorname{ctg} \alpha}{\pi R^2};$$

$$q_2 = \frac{N + \frac{k \pi Ra_T}{3l_T} (2R^2 - Rr - r^2) \operatorname{ctg} \alpha}{\pi R^2}, \quad (37)$$

где $\alpha \neq 0$.

При небольших углах наклона образующей оболочки α необходимо проверять ширину раскрытия трещин в кольцевых пластических шарнирах

$$a_{TK} = \frac{Ra_T \operatorname{ctg} \alpha z}{l_T (R - r)} \leq 0,3 \text{ мм.} \quad (38)$$

Как следует из формулы (38), при небольших углах наклона образующей трещины в первую очередь образуются в кольцевом пластическом шарнире.

Для решения задач при несимметричной нагрузке воспользуемся принципом независимости действия усилий и определим раздельно работу внешних и внутренних сил при действии симметричной нагрузки N и момента M .

Работу внешней нагрузки V_M, V_N и внутренних сил T_M, T_N целесообразно рассчитывать только для наиболее нагруженной половины оболочки, так как действие момента M приводит к уменьшению интенсивности внешней нагрузки на противоположной половине оболочки.

$$V_M = 2 \int_0^{\pi/2} \cos^2 \varphi d\varphi \int_r^R \frac{q_M r_x^2 \Delta_M (r_x - r)}{R(R - r)} dx =$$

$$= \frac{\pi q_M \Delta_M (3R^4 - 4R^3 r + r^4)}{24R(R - r)};$$

$$V_N = \frac{\pi \Delta_N}{12(R - r)^2} [q_2 (R^4 - 2R^3 r + 2Rr^3 - r^4) + q_1 (3R^4 - 8R^3 r + 6R^2 r^2 - r^4)];$$

$$T_M = 2m_T r \frac{\Delta_M}{R - r} + 4T_k t_k S \frac{\Delta_M}{R - r};$$

$$T_N = \pi r m_T \frac{\Delta_N}{R - r} + 2\pi T_k t_k S \frac{\Delta_N}{R - r}, \quad (39)$$

где $\Delta_N + \Delta_M = \Delta = 1$; $\Delta_M = \Delta - \Delta_N$; $\Delta_M = \frac{q_M}{q_M + q_N}$;

$$\Delta_N = \frac{q_N}{q_N + q_M}; \text{ для плиты и оболочки вращения } \Delta_N = \frac{N}{N + M} \frac{4}{R};$$

$$\Delta_M = \frac{M}{M + N} \frac{R}{4}; \text{ для плиты и оболочки на прямоугольном}$$

$$\text{плане } \Delta_N = \frac{N}{N + M} \frac{6}{l};$$

$$\Delta_M = \frac{M}{N \frac{l}{6} + M}; \text{ общее выражение для } \Delta_M \text{ и } \Delta_N:$$

$$\Delta_M = \frac{MF}{NW + MF}; \quad \Delta_N = \frac{NM}{MF + NW};$$

$V_M + V_N = T_M + T_N$. (Работа сил трения учитывается отдельно).

РАСЧЕТ В ПРЕДПОЛОЖЕНИИ ХРУПКОГО РАЗРУШЕНИЯ

Расчет фундаментов на продавливание, согласно экспериментальным данным, производится как расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению на действие поперечной силы.

Срез сжатой зоны бетона от воздействия поперечной силы на основании экспериментальных данных, а также исследований других типов строительных конструкций [10, 136, 140] следует ожидать в сечении, в котором поперечная сила Q_a превышает максимальную поперечную силу, воспринимаемую бетоном сжатой зоны Q_{6a} и поперечной арматурой.

Раздробление сжатой зоны бетона от воздействия сжимающей силы T_1 происходит в сечениях пластических шарниров, положение которых определяется минимумом внешней разрушающей нагрузки.

По величине T_1' определяется относительная высота сжатой зоны бетона при разрушении конструкции

$$\xi = \frac{T_1' - D_a'}{h_0 R_H}, \quad (40)$$

где $D'_a = \frac{F'_a \sigma_{T1}}{2\pi r}$ — усилие, воспринимаемое верхней сжатой арматурой, расположенной на единице длины пластического шарнира;
 h_0 — полезная высота сечения;
 R_n^H — нормативное сопротивление бетона сжатию при изгибе.

При выполнении условия $Q_a \leq Q_{6a}$ разрушение от среза сжатой зоны бетона исключается. При выполнении условия $\frac{S_5}{S_0} \leq \xi$

имеет место внецентренное сжатие, и разрушение конструкций начнется с растянутой зоны сечения. Однако при больших значениях процентов армирования усилия в статически неопределимых конструкциях полностью не перераспределяются. В связи с этим, как рекомендуется в работе [50], при расчете с учетом перераспределения усилий необходимо ограничивать максимальный процент армирования, чтобы величина $\frac{S_6}{S_0} = \xi$ не превышала определенных значений в зависимости от марок бетона.

Для плоских квадратных и прямоугольных плит при действии осесимметричной нагрузки

$$Q_{6a} = \frac{0,15bh_0^2 R_n}{c}; \quad c \approx h_0;$$

$$Q_{6a} = 0,15bh_0 R_n, \quad (41)$$

где b — средний периметр пирамиды продавливания.

Можно использовать известную формулу СНиП II-V. 1—62 для расчета фундаментов на продавливание с заменой коэффициента 0,75 на коэффициент 2,0 [156]. В этом случае значение Q_{6a} получается весьма близким к определенному по (41)

$$Q_{6a} = 2R_p b_{cp} h_0, \quad (42)$$

где R_p , b_{cp} , h_0 см. СНиП II-V. 1—62.

Для круглой плиты или вогнутой конической оболочки (рис. 42) максимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны, вычисляется по формуле, полученной на основании приведенного выше решения [50] для балок

$$Q_{6a} = \frac{\lambda_0 \pi (R+r) h^2 R_n \cos \alpha}{R-r+h \sin \alpha} \quad (43)$$

или

$$Q_{6a} = \frac{\lambda_0 \pi \cos \alpha (1+\nu_0) h^2 R_n}{1-\nu_0},$$

где λ_0 — коэффициент, принимаемый равным $0,15 \frac{h_0}{h}$;

h — толщина оболочки;

R_n — предел прочности бетона сжатию при изгибе;

$$\nu_0 = \frac{R_{н0}}{R_{в0}}; \quad R, r, R_{н0}, R_{в0} \text{ см. на рис. 42.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая сжатой арматурой вогнутой конической оболочки (меридиональной арматурой)

$$Q_a = 2\pi RT_a \sin \alpha, \quad (44)$$

где T_a — расчетная поперечная сила, воспринимаемая сжатой арматурой, приходящаяся на единицу длины окружности.

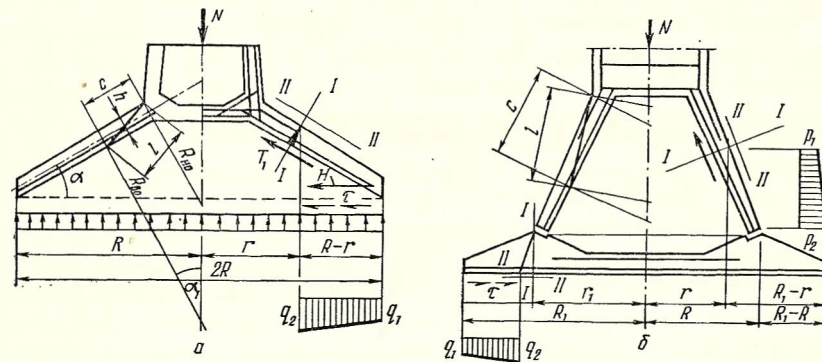


Рис. 42. Расчетные схемы фундаментов в предположении хрупкого разрушения:
 а — коническая оболочка или круглая плита; б — коническая оболочка, опирающаяся на круглую плиту.

Максимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны и меридиональной арматурой, для вогнутой оболочки

$$Q_{6a} = \frac{\lambda \pi (R+r) h^2 R_n \cos \alpha}{R-r+h \sin \alpha} + 2\pi RT_a \sin \alpha. \quad (45)$$

Для оценки прочности сжатой зоны бетона от среза ее по наклонному сечению определим значение поперечной силы, действующей в кольцевом сечении. Уравнение проекций всех внешних и внутренних сил на ось 1—1, нормальную к срединной поверхности, для конической оболочки, круглой плиты или сочетания плиты и оболочки

$$Q_a = -q_a + T_{11} + T_{21} + H_1 + p_{11} + p_{21} + \tau_1;$$

$$q_a = \frac{1}{2\pi R} \int_0^{2\pi} d\varphi \int_r^R f(q) dq \cos \alpha, \quad (46)$$

где q_a — проекция на направление 1—1 контактных давлений грунта;

- T_{11} — то же, растягивающего усилия в нижней меридиональной арматуре;
 T_{21} — то же, растягивающего усилия в кольцевой арматуре;
 H_1 — то же, растягивающего усилия в арматуре кольцевой или круглой плиты, или усиленного кольца оболочки;
 p_{11} — то же, пассивного давления грунта в пространстве вокруг фундамента;
 p_{21} — то же, пассивного давления грунта при наклонной подошве кольцевой плиты;
 τ — то же, сил трения грунта на контакте с подошвой фундамента.

Для фундамента в виде конической оболочки, опирающейся на круглую плиту, при расчете оболочки (см. рис. 42, б)

$$Q_a = -q_a + T_{11} + T_{21} + H_1 + p_{11} + \tau_1, \quad (47)$$

где $q_a, T_{11}, T_{21}, p_{11}$ — см. формулу (46);

$$H_1 = \frac{2F_3 \sigma_{\tau_3}}{R} \sin \alpha; \quad \tau_1 = \frac{R}{2} \tau \sin \alpha.$$

При расчете наружной или внутренней консоли круглой или кольцевой плиты

$$Q_a = -q_a. \quad (48)$$

Для определения сжимающей силы, действующей в сечении пластического шарнира, составим уравнение проекций всех внешних и внутренних сил на меридиональное направление элементарного жесткого диска в сечении пластического шарнира II—II (см. рис. 42).

$$T'_1 = q_b + T_{12} + T_{22} + H_2 + p_{12} + p_{22} + \tau_2, \quad (49)$$

где $q_b, T_{12}, T_{22}, H_2, p_{12}, p_{22}, \tau_2$ — проекции тех же внешних и внутренних сил на направление II—II.

Для конической оболочки или круглой плиты

$$T'_1 = q_b + T_{12} + T_{22} + \tau_2; \quad (50)$$

$$q_b = \frac{\sin \alpha}{2\pi R} \int_0^{2\pi} d\varphi \int_r^R f(q) dq;$$

$$T'_1 = F_{a1} \sigma_{\tau_1} + \frac{2f_2 \sigma_{\tau_2} (\ln R - \ln r)}{3} + \pi \tau (R^2 - r^2). \quad (51)$$

РАСЧЕТ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ

Согласно результатам экспериментов, нагрузка образования трещин $P_{тр}$, как правило, равна половине разрушающей нагрузки $P_{пр}$. Расчет трещиностойкости может быть выполнен после расчета прочности путем деления нагрузки $P_{пр}$ на два (для плоских плит — на три).

Точный расчет выполняется на основе имеющихся в СНиП II-V. 1—62* формул с учетом полученных в экспериментах дан-

ных о напряженном состоянии фундаментов. Расчету по раскрытию трещин должен предшествовать расчет по образованию трещин, заключающийся в проверке условий трещиностойкости.

Для элементов, работающих на растяжение,

$$N \leq N_T; \quad (52)$$

$$N_T = R_T F + (300 - \sigma_a) F_a + (300 + m_T \sigma_0) F_H.$$

Для изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов

$$M_B^a \leq M_T;$$

$$M_T = R_T W_T \pm M_{06}^a. \quad (53)$$

Если условия не выполняются, то фундаменты рассчитывают по раскрытию трещин.

Фундамент в форме гипара (рис. 43, б) на основе экспериментальных данных по напряженно-деформированному состоянию можно рассчитывать как плиту приведенного сечения, работающую на изгиб [25].

Фундаменты в форме конической и мембранной оболочек, согласно экспериментальным данным, допускается рассчитывать на мембранные усилия и определять трещиностойкость и трещинообразование как для центрально растянутых элементов.

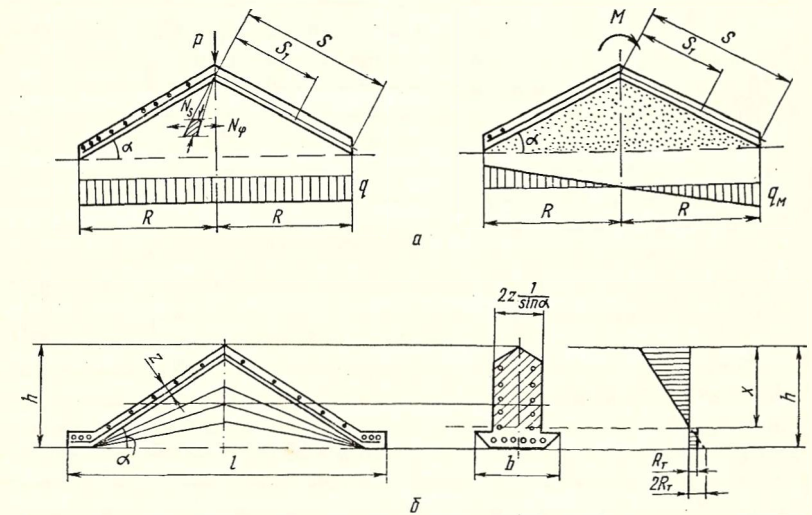


Рис. 43. Расчетные схемы при расчете образования трещин: а — для конической оболочки; б — для гипара.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси, в элементах фундаментов должна определяться по формуле СНиП II-V. 1—62*

$$a_T = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_T. \quad (54)$$

Ширина раскрытия наклонных трещин в изгибаемых элементах вычисляется по формуле СНиП

$$a_T = 4 \frac{t^2}{(\mu_x + \mu_0) E_a R_n} l_T. \quad (55)$$

Расчет элементов фундаментов по образованию и раскрытию трещин необходимо выполнять для всех возможных случаев трещинообразования, указанных выше. Плиту фундаментов, состоящих из конической оболочки и плиты, рассчитывают при трещинообразовании с кольцевой трещиной и без нее, с трещинами в меридиональном направлении. В первом случае плиту рассчитывают как изгибаемый элемент, во втором случае — как центрально растянутый.

Для конического фундамента-оболочки при осесимметричной нагрузке $P = \pi R^2 q$ (см. рис. 43, а)

$$N \leq N_T; \quad N = qy \cos^2 \alpha \operatorname{ctg} \alpha. \quad (56)$$

При несимметричной нагрузке M, P

$$N = N_p + N_M; \quad N_M = \frac{4R^2 q e}{y_2^2 \sin \alpha} \left(\frac{y}{y_2} \right)^2 \cos \varphi;$$

$$q_N y \cos^2 \alpha \operatorname{ctg} \alpha + \frac{4R^2 q e}{y_2^2 \sin \alpha} \left(\frac{y}{y_2} \right)^2 \cos \varphi \leq N_T, \quad (57)$$

где y, y_2, α — см. рис. 43 ($y = S; y_2 = S_1$).

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО

На основе проведенных исследований были разработаны рекомендации для проектирования и строительства облегченных фундаментов с применением оболочек, а также облегченных фундаментов традиционной формы.

ФУНДАМЕНТЫ В ФОРМЕ КОНИЧЕСКОЙ ОБОЛОЧКИ И ПЛИТЫ

При разработке конструктивных решений этих фундаментов необходимо было выбрать такое членение на отдельные элементы, чтобы их форма была достаточно простой и удобной для массового изготовления. Небольшое количество типоразмеров и простой стык для соединения отдельных элементов должны были снизить трудозатраты при монтаже фундаментов на строительной площадке. В собранном виде фундаменты должны были передавать нагрузки от колонн с сохранением всех преимуществ пространственно работающих конструкций.

Исходя из применяемых конструктивных схем промышленных зданий, была разработана опорная часть сборного фундамента. Для колонн квадратного или прямоугольного сечения использован стык стаканного типа. Стаканная часть фундамента армирована горизонтальными сварными сетками и вертикальными стержнями, которые рассчитываются так же, как в монолитных

столбчатых фундаментах. Горизонтальное сечение стаканной части может быть круглым, прямоугольным или квадратным. Размеры в плане назначаются в соответствии с требуемыми габаритами стакана для колонны.

Для опирания рандбалок в бескаркасных зданиях устраиваются фундаменты с плоской опорной частью. В фундаментах, служащих для опирания стальных колонн каркасных зданий, должны быть заложены анкерные болты.

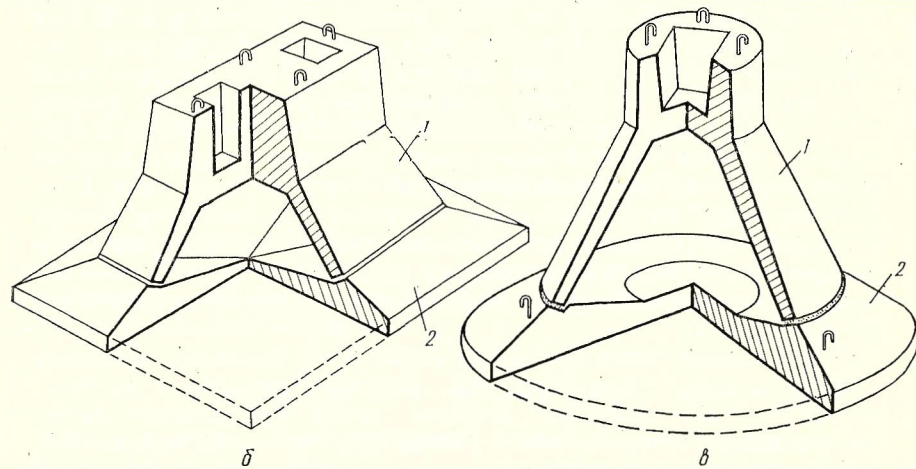
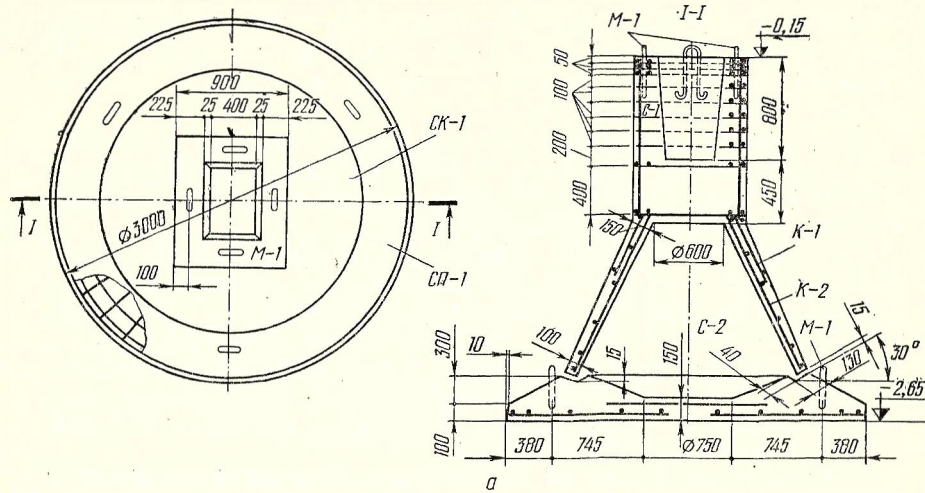
Рандбалки в каркасных зданиях устанавливаются на специальные монолитные обоймы, бетонизируемые на строительной площадке, или на консоли, выполняемые одновременно с фундаментом. В монолитных обоймах рассчитываются бетонные шпонки, работающие на срез, и арматура как в железобетонных консолях. Сечения бетона и арматуры железобетонных консолей для опирания рандбалок определяются обычными методами как для консолей железобетонных колонн.

Фундамент расчленен по линии стыка конической оболочки и плиты. Это позволило упростить опалубку и сборку фундамента в котловане. Разработаны три типа стыков конической оболочки и плиты, отличающихся по схеме работы оболочки и по форме плиты. В первом стыке радиальные перемещения оболочки исключаются путем устройства опорной поверхности, направленной перпендикулярно срединной поверхности оболочки. Во втором типе стыка радиальным деформациям препятствует уступ в плите. Силы трения опорной поверхности оболочки по плоской плите ограничивают деформации оболочки в стыке третьего типа. Первый тип стыка характеризуется минимальным расходом бетона на фундамент и благоприятным напряженно-деформированным состоянием. Плиты в фундаментах со стыками двух других типов более технологичны в изготовлении, но имеют повышенный расход бетона.

Плиты армируются плоскими сетками: в пределах консолей и прилегающих к ним участков — нижними сетками, а во внутренней части — верхними. Верхние сетки предусматриваются обычно только для восприятия усилий при съеме плит с опалубки в перевернутом положении.

Сечения бетона и арматуры плиты принимаются по расчету. При назначении толщины плиты производят проверку на поперечную силу с учетом того, чтобы по расчету не требовалась постановка поперечной арматуры. Для выполнения этого требования и назначения небольшой толщины плиты целесообразно повышение марки бетона. Плиту армируют радиальными и кольцевыми стержнями или прямоугольными сварными сетками.

Размеры в плане конических оболочек рассчитывают таким образом, чтобы исключить отрыв оболочки от плиты. Сечения бетона и арматуры конической оболочки определяются расчетом. В расчетах необходимо учитывать, что кольцевую арматуру нужно концентрировать к нижнему краю оболочки; армирование двойной радиальной арматурой предусматривается только в зоне



действия изгибающих моментов вблизи стыка конической оболочки и стаканной части фундамента (рис. 44). Толщину бетона под стаканом для колонны назначают по расчету из условия хрупкого разрушения, но не менее 200 мм. Чтобы по расчету не требовалась большая толщина бетона, уменьшают диаметр верхнего сечения конической оболочки.

До начала массового внедрения фундаментов в практику строительства были унифицированы их размеры. Унификацию проводили на основе статистической обработки данных по размерам монолитных столбчатых фундаментов промышленных зданий, строящихся на Среднем Урале. Были установлены наиболее часто применяемые размеры подошвы, глубины заложения, размеры стакана, величины нагрузок. С учетом полученных данных

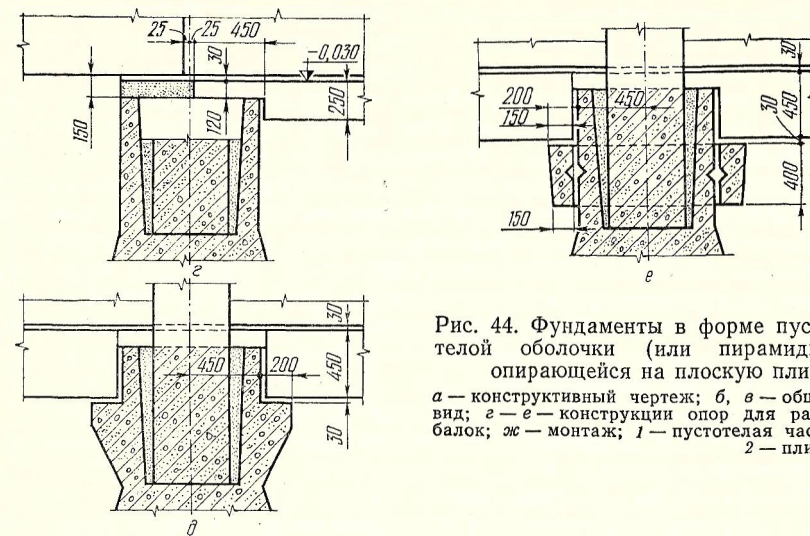
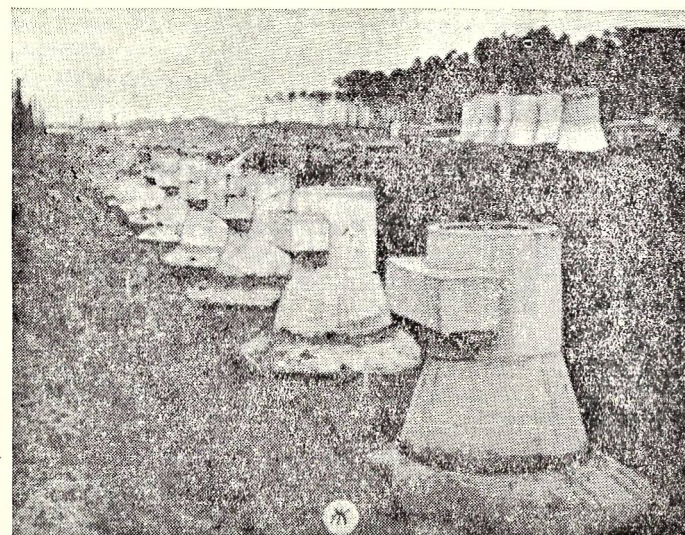


Рис. 44. Фундаменты в форме пустотелой оболочки (или пирамиды), опирающейся на плоскую плиту: а — конструктивный чертеж; б, в — общий вид; г — конструкции опор для рампбалок; ж — монтаж; 1 — пустотелая часть; 2 — плита.



был составлен альбом проектных предложений по фундаментам, в котором приведена разработанная унификация размеров, номенклатура фундаментов, чертежи фундаментов и металлических опалубок. Разработаны рабочие чертежи фундаментов с круглой плитой диаметром 2,5; 3,0; 4,0; 4,5 и 5 м и глубиной заложения подошвы 1,8; 2,2; 2,6; 3,0 и 3,4 м, с различными размерами стакана для колонны. Приведены чертежи возможных вариантов фундаментов с квадратными и прямоугольными плитами.

Для унифицированных конических оболочек СК-1, СК-2, СК-3, СК-4 и СК-5, а также для унифицированных плит СП-1, СП-2, СП-3, СП-4 и СП-5 были разработаны инвентарные металлические опалубки. Сборно-разборные опалубки с паровой рубашкой и без нее рассчитывали согласно действующим нормативам.

Опалубка для сборного конуса состоит из поддона конической формы, двух съемных бортов и стакана для колонны. Борты крепятся к поддону и между собой клиновыми запорными устройствами. На бортах имеются четыре площадки для крепления вибраторов С-413. В конструкции бортов предусмотрен вариант с консолями для опирания рандбалок. В месте стыка бортов и поддона устанавливается резиновая прокладка толщиной 10 мм. Для увеличения общей жесткости установлены ребра из полосовой стали шириной 100 мм.

Опалубка сборной плиты состоит из поддона и съемного бандажа. В поддоне имеются прямоугольные вырезы для установки монтажных петель.

Изготовление опалубок было освоено в тресте «Стройдеталь-70» Главсредуралстроя и на экспериментальной базе Уралпромстройинипроекта. В зависимости от высоты фундамента трудоемкость изготовления опалубок составила 100—300 чел.-ч, а основная заработная плата — от 10 до 15% стоимости материалов.

Арматурные каркасы и сборные фундаменты изготавливали на заводах Главсредуралстроя и Главтюменпромстроя. Для механизированного изготовления каркасов конических оболочек было разработано навивочное устройство. Оно состоит из двух каркасов конической формы, вращаемых электродвигателем А-51-6 через понижающий редуктор РМ 400.

После установки бухты арматуры диаметром 10 мм один конец арматуры закрепляли между планками каркаса. После навивки спиральной арматуры останавливали двигатель и сваривали арматуру в последнем витке. Стержни меридиональной арматуры приваривали после навивки всей спирали. Готовый каркас легко снимался с навивочного устройства. Плоские сетки армирования плит сваривали на шаблоне при помощи сварочной машины МТПП-75.

Перед бетонированием внутреннюю поверхность опалубок смазывали эмульсионной смазкой на основе эмульсола ЭКС. Успешно применялись и другие виды смазок. Для соблюдения толщины защитного слоя бетона при установке каркасов и сеток в опалубку к ним приваривали коротыши из круглой стали.

Для бетонирования плит применяли бетон с осадкой конуса 4—5 см. Бетонную смесь уплотняли вибратором ИВ-32. Продолжительность вибрирования для получения достаточно плотного бетона составила 6—8 мин.

Для изготовления конической оболочки применяли бетон с осадкой конуса 0—0,5 см. Жесткую бетонную смесь уплотняли четырьмя вибраторами ИВ-29А, установленными на инвентарной опалубке в верхней и нижней частях конуса. В момент подачи

бетона в опалубку периодически включали вибраторы на 1—1,5 мин. Общее время вибрирования составило 4—5 мин. Применение более пластичной бетонной смеси приводило к интенсивному подъему воды в верхнюю часть фундамента при его прогреве, что вызывало снижение плотности бетона.

Перед термообработкой конструкции предварительно выдерживали в течение 1,5—2 ч. Плиты пропаривали в камерах по обычному режиму. При назначении режима прогрева конической оболочки исходили из средней толщины прогреваемого слоя, потерь через верхнюю часть опалубки, требований нормативов. Учитывая новизну конструкции, оптимальный режим прогрева подбирали экспериментально в зависимости от конструкции опалубки и времени года. До набора распалубочной прочности 85—95 кг/см² коническую оболочку прогревали паром нормального давления, подаваемым в полость поддона конической формы и в паровую рубашку (для форм с паровой рубашкой). Температуру бетона внутри и на поверхности изделия измеряли термометром, устанавливаемым в отверстия или стальные трубки формы, заполненной веретенным маслом. Температуру поднимали ступенями по 10—20°С в час в течение 2—4 ч, затем давали выдержку при температуре 50°С в течение 1 ч и охлаждали изделие. Готовые оболочки снимали с опалубки и устанавливали в пропарочные камеры для набора прочности.

В формах с паровой рубашкой в течение 2 ч поднимали температуру до 50°С, после выдержки в течение 1 ч повышали температуру до 80—85°С и выдерживали изделие при этой температу-

Таблица 8. Нормы времени и расценки при изготовлении фундаментов

Наименование изделия	Норма затрат труда, чел.-ч	Расценка, руб.
Армокаркас оболочки	1,08	0,599
Сетка плиты	0,50	0,285
Коническая оболочка (полные затраты на изготовление)	2,29	1,940
Сборная плита (полные затраты)	2,16	0,930

ре 6 ч. Температуру снижали ступенями по 15°С в 1 ч. При таком режиме термообработки готовое изделие имело проектную марку бетона. Выдержка изделий после уплотнения бетона и постепенное повышение температуры позволили максимально снизить деструктивные процессы в бетоне.

При изготовлении фундаментов на заводе ЖБК треста Уралтяжтрубстрой отделом труда и заработной платы были определены нормы трудозатрат и расценки на одно изделие. В табл. 8 приведены нормы и расценки при освоении производства сборных фундаментов.

После приобретения опыта изготовления и некоторого усовершенствования опалубки нормы времени и расценки были снижены на 20—25%, что позволило изготавливать в течение суток три изделия в одном комплекте опалубки.

Готовые плиты перевезли по 4 шт. на автомашинах МАЗ-504 на строительную площадку и укладывали штабелями. Оболочки доставляли на автомашинах МАЗ-504 по 4 шт. в кузове. До монтажа на поверхности плит наносили риски для выверки по осям здания при монтаже. Гидроизоляцию подготовки и фундаментов выполняли с помощью установки на автомашине ЗИЛ-130 распылением горячего битума через сопло. После монтажа плит на участке опирания оболочки наносили слой раствора М200 толщиной 1,5—2 см. Оболочки устанавливали на выверенные по осям плиты. Выдавленный раствор удаляли и заглаживали стык, затем устанавливали рандбалки, изолировали поверхность фундамента и засыпали котлован или траншею бульдозером.

Первоначальные затраты труда на монтаж одного фундамента на Среднеуральском медеплавильном заводе составили 15,5—18 чел.-мин. Анализ показал, что при замене монолитных столбчатых фундаментов на сборные трудозатраты на ряде объектов были снижены на 74—80, заработная плата — на 73—80%, накладные расходы — в 2 раза, расход арматуры — на 10—15%, расход бетона — в 2—2,5 раза. Общая стоимость с учетом экономии от снижения накладных расходов и ускорения ввода объектов в эксплуатацию была снижена на 30—35%.

Фундаменты в форме конической оболочки и плиты были применены при строительстве целого ряда промышленных объектов. Количество сборных фундаментов на одном объекте составляло 80—350 шт. Фундаменты применялись в одноэтажных и многоэтажных, каркасных и бескаркасных зданиях с опиранием на фундамент железобетонных, стальных и кирпичных колонн, а также рандбалок. Нагрузки, приходящиеся на фундамент, достигали 300—400 т при эксцентриситете приложения до 0,2 м.

В настоящее время фундаменты достаточно широко применяются в практике строительства. На основе опыта применения были разработаны и изданы рекомендации.

ФУНДАМЕНТЫ В ФОРМЕ ГИПЕРБОЛИЧЕСКИХ ПАРАБОЛОИДОВ (ГИПАРОВ)

При разработке конструкций фундаментов и рекомендаций по их проектированию было принято наиболее рациональное изготовление фундамента в виде одного сборного тонкостенного элемента. По сравнению с конструкцией фундамента-оболочки, разработанной в Московском промстройпроекте, и состоящей из пяти элементов (четырёх лепестков и сборного стакана), предложенный нами фундамент обладал существенным преимуществом — отсутствием стыков. Позднее в Московском промстройпроекте также разработали проектные предложения по сборным фундаментам из одного элемента.

Опорная часть фундаментов была разработана для случаев опирания железобетонной и стальной колонн. При опирании железобетонной колонны опорная часть (стакан) выполняется так же, как в сборных столбчатых фундаментах, и армируется горизонтальными сварными сетками и продольными стержнями, проходящими внутри ячеек сеток. Количество продольной арматуры определяется расчетом горизонтальных сечений на внецентренное сжатие или изгиб. Поперечная арматура (горизонтальные сетки) рассчитывается на момент по косому сечению без учета продольной арматуры, как в стаканах столбчатых фундаментов. Размеры стакана подбираются из условия глубины заделки колонны. Нормальное усилие должно полностью восприниматься бетоном горизонтального сечения стенок стакана.

При опирании стальной колонны в опорную часть закладывают анкерные болты и сварные сетки под опорной стальной плитой колонны.

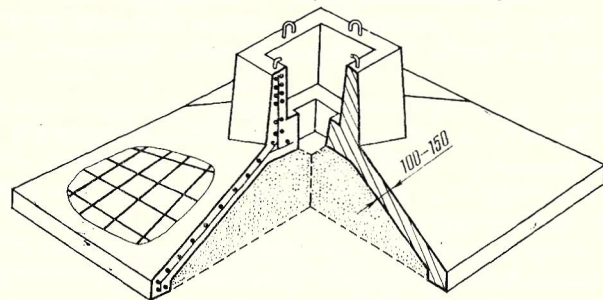
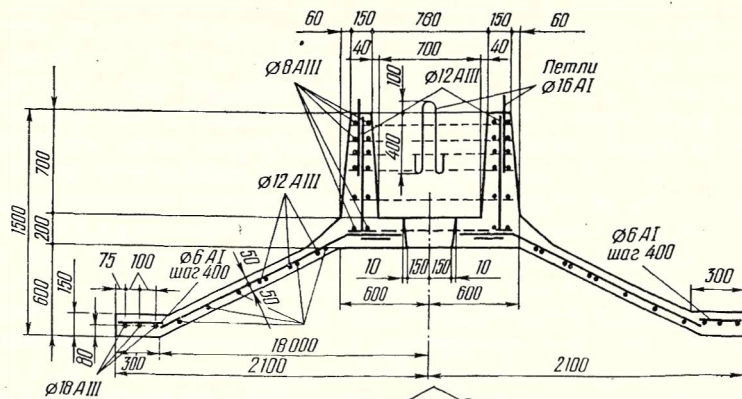
Толщина оболочки подбирается по расчету, но принимается не менее 70 мм для соблюдения толщины защитного слоя бетона. В месте перехода от опорной части фундамента к оболочке целесообразно устраивать вуты для увеличения толщины бетона в зоне концентрации напряжений (рис. 45).

Оболочку армируют одинарной арматурой из прямых стержней, расположенных по образующим с одинаковым шагом в обоих направлениях. По периметру фундамента располагается усиленная арматура, которую можно выполнять с предварительным или последующим напряжением (см. рис. 45, е). Эту арматуру располагают в горизонтальных или вертикальных ребрах оболочки. Усиленную арматуру заготавливают в виде плоских сварных сеток, одинарную арматуру оболочки объединяют в каркас при помощи сварки. В месте перехода от опорной части фундамента к оболочке устанавливают дополнительную конструктивную арматуру.

Размеры в плане и глубину заложения фундамента определяют как для обычных столбчатых фундаментов. Монтажные петли устанавливают по периметру опорной части или в ребрах оболочки. Для установки рандбалок устраивают обычную подбетонку или предусматривают специальные консоли в фундаменте.

Для механизированного производства работ на строительной площадке нами были разработаны способы, позволяющие монтировать оболочку из сборного железобетона в обычном котловане с плоским дном или выполнять котлован по форме оболочки (см. рис. 45). Все предложенные способы производства работ были проверены в лабораторных и натуральных условиях.

В первом варианте после установки оболочки в котлован внутрь ее засыпают песок, уплотняемый специально сконструированным раскрывающимся вибратором. Лопasti вибратора в сложенном состоянии находятся в вырезах цилиндрической трубы. После введения вибратора в отверстие в центральной части оболочки включают двигатель и погружают вибратор с постепен-



а

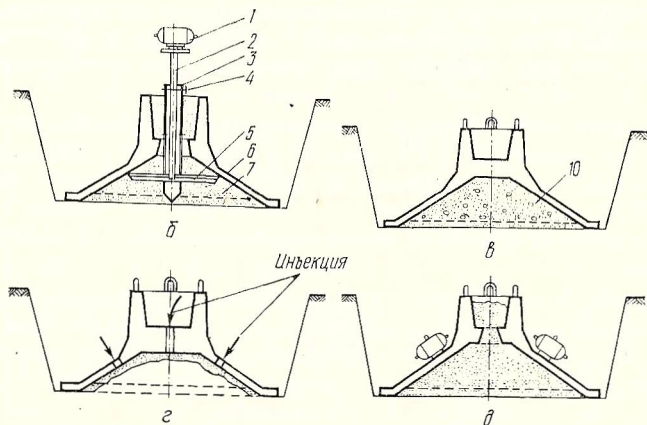
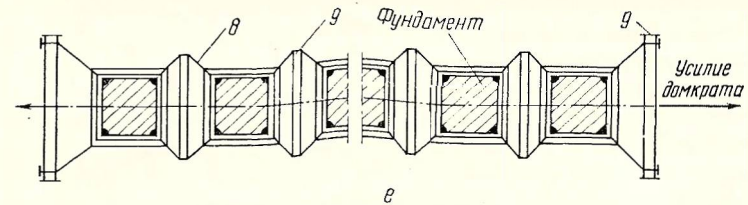
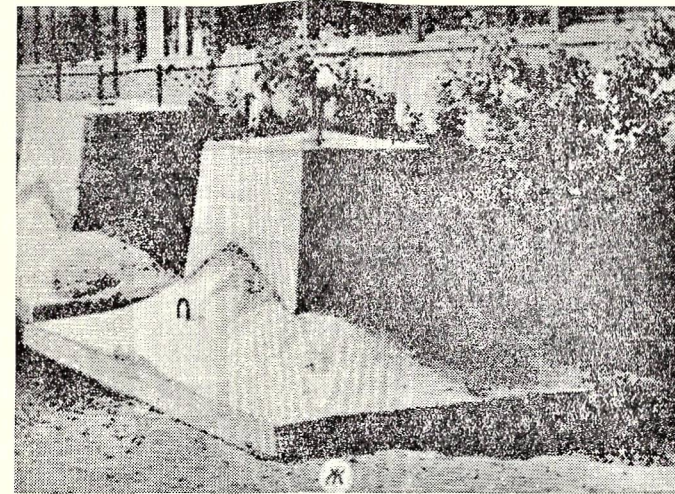


Рис. 45. Фундаменты в форме гира:

а — конструктивный чертеж; б — д — способы монтажа сборных фундаментов; е — натяжение арматуры; ж — общий вид фундаментов размером 2X3 м; 1 — вибратор; 2 — шток; 3 — труба; 4 — фиксатор; 5 — раскрывающиеся лопасти; 6 — оболочка; 7 — песок; 8 — арматура; 9 — распорки; 10 — материал, заменяющий грунт.



е



ным раскрытием лопастей до упора. В этом положении лопасти закрепляют фиксатором и уплотняют засыпку до получения необходимой плотности. Вибратор извлекают за шток при работающем двигателе, затем заделывают отверстие бетонной пробкой (см. рис. 45, б).

По второму варианту на дне котлована при его разработке оставляют в естественном состоянии грунт, входящий в полость оболочки. Размеры в плане и по высоте перед монтажом оболочки проверяют деревянным шаблоном. После монтажа пустоты между оболочкой и грунтом заполняют инъекцией через специальные отверстия тощего цементного раствора или грунтоцемента. Поступление раствора контролируют через сигнальные отверстия (см. рис. 45, г).

В третьем варианте полость оболочки заполняют в заводских условиях легким сжимаемым материалом, заменяющим грунт (например, шлаком, обработанным слабым вяжущим и уплотненным после обработки). Экспериментально проверяли возможность применения битума для обработки шлака. Установлено, что расход битума должен быть минимальным, только для удержания шлака в полости оболочки при перевозке и монтаже (см. рис. 45, в).

По четвертому варианту засыпка в полости оболочки уплотняется вибрированием всей оболочки как виброплиты. Степень уплотнения или время работы вибраторов проверяется экспериментально. Для контроля за поступлением засыпки в наиболее удаленные места на оболочке устраиваются сигнальные отверстия $\varnothing 50$ мм (см. рис. 45, д).

Для изготовления фундаментов были разработаны дерево-металлические опалубки. При конструировании опалубок была использована линейчатость поверхности гипара. С учетом этого опалубки изготавливались из прямых досок, набиваемых на прямые ребра с небольшим скручиванием. Для увеличения оборачиваемости форм по верху дерево было обшито кровельной сталью.

Арматурные каркасы изготавливали из прямых стержней, расположенных по образующим. Сборка и объединение в пространственный каркас стержней происходили в следующем порядке: устанавливали стержни усиленной арматуры по периметру фундамента, к ним приваривали стержни оболочки, затем устанавливали на них стержни и сетки стаканной части и монтажные петли. Стержни оболочки сваривали между собой через один в шахматном порядке.

Вместо смазки формы покрываются полиэтиленовой пленкой. В формы монтировали армокаркасы и укладывали жесткую бетонную смесь с осадкой конуса 0—1 см. Бетонную смесь уплотняли виброрейкой, перемещаемой по прямым направляющим. Изделия пропаривали в камерах по обычному режиму.

На опорной части готовых фундаментов наносили риски для выверки по осям здания при монтаже. Фундаменты перевозили на площадку автомашинами МАЗ-504 по 4 шт. После изоляции поверхности оболочки монтировали в котлованы с плоским дном, засыпали полость смесью песка с гравием и уплотняли ее раскрывающимся вибратором. Для оболочек размерами в плане 2×3 м время работы вибратора составило 2,5 мин. После уплотнения засыпки отверстие заделывают бетоном и устраивают подбетонки под рандбалки.

На фундаментах в форме гипаров было построено несколько каркасных зданий пролетами 6 (многоэтажное) и 18 м (одноэтажные), одно из них с мостовым краном грузоподъемностью 5,0 т. При строительстве было получено снижение расхода бетона в 4 раза по сравнению с монолитными столбчатыми фундаментами и сокращение общей стоимости фундаментов на 25%.

ФУНДАМЕНТЫ СТАКАННОГО ТИПА ДЛЯ ОДНО- И ДВУХВЕТВЕННЫХ КОЛОНН

Экспериментально установленная возможность значительного снижения толщины плоской плиты при расчете ее на продавливание позволила снизить вес и повысить эффективность сборных фундаментов. Уменьшение толщины плиты до 150—200 мм затрудняет производство работ при устройстве монолитных фундаментов, поэтому были разработаны эффективные конструкции

сборных фундаментов, примененные на ряде промышленных объектов.

Фундаменты состоят из плоской прямоугольной плиты, на которую при помощи стыка стаканного типа опирается подколонник (рис. 46). Подколонник может служить для монтажа любых

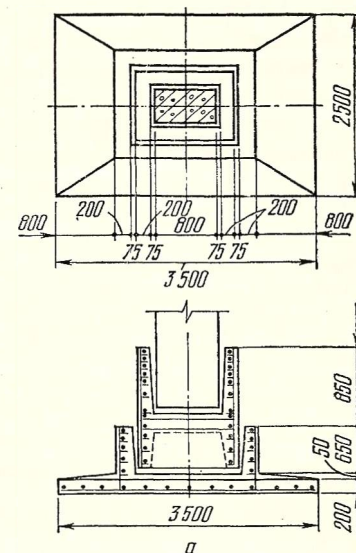
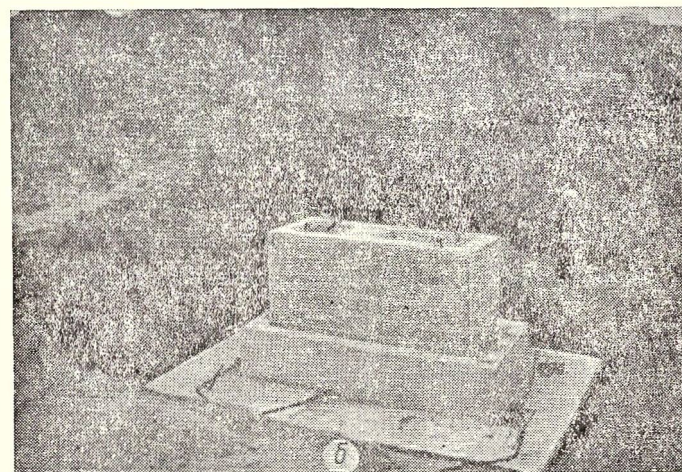


Рис. 46. Облегченные сборные фундаменты стаканного типа для одно- и двухветвенных колонн:
а — конструктивный чертеж; б — общий вид фундаментов.



колонн. В первых типах фундаментов подколонник при монтаже фиксировался при помощи сварки закладных деталей с плитой. Затем от этой операции отказались, так как в экспериментах было обнаружено, что стык стаканного типа может воспринимать все возможные усилия без сварки.

Толщина плиты в месте опирания подколонника принимается такой же, как и в консольных частях (опыты показали, что продавливание плиты даже без заделки стыка исключено). Минимальная толщина стенок стакана должна быть не менее 100 мм. Армирование этого стакана рассчитывается как для стакана, в который устанавливается колонна.

Разработанная конструкция сборного фундамента позволяет изготавливать фундаменты из двух элементов небольшого веса, причем для фундаментов с различным заглублением подошвы меняется только высота одного элемента.

Фундаменты были успешно применены при строительстве одноэтажных промышленных зданий с одно- и двухветвенными колоннами. В результате их применения были существенно снижены основные технико-экономические показатели по сравнению с монолитными фундаментами: расход бетона — на 35, трудозатраты на площадке — на 55, общая стоимость — на 15%.

Примеры расчета.

1. Рассчитать прочность плиты размером 2×2 м при действии осесимметричной нагрузки. Толщина плиты $h = 15$ см; арматура — сталь АIII $\varnothing 10$ мм, шаг в обоих направлениях — 10 см; $f = 0,3$; $\text{tg} \alpha = 0,25$; $n = 21$; $f_a = 0,785$ см²; $h_0 = 12,5$ см; $\sigma_T = 3000$.

По формуле в табл. 6 имеем:

$$V = 0,5ql^2 (1 - f \text{tg} \alpha) = 0,5q \cdot 200^2 \cdot 0,925 = 18500q;$$

$$T = \frac{4m_T}{l} = \frac{4 \cdot 21 \cdot 0,785 \cdot 12,5 \cdot 3000}{200} = 12350 \text{ кгссм};$$

$$18500q = 12350, \quad q = 0,67 \text{ кгс/см}^2; \quad N = 0,67 \cdot l^2 = 26,8 \text{ тс}.$$

2. Рассчитать прочность фундамента в виде квадратной плиты размером 2×2 м, толщиной 20 см; нагрузка передается по оси симметрии через площадку размером 80×80 см; арматура $\varnothing 12$ мм, класс А-II, шаг в обоих направлениях 10 см; $f = 0,3$; $\text{tg} \alpha = 0,33$; $n = 21$; $f_a = 1,13$ см²; $h_0 = 17,5$ см; $\sigma_T = 3000$ кгс/см²; $a = 60$ см; $b = 80$ см; бетон марки 300; $R_n = 160$.

По формуле в табл. 6 имеем:

$$V = q(2a^2 + 3ba)(1 - f \text{tg} \alpha) = q(2 \cdot 60^2 + 3 \cdot 80 \cdot 60) \cdot 0,9 = 19400q;$$

$$T = \frac{2,8m_T b}{a} + \frac{4m_T a}{a} = \frac{2,8 \cdot 1,13 \cdot 9 \cdot 3000 \cdot 17}{60} + \frac{4 \cdot 1,13 \cdot 7 \cdot 3000 \cdot 17}{60} = 55500 \text{ кгссм}; \quad q = \frac{55500}{194,0} = 2,86 \text{ кгс/см}^2;$$

$$N = ql^2 = 114,5 \text{ тс}.$$

Прочность в предположении хрупкого разрушения по наклонному сечению

$$Q_6 = 0,15bh_0R_n = 0,15 \cdot 400 \cdot 17 \cdot 160 = 163 \text{ тс}.$$

3. Рассчитать столбчатый одноступенчатый фундамент при действии осесимметричной нагрузки $P = 400$ тс, а также при несимметричной нагрузке $P = 400$ тс и $M = 60$ тм.

Дано: при нагрузке $P = 400$ тс размеры подошвы 4×4 м, подколонника — $1,5 \times 1,5$ м; $F = 16$ м²; при нагрузке $P = 400$ тс, $M = 60$ тм размеры подошвы 4×5 м, подколонника — $1,5 \times 2$ м; $F = 20$ м²; $W = 16,7$ м³; бетон марки 200; $R_n = 100$ кгс/см²; арматура класса А-II; $R_a = 2700$ кгс/см²; $q_1 = \frac{400}{16} = 25$ тс/м²; $q_{\text{max}} = \frac{400}{20} + \frac{60}{16,7} = 23,6$ тс/м².

Принимаем максимальную толщину плиты $h = 40$ см, $h_0 = 37$ см и проверяем ее из условия хрупкого разрушения бетона по наклонному сечению вследствие действия поперечной силы по формуле (41):

$$Q_6 = 0,15 \cdot 760 \cdot 37 \cdot 100 = 422 \text{ тс};$$

$$Q = 400 - 2,3 \cdot 2,3 \cdot 25 = 268 \text{ тс}; \quad Q < Q_6.$$

При внецентренной нагрузке рассчитываем только наиболее нагруженную часть плиты:

$$Q_6 = 0,15 \cdot 190 \cdot 37 \cdot 100 = 105 \text{ тс};$$

$$Q = \frac{4 + 2,3}{2} \cdot 1,1 \cdot 23,6 = 82 \text{ тс}.$$

Армирование плиты рассчитываем по формулам СНиП II-V. 1—62*. Можно учитывать перераспределение контактных давлений в соответствии с работой С. А. Ривкина [8].

Прочность определяем в соответствии с примерами 1, 2.

4. Рассчитать фундамент в форме конической оболочки, опирающейся на круглую плиту, при действии осесимметричной нагрузки $P = 200$ тс.

Дано: высота конической оболочки $h = 1,1$ м (из условий заглубления подошвы); $R = 1,75$ м; $q_{\text{cp}} = 2,1$ кгс/см²;

$$r = 1,1 \text{ м}; \quad F = 9,6 \text{ м}^2; \quad \alpha = 61^\circ; \quad \text{Бетон марки 300}; \quad R_{\text{np}} = 130 \text{ кгс/см}^2;$$

$R_p = 14,5$; $R_T = 10,5$ кгс/см²; $R_p^H = 21$; $R_n = 160$ кгс/см²; арматура класса А-III; $R_a = 3400$ кгс/см².

а. Расчет круглой плиты

Согласно формуле (96) имеем

$$M_{\text{конс}} = \frac{2,1}{6 \cdot 110} (2 \cdot 175 + 110)(175 - 110)^2 = 6160 \text{ кгс/см}.$$

Принимаем толщину круглой плиты в месте стыка с оболочкой $h = 40$ см; $h_0 = 35$ см.

$$A_0 = \frac{6160}{1,35^2 \cdot 160} = 0,03; \quad F_a = \frac{6160}{0,985 \cdot 35 \cdot 3400} = 0,053 \text{ см}^2/\text{см}.$$

Принимаем 5 $\varnothing 12$ А-III на 1 м периметра.

Проверяем толщину плиты из условия хрупкого разрушения. Согласно формуле (71)

$$Q_6 = 10,5 \cdot 3,5 + \frac{6160}{35} \cdot 0,44 = 445,4 \text{ кгс/см};$$

$$Q_{\text{конс}} = \frac{2,1}{2 \cdot 110} (175^2 - 110^2) = 176 \text{ кгс/см}; \quad Q_6 > Q_{\text{конс}}.$$

Проверка трещиностойкости плиты при действии усилий распора на нижнем контуре конической оболочки по формуле (78):

$$N_T = 21 (4200 + 2 \cdot 10 \cdot F_a) = 88100 + 420F_a;$$

$$N = \frac{200\,000}{2 \cdot 3,14 \cdot 1,83} = 17400 \text{ кгс}; \quad N_T > N.$$

Следовательно, кольцевую арматуру круглой плиты можно не рассчитывать. Конструктивно армируем плиту кольцевой арматурой $\varnothing 12$ А-III, шаг 20 см.

б. Расчет оболочки

Толщину оболочки h_1 в верхней части принимаем по формуле (82):

$$N_S^H = \frac{200\,000}{2 \cdot 3,14 \cdot 110 \cdot 0,87 \cdot 0,48} = 695,0 \text{ кгс/см};$$

$$h_1 = \frac{695}{130} = 5,35 \text{ см}.$$

Принимаем толщину оболочки 10 см. Армирование назначаем двойной меридиональной и одинарной кольцевой арматурой, исходя из рекомендуемых в СНиП II-B. 1-62 * минимальных процентов армирования $\mu = 0,15 \div 0,25$. Меридиональная арматура $\varnothing 12$ А-III, $n_a = 30$ шт.; кольцевая — $\varnothing 12$ А-III, шаг 10 см.

В связи с тем, что $\alpha > 45^\circ$, прочность оболочки в предположении хрупкого разрушения проверяем только из условия раздробления сжатой зоны бетона по формуле (40):

$$D'_a = \frac{1,13 \cdot 30 \cdot 4000}{2 \cdot 3,14 \cdot 50} = 432 \text{ кгс/см}; \quad T'_1 = \frac{200\,000}{2 \cdot 3,14 \cdot 50 \cdot 0,87} =$$

$$= 730 \text{ кгс/см};$$

$$\xi = \frac{730 - 432}{7 \cdot 260} = 0,16 < 0,6.$$

Следовательно, хрупкое разрушение бетона исключается.

Прочность всего фундамента определяем по формуле (62):

$$m_T = \frac{1,13 \cdot 30 \cdot 7 \cdot 4000}{2 \cdot 3,14 \cdot 50} = 3020 \text{ кгссм/см}; \quad \theta = \frac{1}{110 - 50} = \frac{1}{60};$$

$$T_K = \frac{1,13 \cdot 4000}{10} = 451 \text{ кгс/см}; \quad H = \frac{1,13 \cdot 4 \cdot 4000}{145} = 124 \text{ кгс/см};$$

$$N = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 50 \cdot 3020 + 2 \cdot 3,14 \cdot 451 \cdot 55 \cdot 126 + 2 \cdot 3,14 \cdot 145 \cdot 124 \cdot 140}{(1 - 0,3 \cdot 1,83) \cdot 60} =$$

$$= 1020 \text{ тс}.$$

В соответствии с результатами расчета максимальную толщину круглой плиты в месте опирания оболочки можно уменьшить до 25—30 см. Толщину конической оболочки следует оставить равной 100 мм из условия соблюдения защитного слоя бетона и удобства бетонирования.

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

К сооружениям башенного типа относятся высокие сооружения небольшого размера в плане (дымовые и вентиляционные трубы, радио- и телевизионные башни, мачты). Первые типы фундаментов сооружений башенного типа были аналогичны столбчатым фундаментам и выполнялись из тех же материалов в виде сплошного блока. В течение длительного времени фундаменты выполнялись в виде сплошной плиты, конструкция которой не изменилась и после применения железобетона. В последнее десятилетие в связи со значительным ростом числа радио- и телевизионных башен, увеличением их высоты, а также высоты промышленных труб вследствие повышения санитарных требований и мощности заводов и электростанций появилась необходимость в разработке нового типа фундамента. Затраты железобетона на плоскую сплошную плиту при диаметре 50—60 м составляли около половины расхода материалов на все сооружение, поэтому требовалась новая конструкция, позволяющая более рационально передавать нагрузки на основание.

Сооружение башенного типа по форме и сочетаниям нагрузок аналогично конструкции дерева, поэтому предложенные конструкции фундаментов напоминали корневую систему. В настоящее время в практике строительства применяют железобетонные фундаменты, разделяющиеся по способу изготовления на сборные, монолитные и сборно-монолитные. По конструкции различают следующие виды фундаментов (рис. 47):

- сплошная круглая или многоугольная плита;
- сплошная кольцевая плита;
- ребристая плита;
- оболочка, опирающаяся на круглую или кольцевую плиту;
- круглый или кольцевой свайный ростверк;
- оболочка, опирающаяся непосредственно на грунт;
- цилиндрическая оболочка — продолжение ствола башни.

Развитие оптимизации конструкций фундаментов башен происходило в следующих направлениях:

- уменьшение расхода материалов;
- снижение разницы между максимальным и минимальным давлением на грунт для уменьшения крена в направлении господствующих ветров;
- повышение трещиностойкости;
- снижение концентрации напряжений в месте стыка ствола и фундамента;
- максимальное включение в работу грунта в основании.

Уменьшение расхода материалов достигается применением кольцевых плит в сочетании с оболочками и оболочек, опертых всей нижней поверхностью на грунт [31—34]. Нами предложено также применение мембранных фундаментов [25]. Разница между максимальными и минимальными давлениями на грунт сни-

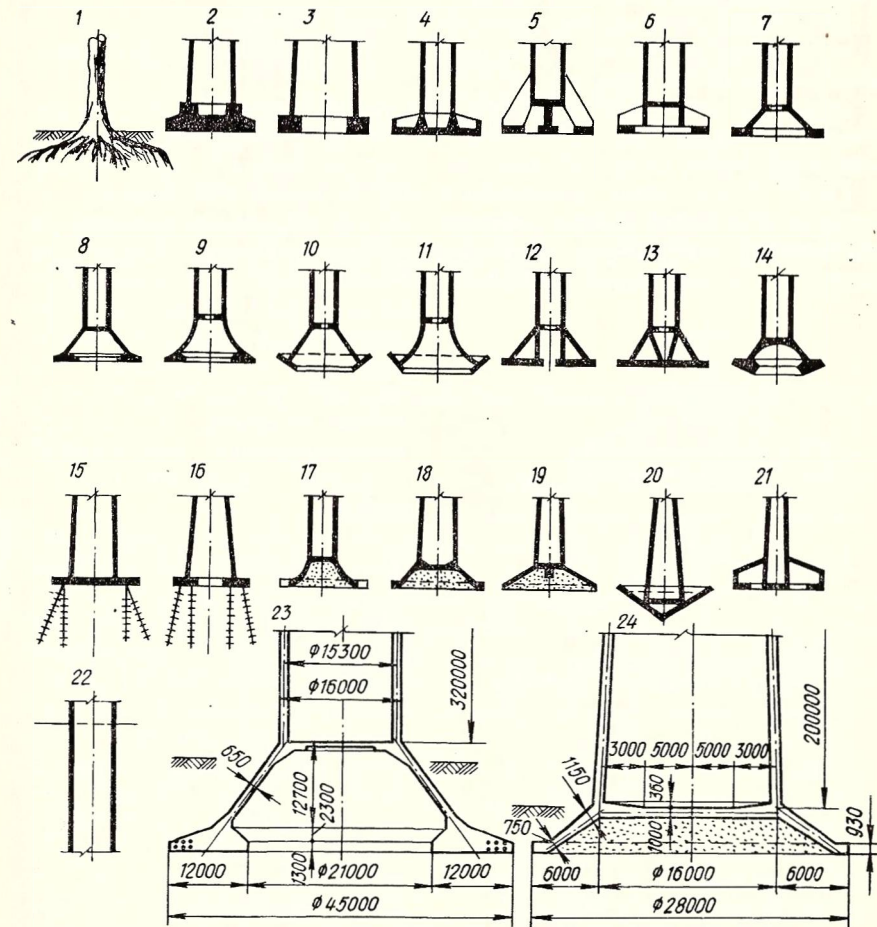


Рис. 47. Типы фундаментов сооружений башенного типа:

1 — корни дерева; 2—6 — фундаменты в виде плоских сплошных и ребристых плит, круглые, многоугольные и кольцевые в плане; 7—14 — фундаменты в виде оболочки, опирающейся на круглую или кольцевую плиту; 15, 16 — свайные ростверки; 17—21 — оболочки; 22 — цилиндрическая оболочка — продолжение ствола; 23 — построенный фундамент дымовой трубы высотой 320 м; 24 — построенный фундамент дымовой трубы высотой 200 м.

жается в результате замены сплошной плиты на кольцевую (рис. 48).

Трещиностойкость фундаментов повышается путем натяжения кольцевой арматуры кольцевой плиты или радиальной армату-

ры круглой плиты, а также натяжением арматуры оболочки [32]. Для снижения концентрации напряжений в зоне стыка ствола башни и фундамента применяют следующие конструктивные мероприятия:

выполнение конической оболочки переменной толщины с уменьшением ее в нижней части;

устройство второго внутреннего конуса вершиной вниз;

устройство внутренней цилиндрической оболочки, являющейся продолжением ствола башни;

замена конической оболочки на параболическую или на несколько сопряженных усеченных конических оболочек, позволяющих получить плавный переход от ствола башни к фундаменту.

Грунт в основании включают в работу путем выполнения подошвы кольцевой плиты ломаного профиля, обеспечивающего зацепление подошвы за грунт, или конструированием наклонной подошвы, позволяющей передать усилия распора на грунт. Наклон

кольцевой плиты (придание ей формы усеченного конуса) одновременно позволяет уменьшить изгибающие моменты и снизить концентрацию напряжений в месте стыка оболочки и плиты.

В последние годы большая часть всех построенных труб и башен высотой 200—350 м и более возведена на фундаментах из кольцевых плит и оболочек [34]. В некоторых случаях были применены оболочки без плит. Опыт строительства показал большую эффективность таких фундаментов в условиях залегания сжимаемых грунтов. При строительстве на скале эффективны кольцевые ростверки с напряженной анкерровкой в скале. В работах [20, 32, 34] отмечается, что основным типом фундаментов при высоте сооружений более 80—100 м должны быть оболочки с

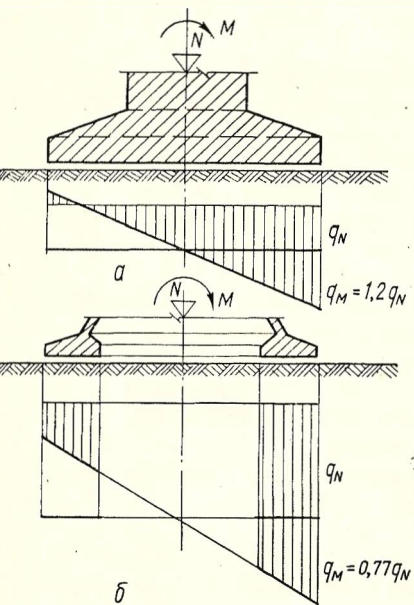


Рис. 48. Снижение относительной величины давлений от действия изгибающего момента q_M в случае замены сплошной круглой плиты (а) на кольцевую (б).

кольцевой плитой. На последних международных совещаниях, одно из которых было специально посвящено фундаментам сооружений башенного типа, указанные типы фундаментов рекомендованы как наиболее эффективные для массового приме-

ния. В 70% всех статей рассматриваются конструкции фундаментов в виде конической оболочки и кольцевой плиты, и в 40% — фундаменты в виде конической оболочки.

Проведенным нами прогнозированием на основе экспертных оценок установлена следующая вероятность применения фундаментов различного типа:

сплошная круглая плита	— 0,90;
ребристая круглая плита	— 0,95;
кольцевой свайный ростверк	— 1,00;
кольцевая плита с конической оболочкой	— 0,95;
цилиндрическая оболочка — продолжение ствола	— 0,85;
коническая оболочка	— 0,70.

Указанное выше позволяет сделать вывод, что установленные тенденции развития конструкций фундаментов сооружений башенного типа с практической достоверностью сохранятся в будущем.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ РАСЧЕТА

НАПРЯЖЕНИЯ В ОСНОВАНИИ

Форма эпюры контактных давлений, полученная методом фотоупругости, имеет хорошую сходимость при центральном приложении нагрузки с полученной К. Е. Егоровым теоретически для жесткого штампа на упругом полупространстве [47], а также с использованными Р. Крапфенбауэром [32], В. З. Власовым [25] и Ф. Леонгардтом [34] в расчетах фундаментов с кольцевой плитой (рис. 49). Эпюра контактных давлений не соответствует применяемой в настоящее время в инструкциях по расчету фундаментов с кольцевой плитой.

Результаты метода фотоупругости были проверены в лабораторных и полунатурных условиях с помощью месдоз, установленных на контакте грунта и поверхности железобетонных образцов. Результаты замеров контактных давлений грунта месдозами имеют хорошую качественную и удовлетворительную количественную сходимость с данными, полученными методом фотоупругости (см. рис. 1, 2). В первой фазе уплотнения и локальных сдвигов эпюра контактных давлений имеет седлообразную форму. Неравномерность эпюры контактных давлений возрастает при заглублении подошвы фундамента.

Рост неравномерности эпюры контактных давлений при увеличении заглубления подошвы объясняется тем, что внутреннее пространство не заполняется грунтом и поэтому внутренняя часть кольцевой плиты работает как незаглубленный фундамент, тогда как развитию локальных и значительных сдвигов с наружной стороны плиты препятствует вес вышележащего грунта.

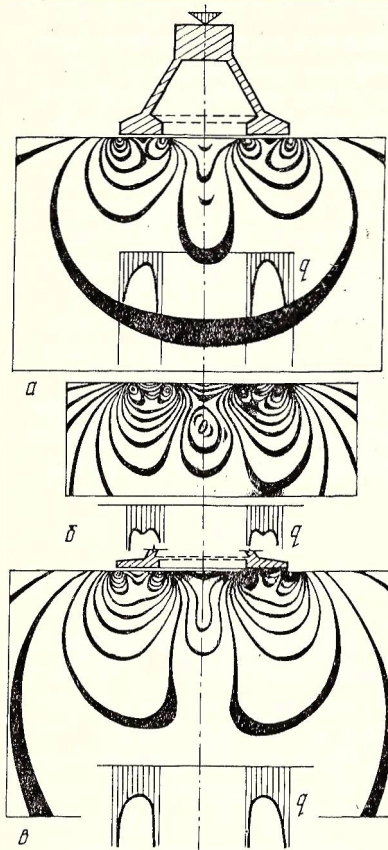
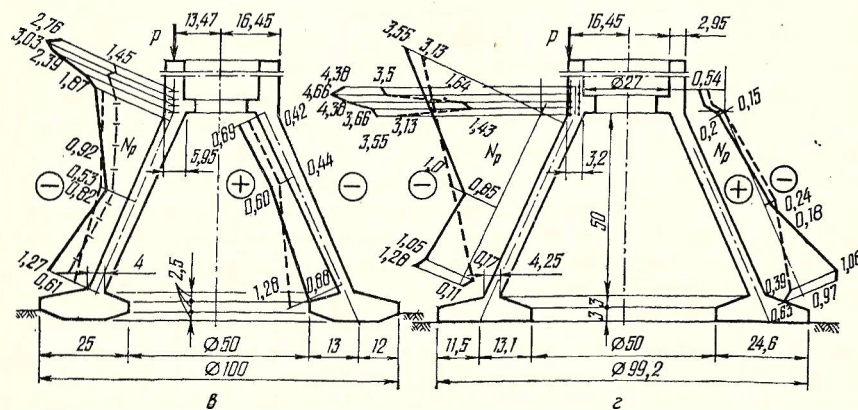
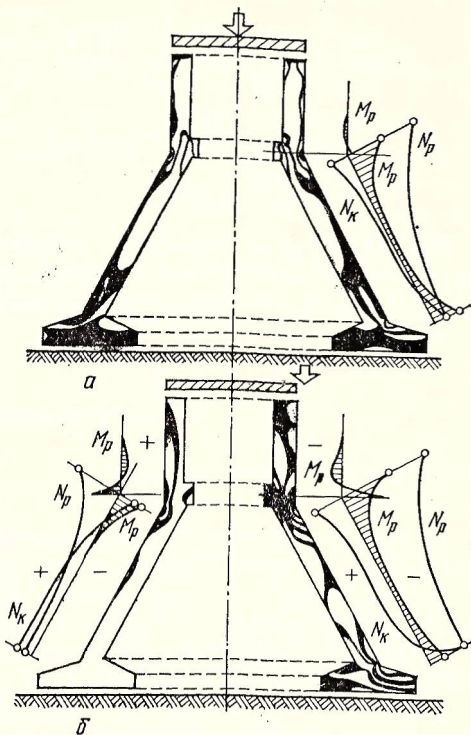


Рис. 49. Результаты исследования напряжений в основании кольцевых фундаментов: а — для жесткого кольца; б, в — для гибких кольцевых плит при смещении стыка оболочки и плиты.

Рис. 50. Полосы и эпюры напряжений при различных нагрузках: а — центральная нагрузка; б — в — эксцентриситеты приложения нагрузки; г — большой эксцентриситет нагрузки; N_p , M_p — соответственно радиальные усилия и моменты; N_k , M_k — кольцевые усилия и моменты.



При меридиональной схеме разрушения всего фундамента контактные давления постепенно перераспределяются. Эпюра контактных давлений, вначале имеющая седлообразную форму в пределах ширины кольцевой плиты, принимает параболическую форму. Рост контактных давлений вблизи наружного контура кольцевой плиты начинает отставать от нарастания давлений в средней части и вблизи внутреннего контура.

Если осадка фундамента происходит без его разрушения, то области пластических деформаций образуются в первую очередь у наружного края плиты, тогда как образование зон пластических деформаций у внутреннего края плиты затруднено вследствие взаимовлияния внутренних краев и постепенного образования свода разгрузки. Интенсивное развитие зон пластических деформаций приводит к замедлению роста контактных давлений у края плиты и возрастанию их в центральной части. Это же явление наблюдается при действии внецентральной нагрузки под наиболее нагруженной частью плиты (см. рис. 2).

При разрушении фундамента эпюра контактных напряжений перераспределяется таким образом, чтобы максимально увеличилось противодействие разрушению и величина работы пассивного давления грунта, препятствующего разрушению. В этом перераспределении проявляется приспособляемость конструкций, работающих в контакте с грунтом и доводимых до разрушения. Величина контактных давлений грунта снижается на тех участках фундамента, где контактные давления производят работу, вызывающую разрушение, и повышается на тех участках, где контактные давления противодействуют разрушению, или производят минимальную разрушающую работу. Из результатов замеров контактных давлений следует, что форма подошвы и схема трещинообразования оказывают определяющее влияние на форму и перераспределение эпюры.

НАПРЯЖЕНИЯ В ФУНДАМЕНТАХ

Напряженное состояние фундаментов в виде конических оболочек, опирающихся на кольцевые или круглые плиты, зависит от вида нагрузки. Методом фотоупругости установлено, что при действии центральной нагрузки коническая оболочка работает на внецентренное сжатие в меридиональном направлении, причем величина сжимающих напряжений уменьшается по направлению к основанию конуса (рис. 50).

Наибольшая неравномерность напряжений наблюдается в местах стыка усеченной конической оболочки с кольцевой плитой и стволом башни.

Тензометрированием было установлено, что при натяжении кольцевой арматуры кольцевой плиты фундамента происходят осесимметричные деформации плиты и оболочки, противоположно направленные деформациям фундамента при нагружении осесимметричной нагрузкой. Радиальные и кольцевые напряжения

в оболочке быстро затухают по мере удаления от стыка с кольцевой плитой. Плита работает на внецентренное сжатие, в оболочке действуют меридиональные изгибающие моменты и кольцевые сжимающие усилия. Соотношение величин этих усилий зависит от соотношения жесткостей плиты и оболочки в горизонтальном направлении.

При действии осесимметричной нагрузки на фундамент с ненапряженной арматурой наблюдаются осесимметричные деформации оболочки и плиты в радиальном направлении. Зависимость между величиной деформаций и расстоянием от оси вращения близка к линейной. Напряженное состояние оболочки и кольцевой плиты подтверждается в количественном и качественном отношении данными метода фотоупругости.

Для фундамента с напряженной кольцевой арматурой плиты радиальные деформации практически отсутствуют до начала деформаций напрягаемой арматуры. До тех пор, пока суммарные напряжения в плите от натяжения арматуры и от действия осесимметричной нагрузки не изменят знак на обратный, оболочка и плита работают на внецентренное сжатие. Увеличение нагрузки вызывает деформации напрягаемой арматуры, приводящие к деформированию всего фундамента по схеме, описанной выше для фундамента без напрягаемой арматуры. Напряжение кольцевой арматуры плиты позволяет, таким образом, резко повысить трещиностойкость фундаментов, но не влияет на общую схему деформирования.

При внецентренной нагрузке асимметрия напряженного состояния фундамента возрастает при увеличении эксцентриситета нагрузки. Общая схема напряженного состояния подтверждается в качественном и количественном отношении данными, полученными методом фотоупругости, причем расхождение результатов составляет не более 12%.

Деформации оболочки наблюдаются до того, как суммарные напряжения в плите изменят знак на обратный. Оболочка при внецентренной нагрузке деформируется в зоне стыка со стволом башни. Фундамент с ненапряженной арматурой деформируется асимметрично с наибольшими радиальными деформациями в направлении смещения нагрузки.

Лабораторные и натурные испытания железобетонных образцов показали, что в упругой стадии работы при осесимметричной и несимметричной нагрузке результаты измерений напряженного состояния оболочки удовлетворительно сходятся с данными расчета по безмоментной теории.

Схемы разрушения фундаментов в виде конической оболочки и кольцевой плиты зависят от соотношения параметров оболочки и плиты, места опирания оболочки на плиту, вида и процента армирования.

Наиболее характерной схемой разрушения при центральном приложении нагрузки является меридиональная схема с одним пластическим шарниром (рис. 51). Разрушение фундаментов по

этой схеме возможно при недостаточном армировании плиты или оболочки в кольцевом направлении и относительно узкой кольцевой плите. В кольцевой плите появляются сквозные радиальные трещины, постепенно переходящие на оболочку. Меридиональные трещины в оболочке развиваются по высоте до пластического шарнира. Первые трещины в фундаменте с ненапряженной арматурой возникают при нагрузке, составляющей 0,45—0,5 разрушающей. Натяжение кольцевой арматуры плиты позволяет повысить трещиностойкость. В зависимости от усилия натя-

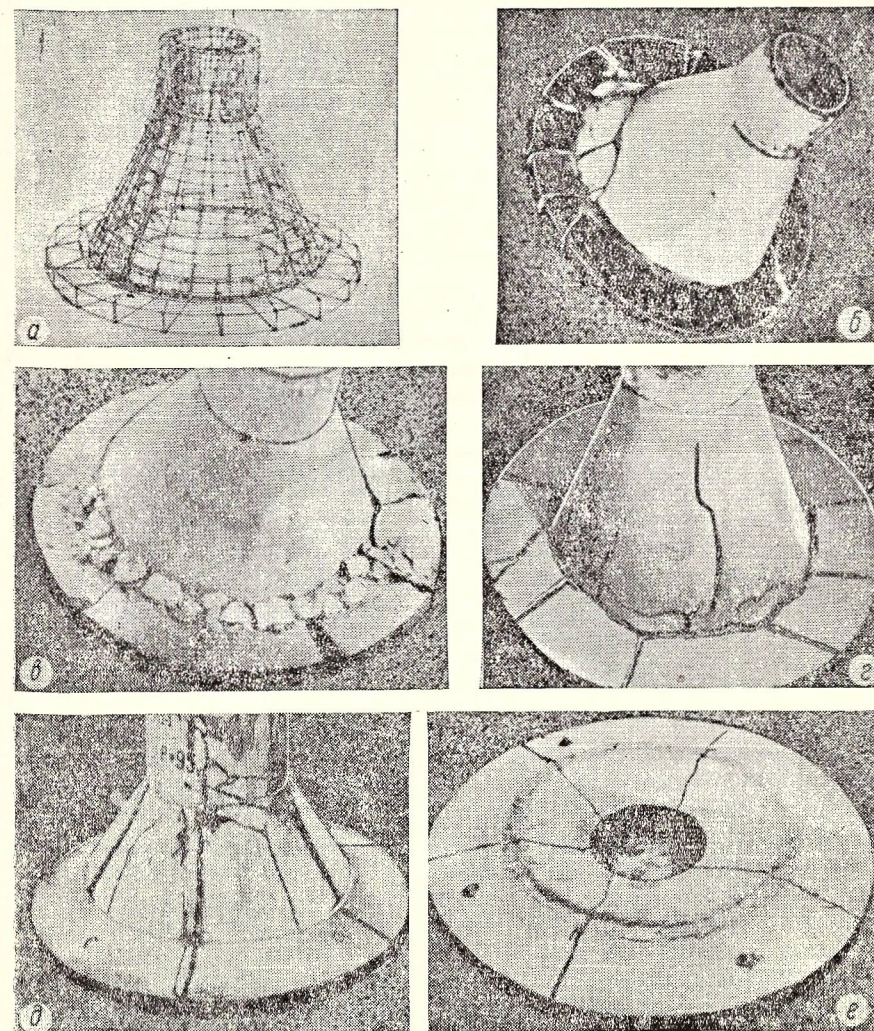


Рис. 51. Виды разрушения фундаментов: а — армокаркас; б — в — разрушение моделей; д, е — разрушение полунатурного образца.

жения первые трещины могут появиться при нагрузке, составляющей до 0,7—0,8 разрушающей.

При доведении фундамента до разрушения должны быть преодолены значительные силы трения подошвы плиты по грунту, а также силы пассивного давления грунта, возникающие вследствие поворота участков плиты, разделенных трещинами. При испытаниях заглубленного в грунт фундамента его разрушению препятствует также пассивное давление грунта в пространстве около конической оболочки.

При относительно широкой кольцевой плите, когда при радиальных деформациях не может быть преодолено пассивное давление грунта и поворот жестких участков плиты невозможен, фундамент разрушается по меридиональной схеме с двумя пластическими шарнирами. Нижний пластический шарнир располагается в уровне стыка оболочки и плиты (см. рис. 51). В отличие от обычных кольцевых пластических шарниров, в которых происходит поворот жестких секторов, в нижнем пластическом шарнире действуют также значительные кольцевые растягивающие усилия, приводящие к достижению предела текучести кольцевой арматуры. Если обычные кольцевые пластические шарниры ограничивают распространение радиальных или меридиональных трещин, то через нижний шарнир проходят сквозные трещины, раскрытие которых постоянно увеличивается.

Последовательность разрушения при образовании двух пластических шарниров аналогична процессу разрушения фундамента при образовании одного шарнира.

Если угол наклона образующей конической оболочки не превышает 40—45°, при небольшой толщине оболочки и избыточном кольцевом армировании возможно хрупкое разрушение по наклонному сечению в вершине конической оболочки (см. рис. 51).

При небольшой толщине плиты фундамент разрушается по радиальной схеме без образования пластического шарнира (при смещении места опирания оболочки к внутреннему контуру плиты) или с образованием кольцевого пластического шарнира под нижним контуром оболочки (см. рис. 51).

При внецентренном приложении нагрузки схемы разрушения фундаментов можно назвать условно меридиональными. Первые трещины образуются в плите в месте пересечения контура плиты и направления смещения центральной нагрузки (см. рис. 51, в, г). Расположенные вблизи этого места трещины и пластические шарниры развиваются так же, как при центральном приложении нагрузки. По мере удаления от этого места радиальные и меридиональные трещины в плите и оболочке и верхний пластический шарнир в оболочке изменяют направление, постепенно отклоняясь под действием крутящих моментов. Крутящие моменты возникают вследствие неодинаковых радиальных деформаций крайних точек жестких секторов, поворачивающихся в пластическом шарнире.

Разрыв арматуры происходит вначале в первых трещинах, образовавшихся в фундаменте. При разрушении фундамента наибольшее раскрытие трещин наблюдается в месте пересечения наружного контура плиты и линии смещения центральной нагрузки, по мере удаления от этого места ширина раскрытия трещины линейно уменьшается. Длина дуги окружности, на которой раз-

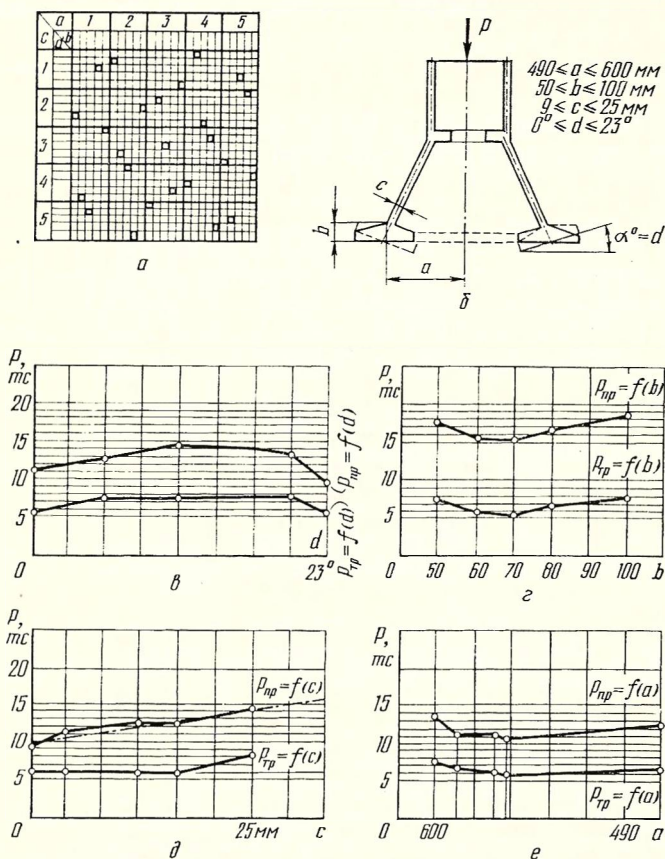


Рис. 52. Результаты исследований методом комбинационного квадрата: а — квадрат; б — параметры, менявшиеся в исследованиях; в — е — влияние параметров на прочность (P_{np}) и трещиностойкость ($P_{тр}$) фундаментов.

виваются трещины и шарнир, линейно связана с величиной эксцентриситета внешней нагрузки.

Методом комбинационного квадрата установлено влияние некоторых параметров фундамента на его прочность и трещиностойкость (рис. 52). Изменение места стыка оболочки и плиты

незначительно влияет на прочность фундамента, однако рациональнее смещать стык в сторону наружной грани плиты. Угол наклона кольцевой плиты должен быть в пределах 10—15°, при этом прочность и трещиностойкость максимальны.

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ

Для схемы разрушения с образованием двух пластических шарниров при плоской горизонтальной подошве плиты

$$V = V_1 - V_2 - V_3, \quad (58)$$

где V_1 — разрушающая работа внешней нагрузки;

V_2 — работа сил трения, возникающих вследствие увеличения площади опирания, препятствующая разрушению;

V_3 — работа пассивного давления боковой засыпки, возникающего вследствие увеличения объема тела фундамента.

$$V_1 = q \Sigma O_1 = N \Delta = N;$$

$$V_2 = \int_F q f \delta dF = \pi (R^2 - r^2) q f \Delta_1 = N f \operatorname{tg} \alpha; \quad (59)$$

$$V_3 = \iint_F p \delta dF = \int_0^{2\pi} d\varphi \int_0^l \frac{(p_2 - p_1) l_y + p_1 l}{l^2} \cdot \frac{l_y}{\cos \alpha} (r_{\text{пш}} + l_y \cos \alpha) \times \\ \times dl = \frac{\pi}{6 \cos^2 \alpha} [r_2^2 (3p_2 + p_1) - r_{\text{пш}}^2 (p_2 + p_1) - 5p_2 r_2 r_{\text{пш}}],$$

где q — контактное давление;

f — коэффициент трения бетона по грунту;

Δ_1 — горизонтальное перемещение плиты;

α — угол наклона образующей конической оболочки;

p_1, p_2 — пассивное давление грунта боковой засыпки;

$R, r, r_2, r_{\text{пш}}$ — см. табл. 9.

$$V = N (1 - f \operatorname{tg} \alpha) - \frac{\pi}{6 \cos^2 \alpha} [r_2^2 (3p_2 + p_1) - r_{\text{пш}}^2 (p_2 + p_1) - \\ - 5p_2 r_2 r_{\text{пш}}]; \quad (60)$$

$$T = \int_0^{2\pi} m_{\tau_1} r_{\text{пш}} \Theta d\varphi + \int_0^{2\pi} m_{\tau_2} r_2 \Theta d\varphi + 2 \int_0^{2\pi} d\varphi \int_0^S T_k t_k \Theta dS + \\ + \int_0^{2\pi} HRh \Theta d\varphi = 2\pi m_{\tau_1} r_{\text{пш}} \Theta + 2\pi m_{\tau_2} r_2 \Theta + 4\pi T_k t_k S \Theta + \\ + 2\pi RHh \Theta, \quad (61)$$

$$\text{где} \quad \Theta = \frac{1}{r_2 - r_{\text{пш}}}; \quad m_{\tau_1} = \frac{f_1 n_1 h_0 \sigma_{\tau_1}}{2\pi r_{\text{пш}}}; \\ m_{\tau_2} = \frac{f_2 n_2 h_0 \sigma_{\tau_2}}{2\pi r_2}; \quad H = \frac{f_n n_n \sigma_p + f_a n_a \sigma_{\tau}}{R}; \\ T_k = \frac{f_3 \sigma_{\tau_3}}{S_0}; \quad h = (r_2 - r_{\text{пш}}) \operatorname{tg} \alpha;$$

m_{τ_1}, m_{τ_2} — предельные моменты в кольцевых пластических шарнирах на единицу длины;

h_0 — полезная высота сечения оболочки в кольцевом пластическом шарнире;

Θ — угловая скорость взаимного поворота звеньев в пластических шарнирах;

T_k — предельное усилие в кольцевой (наружной и внутренней) арматуре оболочки, приходящейся на единицу меридиана;

H — предельное усилие, воспринимаемое арматурой кольцевой плиты;

h — расстояние от точки приложения H до верхней грани сечения кольцевого пластического шарнира;

t_k — расстояние от точки приложения T_k до верхней грани сечения кольцевого пластического шарнира;

f_1, f_2, f_3 — площади поперечного сечения одного стержня меридиональной и кольцевой ненапрягаемой арматуры оболочки;

n_1, n_2, n_3 — количество стержней арматуры;

f_n, f_a — площади поперечного сечения одного стержня напрягаемой и ненапрягаемой кольцевой арматуры кольцевой плиты;

n_n, n_a — число этих стержней;

$\sigma_{\tau_1}, \sigma_{\tau_2}, \sigma_{\tau}$ — пределы текучести ненапрягаемой арматуры;

σ_p — временное сопротивление кольцевой напрягаемой арматуры плиты;

$S_0, R, r_2, r_{\text{пш}}, \alpha$ — см. табл. 9.

Величина разрушающей внешней нагрузки

$$N = \frac{2\pi r_{\text{пш}} m_{\tau_1} \Theta + 2\pi r_2 m_{\tau_2} \Theta + 4\pi T_k t_k S \Theta + 2\pi RHh \Theta + \\ + \frac{\pi}{6 \cos^2 \alpha} [r_2^2 (3p_2 + p_1) - r_{\text{пш}}^2 (p_2 + p_1) - 5p_2 r_2 r_{\text{пш}}]}{1 - f \operatorname{tg} \alpha}. \quad (62)$$

Для схемы разрушения с образованием двух пластических шарниров при наклонной подошве плиты

$$V = V_1 - V_3 - V_4, \quad (63)$$

где V_1, V_3 — см. (59);

Таблица 9. Расчет прочности фундаментов сооружений башенного типа

Тип	Расчетная схема	Формулы расчета прочности
С плоской плитой		$V_1 = P \Delta = P; \quad V_2 = P f \operatorname{tg} \alpha; \quad V_3 = \frac{\pi}{6 \cos^2 \alpha} [r_2^2 (3p_2 + p_1) - r_{\text{пш}}^2 (p_2 + p_1) - 5P_2 r_2 r_{\text{пш}}];$ $T = 2\pi r_1 m_{T_1} \theta + 2\pi r_{\text{пш}} m_{T_2} \theta + 4\pi T_K t_K S \theta + 2\pi R H h \theta; \quad \theta = \frac{1}{r_1 - r_{\text{пш}}};$ $V_1 - V_2 - V_3 = T;$
С наклонной плитой		$V_1 - V_3 - V_4 = T; \quad V_4 = \frac{\pi P (R - r) \operatorname{tg} \beta}{3} (2R \operatorname{tg} \alpha + 2r \operatorname{tg} \alpha + 3 \operatorname{tg}^2 \alpha);$ $T = 2\pi r_{\text{пш}} m_T \theta + 4\pi T_K t_K S \theta + 2\pi R H h \theta;$ $\theta = \frac{1}{R - r_{\text{пш}}};$
при действии нагрузки		$V_N + V_M = T_N + T_M; \quad V_M = \frac{\pi q_M \Delta_M}{6R} (R^3 - r^3);$ $V_N = \frac{1}{2} V \Delta_N; \quad T_N = \pi r_1 m_{T_1} \theta_N + \pi r_{\text{пш}} m_{T_2} \theta_N + 2\pi T_K t_K S \theta_N + 2\pi R H h \theta_N;$
С наклонной плитой внецентричной		$T_M = 2r_1 m_{T_1} \theta_M + 2r_{\text{пш}} m_{T_2} \theta_M + 4T_K t_K S \theta_M + 4R H h \theta_M; \quad \theta = \frac{\Delta}{r_1 - r_{\text{пш}}};$ $\Delta_M = \frac{1}{1 + \frac{R^4 - r^4}{4eR (R^2 - r^2)}};$ $\Delta_N = \frac{1}{1 + \frac{4eR (R^2 - r^2)}{R^4 - r^4}};$
С плоской плитой		$q_1 = \frac{1}{\pi R^2} \left[P - \frac{\pi k R a_T}{3l_T} (R^2 + r^2 - Rr) \operatorname{ctg} \alpha \right];$ $q_2 = \frac{1}{\pi R^2} \left[P + \frac{\pi k R a_T}{3l_T} (2R^2 - r^2 - Rr) \operatorname{ctg} \alpha \right];$ $q_1 = \frac{P - \frac{\pi k a_T}{3l_T} (R \operatorname{ctg} \alpha_1 - r \operatorname{ctg} \alpha_2) (R^2 - 2r^2 + Rr)}{\pi (R^2 - r^2)};$ $q_2 = \frac{P + \frac{\pi k a_T}{3l_T} (R \operatorname{ctg} \alpha_1 - r \operatorname{ctg} \alpha_2) (2R^2 - r^2 - Rr)}{\pi (R^2 - r^2)};$ $q_1 = \frac{N - \frac{\pi k R a_T}{3l_T} \operatorname{ctg} \alpha_1 (R^2 - r_1^2 + Rr - 5r^2) + \frac{\pi k r a_T}{3l_T} \operatorname{ctg} \alpha_2 (r_{\text{пш}}^2 - 2r^2 + r_{\text{пш}} r_2)}{\pi (R^2 - r^2)};$

V_4 — работа пассивного давления грунта, возникающая вследствие увеличения площади опирания

$$V_4 = \iint_F p \delta dF = \frac{1}{3} \pi p (R - r) \operatorname{tg} \beta (2R \operatorname{tg} \alpha + 2r \operatorname{tg} \alpha + 3 \operatorname{tg}^2 \alpha), \quad (64)$$

где β — угол наклона образующей кольцевой плиты;
 p — интенсивность пассивного давления.

Работу внутренних сил T см. в формуле (61).

Тогда величина разрушающей внешней нагрузки

$$N = 2\pi r_{\text{пш}} m_{\tau_1} \Theta + 2\pi r_2 m_{\tau_2} \Theta + 4\pi T_k t_k S \Theta + 2\pi RHh \Theta + \frac{1}{3} \pi p (R - r) \operatorname{tg} \beta (2R \operatorname{tg} \alpha + 2r \operatorname{tg} \alpha + 3 \operatorname{tg}^2 \alpha) + V_3. \quad (65)$$

В табл. 9, 10 даны основные формулы расчета прочности при действии различных нагрузок, а также формулы расчета перераспределения контактных давлений в предположении, что основание моделируется моделью Фусса—Винклера.

При действии несимметричной (внецентральной) нагрузки определим отдельно работу внешних и внутренних сил для наиболее нагруженной половины фундамента при осесимметричной внешней нагрузке N и момента M .

Для случая разрушения с образованием двух кольцевых пластических шарниров (см. табл. 9).

$$V_M = 2 \int_0^{\pi/2} \cos^2 \varphi d\varphi \int_0^R \frac{q_M r_x^2 \Delta_M}{R} dx = \frac{\pi q_M \Delta_M}{6R} (R^3 - r^3);$$

$$V_N = \frac{1}{2} V \Delta_N; \quad V = V_N + V_M;$$

$$V = \frac{1}{2} \left\{ N(1 - f \operatorname{tg} \alpha) \Delta_N - \frac{\pi \Delta_N [r_2^2 (3p_2 + p_1) - r_1^2 (p_2 + p_1) - 5p_2 r_2 r_1]}{6 \cos^2 \alpha} \right\} + \frac{\pi q_M \Delta_M}{6R} (R^3 - r^3); \quad T_N = \pi r_1 m_{\tau_1} \Theta_N + \pi r_2 m_{\tau_2} \Theta_N + 2\pi T_k t_k S \Theta_N + \pi RHh \Theta_N; \quad T_M = 2r_1 m_{\tau_1} \Theta_M + 2r_2 m_{\tau_2} \Theta_M + 4T_k t_k S \Theta_M + 2RHh \Theta_M. \quad (66)$$

При образовании одного пластического шарнира

$$V_M = \frac{\pi q_M [\Delta_{1M} (3R^4 - 4R^3 r + r^4) + \Delta_{2M} (R^4 - 4Rr^3 + 3r^4)]}{24R(R - r)}; \quad (67)$$

$$T_N = \pi r_1 m_{\tau_1} \Theta_N + 2\pi T_k t_k S \Theta_N + \pi RHh \Theta_N; \quad T_M = 2r_1 m_{\tau_1} \Theta_M + 4T_k t_k S \Theta_M + 2RHh \Theta_M.$$

Таблица 10. Зоны применения формул расчета прочности

Формулы расчета

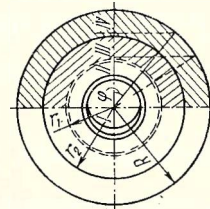
$$I. N = \frac{1}{1 - f \operatorname{tg} \alpha} \left\{ 2\pi r_1 m_{\tau_1} \Theta + 2\pi r_2 m_{\tau_2} \Theta + 4\pi T_k t_k S \Theta + 2\pi RHh \Theta + \frac{\pi}{6 \cos^2 \alpha} [r_2^2 (3p_2 + p_1) - r_1^2 (p_2 + p_1) - 5p_2 r_2 r_1] \right\};$$

$$II. N = \frac{(\pi \Theta_N + 2\Theta_M) (r_1 m_{\tau_1} + r_2 m_{\tau_2}) + 2T_k t_k S + RHh + \frac{(\pi \Delta_M + 2\Delta_M) (r_2^2 A + r_1^2 B - 5p_2 r_1 r_2)}{3 \cos^2 \alpha}}{0,5 \Delta_N (1 - f \operatorname{tg} \alpha) + \frac{2\Delta_M e (R^3 - r^3)}{3 (R^4 - r^4)} (1 - f \operatorname{tg} \alpha)}$$

$$III. 2 \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} m_{\tau_1} + 2 \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} m_{\tau_2} = \frac{R^2 (2\varphi_1 - \sin 2\varphi_1)}{6} (q_N \Delta_N + 2q_M \Delta_M) (1 - f \operatorname{tg} \alpha);$$

$$IV. 2m_{\tau_1} \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} = \frac{R^2 (2\varphi - \sin 2\varphi)}{6} (q_N \Delta_N + 2q_M \Delta_M) (1 - f \operatorname{tg} \alpha).$$

Расчетная схема



Расчет прочности в предположении хрупкого разрушения производится аналогично расчету столбчатых фундаментов (см. гл. III). Для конической оболочки с плоской кольцевой плитой при осесимметричной нагрузке (рис. 53).

$$Q_a = -q_a + T_{11} + T_{21} + H_1 + P_{11} + \tau_1; \quad (68)$$

$$q_a; T_{11}, T_{21}, \tau_1 \text{ см. (46);}$$

$$H_1 = \frac{1}{R} (F_3 \sigma_{\tau_3} + F_n \sigma_p) \sin \alpha.$$

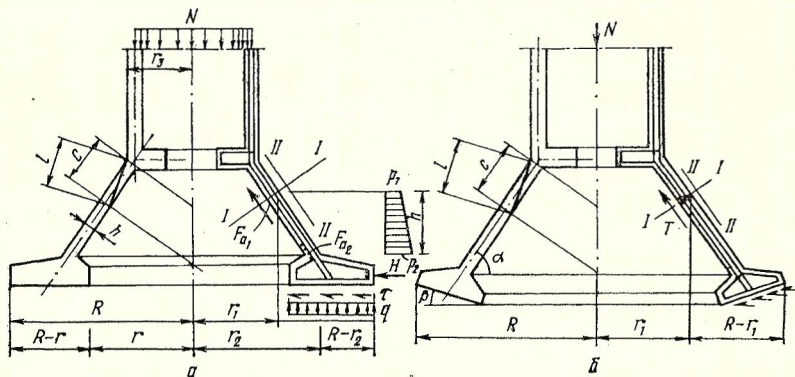


Рис. 53. Расчетные схемы фундаментов в случае хрупкого разрушения: а — фундамент с плоской плитой; б — фундамент с плитой, имеющей наклонную подошву.

При распределении арматуры кольцевой плиты в пределах всей ширины сечения

$$Q_a = -\frac{\cos \alpha}{R} \int_r^R f(q) dq + \frac{2f_2 \sigma_{\tau_2} \sin \alpha}{S} (\ln R - \ln r) +$$

$$+ \frac{\tau}{2R} (R^2 - r^2) \sin \alpha + \left(\frac{2F_3 \sigma_{\tau_3}}{R-r} + \frac{F_n \sigma_p}{R} \right) \sin \alpha +$$

$$+ \frac{h}{6R} [p_1 (R + 2r) + p_2 (2R + r)] \sin \alpha. \quad (69)$$

Для конической оболочки с кольцевой плитой, имеющей наклонную подошву,

$$Q_a = -q_a + T_{11} + T_{21} + H_1 + p_{11} + \tau_1 + p_{21}. \quad (70)$$

Поперечная сила со стороны наружной консоли плиты, воспринимаемая бетоном:

$$Q_6 = mR_p bh_0 + \frac{M_0}{h_0} \operatorname{tg} \alpha_2, \quad (71)$$

где M_0 — момент на единицу длины окружности радиуса r ;
 α_2 — угол наклона верха консольной плиты к горизонту.

Поперечная сила со стороны наружной консольной части плиты определяется по формуле

$$Q_{\text{конс}} = \frac{q}{2r_1} (r_2^2 - r_1^2). \quad (72)$$

Поперечная сила с внутренней стороны плиты

$$Q_{\text{вн}} = \frac{q'' r_3}{2}, \quad (73)$$

где q'' — давление на грунт в центре тяжести эпюры давлений в пределах средней части плиты;

r_3 — внутренний радиус низа конической оболочки.

Для фундамента в форме конической оболочки, опертой на плоскую кольцевую плиту (см. рис. 53),

$$T'_1 = q_b + T_{12} + T_{22} + H_2 + p_{12} + \tau_2,$$

$$q_b, T_{12}, T_{22}, \tau_2 \text{ — см. гл. III;}$$

$$T'_1 = \frac{\sin \alpha}{R} \int_r^R f(q) dq + \frac{n_1 f_1 \sigma_{\tau_1}}{2\pi r_1} + \frac{2f_2 \sigma_{\tau_2} \cos \alpha}{S} (\ln r - \ln r_1) +$$

$$+ \left(\frac{2F_3 \sigma_{\tau_3}}{R-r} + \frac{F_n \sigma_p}{R} \right) \cos \alpha + \frac{h \cos \alpha}{6R} [p_1 (R + 2r) +$$

$$+ p_2 (2R + r)] + \frac{\tau \cos \alpha}{2R} (R^2 - r^2). \quad (74)$$

Для фундамента в форме конической оболочки, опертой на кольцевую плиту с наклонной подошвой,

$$T'_1 = q_b + T_{12} + T_{22} + H_2 + p_{12} + \tau_2 + p_{22}, \quad (75)$$

где

$$q_b, T_{12}, T_{22}, H_2, p_{12}, \tau_2 \text{ — см. гл. III;}$$

$$p_{22} = \frac{(R-r) \operatorname{tg} \beta}{6R} [p_3 (R + 2r) + p_4 (2R + r)] \sin \alpha.$$

При несимметричной нагрузке на конструкцию значение T'_1 определяется только для наиболее нагруженной половины фундамента аналогично расчету Q_a .

По величине T'_1 определяется относительная высота сжатой зоны бетона при разрушении конструкции

$$\xi = \frac{T'_1 - D'_a}{h_0 R_n^n}, \quad (76)$$

где $D'_a = \frac{F'_a \sigma_{\tau_1}}{2\pi r}$ — усилие, воспринимаемое верхней сжатой ар-

матурой, расположенной на единице длины пластического шарнира;

h_0 — полезная высота сечения;

R_H^H — нормативное сопротивление бетона сжатию при изгибе.

Наружная и внутренняя консоли кольцевой плиты или наружная консоль круглой плиты рассчитываются как изгибаемые эле-

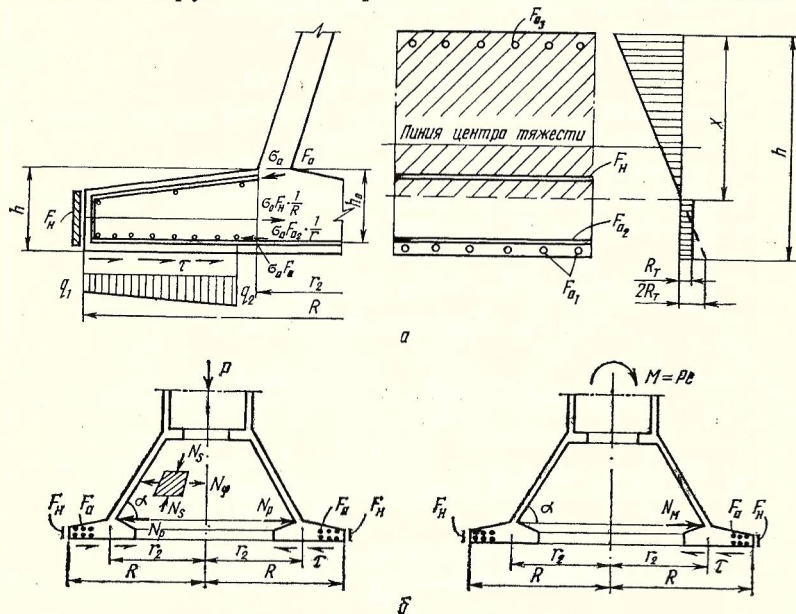


Рис. 54. Схемы расположения усилий при расчете фундаментов по образованию трещин: а — для круглой или кольцевой плиты; б — для фундамента в виде конической оболочки и кольцевой плиты при расчете плиты на растяжение.

менты с учетом напряженной кольцевой арматуры F_H , радиальной и кольцевой ненапряженных арматур F_{a1} , F_{a2} . Равнодействующая усилий в арматуре

$$N_0 = \frac{1}{R} \sigma_0 F_H - \sigma_a F_{a1} - \frac{1}{r} \sigma_a F_{a2} - \sigma_a F_{a1} \cos \gamma; \quad (77)$$

$$M_{06}^a = N_0 x.$$

Трещиностойкость конических фундаментов с кольцевой плитой в предположении образования меридиональных трещин рассчитывается по формулам (рис. 54):

$$N \leq N_T; \quad N = N_p r_2 \cos \alpha; \quad N_p = \frac{P}{2\pi r_2 \sin \alpha}; \quad N = \frac{P}{2\pi s \operatorname{tg} \alpha};$$

$$N_T = R_T F + (300 - \sigma_a) F_a + (300 + m_T \sigma_0) F_H; \quad (78)$$

$$\frac{P}{2\pi \operatorname{tg} \alpha} \leq R_T F + (300 - \sigma_a) F_a + (300 + m_T \sigma_0) F_H,$$

где P — осесимметричная нагрузка на фундамент;

$R_T, F, \sigma_a, F_a, m_T, \sigma_0 F_H$ — см. СНиП II-V. 1-62*.

Расчет раскрытия трещин:

$$a_T = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} L_T; \quad \sigma_a = \frac{N - N_0}{F_a}; \quad \psi_a = 1 - 0,35 \frac{N_T - N_0}{N - N_0}; \quad (79)$$

$$L_T = \frac{U}{\mu_1} \eta,$$

где N_0, L_T, U, μ_1, η — см. СНиП II-V. 1-62*.

При несимметричной нагрузке

$$N = N_P + N_M; \quad N_M = \frac{M \cos \alpha r_2}{\pi r_2^2 \sin \alpha} \cos \varphi = \frac{P e \cos \varphi}{\pi r_2 \operatorname{tg} \alpha};$$

$$\frac{P}{2\pi \operatorname{tg} \alpha} + \frac{P e}{\pi r_2 \operatorname{tg} \alpha} \cos \varphi \leq N_T; \quad (80)$$

$$\frac{P}{\pi \operatorname{tg} \alpha} \left(\frac{1}{2} + \frac{e}{r_2} \right) \leq N_T.$$

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ В ВИДЕ СОЧЕТАНИЯ КОНИЧЕСКОЙ ОБОЛОЧКИ И КОЛЬЦЕВОЙ ИЛИ КРУГЛОЙ ПЛТЫ В УПРУГОЙ СТАДИИ

При действии осесимметричной нагрузки фундамент рассчитывают по безмоментной теории с учетом в дальнейшем краевого эффекта (рис. 55);

$$a) \text{ при } X=0 \text{ и } \frac{\partial}{\partial \vartheta} (\dots) = 0 \rightarrow N_{s\vartheta} = 0;$$

$$N_s = -\frac{1}{S} \int_{S_0}^S (Y + Z \operatorname{ctg} \alpha) S dS; \quad (81)$$

$$N_\vartheta = -Z S \operatorname{ctg} \alpha.$$

б) при равенстве нагрузок в направлении Y, Z нулю

$$N_s = -\frac{P}{2\pi S \sin \alpha \cos \alpha}; \quad N_\vartheta = 0, \quad (82)$$

где $N_\vartheta, N_s, \nu, S, \alpha$ — см. рис. 55.

Расчет по безмоментной теории при действии несимметричной нагрузки — горизонтальной силы H и момента M :

$$N_s = -\frac{M}{\pi S^2 \sin \alpha \cos^2 \alpha} \cos \nu; \quad N_{s1} = -\frac{M}{\pi S^2 \sin \alpha \cos^2 \alpha}; \quad (83)$$

$$N_s = -\frac{H}{\pi S \cos^2 \alpha} \cos \vartheta; \quad N_{s\vartheta} = \left(N_{s1} \cos \alpha + \frac{H}{\pi S \cos \alpha} \right) \sin \vartheta.$$

Определение перемещений конической оболочки:

$$a) \text{ смещение в направлении } \chi$$

$$E \chi = \frac{1}{\sin \alpha} \left\{ \frac{\cos \alpha}{d} \left[(1 + \nu) (N_s - N_{s1}) + S \frac{\partial}{\partial S} (N_s - \nu N_{s1}) \right] - E \frac{\partial^2 U}{\partial S d \vartheta} \right\}; \quad (84)$$

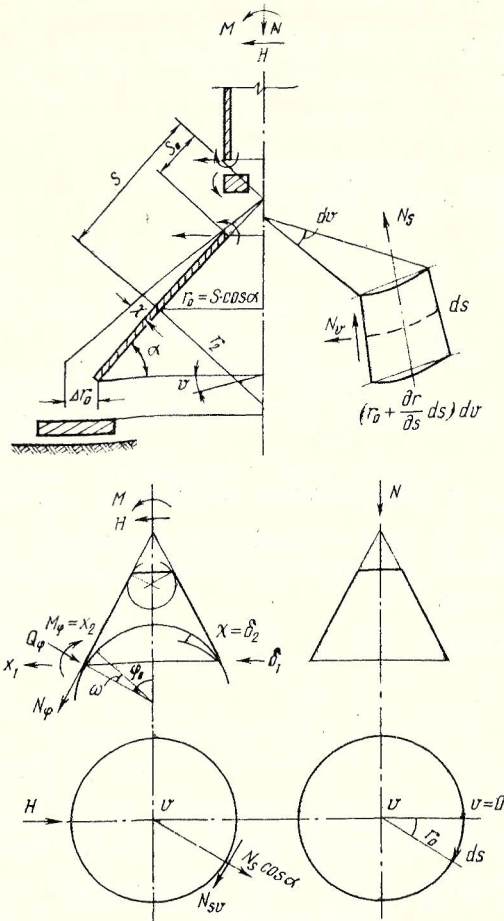


Рис. 55. Расчетные схемы фундамента по моментной теории в упругой стадии.

б) смещение в горизонтальном направлении Δr_0

$$E \Delta r_0 = \frac{r_0}{d} (N_s - \nu N_s); \quad (85)$$

в) при осесимметричных усилиях

$$\left. \begin{aligned} E \Delta r_0 &= \frac{r_0}{d} (N_s - \nu N_s); \\ E \chi &= \frac{\text{ctg } \alpha}{d} \left[(1 + \nu)(N_s - N_s) + S \frac{\partial}{\partial S} (N_s - \nu N_s) \right] \end{aligned} \right\} \quad (86)$$

Определение слагаемых краевого эффекта сводится к решению уравнений для граничных участков. Усилия на граничных участках конической оболочки описываются уравнением

$$\chi_{..} + \frac{12(1-\nu^2) \text{tg}^2 \alpha}{d^2 y^2} \chi = 0. \quad (87)$$

Так как это уравнение не имеет единственно возможного решения, краевой эффект конической оболочки определяют приближенно с помощью вписанной в коническую оболочку сферической оболочки (см. рис. 55).

Значения составляющих краевого эффекта для сферической оболочки:

$$\left. \begin{aligned} Q_\varphi &= C e^{-x\omega} \sin(x\omega + \psi) \quad N_\varphi = -Q_\varphi \text{ctg } \varphi; \\ N_\vartheta &= -C x \sqrt{2} e^{-x\omega} \sin\left(x\omega + \psi - \frac{\pi}{4}\right); \quad M_\vartheta = \nu M_\varphi; \\ M_\varphi &= C \frac{a}{x \sqrt{2}} e^{-x\omega} \sin\left(x\omega + \psi + \frac{\pi}{4}\right); \quad E \chi = \\ &= C \frac{2x^2}{d} e^{-x\omega} \cos(x\omega + \psi); \quad E \Delta r_0 = \frac{r_0}{d} (N_\vartheta - \nu N_\varphi); \\ X_1 &= -\frac{Q_\varphi}{\sin \varphi_0} = -C \frac{\sin \psi}{\sin \varphi_0}; \quad X_2 = \frac{a}{\sqrt{2} x} C \sin \times \\ &\quad \times \left(\psi + \frac{\pi}{4}\right). \end{aligned} \right\} \quad (88)$$

Смещение и скручивание верхнего и нижнего краев конической оболочки получают из формул:

$$\left. \begin{aligned} E^s \delta_{11} &= \frac{2x r}{d} \sin \varphi_0; \quad E^s \delta_{21} = \frac{2x^2}{d} \sin \varphi_0; \\ E^s \delta_{12} &= \frac{2x^2}{d} \sin \varphi_0; \quad E^s \delta_{22} = \frac{4x^3}{dr} \sin \varphi_0. \end{aligned} \right\} \quad (89)$$

Если края оболочки в нижней и верхней частях присоединяются не к абсолютно жестким дискам или плитам, к определенным значениям $E^s \delta_{11}$, $E^s \delta_{21}$, $E^s \delta_{12}$ и $E^s \delta_{22}$ прибавляются смещения опорных дисков или плит (со степенью «R»).

Окончательные перемещения определяют путем записи их в матричной форме:

$$\begin{array}{cc|c} X_1 & X_2 & \\ \hline \frac{2x r}{d} \sin \varphi_0 + E^R \delta_{11} & \frac{2x^2}{d} \sin \varphi_0 + E^R \delta_{12} & - [E^s \delta_{10} + E^R \delta_{10}] \\ \hline \frac{2x^2}{d} \sin \varphi_0 + E^R \delta_{21} & \frac{4x^3}{dr} \sin \varphi_0 + E^R \delta_{22} & - [E^s \delta_{20} + E^R \delta_{20}] \end{array} \quad (90)$$

Здесь $E_{\delta_{10}}^S, E_{\delta_{20}}^S$ — соответственно смещение и скручивание края оболочки в статически определенном состоянии; $E_{\delta_{10}}^R, E_{\delta_{20}}^R$ — соответственно смещение и скручивание опорного диска в статически определенном состоянии.

При расчете слагаемых краевого эффекта в верхнем прикреплении конической оболочки к стаканной части столбчатого фундамента или к круглому диску или плите в нижней части дымовой трубы с целью облегчения расчета условно считают опорную часть бесконечно жесткой.

Более точно краевой эффект учитывают, считая возможным некоторое перемещение Δ и поворот края опорного диска χ^* под действием сил X_1 и X_2

$$\delta_{10}^* = \delta_{10} \pm \Delta; \quad \delta_{20}^* = \delta_{20} \pm \chi^*. \quad (91)$$

Неизвестные X_1 и X_2 для каждого примыкающего элемента зависят от Δ и χ^*

$$\begin{matrix} X_1 & X_2 \\ \hline S \delta_{11} & S \delta_{12} \\ \hline S \delta_{21} & S \delta_{22} \end{matrix} \begin{matrix} - (\delta_{10} \pm \Delta) \\ - (\delta_{20} \pm \chi^*) \end{matrix} \quad (92)$$

$$\quad (93)$$

Для вычисления Δ и χ^* должны приниматься условия:

$$\sum X_2 = \sum M = 0; \quad (94)$$

$$\frac{\sum X_1}{\Delta} = \frac{|H|}{|R \Delta r|}, \quad (95)$$

где H — горизонтальный распор оболочки.

После определения Δ и χ^* вычисляют значение неизвестных X_1 и X_2 .

Указанный метод расчета может быть применен также и для расчета фундамента с коническими оболочками переменной толщины.

Кольцевая или круглая плита фундамента рассчитывается следующим образом:

а) момент в консольных частях кольцевой плиты

$$M_{\text{конс}} = \frac{q}{6r_1} (2r_2 + r_1) (r_2 - r_1)^2, \quad (96)$$

где q — давление грунта с учетом разгрузки собственным весом плиты и засыпки;

r_1 — наружный радиус конической оболочки;

r_2 — радиус кольцевой плиты;

б) момент в средней части круглой плиты

$$M_{\text{ср}} = \frac{q' r_2}{6} (3r_1 - 2r_2), \quad (97)$$

где q' — давление грунта в центре плиты.

При проектировании фундаментов сооружений башенного типа глубину заложения подошвы, назначенную в соответствии с инженерно-геологическими и климатическими условиями района строительства, уточняют по технологическим требованиям и для использования свободного объема внутри оболочки фундамента. Внутренний объем используется для размещения административных помещений, гаражей и т. д.

Задание на проектирование фундаментов сооружений башенного типа должно содержать дополнительные указания, кроме обычных данных для проектирования фундаментов:

расположение, размеры и привязку технологических отверстий; данные об агрессивных воздействиях технологических газов, конденсатов и технологического тепла;

данные об использовании внутреннего объема фундамента;

данные о дополнительном моменте от прогиба трубы (башни).

Сечения бетона и арматуры конической оболочки принимаются по расчету. Наиболее ответственными частями являются примыкания оболочки к стволу башни и к кольцевой или круглой плите. В месте стыка ствола башни и фундамента из-за больших изгибающих моментов при действии ветровых нагрузок требуется усиленное меридиональное армирование и увеличение толщины оболочки. Для восприятия и более равномерного распределения усилий в месте стыка ствола башни и верха фундамента необходимо применять следующие конструктивные мероприятия:

назначение переменной толщины конической оболочки с уменьшением ее в нижней части;

устройство второй внутренней конической оболочки вершиной вниз с опиранием на плиту;

устройство внутренней цилиндрической оболочки, являющейся продолжением ствола башни;

замена конической оболочки на параболическую;

замена конической оболочки на несколько сопряженных усеченных конических оболочек, позволяющих получить плавный переход от ствола башни к фундаменту.

Все проемы в конической оболочке нужно делать прямоугольной или трапециевидальной формы, с направлением боковых сторон проемов по радиальным сечениям оболочки, а верхней и нижней сторон — по кольцевым сечениям. При двух вводах газопроводов проемы располагают по одной оси с противоположных сторон, при трех — под углом 120° один к другому.

Суммарная площадь ослабления конической оболочки в одном сечении не должна превышать 40% общей площади сечения. При конструировании оболочки следует располагать проемы равномерно с одинаковым шагом по периметру оболочки. Площадь ослабления оболочки в горизонтальном сечении одного проема не должна превышать 10—15% общей площади сечения.

При больших проемах ослабление горизонтального сечения компенсируют утолщением оболочки для сохранения общей пло-

щади горизонтального сечения. Проемы в конической оболочке армируют по периметру вертикальными и горизонтальными стержнями, с установкой в углах проемов по 4—8 наклонных стержней. Количество и диаметры конструктивной вертикальной и горизонтальной арматуры должны быть равны количеству и диаметру стержней, перерезанных проемом.

Коническую оболочку армируют двойной радиальной и кольцевой арматурой из стержневой горячекатаной арматурной стали периодического профиля диаметром 12—30 мм. Толщина защитного слоя бетона для арматуры составляет 50 мм.

При расстановке арматуры конической оболочки кольцевую арматуру нужно концентрировать к нижнему краю оболочки, а радиальную — в верхней части. Место стыка ствола башни и конической оболочки можно усилить постановкой горизонтальной сплошной или кольцевой диафрагмы с конструктивным армированием.

Кольцевая плита, передающая усилия от конической оболочки на основание, воспринимает значительные радиальные нагрузки от оболочки. Для повышения сопротивления этой плиты усилиям распора и увеличения ее трещиностойкости и коррозионной стойкости при проектировании предусматривают одно или несколько следующих мероприятий:

- предварительное напряжение плиты кольцевой арматурой;
- выполнение подошвы плиты ломаного профиля, обеспечивающего зацепление ее за грунт при радиальных деформациях;
- проектирование подошвы плиты с наклоном, позволяющим передать усилия распора на грунт.

Для повышения трещиностойкости сплошной круглой плиты применяют предварительное напряжение радиальной арматуры с противоположных сторон. Предварительное напряжение кольцевой и круглой плит повышает трещиностойкость всего фундамента.

Сечения бетона и арматуры кольцевой и круглой плиты назначают по расчету. При назначении толщины плиты производят проверку сечений на поперечную силу с учетом того, чтобы по расчету не требовалась постановка поперечной арматуры. Для назначения небольшой толщины плиты и выполнения указанного требования целесообразно повышать марку бетона.

Для снижения концентрации напряжений и уменьшения расхода бетона кольцевую и круглую плиты проектируют переменной толщины, с повышением ее к стыку с конической оболочкой. Наклон подошвы плиты или придание ей формы усеченного конуса также способствует снижению концентрации напряжений и уменьшению изгибающих моментов в зоне стыка конической оболочки.

Сплошные круглые плиты армируют равномерными сетками, проектируя в пределах консольных и прилегающих к ним участков нижние сетки, а в средней части плиты — верхние сетки. Кольцевые плиты армируют радиальной и кольцевой арматурой

с концентрацией последней к наружному краю плиты. Можно проектировать армирование кольцевой плиты сварными равномерными нижними сетками, допуская небольшой перерасход арматуры по сравнению с радиально-кольцевым армированием для повышения технологичности.

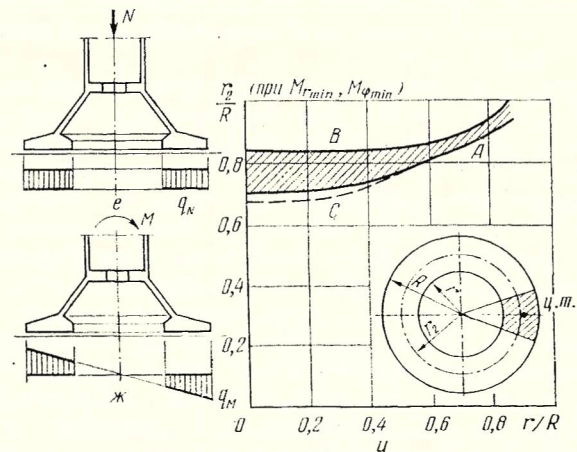


Рис. 56. Расчетные схемы и график подбора места стыка оболочки и кольцевой плиты.

Для уменьшения влияния неравномерности контактных давлений грунта на кольцевую плиту, которая вызывает изгиб нижнего края конической оболочки, предусматривают следующие мероприятия:

- повышение гибкости нижнего края конической оболочки путем уменьшения ее толщины;
- правильное назначение места стыка плиты и оболочки со смещением его к наружному краю плиты на расчетную величину эксцентриситета (рис. 56).

Предварительное напряжение кольцевой плиты проектируют путем натяжения кольцевой арматуры следующими способами:

натяжение кольцевой арматуры отдельными участками, длина которых равна третьей части окружности, с упиранием домкратов в колодцы, выполненные в верхней части наружной консоли плиты;

натяжение кольцевой арматуры отдельными участками с упиранием домкратов на уступы в боковой поверхности наружного края плиты;

навивка непрерывной кольцевой арматуры на боковую поверхность наружного края плиты.

При натяжении первыми двумя способами напрягаемую арматуру выполняют из пучков или прядей высокопрочной проволоки и размещают в специальных каналах в теле плиты. Каналообразователи с установленными в них пучками арматуры располагают на проектных отметках, предусматривая для этого

в проекте стальные стойки или кронштейны, опирающиеся на бетонную подготовку. Для защиты арматуры предусматривают инъектирование каналов после натяжения, обетонирование с предварительной изоляцией мест выхода напрягаемой арматуры.

При натяжении третьим способом после закрепления конца навиваемой арматуры боковую поверхность торкретируют и покрывают слоями гидроизоляции.

Для армирования плиты используют арматурную сталь классов А-II и А-III, для монтажных стержней и поперечного армирования можно применять арматуру класса А-I. В качестве напрягаемой арматуры применяют пучки холоднотянутой углеродистой проволоки или высокопрочной проволоки периодического профиля. Можно применять стальные канаты или тросы без органического сердечника. В фундаментах, проектируемых для строительства в условиях агрессивных грунтовых вод, рекомендуется применять стержневую напрягаемую арматуру.

При назначении размеров фундаментов, проектируемых с предварительным напряжением кольцевой плиты, следует учитывать, что для восприятия усилий натяжения предусматривается постановка наружной радиальной арматуры в нижней части оболочки. Для уменьшения сечений этой арматуры целесообразно повышать жесткость плиты и уменьшать жесткость оболочки.

Фундаменты обычно выполняют из монолитного железобетона на бетоне марки не ниже 300. Нами предложен способ выполнения предварительно напряженных фундаментов из сборных элементов плиты и конуса. Кольцевая плита проектируется из сборных элементов с радиальной разрезкой, в которых предусматриваются каналы для прохода арматуры и стакан для установки сборных элементов оболочки. После установки арматуры в канал и соединения ее в одном из стыков производится натяжение арматуры плоскими домкратами, установленными в стыках. Стыки между элементами плиты заделывают быстротвердеющим раствором. Элементы оболочки монтируют в стаканы плиты с замоноличиванием их раствором и соединяют между собой сборно-монолитным стыком.

Котлован для фундаментов разрабатывают экскаваторами, подчистку дна котлована выполняют небольшими экскаваторами. Для придания дну котлована формы поверхности вращения при устройстве фундаментов с наклонной подошвой плиты окончательную разработку дна котлована выполняют с применением вращающегося вокруг оси стального шаблона, низ которого имеет форму подошвы плиты. Для разработки минимального количества грунта в котловане необходимо применять ограждение котлована шпунтовыми стенками, опирающимися в верхней части на кольцевую балку или заанкеренными в грунт. После бетонирования шпунтовые стенки оставляют в грунте.

Поверхность грунта на дне котлована сразу после разработки

покрывают слоем бетонной подготовки во избежание расструктурирования из-за простоя открытого котлована. По бетонной подготовке устраивают гидроизоляцию и устанавливают сетки и каркасы ненапрягаемой арматуры, а также стальные стойки и кронштейны с расположенными на них каналобразователями для напрягаемой арматуры. Для обеспечения проектной толщины защитного слоя бетона под сетки укладывают бетонные кубики.

Для бетонирования фундаментов применяют сборно-разборную деревянную или дерево-металлическую щитовую опалубку. При устройстве шпунтовых стенок плиту бетонируют без опалубки враспор.

Коническую оболочку можно бетонировать в опалубке на всю высоту или в подъемно-переставной опалубке. В местах устройства проемов в опалубке устанавливают деревянные вкладыши. Для обеспечения защитного слоя бетона к каркасу конической оболочки приваривают коротыши из арматуры.

Наибольший размер зерен бетона для плиты не ограничивается. Для оболочки наибольший размер зерен не должен быть больше $\frac{1}{3}$ толщины оболочки, максимальное количество таких зерен не должно быть больше 25% общего количества. Плиту бетонируют смесь с осадкой конуса 9—10 см, для оболочки применяют бетонную смесь с осадкой конуса 4—6 см. Бетонирование следует вести непрерывно. При невозможности непрерывного производства работ можно бетонировать плиту отдельными секторами с устройством рабочих швов. С целью предохранения плиты от усадочных трещин рекомендуется бетонировать кольцевую плиту отдельными участками в форме секторов, подбирать состав бетона и принимать меры для предотвращения испарения влаги с поверхности уложенного бетона путем укрытия его водонепроницаемой пленкой или периодически смачиваемыми матами.

Бетонная смесь подается бадьями или бетононасосами непосредственно в опалубку и прорабатывается глубинными вибраторами. При бетонировании плиты бетон дополнительно уплотняется площадочными вибраторами.

При бетонировании должен быть организован тщательный контроль состава бетона и его прочности в процессе твердения. Натяжение кольцевой арматуры плиты начинают после набора не менее 70% проектной прочности бетоном фундамента. Рекомендуется напрягать арматуру плиты до начала бетонирования ствола башни.

После окончания процесса твердения бетона поверхность фундамента покрывают изоляцией и выполняют обратную засыпку котлована.

Приведенные рекомендации по проектированию и производству работ были составлены с учетом опыта проектирования и строительства фундаментов сооружений башенного типа. Внедрение фундаментов в форме кольцевой и круглой плит с коничес-

кой оболочкой для дымовых труб в Тюменской области проводилось при поддержке треста Тюменоблстрой.

Фундаменты дымовых труб выполнялись из монолитного железобетона на бетоне марки 300 (рис. 57). Оболочка толщиной 300 мм армирована двойной арматурой и имеет утолщение в

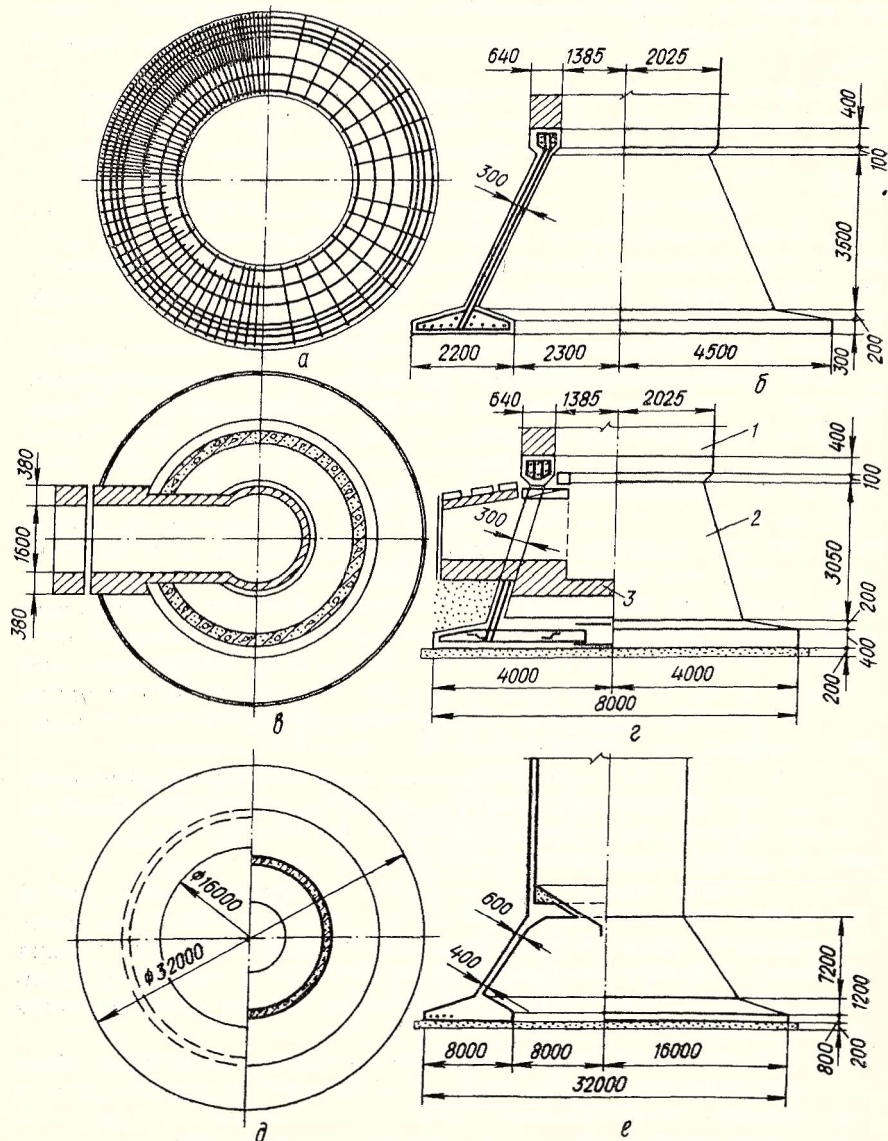


Рис. 57. Фундаменты дымовых труб в виде оболочки с плитой:

а, б — армирование кольцевой плиты и схема фундамента трубы высотой 50 м; в, г — схема фундамента с круглой плитой для дымовой трубы высотой 40 м; д, е — схема фундамента в виде оболочки с кольцевой плитой для трубы высотой 240 м; 1 — труба; 2 — коническая оболочка; 3 — боров.

верхней части для опирания стенок кирпичной трубы. В фундаментах с подземным расположением газохода в оболочке было выполнено отверстие (проем) для прохода кирпичного борова. Фундаменты труб с надземным присоединением газохода выполнялись без проемов в оболочке. В настоящее время проектируется фундамент дымовой трубы высотой 320 м.

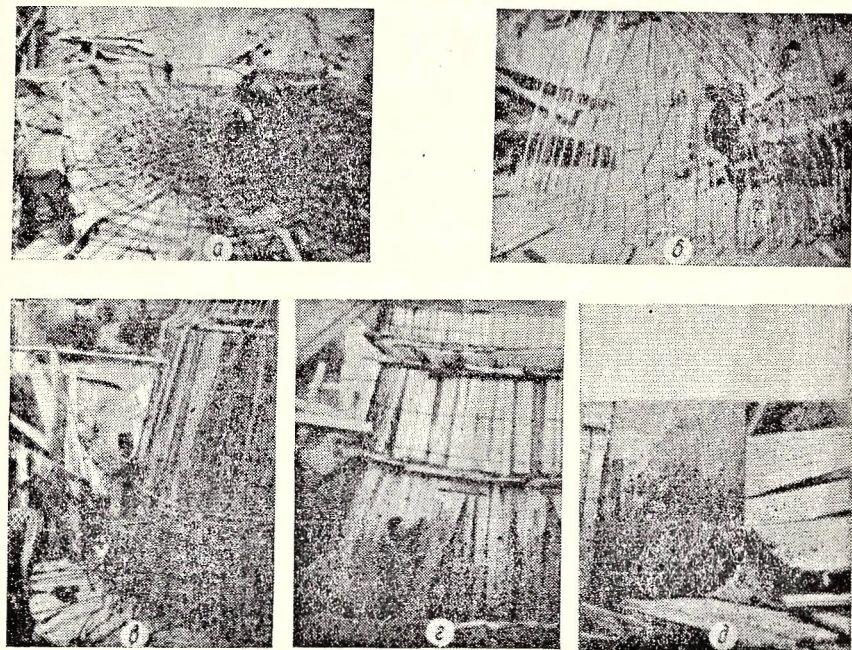


Рис. 58. Изготовление фундамента:

а, б — армирование и бетонирование плиты; в, г — то же, оболочки; д — сьем опалубки.

После монтажа каркаса плиты устанавливали короткие радиальные стержни для связи оболочки и плиты и бетонировали плиту. Затем устанавливали внутреннюю щитовую опалубку оболочки на всю ее высоту и монтировали армокаркас оболочки. После монтажа арматуры устанавливали наружную опалубку оболочки и бетонировали оболочку без перерыва. Сборно-разборную щитовую опалубку снимали после бетонирования и использовали при изготовлении следующих фундаментов (рис. 58).

Применение новых видов фундаментов дымовых труб позволило сократить расход бетона по сравнению с типовыми конструкциями в 1,8—2,2 раза, расход стали — на 15, общую стоимость фундаментов — на 25—30%.

На основе экспериментально-теоретических исследований и строительства нами были составлены (с участием А. Г. Литвиненко) «Рекомендации по расчету и проектированию», использу-

ющиеся в настоящее время при проектировании и строительстве фундаментов сооружений башенного типа на Урале и в Тюменской области.

Примеры расчета

1. Рассчитать фундамент дымовой трубы высотой 320 м при следующих данных: $P=26000$ тс; $e=200$ см; $R=23$ м; $r=11$ м; $r_2=18$ м; $r_3=8$ м; $h=16$ м; $H=5$ м; $\alpha=58^\circ$; $f=0,3$; бетон марки 300; $R_{np}=130$ кгс/см²; $R_p=10,5$; $R_T=14,5$; $R_H=160$ кгс/см²; арматура А-III; $R=3400$ кгс/см²; $F=1282$ м²; $W=9190$ м³; $q_{max}=2,59$ кгс/см²; $S=15,1$ м; $tg\alpha=0,375$.

а) Расчет кольцевой плиты

Согласно формуле (96) имеем

$$M_{конс} = \frac{2,59}{6 \cdot 1800} (2 \cdot 2300 + 1800) (2300 - 1800)^2 = 384000 \text{ кгсм/см.}$$

Принимаем высоту плиты в месте стыка с оболочкой

$$h_0 = 300 \text{ см; по СНиП II-V. 1-62* } A_0 = \frac{384000}{1 \cdot 300^2 \cdot 160} = 0,027;$$

$$\gamma_0 = 0,985; F_a = \frac{384000}{0,985 \cdot 300 \cdot 3400} = 0,38 \text{ см}^2/\text{см.}$$

Принимаем 6 Ø 30 на 1 м.

Согласно формуле (74)

$$Q_6 = 10,5 \cdot 300 + \frac{384000}{300} \cdot 0,375 = 3630 \text{ кгс/см;}$$

$$Q_{конс} = \frac{2,59}{2 \cdot 1800} (2300^2 - 1800^2) = 1480 \text{ кгс/см; } Q_{конс} < Q_6.$$

Расчет трещиностойкости при несимметричной нагрузке по формуле (80)

$$N_1 = \frac{26000000}{3,14 \cdot 1,59} \left(\frac{1}{2} + \frac{200}{1800} \right) = 3180000 \text{ кгс.}$$

Принимаем армирование кольцевой плиты напряженной арматурой Ø 5 мм ($n_H=400$ шт.; $f_H=0,196$), а также обычной кольцевой арматурой Ø 20 А-III ($n_a=60$ шт; $f_a=3,14$ см²).

$$N_T = 14,5 \cdot 240000 + (300 - 600) \cdot 3,14 \cdot 60 + (300 + 0,9 \cdot 15000) \times 0,196 \cdot 400 = 4505400 \text{ тс. } N_T > N_1.$$

б) Расчет конической оболочки

Толщину оболочки h_1 вначале подбираем по формулам (82), (83):

$$N_S^N = \frac{26000000}{2 \cdot 3,14 \cdot 1510 \cdot 0,85 \cdot 0,52} = 4200 \text{ кгс/см;}$$

$$N_S^M = \frac{26000000 \cdot 200}{3,14 \cdot 1510^2 \cdot 0,85 \cdot 0,52^2} = 3440 \text{ кгс/см;}$$

$$N_S = 4200 + 3440 = 7640 \text{ кгс/см; } h_1 = \frac{7640}{130} = 59 \text{ см.}$$

Принимаем $h_1=70$ см. Армирование оболочки назначаем двойной меридиональной и кольцевой арматурой, исходя из рекомендуемых в СНиП II-V. 1-62 * минимальных процентов армирования $\mu=0,15-0,25$. Меридиональная арматура Ø 20 А-III, $n_a=360$ шт.; кольцевая арматура 20 А-III, шаг $S_0=20$ см.

В связи с тем, что $\alpha > 45^\circ$, прочность оболочки в предположении хрупкого разрушения проверяем только из условия раздробления сжатой зоны бетона по формуле (70).

$$D'_a = \frac{3,14 \cdot 260 \cdot 4000}{2 \cdot 3,14 \cdot 800} = 900 \text{ кгс/см;}$$

$$\xi = \frac{T'_1 - 900}{65 \cdot 260}; T'_1 = \frac{P}{2\pi \cdot 800 \cdot \sin \alpha} = \frac{26000000}{2 \cdot 3,14 \cdot 800 \cdot 0,85} = 6100 \text{ кгс/см; } \xi = \frac{6100 - 900}{65 \cdot 260} = 0,31 < 0,6.$$

Следовательно, хрупкое разрушение оболочки исключается. Прочность всего фундамента определяем по формуле (58). Величиной V_3 пренебрегаем.

$$m_{T_1} = \frac{3,14 \cdot 360 \cdot 65 \cdot 4000}{2 \cdot 3,14 \cdot 800} = 58900 \text{ кгссм/см;}$$

$$\theta = \frac{1}{2300 - 800} = \frac{1}{1500};$$

$$T_K = \frac{3,14 \cdot 4000}{20} = 628 \text{ кгс/см;}$$

$$H = \frac{3,14 \cdot 60 \cdot 4000 + 0,196 \cdot 400 \cdot 18000}{2300} = 943 \text{ кгс/см;}$$

$$m_{T_2} = 26100;$$

$$N = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 800 \cdot 58900 + 2 \cdot 3,14 \cdot 1800 \cdot 26100 + 4 \cdot 3,14 \cdot 628 \cdot 800 \cdot 2200 + (1 - 0,3 \cdot 1,74) \cdot 1500}{(1 - 0,3 \cdot 1,74) \cdot 1500} = 50500 \text{ тс.}$$

Таким образом, коэффициент запаса прочности при осесимметричной нагрузке $k = \frac{N}{P} = 1,94$. При несимметричной нагрузке

расчет прочности выполняем по формуле (66):

$$\Delta_N = \frac{9190}{2 \cdot 1282 + 9190} = 0,78; \Delta_M = \frac{2 \cdot 1282}{2 \cdot 1282 + 9190} = 0,22;$$

$$T_N = \frac{3,14 \cdot 0,78}{1500} \cdot \frac{(800 \cdot 58900 + 1800 \cdot 26100 + 2 \cdot 628 \cdot 800 \cdot 2200 +$$

$$+ 2300 \cdot 943 \cdot 1600)}{1 - 0,3 \cdot 1,74};$$

$$T_M = \frac{2 \cdot 0,22}{1500} \cdot \frac{(800 \cdot 58900 + 1800 \cdot 26100 + 2 \cdot 628 \cdot 800 \cdot 2200 + 2300 \cdot 943 \cdot 1600)}{1 - 0,3 \cdot 1,74};$$

$$V_N = \frac{q_N \cdot 12820000}{2}; \quad V_M = \frac{3,14 q_M \cdot 0,22 \cdot 10770000000}{6 \cdot 2300};$$

$$q_N = 3,08 \text{ кгс/см}^2; \quad q_M = 0,66 \text{ кгс/см}^2;$$

$$N \left(\frac{1}{F} + \frac{e}{W} \right) = q_N + q_M;$$

$$N = \frac{37,4}{\frac{1}{1282} + \frac{2}{9190}} = 37400 \text{ тс.}$$

$$\text{Коэффициент запаса прочности } k = \frac{N}{P} = 1,44.$$

2. Определить прочность фундамента дымовой трубы высотой 320 м в виде кольцевой плиты с опирающейся на нее конической оболочкой.

Дано: $R=23 \text{ м}$; в соответствии с рис. 56 $r_2=18 \text{ м}$; $r_3=8 \text{ м}$; $r=11 \text{ м}$; $h=16 \text{ м}$; $H=5 \text{ м}$; $\alpha=58^\circ$; бетон марки 300; арматура класса А-III; $f=0,3$; $F=1282 \text{ м}^2$;

кольцевая плита $h_n=4,05 \text{ м}$; радиальная арматура $\varnothing 20$ А-III; $f_a=3,14 \text{ см}^2$; $n=660$ шт.; кольцевая арматура — $\varnothing 20$ А-III; $f_a=3,14 \text{ см}^2$; $n_a=60$ шт.;

оболочка: меридиональная арматура $\varnothing 20$ А-III; $f_a=3,14 \text{ см}^2$; $n_a=360$ шт.; кольцевая арматура $\varnothing 20$ А-III; $f_a=3,14 \text{ см}^2$; $S_0=20 \text{ см}$; $S=2200 \text{ см}$;

напряженная арматура кольцевой плиты — $f_n=0,196 \text{ см}^2$; $n_n=400$ шт.: $\sigma_p=18000 \text{ кгс/см}^2$.

По формуле (61) имеем

$$m_{\tau_1} = \frac{3,14 \cdot 360 \cdot 110 \cdot 4000}{2 \cdot 3,14 \cdot 800} = 99000 \text{ кгсм/см}; \quad \Theta = \frac{1}{2300 - 800} = \frac{1}{1500}.$$

$$T_k = \frac{3,14 \cdot 4000}{20} = 628 \text{ кгс/см};$$

$$H = \frac{3,14 \cdot 60 \cdot 4000 + 0,196 \cdot 400 \cdot 18000}{2300} = 943 \text{ кгс/см}; \quad m_{\tau_2} = 44100.$$

$$N = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 800 \cdot 99000 + 2 \cdot 3,14 \cdot 1800 \cdot 44100 + 4 \cdot 3,14 \cdot 628 \cdot 800 \cdot 2200 + 2 \cdot 3,14 \cdot 2300 \cdot 943 \cdot 1600}{(1 - 0,3 \cdot 1,74) \cdot 1500} = 51100 \text{ тс.}$$

Расчет наружной консоли кольцевой плиты:

$$q = \frac{3(2\pi \cdot 290000 \cdot 1800 + 2\pi \cdot 3,14 \cdot 60 \cdot 4000 \cdot 395 + 2\pi \cdot 400 \cdot 0,196 \cdot 18000 \cdot 200)}{500 \cdot (2 \cdot 2300^2 - 2300 \cdot 1800 - 1800^2) \times (1 - 0,3 \cdot 0,8)} = 4,14 \text{ кгс/см}^2;$$

$$N = qF = 53100 \text{ тс.}$$

В связи с тем, что $\alpha > 45^\circ$, прочность в предположении хрупкого разрушения проверяем из условия раздробления сжатой зоны бетона. По формуле (70) имеем:

$$\xi = 0,6; \quad D'_a = \frac{3,14 \cdot 360 \cdot 4000}{2 \cdot 3,14 \cdot 800} = 900 \text{ кгс/см};$$

$$0,6 = \frac{T'_1 - 900}{110 \cdot 260}; \quad T'_1 = 18000 \text{ кгс/см};$$

$$N = T'_1 \cdot 2\pi \cdot 800 \cdot \sin \alpha; \quad N = 76600 \text{ тс.}$$

3. Рассчитать прочность фундамента дымовой трубы в форме конической оболочки. Дано: $R=1500 \text{ см}$; $r=800 \text{ см}$; $\alpha=28^\circ$; $h_0=110 \text{ см}$; $S=720 \text{ см}$; $h=470 \text{ см}$; $t_k=235 \text{ см}$; арматура оболочки меридиональная — $f_1=3,14 \text{ см}^2$; $n_1=320$ шт.; $\sigma_{\tau}=4000 \text{ кгс/см}^2$; кольцевая арматура $f_2=3,14 \text{ см}^2$; $S_0=20 \text{ см}$; арматура усиленного кольца обычная — $f_a=3,14 \text{ см}^2$; $n_a=20$ шт.; $\sigma_{\tau}=4000 \text{ кгс/см}^2$; напряженная арматура $f_n=0,196 \text{ см}^2$; $n_n=200$ шт.; $\sigma_p=18000 \text{ кгс/см}^2$; коэффициент трения $f=0,3$. Бетон марки 300, $R_n=160$.

$$m_{\tau} = \frac{3,14 \cdot 320 \cdot 110 \cdot 4000}{2 \cdot 3,14 \cdot 800} = 88000 \text{ кгсм/см};$$

$$T_k = \frac{3,14 \cdot 4000}{20} = 628 \text{ кгс/см};$$

$$H = \frac{0,196 \cdot 200 \cdot 180000 + 3,14 \cdot 20 \cdot 4000}{1500} = 636 \text{ кгс/см.}$$

По формуле (32) имеем

$$\frac{3,14 q}{3} \cdot (2 \cdot 1500^2 - 1500 \cdot 800 - 800^2) (1 - 0,3 \cdot 0,53) =$$

$$= 2 \cdot 3,14 \cdot 88000 \cdot 800 \cdot \frac{1}{700} + 4 \cdot 3,14 \cdot 628 \cdot 235 \cdot 720 \cdot \frac{1}{700} +$$

$$+ 2 \cdot 3,14 \cdot 1500 \cdot 636 \cdot 470 \cdot \frac{1}{700};$$

$$q = \frac{6,555 \ 000}{2 \ 340 \ 000} = 2,8 \text{ кгс/см}^2.$$

При осесимметричной нагрузке разрушающий вес трубы

$$N = qF = 19800 \text{ тс.}$$

При несимметричной нагрузке с эксцентриситетом,

$$e = 150 \text{ см;}$$

$$\Delta_N = \frac{1}{1 + \frac{4e}{R}} = \frac{1}{1 + \frac{4 \cdot 150}{1500}} = 0,715; \quad \Delta_M = \frac{150}{150 + \frac{1500}{4}} = 0,285.$$

$$V_N = \frac{\Delta_N}{2} V = \frac{0,715}{2} \cdot 234000 q_N = 836000 q_N;$$

$$V_M = \frac{3,14 q_M \cdot 0,285 (3 \cdot 1500^4 - 4 \cdot 1500^3 \cdot 800 + 800^4)}{24 \cdot 1500 \cdot 800} = 1480000 q_M;$$

$$T_N = \frac{0,715}{2} T = \frac{0,715}{2} \cdot 6555000 = 2340000 \text{ кгсм.}$$

$$T_M = \frac{0,285}{3,14} T = 596000 \text{ кгсм.}$$

$$q_N = \frac{2340000}{836000} = 2,8 \text{ кг/см}^2;$$

$$q_M = \frac{596000}{1480000} = 0,4 \text{ кг/см}^2;$$

$$3,2 = N \left(\frac{1}{F} + \frac{e}{W} \right); \quad 3,2 = N \left(\frac{1}{710} + \frac{1,5}{2700} \right).$$

Несимметричная разрушающая нагрузка на фундамент $N = 16850 \text{ тс.}$

По формуле (43) имеем

$$Q_{\text{ба}} = \frac{0,3 \cdot 3,14 \left(800 + \frac{110 \cdot 0,53}{0,3} \right) \cdot 110 \cdot 160 \cdot 0,3}{0,47 \cdot 0,88} = 12000 \text{ тс.}$$

Значение $Q_{\text{ба}}$ сравниваем с величиной действующей поперечной силы, вычисленной по формуле (46).

Трещиностойкость определяем по формуле (52):

$$N_T = 14,5 \cdot 5000 + (300 - 600) \cdot 62,8 + (300 + 0,9 \cdot 15000) \cdot 39,2 = 595700 \text{ кгс.}$$

Значение N_T сравниваем со значением N , вычисленным по формуле (56).

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Для поддержания откосов выемок, насыпей, естественных склонов, набережных, а также для защиты прибрежной полосы и сооружений от действия волн издавна применялись массивные подпорные стенки, выполненные из каменных блоков и плит [15]. С развитием техники железобетона наиболее распространены железобетонные подпорные стенки из плоских элементов. В последние годы ведутся интенсивные работы по применению разнообразных конструкций облегченных подпорных стенок, выполненных из тонкостенных железобетонных и стальных, плоских и криволинейных элементов.

По способу изготовления все конструкции стен можно разделить на сборные, монолитные и сборно-монолитные. По принципу работы подпорные стенки делятся на массивные, тонкостенные и комбинированные [15]. По конструктивной схеме подпорные стенки можно разделить на следующие виды (рис. 59): массивные стенки сплошного сечения; уголкового; контрфорсные; подпорные стенки-оболочки; мембранные подпорные стенки; стенки из «армированного» грунта (могут быть приняты как разновидность мембранных стенок).

Наряду с железобетоном в настоящее время при сооружении подпорных стенок используют сталь, алюминий, пластмассы, пленки, сетки. Развитие оптимизации конструкций подпорных стенок характеризуется следующими тенденциями:

- максимальное вовлечение в работу грунта засыпки;
- уменьшение величины активного давления грунта;
- увеличение сопротивления сдвигу по подошве стенки;
- минимизация расхода материалов;
- возможность выполнения стенки большой высоты из однотипных элементов;
- максимальная сборность элементов.

Максимальное вовлечение в работу грунта засыпки достигается применением уголкового стен, различных разгружающих коробов, плит, устройством мембранных стенок и стенок из армированного грунта, в которых мембраны или полосы удерживаются за счет трения о грунт засыпки.

Величину активного давления грунта уменьшают путем наклона грани стенки, устройством стенок ломаного профиля в плане, применением разгрузочных плит. Сопротивление сдвигу по подошве стенки увеличивают при помощи зуба, путем наклона подошвы, устройством криволинейной подошвы типа оболочки. Расход материалов на стенку уменьшают, заменяя плоские эле-

менты, работающие на изгиб, на криволинейные типа оболочек и мембран, изготовленных из высокопрочных материалов [23, 25]. Мембранные подпорные стенки и стенки из армированного грунта можно выполнять любой высоты из однотипных элементов.

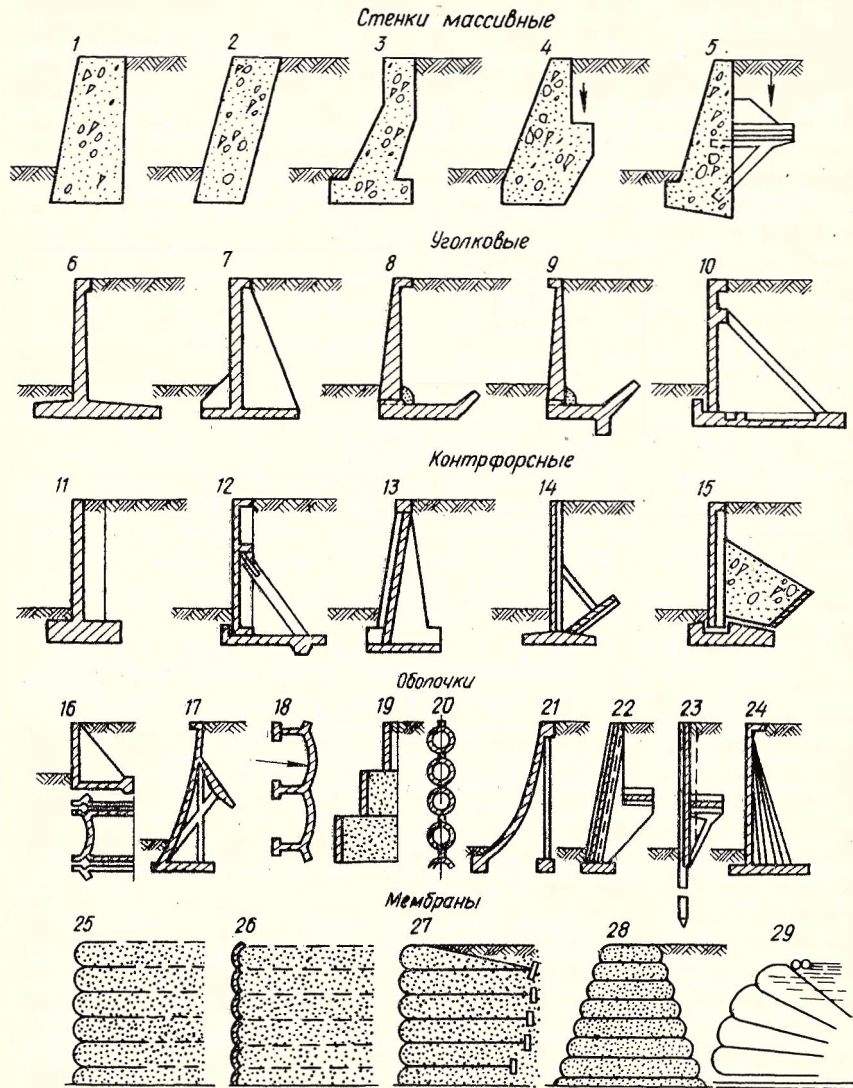


Рис. 59. Типы подпорных стенок:

1—2 — трапецидального профиля; 3 — с наклонной задней гранью; 4, 5 — с разгрузочной площадкой; 6—8 — угловые; 9 — с зубом; 10 — сборная с анкерной; 11, 12 — контрфорсные; 13 — с наклонной гранью; 14 — с разгрузочной плитой; 15 — с разгрузочным коробом; 16 — цилиндрическая; 17 — с разгрузочной плитой; 18 — с контрфорсами; 19 — призматическая; 20 — из свай-оболочек; 21 — с анкером; 22, 23 — с разгрузочной плитой; 24 — гипар; 25 — из гибких мембран; 26 — с жесткими оболочками; 27—29 — мембранного типа.

Опыт применения новых типов подпорных стен, в которых учтены тенденции развития оптимизации, показал большую эффективность этих облегченных конструкций. Экономичность облегченных типов стенок возрастает с увеличением их высоты.

Выполненным нами прогнозированием на основе экспертных оценок установлена следующая вероятность применения различных конструкций подпорных стен (степень согласованности мнений экспертов):

массивные стенки, в том числе с разгрузочными площадками	— 0,85;
угловые стенки, в том числе с зубом	— 1,00;
контрфорсные, в том числе с разгрузочными плитами и коробками	— 1,00;
оболочки типа контрфорсных стенок	— 0,85;
оболочки — угловые стенки	— 0,80;
мембранные, в том числе из «армированного» грунта	— 0,70.

Достаточно высокая достоверность вероятностей, а также описанные выше данные по развитию конструкций позволяют сделать вывод о том, что в будущем сохранятся действующие тенденции оптимизации конструкций подпорных стен, в связи с чем исследования облегченных конструкций стен актуальны.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ РАСЧЕТА

Опытами на крупномасштабных железобетонных моделях установлено, что эпюра активного давления грунта в результате деформаций стенок перераспределяется (рис. 61). В процессе роста нагрузки на поверхности грунта поверхность стенки деформируется скачкообразно, и каждый раз при мгновенной деформации стенки эпюра давлений концентрируется в нижней части угловой стенки или на опорах контрфорсной стенки. На

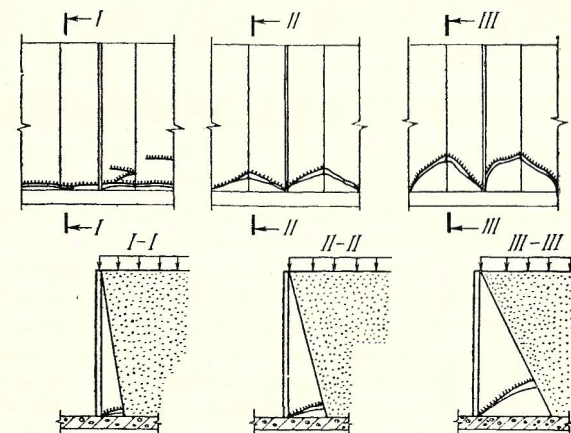


Рис. 60. Схемы разрушения образцов подпорной стенки в форме гипара.

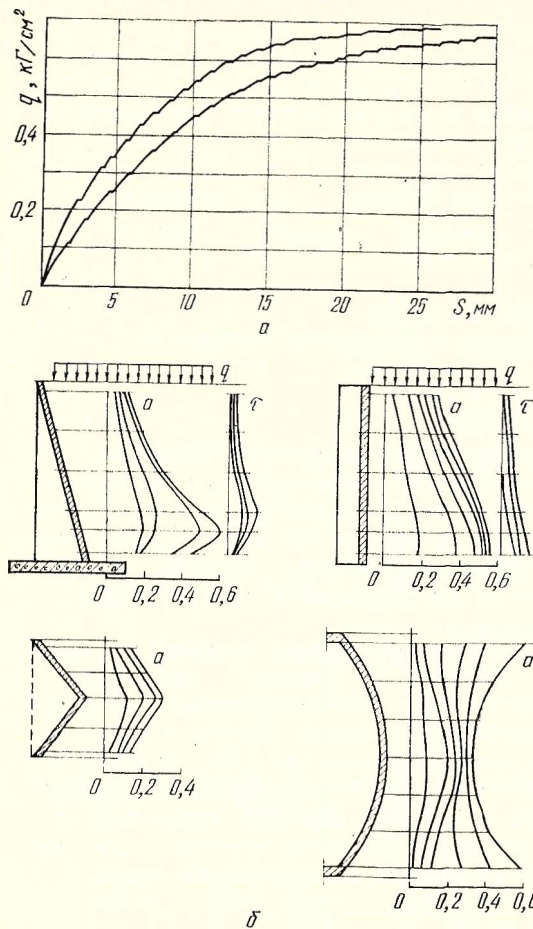


Рис. 61. Результаты испытаний:
 а — график зависимости деформаций оболочки от нагрузки;
 б — изменение эпюры контактных давлений и сил трения.

поверхности стенок, контактирующей с грунтом, развиваются силы трения, достигающие к моменту разрушения значительной величины.

Для подпорных стенок характерны схемы трещинообразования и разрушения: балочная (рис. 60); симметричная шатровая; несимметричная шатровая; ортогональная; диагональная; ортодиагональная.

При симметричной эпюре контактных давлений схема разрушения также симметрична. Наиболее опасно с точки зрения прочности несимметричное загрузжение поверхности грунта, приводящее к несимметричной схеме разрушения цилиндрической контрфорсной стенки. При несимметричном загрузжении цилиндрических стенок в них развиваются дополнительные изгибающие моменты. В уголкового стенках-оболочках несимметричное загрузжение приводит к появлению крутящих моментов, изменению направления трещин, развитию наклонных трещин.

Прочность подпорных стенок рассчитывается методом предельного равновесия. Трещиностойкость оболочек следует рассчитывать как для железобетонных изгибаемых элементов. Прочность в предположении хрупкого разрушения определяется в соответствии с формулами, изложенными в гл. III.

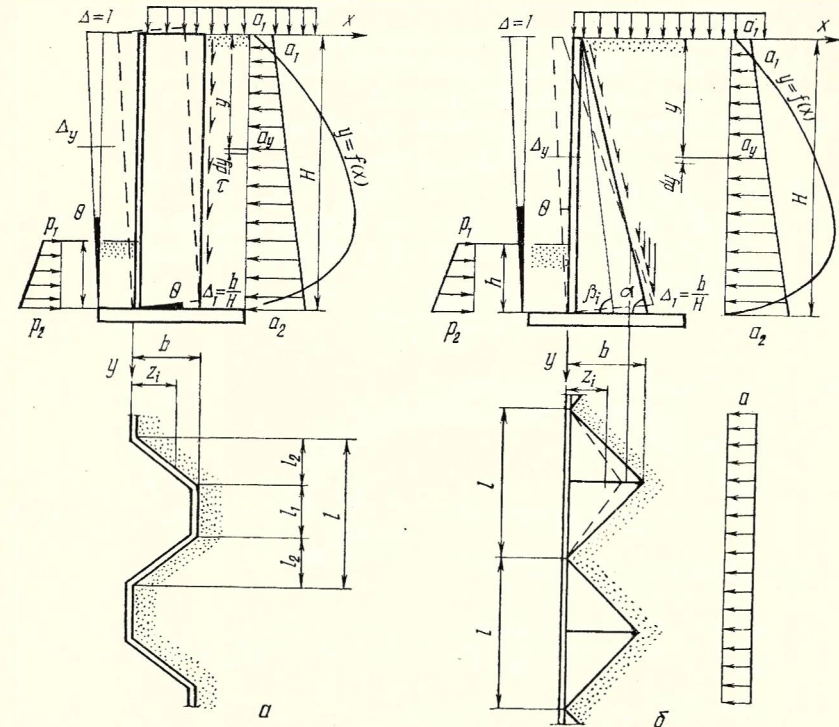


Рис. 62. Расчетные схемы призматической оболочки (а) и гира (б).

Угловая подпорная стенка в форме оболочки

Для складчатой оболочки (рис. 62, а)

$$V = V_1 - V_2 - V_3, \quad (98)$$

где V_1 — разрушающая работа активного давления грунта;
 V_2 — работа пассивного давления грунта, препятствующая разрушению;
 V_3 — работа сил трения грунта по оболочке, возникающих вследствие перемещения части оболочки вверх при повороте.

$$V_1 - V_2 = \frac{Hl}{6} (a_2 + 2a_1) - \frac{h^2 l}{6H} (p_2 + 2p_1);$$

$$V_3 = \frac{blf(a_1 + a_2)}{8}, \quad (99)$$

где a_1, a_2 — активное давление грунта;
 p_1, p_2 — пассивное давление грунта;
 f — коэффициент трения бетона по грунту;
 l — ширина одной волны оболочки;
 h, H, b — см. рис. 62.

$$T = \sum_{i=1}^n f_i \sigma_{Ti} z_i \Theta = \frac{1}{H} \sum_{i=1}^n f_i \sigma_{Ti} z_i, \quad (100)$$

где n — количество стержней арматуры;
 δ_{Ti} — предел текучести арматуры;
 z_i — плечо внутренней пары сил.

Для оболочки гиперболического параболоида

$$V = V_1 - V_2 - V_4,$$

где V_1, V_2 — см. (99);

V_4 — работа пассивного давления грунта над криволинейной поверхностью, возникающая в результате поворота стенки, равна

$$V_4 = \frac{b^2 l \gamma \cos^2 \alpha}{6}, \quad (101)$$

где γ — объемный вес грунта;
 α — угол наклона образующей;
 b, l — см. рис. 62.

$$T = \sum_{i=1}^n f_i \sigma_{Ti} \sin \alpha_i \Theta = \frac{1}{H} \sum_{i=1}^n f_i \sigma_{Ti} z_i \sin \alpha_i. \quad (102)$$

Из условия $T=V$

$$\sum_{i=1}^n f_i \sigma_{Ti} z_i \sin \alpha = \frac{H^2 l}{6} (a_2 + 2a_1) - \frac{h^2 l}{6} (p_2 + 2p_1) - \frac{b^2 l \gamma \cos^2 \alpha}{6}. \quad (103)$$

Контрфорсные подпорные стенки-оболочки (рис. 63)

$$V = V_1 - V_2, \quad (104)$$

где V_1 — разрушающая работа активного давления грунта;
 V_2 — работа пассивного сопротивления грунта, реализующегося при повороте жестких дисков.

$$V_1 = 2 \int_0^{b/2} \int_0^H \frac{[(a_2 - a_1)y + Ha_1]}{H} dy \frac{[(\Delta_2 - \Delta_3)y + H\Delta_3]x}{\frac{1}{2}Hb} dx =$$

$$= \frac{Hb}{12} [a_1(1 + 2\Delta_3) + a_2(2 + \Delta_3)];$$

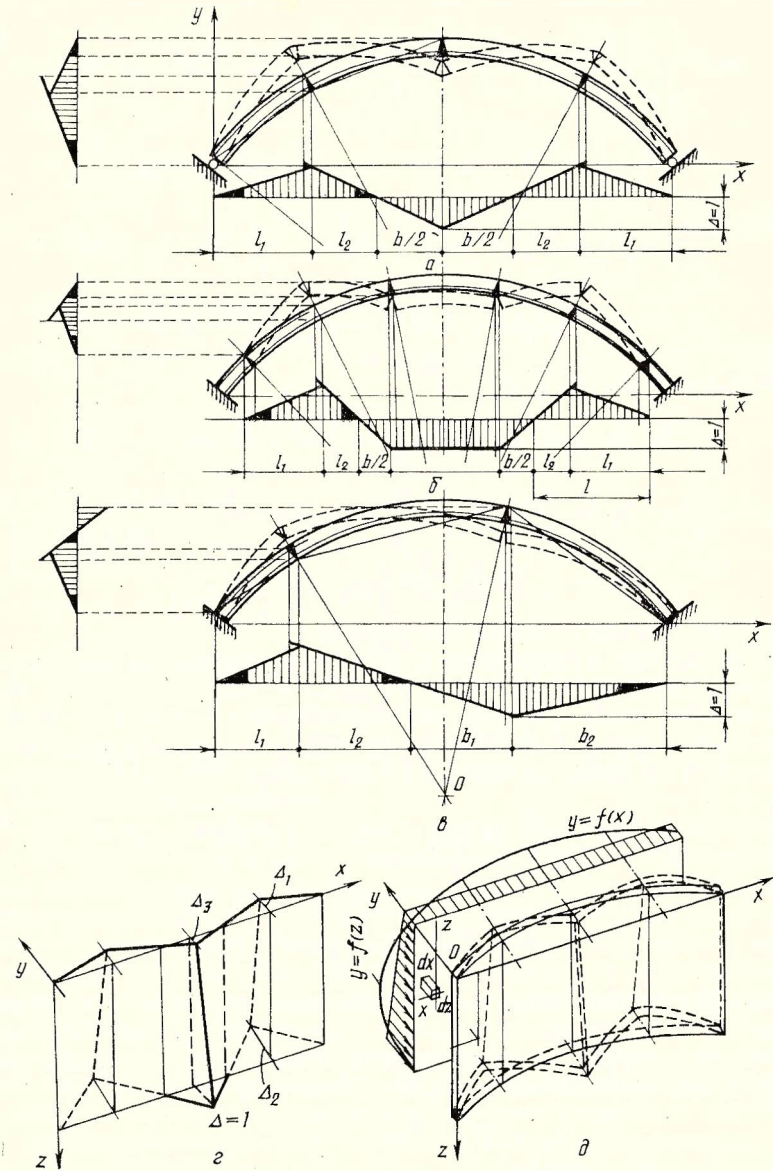


Рис. 63. Расчетные схемы определения прочности подпорных стенок в форме цилиндрической оболочки.

$$V_2 = \int_0^{l_1} \int_0^H \frac{(p_2 - p_1)y + Hp_1}{H} dy \frac{[(\Delta_2 - \Delta_1)y + H\Delta_1]x}{Hl_1} dx =$$

$$= 2 \int_0^{l_1} \int_0^H \frac{[(p_2 - p_1)y + Hp_1][(\Delta_2 - \Delta_1)xy + H\Delta_1 x]}{H^2 l_1} dx dy =$$

$$= \frac{Hl_1}{6} [p_1(\Delta_2 + 2\Delta_1) + p_2(2\Delta_2 + \Delta_1)];$$

$$\frac{Hb}{12} [a_1(1 + 2\Delta_3) + a_2(2 + \Delta_3)] - \frac{Hl_1}{6} [p_1(\Delta_2 + 2\Delta_1) +$$

$$+ p_2(2\Delta_2 + \Delta_1)] = \frac{Hm_\tau(1 + \Delta_3)(l_1 + l)}{l_1 b},$$

где a_1, a_2, p_1, p_2 см. (99);

$$V_2 = \frac{H}{6} (l_1 + l_2) [p_1(\Delta_2 + 2\Delta_1) + p_2(2\Delta_2 + \Delta_1)];$$

$$\Delta_2 = \frac{2l_2}{b}; \quad \Delta_3 = \frac{a_1}{a_2}; \quad \Delta_1 = \frac{2l_2}{b} \Delta_3; \quad b = \frac{\sin \gamma \cos [90^\circ - (\alpha + \beta)]}{\sin (\alpha + \beta + \gamma)};$$

$$T = \frac{2H(1 + \Delta_3)}{b} \left(m_{\tau_1} + \frac{l_1 + l_2}{l_1} m_{\tau_2} \right).$$

Для случая разрушения с образованием шести пластических шарниров (рис. 63, б):

$$V_1 = \frac{H(b + 2c)}{12} [a_1(1 + 2\Delta_3) + a_2(2 + \Delta_3)];$$

$$V_2 = \frac{Hl}{16} [p_1(\Delta_2 + 2\Delta_1) + p_2(2\Delta_2 + \Delta_1)];$$

$$\text{при } a_1 = p_1; \quad a_2 = p_2$$

$$T = \frac{Hm_\tau(1 + \Delta_3)(2l_1 + l)}{l_1 b}.$$

Следовательно, разрушение наиболее вероятно при неравномерной в плане эпюре активного давления грунта. Если эпюра давлений грунта в плане распределена по какому-либо закону с ростом величин давлений к оси оболочки, то

$$V = \iint_D f(f(y)) \frac{(\Delta_2 - \Delta_1)y + H\Delta_1}{Hl_1} x dx dy. \quad (107)$$

При несимметричной относительно оси вращения эпюре активного давления оболочка может разрушиться по несимметричной схеме (рис. 63, в).

$$V = V_1 - V_2; \quad V_1 = \int_0^{b_1} \int_0^H \frac{(a_2 - a_1)y + Ha_1}{H} \cdot \frac{[(\Delta - \Delta_3)y + H\Delta_3]}{Hb_1} \times$$

$$\times dx dy = \int_0^{b_2} \int_0^H \frac{(a_2 - a_1)y + Ha_1}{H} \cdot \frac{(\Delta - \Delta_3)y + H\Delta_3}{Hb_2} dx dy =$$

$$= \frac{Hb}{6a_2} [(a_1 + a_2)^2 - a_1 a_2]; \quad V_2 = \frac{Hl}{12} [p_1(\Delta_2 + 2\Delta_1) +$$

$$+ p_2(2\Delta_2 + \Delta_1)];$$

$$\Delta_2 = \frac{l_2}{b_1}; \quad \Delta_3 = \frac{a_1}{a_2}; \quad \Delta_1 = \frac{l_2}{b_1} \Delta_3;$$

$$T = m_{\tau_1} H \int_{\theta_1}^{\theta_2} d\theta + m_{\tau_2} H \int_{\theta_1 + \theta_3}^{\theta_2 + \theta_4} d\theta + m_{\tau_3} H \int_{\theta_3 + \theta_5}^{\theta_4 + \theta_6} d\theta + m_{\tau_4} H \int_{\theta_5}^{\theta_6} d\theta;$$

$$\theta_1 = \frac{\Delta_1}{l_1}; \quad \theta_2 = \frac{\Delta_2}{l_1}; \quad \theta_3 = \frac{\Delta_1}{l_2}; \quad \theta_4 = \frac{\Delta_2}{l_2}; \quad \theta_5 = \frac{\Delta_3}{l_2};$$

$$\theta_6 = \frac{1}{b_2}.$$

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО

При разработке конструктивных решений подпорных стенок в форме оболочек — гиперболических параболоидов (гипаров), призматических оболочек, коноидов и цилиндрических оболочек необходимо было предусмотреть их проектирование из монолитного и сборного железобетона.

Устойчивость подпорных стенок в форме оболочек обеспечивается в основном весом грунта, вовлекаемого в работу. Подпорные стенки рассчитывают из условия устойчивости стенки, давления на грунт под горизонтальной плитой и устойчивости на сдвиг по подошве. Размеры горизонтальной части стенки определяют для обеспечения устойчивости на сдвиг, не допуская превышения краевых напряжений под подошвой над нормативным допустимым давлением на грунт.

Сечения бетона и арматуры вертикальной части уголкового стенки подбираются по расчету ее как консольной балки под действием бокового давления грунта с учетом временной нагрузки и собственного веса. При расчете размеров горизонтальной части и сечений бетона и арматуры вертикальной части стенки необходимо учитывать особенности работы подпорных стенок из криволинейных и складчатых элементов. Размеры горизонтальной части, выполненной в форме оболочки, определяются из условия сдвига грунта по грунту с учетом его структурной проч-

ности. Это дает возможность уменьшить размеры горизонтальной части уголкового стенки.

Боковое давление грунта на криволинейные и складчатые элементы и элементы с наклонной задней гранью определяется с учетом снижения давления вследствие криволинейности ограждающих элементов.

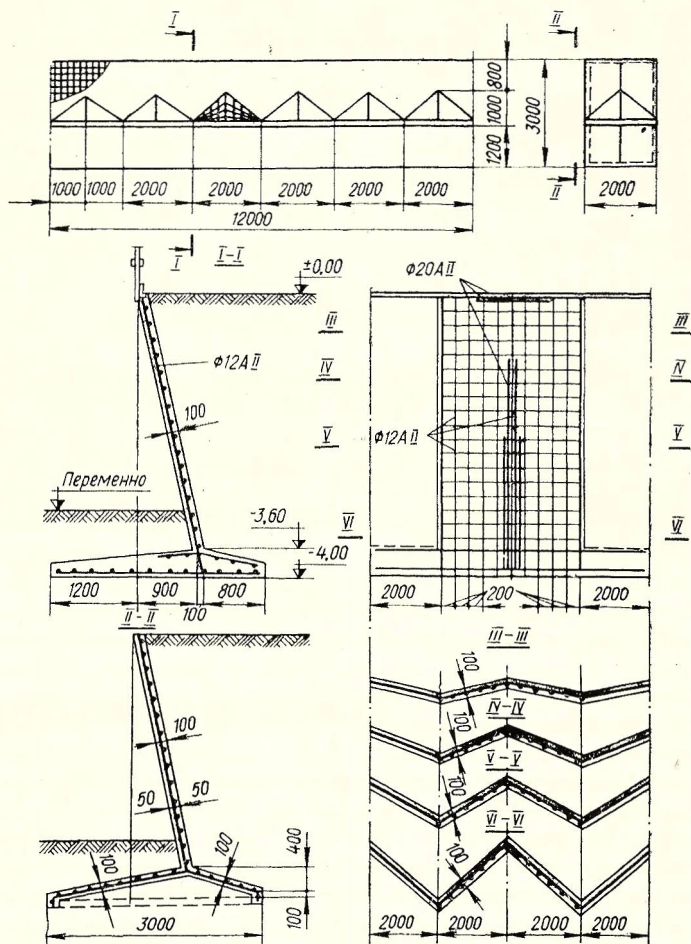


Рис. 64. Конструктивный чертеж стенки в форме гипара.

Монолитные стенки конструируют в виде единого железобетонного элемента, разрезанного по длине температурными швами (рис. 64). Сборные стенки в форме гипаров, коноидов и складок с горизонтальной плитой конструируют в виде двух или трех сборных элементов, соединяемых на строительной площадке

сварными или монолитными стыками. Разработанные нами и примененные в практике строительства сборные стенки и типы стыков дали возможность полностью индустриализировать процесс строительства стенок.

При проектировании стенок из двух сборных элементов предусмотрена их разрезка по линии стыка вертикальной и горизонтальной части стенки. По вертикали стенка расчленяется по длине на элементы одинаковой длины, равной длине волны оболочки или поперечного сечения складки. Вертикальные и горизонтальные элементы соединяются между собой стыком стаканного типа со сваркой закладных частей и обетонированием стыка. Швы между вертикальными элементами заделываются цементным раствором.

Стенки, состоящие из трех сборных элементов, отличаются тем, что вертикальные элементы состоят из двух сборных частей, ширина которых равна половине ширины горизонтального сечения оболочки. Такое членение позволяет изготовлять вертикальную часть стенки из плоских (для складчатой оболочки) или близких к плоским (для гипара) элементов, что значительно повышает технологичность и сокращает сроки изготовления.

При конструировании стенок из трех сборных элементов необходимо предусмотреть конструкцию вертикального стыка, обеспечивающего после стыковки совместную работу всех сборных элементов как единой оболочки или складки.

Подпорные стенки в форме гипаров и коноидов можно проектировать выпуклыми (оболочки направлены выпуклостью наружу от засыпки) и вогнутыми (оболочки направлены выпуклостью в сторону засыпки). При проектировании гипаров из трех сборных элементов целесообразно устраивать их вогнутыми, так как в этом случае облегчается устройство стыка, обеспечивающего совместную работу элементов. Стык элементов работает на сжатие, и поэтому не требуется специальных мероприятий по сварке арматуры с последующим замоноличиванием. Стык замоноличивается цементным раствором после монтажа.

В условиях слабых грунтов целесообразно применять подпорные стенки в виде призматической оболочки типа гибких свободно стоящих или шпунтовых стенок. Стенку проектируют из отдельных плоских элементов, погружаемых в грунт любыми агрегатами для погружения свай. Для облегчения погружения и контакта соседних элементов предусматривают устройство острия и стыка, служащего одновременно направляющей при погружении в грунт.

Арматуру стенок располагают посередине сечения оболочки. Толщину оболочки назначают по расчету и проверяют в предположении хрупкого разрушения в месте стыка с горизонтальной частью или в уровне нижней поверхности грунта. Минимальную толщину стенки принимают с учетом обеспечения толщины защитного слоя бетона. При высоте подпорных стенок до 5—6 м следует принимать толщину оболочки в пределах 80—150 мм.

Стрела подъема оболочки проектируется в зависимости от ее высоты. Ширина оболочки, высота и стрела подъема взаимосвязаны и назначаются с учетом технологических и архитектурных требований, а также для обеспечения минимального расхода материалов. Можно принимать ширину оболочки равной половине ее высоты, а стрелу подъема — равной половине ширины.

Арматурный каркас гипара и складчатой оболочки конструируется из прямых стержней арматуры, расположенных по образующим. Вертикальную рабочую арматуру можно располагать с концентрацией ее у граней оболочки со стороны засыпки, чтобы получить максимальную рабочую высоту. Оболочка армируется равномерными каркасами или сетками.

Толщина защитного слоя бетона должна быть не менее 30 мм.

В качестве рабочей арматуры применяют стержневую горячекатаную арматурную сталь класса А-II диаметрами от 12 до 28 мм. Для монтажных стержней и поперечного армирования используют арматуру класса А-I. Сборные элементы можно армировать предварительно напряженной вертикальной арматурой из высокопрочной проволоки. Рабочую арматуру, расположенную в гранях оболочки, проектируют с учетом эпюры растягивающих усилий, изменяя количество стержней по высоте оболочки.

Монолитные стенки бетонируют в подъемно-переставной или скользящей опалубке при большой высоте стенок. Для стенок небольшой высоты устраивают опалубку на всю высоту стенки с окнами для бетонирования. Опалубку для монолитных стенок проектируют из дерева или дерево-металлическую при большом объеме однотипных стенок.

Сборные элементы стенок изготавливают в горизонтальном положении в стальной или дерево-металлической опалубке. Проектное положение и толщину защитного слоя бетона для каркасов обеспечивают приваркой поперечных коротышей из арматуры.

После установки каркасов и сеток укладывают бетонную смесь. Для монолитных стенок используют бетон марки 200 с осадкой конуса 7—8 см, для сборных стенок применяют жесткую бетонную смесь с осадкой конуса 0—1 см. После укладки бетона его уплотняют глубинными вибраторами и виброрейками. Для уплотнения бетона в монолитных стенках применяют глубинные вибраторы, а также вибраторы, установленные на опалубке. В сборных стенках бетон уплотняют и одновременно заглаживают виброрейками, используя прямолинейность образующих и направляющих оболочек.

В сборных стенках применяют бетон марок 300 и 200. Монтажные петли устанавливают по углам сборных элементов. Сборные элементы прогревают в пропарочных камерах по обычному режиму и после распалубки перевозят на автомашинах МАЗ-504, укладывая не более 4 шт. по высоте.

Перед монтажом покрывают изоляцией поверхности, находя-

щиеся в контакте с грунтом. Если горизонтальная часть стенки выполнена в форме оболочки, предусматривается заполнение внутренней полости естественным или насыпным грунтом при помощи одного из способов. Оболочки монтируют при помощи крана и затем соединяют отдельные элементы между собой сваркой и замоноличиванием стыков. Обратную засыпку выполняют обычными методами с уплотнением грунта трамбованием или вибрированием. В непосредственной близости от грани подпорной стенки и в пазухах, образующихся в результате криволинейности оболочек, грунт уплотняют с помощью небольших механизмов во избежание разрушения тонкостенных элементов.

Приведенные выше рекомендации по конструированию и производству работ для подпорных стенок в форме гипаров, складок и коноидов были разработаны на основе экспериментально-теоретических исследований, проектирования и строительства. Строительство подпорных стенок в форме гипаров и коноидов в районе Кольцово г. Свердловска подтвердило экономичность и надежность конструкций (рис. 65).

Подпорные стенки были применены для поддержания откосов на местности вдоль автомобильной дороги с продольным уклоном $i=0,03$. В связи с уклоном поверхности грунта стенки имели переменную высоту от 0,4 до 2,5 м. Стенки в форме гипаров и коноидов состояли из трех сборных элементов: сборной плиты и двух оболочек. На верхней плоскости плиты был выполнен неглубокий стакан для фиксации положения оболочек при монтаже и восприятия сдвигающих усилий в месте контакта вертикальной и горизонтальной частей стенки. Усилия растяжения воспринимались сварным стыком закладных элементов оболочки и плиты.

Толщина элементов оболочки составила 100 мм. Все сборные конструкции изготавливали в дерево-металлической опалубке из бетона марки 300 на мелком щебне.

Замена монолитных угловых стенок на стенки из оболочек позволила снизить расход бетона в 2—2,5 раза, расход арматуры на 15, трудозатраты на строительной площадке и сроки строительства — на 70, общую стоимость — на 18%.

Цилиндрические сборные подпорные стенки были применены трестом Асбострой при строительстве промышленных объектов с подвальной частью (рис. 65). Стенки выполнялись с горизонтальной разрезкой на отдельные элементы высотой до 1,5 м, опирающиеся на монолитные фундаменты каркаса здания. Толщина сборных элементов составляла 100—200 мм при общей высоте стенки до 10 м и пролете около 6 м.

В результате замены обычных плоских конструкций на цилиндрические оболочки была снижена общая стоимость подпорных стенок на 25%, расход бетона уменьшился в 2,2 раза.

Мембранные подпорные стенки можно сооружать из гибких листовых материалов (пластмассы, сталь, алюминий, искусственные тканые материалы, тканые сетки из металла, сочетание

сеток и ткани и т. д.) (рис. 66). Такие стенки из гибких материалов сооружают следующим образом: вначале на спланированную поверхность грунта укладывают горизонтальное полотно (мембрану), по которой насыпают и уплотняют слой насыпного грунта толщиной 0,5—1,0 м. У лицевой части стенки край полотна загибают и накрывают им ранее уплотненный грунт. Для обеспечения формы лицевой грани мембранной стенки в местах изгиба мембран рекомендуется укладывать песчаный грунт. Описанную операцию повторяют несколько раз до получения высоты стенки.

Вместо сплошных горизонтальных элементов можно использовать полосы или тяжи, прикрепленные к анкерам.

Мембранные стенки рассчитывают на активное давление грунта, распределение которого по глубине принимается по треугольнику или по трапеции как для обычных подпорных стенок. Эле-

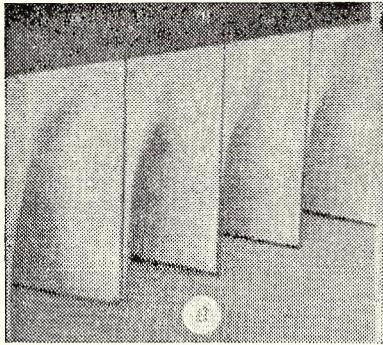
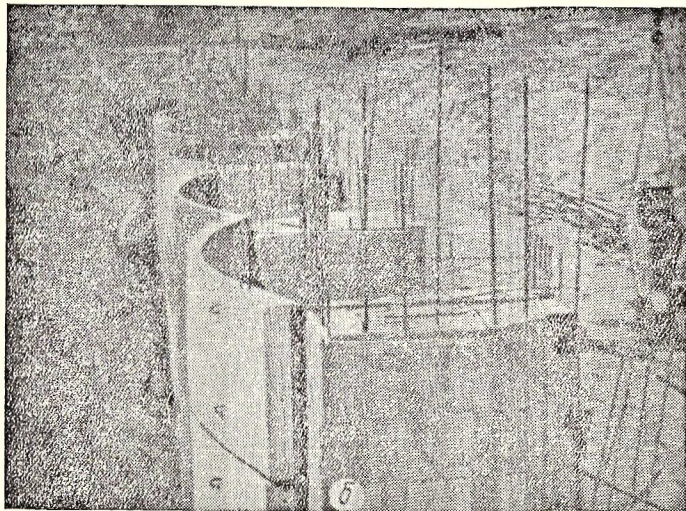


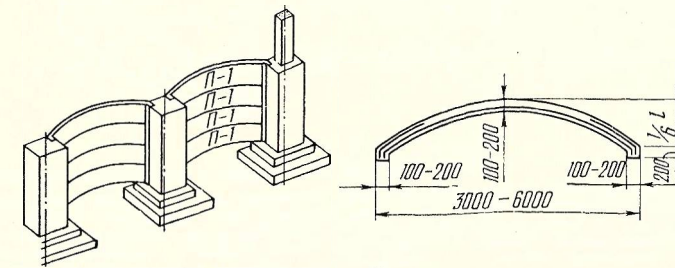
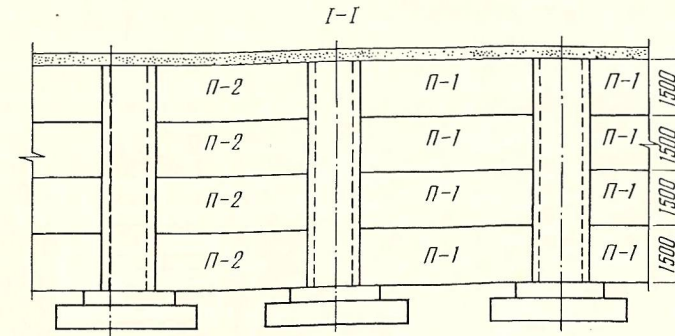
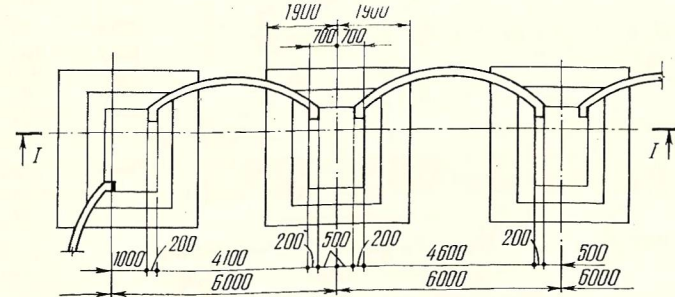
Рис. 65. Общий вид стенок:
а — гитара; б — стенки из цилиндрических оболочек;
в — конструктивный чертеж стенки в форме цилиндрической оболочки.



менты мембран, непосредственно воспринимающие активное давление грунта и образующие лицевую грань стенки, рассчитывают, условно принимая равномерное распределение давления σ в пределах высоты криволинейного участка мембраны (см. рис. 66, б).

Размеры горизонтальных участков мембранной оболочки подбираются из условия $\frac{L}{h} \geq \frac{\text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{2 \text{tg} \varphi}$ (L, h — см. рис. 66).

Подпорные стенки конструкции А. Видалья, сооружаемые во Франции, являются разновидностью мембранных стенок [23]. Эти конструкции называются «стенки из армированного грунта», хотя в них использованы не только элементы, «армирующие» грунт, но и оболочки (см. рис. 66, д), а в последней модифика-



ции — плоские сборные железобетонные элементы для лицевой грани.

Конструкция состоит из жесткой оболочки, армирующих элементов, прикрепленных перпендикулярно оболочке, и грунта, засыпанного с уплотнением на всю высоту стенки. Жесткая оболочка выполняется из стальных, алюминиевых или пластмассовых элементов эллиптической формы, которые соединяются с помощью зажимов, устанавливаемых со стороны грунта. Волни-

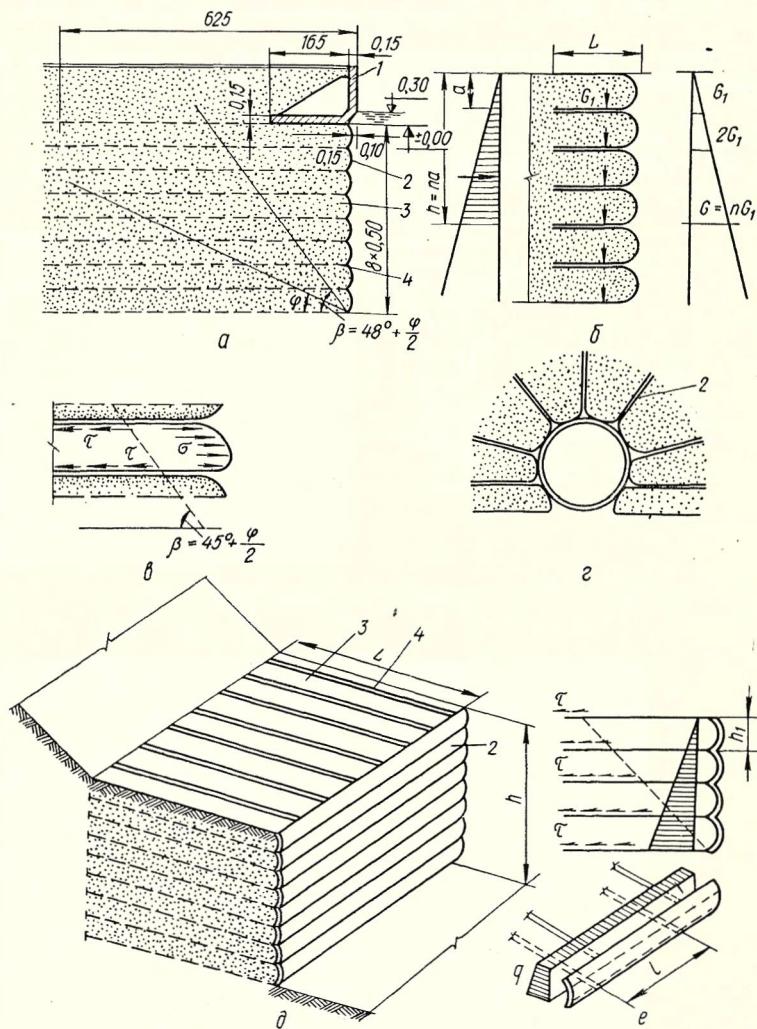


Рис. 66. Мембранные подпорные стенки:

a — стенка набережной; *b* — расчетная схема мембран; *в* — расчетная схема горизонтальных элементов; *г* — использование мембран для снижения активного давления грунта на подземные сооружения; *д* — перспективное изображение стенки из «армированного» грунта; *е* — расчетная схема стенки из «армированного» грунта; *1* — уголкового элемента; *2* — мембрана или оболочка; *3* — грунт; *4* — горизонтальный элемент.

стые элементы из жестких оболочек удерживаются при помощи армирующих элементов, изготовляемых из стали, алюминия или пластмасс в виде гибких полос, канатов или сеток. Таким образом, отличие этой конструкции от мембранных подпорных стенок состоит только в том, что оболочка выполнена жесткой. «Армирующие» грунт элементы удерживают оболочку за счет трения о грунт и крепятся к ней болтами.

Опыт строительства таких стенок во Франции показал, что их стоимость при увеличении высоты возрастает медленнее, чем железобетонных стенок. Долговечность этих стенок проверялась путем установки в грунт элементов из оцинкованной стали. Было установлено, что срок службы таких элементов составляет около 80 лет.

Высота подпорных стенок ограничивается прочностью армирующих элементов и наружной оболочки. Подбором сечений и длины этих элементов можно получить подпорные стены практически любой высоты.

Расчет стенки ведется следующим образом:

рассчитывается давление грунта q на подпорную стенку;

рассчитываются длинные оболочки лицевой грани на действие активного давления грунта в пролете между соседними армирующими элементами;

по известной реакции в месте прикрепления армирующего элемента подбираются его длина и сечение. Длина элемента рассчитывается из условия восприятия реакции за счет трения армирующего элемента о грунт за пределами призмы обрушения ($L < \tau F$).

Примеры расчета.

1. Рассчитать уголковою подпорную стенку-оболочку в форме гиперболического параболоида, служащую для поддержания насыпи высотой $H=4$ м с равномерной пригрузкой по верху насыпи интенсивностью 1 тс/м².

Дано: $\gamma=1,8$ т/м³; $\varphi=27^\circ$; бетон марки 300; арматура класса А-II и А-III; $R_n^H=260$; $R_a=3400, 2700$.

Принимаем длину одного элемента стенки

$$l = \frac{H}{2} = 2 \text{ м}; \quad b = \frac{l}{2} = 1 \text{ м}; \quad a_1 = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) =$$

$$= 1,8 \cdot 0,56 \cdot 0,38 = 0,39 \text{ тс/м}^2;$$

$$a_2 = 1,8 \cdot 4,56 \cdot 0,38 = 3,12 \text{ тс/м}^2;$$

$$p_1 = 0; \quad p_2 = 1,8 \cdot 1 \cdot 0,38 = 0,68 \text{ тс/м}^2; \quad K = \frac{b}{\frac{l}{2} \cdot H} =$$

$$= \frac{1}{1 \cdot 4} = 0,25;$$

$$\sigma = \frac{a_2}{2k} = \frac{3,12}{2 \cdot 0,25} = 6,24 \text{ тс/м};$$

Из условия расчета по безмоментной теории назначаем армирование. Усилия растяжения (сжатия) на контуре

$$T = \sigma H = 6,24 \cdot 4 = 24,96 \text{ тс.}$$

Площадь растянутой арматуры на контуре

$$F_{a_1} = \frac{24960}{3400} = 7,32 \text{ см}^2 (2 \varnothing 22 \text{ А-III}).$$

Поле оболочки армируем равномерной сеткой в двух взаимно перпендикулярных направлениях

$$F_{a_2} = \frac{6240}{2700} = 2,31 \text{ см}^2/\text{м} (6 \varnothing 8 \text{ А-II}).$$

Назначаем толщину оболочки 100 мм из условия соблюдения защитного слоя бетона и проверяем оболочку на разрушение вследствие среза сжатой зоны бетона под воздействием поперечной силы.

$$Q_{\text{ба}} = 0,15 \cdot 200 \cdot 14,1 \cdot 260 = 110\,000 \text{ кг};$$

$$Q_{\phi} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 4,56^2 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 7260 \text{ кг.}$$

Проверяем прочность стенки по формуле (103):

$$V = \frac{4 \cdot 2}{6} (3,12 + 2 \cdot 0,39) - \frac{1^2 \cdot 2}{6 \cdot 4} (0,68 + 2 \cdot 0) \frac{1 \cdot 2}{6} \cdot 1^2 \cdot 2^2 \cdot 1,8 \times \\ \times 0,24^2 = 5,12 \text{ т};$$

$$T = \frac{1}{400} \left(4 \cdot 3,80 \cdot 4000 \cdot 200 \cdot \sin \alpha + 12 \cdot 0,50 \cdot 3000 \cdot 100 \cdot \sin \frac{90^\circ + \alpha}{2} \right) = \\ = 24,9 \text{ т}; T > V.$$

Можно сократить процент армирования, обеспечив двойное превышение величины работы внутренних сил T над работой внешней нагрузки V .

2. Рассчитать контрфорсную подпорную стенку в форме цилиндрической оболочки.

Дано: $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$; $\varphi = 27^\circ$; бетон марки 300; арматура класса А-II; пролет $l = 6 \text{ м}$; стрела подъема $f_0 = 1,5 \text{ м}$; $H_1 = 6 \text{ м}$; $a_1 = 0$; $a_2 = 1,8 \cdot 6,0 \cdot 0,38 = 4,11 \text{ тс/м}^2$; $R_n = 160 \text{ кгс/см}^2$.

Подбираем сечения бетона и арматуры, рассчитывая элементы стенки высотой 1 м как арки на равномерное давление грунта

$$H = 0,125 \frac{ql^2}{f} K = 0,125 \frac{4,11 \cdot 6^2 \cdot 0,9}{1,5} = 11,1 \text{ тс};$$

$$M = \frac{ql^2}{8} - Hf = \frac{4,11 \cdot 36}{8} - 11,1 \cdot 1,5 = 1,8 \text{ тм.}$$

Принимаем толщину стенки $h = 12 \text{ см}$; $h_0 = 9 \text{ см}$; проверку бетона на действие H не выполняем ввиду того, что имеется большой запас прочности.

$$A_0 = \frac{180\,000}{100 \cdot 9^2 \cdot 160} = 0,14; \quad \gamma_0 = 0,925;$$

$$F_a = \frac{180\,000}{0,925 \cdot 9 \cdot 2700} = 8 \text{ см}^2 (6 \varnothing 14 \text{ А-II}).$$

Согласно экспериментальным данным, проверку цилиндрических подпорных стенок-оболочек на действие поперечной силы не выполняем. Определяем прочность по формуле (106)

$$m_r = \frac{0,5 (4^2 - 4 \cdot 1 \cdot 0,5) \cdot 4,11^2}{6 (0,5 + 4) \cdot 4,11} = 1,07 \text{ тм.}$$

$$F_a = \frac{107000}{9 \cdot 4000} = 3 \text{ см}^2.$$

Следовательно, оболочка имеет более чем двукратный запас прочности.

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

В настоящей главе рассматриваются облегченные фундаменты опор ЛЭП в условиях глубоких болот (фундаменты в виде сплошных оболочек), а также анкерные фундаменты (в виде конических оболочек, свай с уширением и конических). В связи с этим описывается общее состояние развития фундаментов в виде сплошных плит и анкерных фундаментов. Следует отметить, что сплошные фундаменты-оболочки могут применяться и при строительстве зданий на любых сжимаемых грунтах.

Фундаменты в виде сплошных плит. Эти фундаменты, изготовленные из каменных блоков, плит или кирпичей с перевязкой швов, являются одними из наиболее древних конструкций. Отдельные блоки укладывали на известковом растворе, или тщательно подгоняли без раствора, или связывали металлическими полосами. На слабых грунтах устраивали также сплошные деревянные фундаменты. Еще до изобретения железобетона для облегчения веса фундаментов в виде сплошных плит применяли обратные арки или обратные своды, выполненные из плит и кирпичей [24]. При залегании в основании слабых обводненных грунтов устраивали «плавающие» фундаменты из плоских конструкций или обратных сводов (оболочек), при расчете которых учитывали подъемную силу грунтовых вод [25].

Существенный прогресс в облегчении веса сплошных плит был достигнут в результате применения железобетона, особенно с натяжением арматуры. В настоящее время фундаменты в виде сплошных плит изготовляют в основном из железобетона и в редких случаях из других материалов. По способу изготовления различают сборные, монолитные и сборно-монолитные фундаменты. В конструктивном отношении фундаменты делятся на следующие типы (рис. 67): сплошная железобетонная плита; ребристая плита с ребрами вверх; плита с вутами (с ломаным верхним профилем); сплошная многопролетная оболочка; сплошная однопролетная оболочка; коробчатая плита; ребристая плита с ребрами вниз; мембранный фундамент.

История применения фундаментов в виде сплошных плит во многом соответствует эволюции конструкций покрытий и перекрытий. В обоих случаях от конструкций из кирпича и дерева с плоскими и криволинейными поверхностями (арки и своды в покрытиях и фундаментах) перешли к применению железобетонных плоских и ребристых плит, плит с вутами, коробчатых плит и оболочек. В последние годы в покрытиях начали применять конструкции типа мембран. Нами предложены сплошные фундаменты для рамных зданий, выполненные из мембран [25].

Большое количество типов сплошных фундаментов объясняется многообразием грунтовых условий, а также применением принципов минимизации расхода материалов на единицу несущей способности и «сфероидальности».

Представляет определенный интерес применение «плавающих» фундаментов в районах с постоянным высоким уровнем

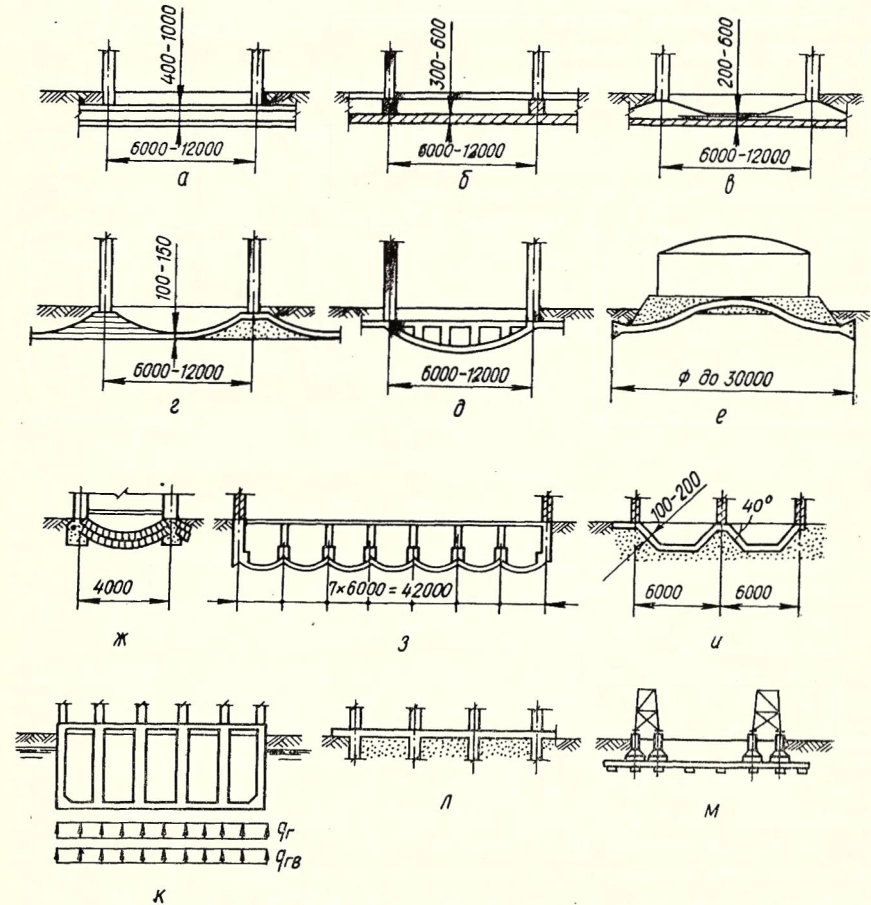


Рис. 67. Типы фундаментов в виде сплошных плит:

а — сплошная плоская плита; б — с ребрами вверх; в — плита с вутами; г — плита типа «Атлас»; д — параболическая плита; е — преднапряженная оболочка вращения; ж, з — цилиндрические; и — складчатая; к — коробчатая; л — ребристая плита; м — плавающий фундамент.

грунтовых вод (в поймах рек, вблизи гаваней) [24]. Эти фундаменты используются в условиях слабых глинистых или торфяных грунтов, когда несущая способность грунта недостаточна для предотвращения больших осадок. В «плавающих» фундаментах нагрузка воспринимается за счет подъемной силы воды и

небольшой структурной прочности грунта. Для «плавающего» фундамента характерно следующее:

вытесняется количество воды, равное объему погруженной части фундамента;

после начального погружения фундамент не опускается;

по боковым сторонам действует боковое давление;

в отличие от обычного грунта вода не имеет прочности на срез; при повышении уровня воды фундамент подвергается действию дополнительных усилий изгиба;

при спуске фундамента развивается высокое спусковое давление.

«Плавающие» фундаменты конструируют в виде коробчатых предварительно напряженных плит с отдельными отсеками, нижняя плита которых может быть плоской или в виде цилиндрической оболочки [25]. В начальный период строительства здания герметичные отсеки загружают балластом для предотвращения всплытия фундамента. «Плавающие» фундаменты успешно применены при строительстве многоэтажных и высотных зданий в США, Англии, Голландии, Мексике, а также для линий электропередач 220 кВ на Урале с использованием разработанных и исследованных нами конструкций [91].

Развитие оптимизации конструкций сплошных фундаментов до настоящего времени происходило в следующих направлениях:

снижение расхода материалов;

увеличение жесткости фундаментов на слабых грунтах;

повышение трещиностойкости;

использование подъемной силы грунтовых вод;

повышение устойчивости слабого грунта в основании;

возможность регулирования осадки (в редких случаях);

механизация строительства.

Для снижения расхода материалов используют ребристые, коробчатые плиты и оболочки вместо сплошных плит. Жесткость фундаментов увеличивают путем применения коробчатых плит и оболочек, что вместе с предварительным напряжением арматуры повышает также и трещиностойкость. Для использования подъемной силы грунтовых вод применяют герметичные коробчатые «плавающие» фундаменты. Устойчивость слабого грунта в основании повышают с помощью проектирования ломаного нижнего профиля плиты (ребристая плита с ребрами вниз, складка). Осадку зданий (крен) регулируют при помощи домкратов, устанавливаемых между зданием и плитой или между плитой и основанием с заполнением образующихся после регулирования крена зазоров песком через специальные отверстия. Сплошные фундаменты в настоящее время устраивают полностью механизированным путем из монолитного или сборного железобетона.

Опыт применения облегченных конструкций плит фундаментов показал, что в результате замены сплошных плит на облегченные могут быть значительно снижены затраты материалов без

усложнения способов производства работ. В учебниках по основаниям и фундаментам, изданным в СССР за последние годы, а также в ряде книг за рубежом наряду с обычными конструкциями сплошных фундаментов в виде плоских, ребристых и коробчатых плит рассматриваются как эффективные типы фундаментов конструкции в виде цилиндрических оболочек, складок [6; 15—17; 25]. Методом экспертных оценок нами установлена вероятность применения в будущем различных конструкций сплошных фундаментов.

сплошная плоская плита	— 1,00;
сплошная плита с ребрами или вутами	— 1,00;
коробчатая плита	— 1,00;
цилиндрическая многопролетная оболочка	— 0,70;
складчатая плита	— 0,70;
«плавающий» фундамент	— 0,85.

Указанные выше оценки свидетельствуют о том, что в будущем наряду с применением обычных типов сплошных фундаментов продолжатся работы по исследованию и внедрению в практику строительства облегченных конструкций — ребристых коробчатых, «плавающих» плит и оболочек.

Анкерные фундаменты появились значительно позже свайных и сплошных фундаментов, но выполнялись они также в виде массивного блока (гравитационного анкера), изготовленного из каменных плит или блоков.

Появление анкерных фундаментов было связано с потребностью восприятия выдергивающих усилий при строительстве сооружений с оттяжками. Затем анкерные фундаменты стали широко применяться в строительстве сооружений башенного типа с оттяжками, напряженно-растянутых вантовых конструкций, пневматических сооружений, подпорных стенок.

В настоящее время анкерные фундаменты изготавливают из железобетона, стали, пластмасс, пленок, сеток. По способу изготовления различают сборные и сборно-монолитные анкеры. По схеме работы анкеры подразделяются на следующие виды:

свободно лежащие гравитационные анкеры (в том числе с использованием сил присоса за счет сцепления и атмосферного давления);

анкеры мелкого заложения;

анкеры глубокого заложения;

анкеры трения.

По конструкции фундаменты разделяются на следующие типы (рис. 68):

анкерные плиты;

винтовые анкеры;

раскрывающиеся анкеры (гарпунного типа);

анкерные оболочки;

иглообразные анкеры;

мембранные анкеры.

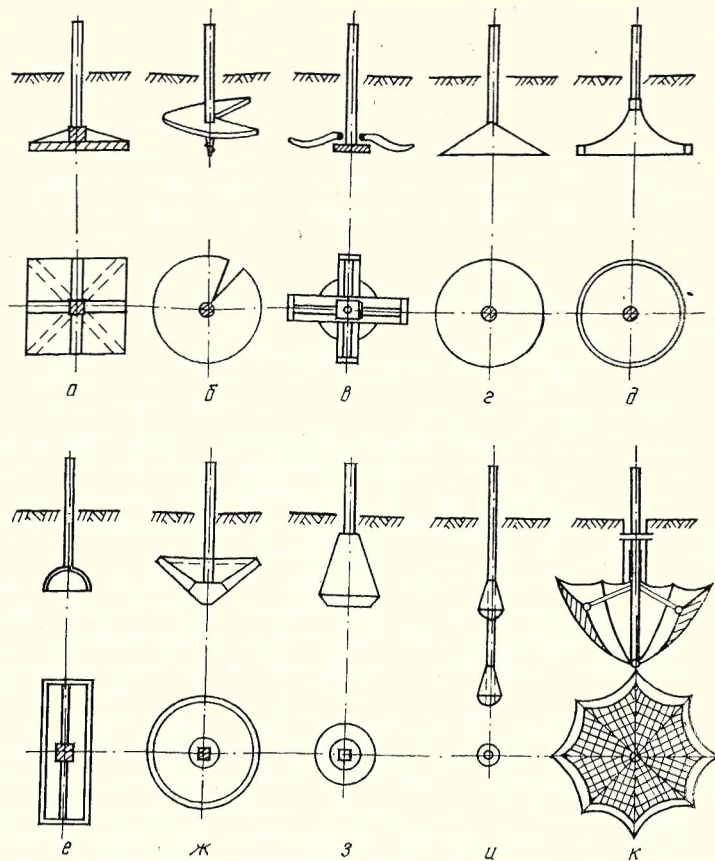


Рис. 68. Типы анкерных фундаментов:
a — плоская или ребристая плита; *б* — винтовой анкер; *в* — анкер гарпунного типа; *г* — *е* — стальные оболочки; *ж* — коническая железобетонная оболочка; *з* — конический блок; *и* — иглообразный блок с уширениями; *к* — блок типа парашюта.

Развитие оптимизации конструкций анкерных фундаментов происходило в следующих направлениях:

увеличение объема вовлекаемого в работу грунта;
 снижение расхода материалов на единицу несущей способности;

увеличение нагрузки на один анкер;
 механизация устройства анкерных фундаментов.

Увеличение объема вовлекаемого в работу грунта достигается устройством дополнительных винтовых лопастей или уширений на анкере, приданием анкеру клинообразной формы для увеличения горизонтальных деформаций грунта. Расход материалов на единицу несущей способности уменьшают путем применения облегченных конструкций анкеров — винтовых, раскрывающихся, оболочек, мембран. Для увеличения нагрузки на

один анкер при одинаковом расходе материалов применяют тонкостенные анкеры вместо плоских плит или увеличивают заглубление.

Особое внимание уделяется механизации устройства анкерных фундаментов. Разработаны и применяются машины для механизированной разработки котлованов, для завинчивания анкеров [17] и введения в грунт мембранных анкеров [42]. Раскрывающиеся анкеры и анкерные сваи погружают в грунт обычными сваепогружающими агрегатами.

Опыт применения в СССР и за рубежом облегченных конструкций анкерных фундаментов показал их большие экономические преимущества перед анкерами из плоских и ребристых плит [17, 42]. Наряду с эффективностью применения винтовых анкеров отмечается перспективность анкеров в виде конических оболочек и мембран [42, 152].

Прогнозирование применения анкерных фундаментов методом экспертных оценок в основном подтвердило основные тенденции развития конструкций анкеров, которые можно экстраполировать с большой достоверностью на ближайшие 15 лет. Были получены следующие вероятности применения различных конструкций анкерных фундаментов:

ребристая или плоская плита	— 1,00;
винтовой анкер	— 1,00;
распорный или раскрывающийся анкер гарпунного типа	— 0,80;
коническая оболочка	— 0,80;
иглообразный анкер с уширениями	— 0,75;
мембранный анкер	— 0,70.

Указанное выше свидетельствует о целесообразности исследования облегченных конструкций фундаментов.

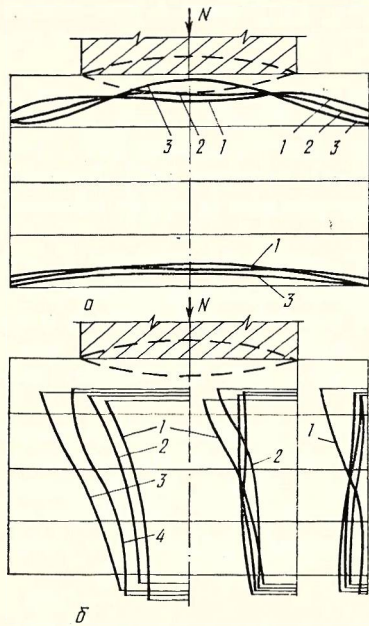
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ РАСЧЕТА

ФУНДАМЕНТЫ В ФОРМЕ СПЛОШНЫХ ПЛИТ

Напряженно-деформированное состояние сплошных фундаментов-оболочек достаточно близко соответствует напряженно-деформированному состоянию оболочек в покрытиях. В исследованиях наибольшее внимание было уделено основанию.

Замеры напряжений в основании показали, что форма подошвы фундамента влияет в основном на распределение напряжений вблизи от подошвы (рис. 69). Велико влияние формы подошвы на распределение горизонтальных напряжений на достаточно большом удалении от подошвы.

Опыты методом фотоупругости на объемных моделях основания подтвердили влияние формы подошвы на распределение контактных давлений. Было установлено, что распределение



напряжений под плоскими и вогнутыми штампами в основном аналогично, но под краями жесткого вогнутого штампа наблюдается большая концентрация напряжений (рис. 70). Большое влияние на распределение контактных давлений оказывает жесткость фундамента (см. рис. 70, г, д). Изменение жесткости оболочки может привести к качественному изменению формы эпюры контактных давлений — от седлообразной к выпуклой (параболической).

Рис. 69. Эпюры напряжений в основании: а — в горизонтальных сечениях; б — в вертикальных сечениях; 1—3 — выпуклый, плоский и вогнутый штампы; 4 — теоретическое решение.

Результаты этих опытов показывают, что для тонких железобетонных фундаментов-оболочек распределение контактных давлений можно принимать равномерным в запас прочности.

Для исследования процесса осадки торфяного основания под фундаментом-оболочкой в сравнении с осадкой плоского фундамента были проведены многолетние наблюдения за построенными фундаментами опор ЛЭП на глубоком болоте в Свердловской области. Глубина болота в месте установки фундаментов составляла 6,5—6,7 м. Торф относится к осоковому или древесно-осоковому со степенью разложения около 30%, влажностью до 94 и средней зольностью до 20—25%. Значения удельного сопротивления при зондировании изменяются в пределах 0,14—0,85 кг/см², угол внутреннего трения — 5—29°, модуль деформации — 2,75—15,9 кг/см².

По значениям характеристик и по строению болото относится к первому типу по строительной классификации и сплошь заполнено торфом устойчивой консистенции.

Замеры осадок относительно постоянного репера из стальной трубы показали, что осадки фундамента из оболочек и плоского фундамента аналогичны в качественном отношении (рис. 71). Для плоского фундамента наиболее интенсивная осадка наблюдалась в первые восемь месяцев, для оболочки — в первые два месяца. Затем осадка резко снизилась и составляла в месяц около 2—4 см. В течение третьего периода, составлявшего 2 года для плоского фундамента и 3 месяца для оболочки, наступила стабилизация. Осадка не превышала 2 см в год для плоского

фундамента и 0,3 см в месяц — для оболочки. Характер осадок хорошо согласуется с теорией фильтрационной консолидации. В первой фазе свободной консолидации, составившей около 80% полной осадки, происходило отжатие свободной, рыхлосвязанной и капиллярной воды из открытых крупных пор. Во второй

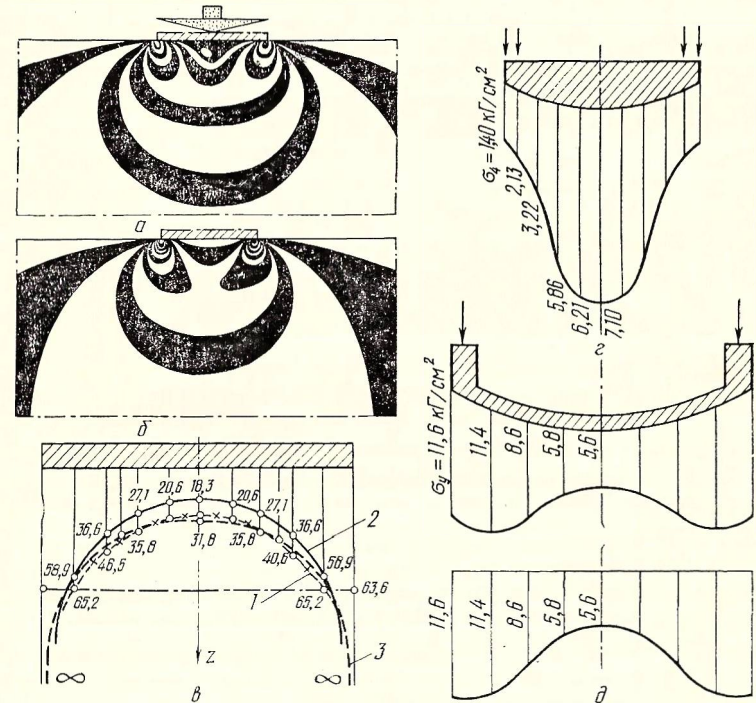


Рис. 70. Распределение напряжений в основании: а — картина полос для плоского штампа в объемной модели основания; б — то же, для вогнутого штампа; в — эпюры контактных давлений; г, д — влияние жесткости выпуклого штампа на форму эпюры давлений; 1, 2 — плоский и вогнутый штампы; 3 — теоретическое решение.

фазе, которая по времени была длительнее первой, деформации не превышали 15% полной осадки и уплотнение происходило за счет отжатия воды из замкнутых пор и деформации скелета. Третья фаза — вторичная консолидация, вызванная ползучестью и биологическими процессами, практически не прекращается во времени, но составляет очень малую долю полной осадки.

При сравнительно большой осадке фундамента не имели заметных кренов.

В результате осадки поверхность болота прогнулась и образовалась заполненная водой впадина, края которой отстояли от сторон фундамента на 6—8 м. Поверхностным и глубинным за-

мером более чем 1000 точек были установлены границы чаши осадки и расположение обваловки (см. рис. 71, б). Грунт обваловки за пределами фундамента образовал дополнительный прогиб поверхности торфа.

Измерением послойных деформаций при помощи глубинных марок было установлено, что деформации слоев торфа повторяют осадку поверхности торфа под подошвой фундамента. При

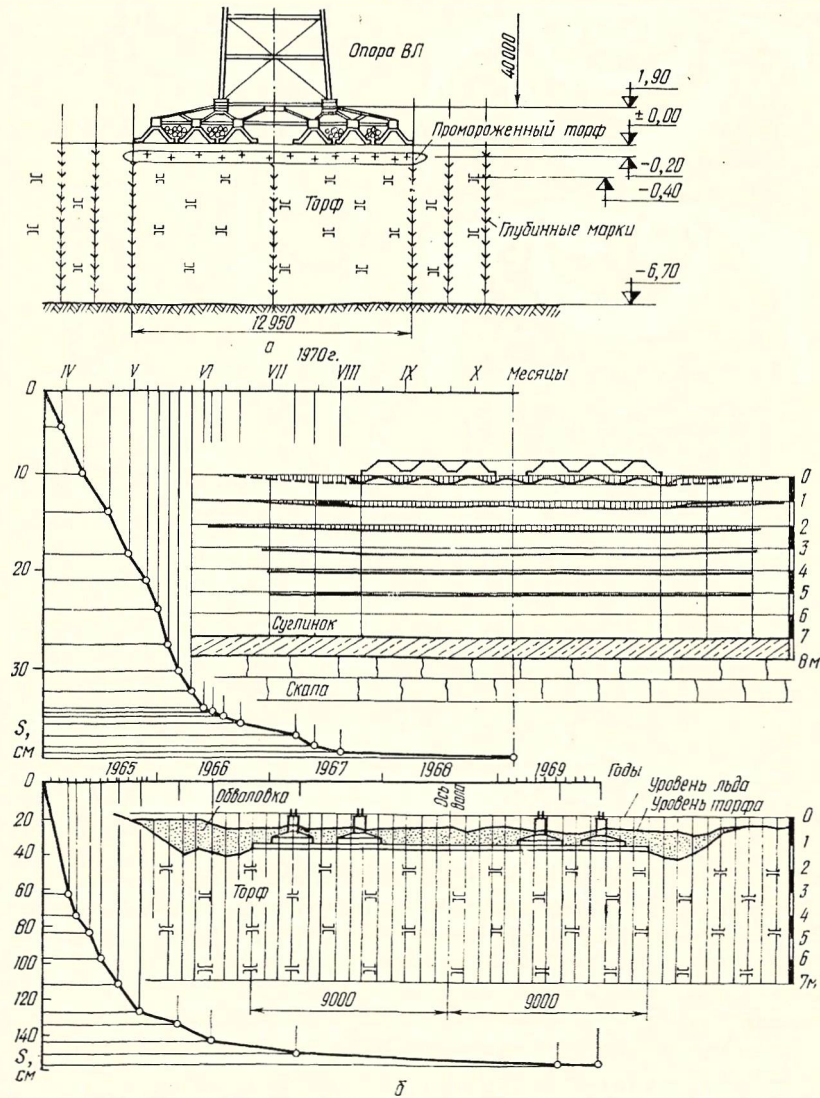


Рис. 71. Испытания натурального фундамента-оболочки на болоте: а — общий вид фундамента и болота; б — график «осадка — время» и схемы послойных деформаций торфа в основании фундамента.

небольших осадках фундамента деформации торфа заметны на глубине до 4—5 м.

В начальный период осадки, когда на глубине 15—20 см под поверхностью торфа находился слой диафрагмы, вертикальные деформации торфа наблюдались на значительном расстоянии от фундамента и общая схема деформации соответствовала принимаемой по гипотезе упругого полупространства. После оттаивания торфа вне площади фундамента произошли деформации его в противоположном направлении, и общая схема осадки стала больше соответствовать принимаемой по гипотезе прямой пропорциональности.

Проведенными опытами на железобетонных образцах было установлено, что для сплошных фундаментов-оболочек, как и для оболочек в покрытиях, характерны балочная и шатровая схемы трещинообразования и разрушения.

АНКЕРНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Были испытаны анкерные фундаменты в форме конических оболочек и свай-оболочек конической формы и с уширением ствола.

При выдергивании анкерных фундаментов форма их подошвы оказывает приблизительно такое же влияние на напряженное состояние основания, как и при вдавливании штампов. Для плоских и вогнутых анкеров характерна концентрация напряжений у краев и седлообразная форма эпюры контактных давлений (рис. 72). Увеличение выпуклости анкеров приводит к снижению концентрации краевых напряжений и более равномерному распределению напряжений в основании. Интересно, что для выпуклых анкеров установлено более равномерное распределение напряжений не только в вертикальном, но и в горизонтальном направлениях. Экспериментально установлено также некоторое увеличение касательных напряжений τ и напряжений, направленных по линии действия нагрузки. Наибольшие значения этих напряжений при выпуклой форме фундамента наблюдаются вблизи от вершины оболочки, тогда как при вогнутой форме фундамента они действуют на некотором расстоянии, ближе к поверхности основания.

При выдергивании выпуклых анкеров глубокого заложения напряжения концентрируются в зоне над анкером, не выходя на поверхность основания.

Для анкеров мелкого заложения напряжения концентрируются у поверхности основания (см. рис. 72). Форма эпюры контактных давлений занимает промежуточное положение между седлообразной и параболической.

Формы эпюр контактных давлений были проверены при испытаниях железобетонных крупномасштабных и натуральных образцов. Было установлено, что для вогнутых анкерных оболочек эпюра контактных давлений седлообразна, тогда как при вы-

дергивании выпуклых анкерных оболочек она сразу принимает параболическую форму.

Увеличение нагрузки, вызывающее рост неупругих деформаций оболочек одновременно с ростом пластических деформаций

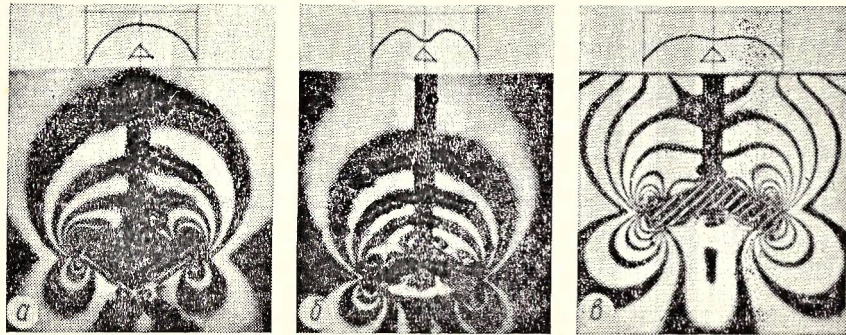


Рис. 72. Распределение напряжений в основании анкерных фундаментов: а — вогнутого; б — выпуклого; в — выпуклого при мелком заложении.

основания в зонах по контуру фундамента, образование и раскрытие трещин приводят к постепенному изменению эпюры контактных давлений. Для вогнутых оболочек наблюдается опережающий рост ординат контактных давлений вблизи от центра оболочек и замедленное нарастание давлений у краев фундамента. Это приводит вначале к количественному, а затем и к качественному изменению эпюры контактных давлений, заключающемуся в перераспределении давлений и концентрации их в центральной части фундамента. Для выпуклых анкерных оболочек не наблюдается качественного изменения формы эпюры контактных давлений.

В процессе роста нагрузки заметен опережающий рост контактных давлений вблизи от оси вращения, но общая форма эпюры остается неизменной.

Напряженное состояние вогнутой анкерной оболочки характеризуется внецентренным сжатием в меридиональном направлении и внецентренным растяжением в кольцевом направлении (рис. 73). Меридиональные и кольцевые изгибающие моменты M_p , M_k концентрируются в вершине оболочек. Распределение меридиональных и кольцевых напряжений N_p , N_k аналогично распределению напряжений для оболочек покрытия.

При выдергивании анкерных фундаментов форма упругого ядра зависит от глубины заложения анкеров и направления выдергивающего усилия. При вертикальном направлении усилия и глубоком заложении анкера (рис. 74) над выпуклыми фундаментами при наклоне образующей более угла внутреннего трения песка упругое ядро не образуется. Над вогнутыми оболочками образуется упругое ядро с углом при основании, приблизительно

равным углу внутреннего трения песка. Ядро имеет форму треугольника. Над плоскими гладкими плитами образуется небольшое упругое ядро в виде треугольника с вогнутыми сторонами. Упругое ядро над плоскими плитами с шероховатой поверхностью имеет такую же форму и размеры, как и над вогнутыми анкерами, что объясняется увеличением сил трения между фундаментом и грунтом.

При мелком заложении анкеров размеры упругого ядра возрастают, увеличивается в 1,8—2,1 раза угол наклона образующей и соответственно высота ядра (см.

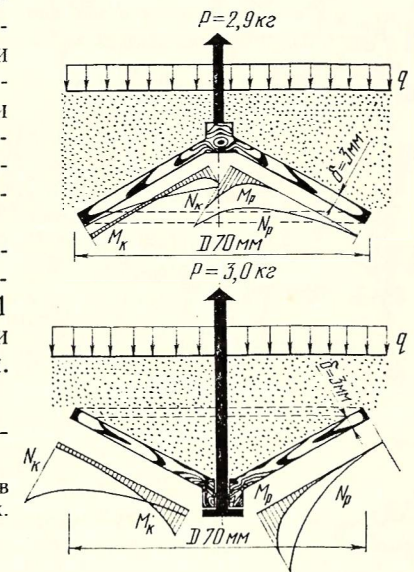


Рис. 73. Распределение напряжений в конических анкерных оболочках.

рис. 74). Ядро имеет коническую форму с углом при основании для выпуклых анкеров — 1,3—1,4 ф, для вогнутых — 1,8—2,1 ф, для плоских — 1,1—1,2 ф, где ф — угол внутреннего трения песка.

При наклонном приложении вырывающего усилия указанные выше закономерности образования упругого ядра сохраняются (рис. 74).

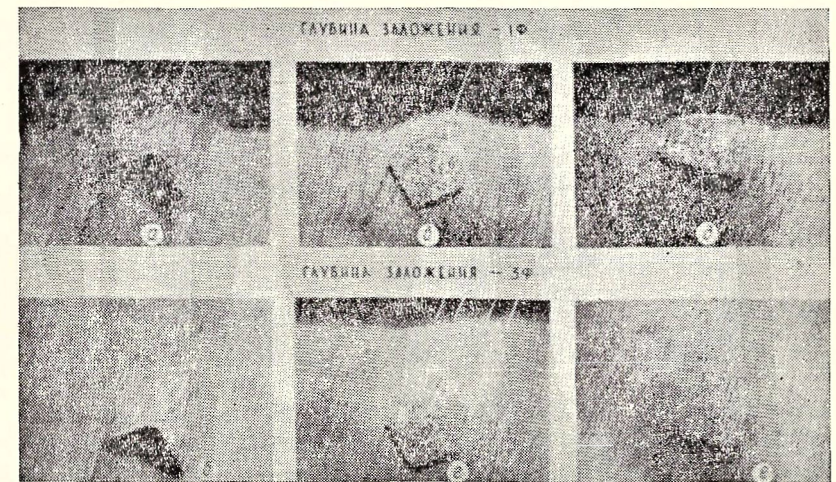


Рис. 74. Форма упругого ядра для анкерных оболочек различного заложения.

В первой фазе перемещение анкера происходит вследствие уплотнения вышележащего грунта и образования в нем уплотненных зон. В песчаных грунтах анкер перемещается также из-за осыпания грунта в полость, образующуюся под анкером. Наиболее быстро заполняется полость, образующаяся под вогнутыми анкерами. Объем песка, заполняющего полость под вогнутыми анкерами, намного больше, чем под выпуклыми и плоскими, что снижает несущую способность таких анкеров в песчаных грунтах. Вследствие наклона поверхности выпуклых анкеров и возникновения горизонтальных составляющих давления на грунт зона деформируемого грунта для выпуклых анкеров в песчаных грунтах больше, чем для вогнутых и плоских.

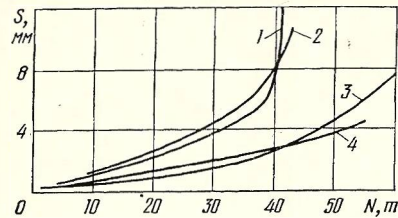


Рис. 75. Графики зависимости вырыва от нагрузки для трубчатых (1, 2) и конических (3, 4) свай.

Во второй фазе перемещение анкеров в глинистых грунтах происходит с образованием цилиндрического тела вырыва, переходящего в верхней части в коническое (при глубоком заложении), или конического тела (при мелком заложении). В песчаных

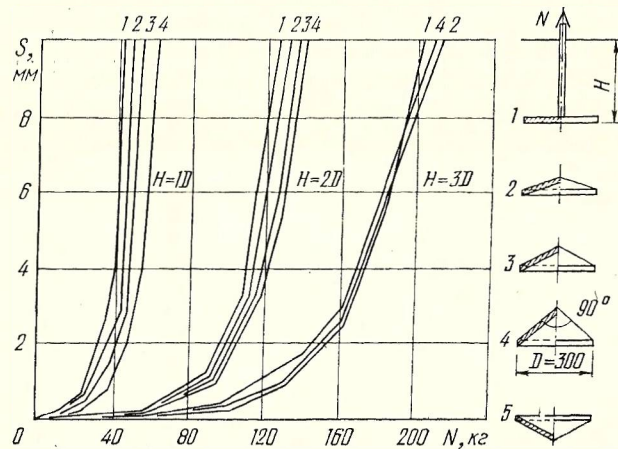


Рис. 76. Графики зависимости вырыва от нагрузки для анкерных фундаментов-оболочек в сравнении с фундаментами с плоской подошвой.

грунтах, обладающих сцеплением, перемещение анкера происходит так же, как в глинистых. В водонасыщенных и сыпучих песчаных грунтах, не обладающих сцеплением, тело вырыва не образуется.

Лабораторными и натурными испытаниями свай-оболочек было установлено, что путем устройства уширения или конической формы свай-оболочки можно значительно повысить несущую способность свай в слабых глинистых грунтах при действии выдвигающих усилий (рис. 75).

Результаты экспериментальных исследований формы уплотненного ядра над анкерами различной формы подошвы позволи-

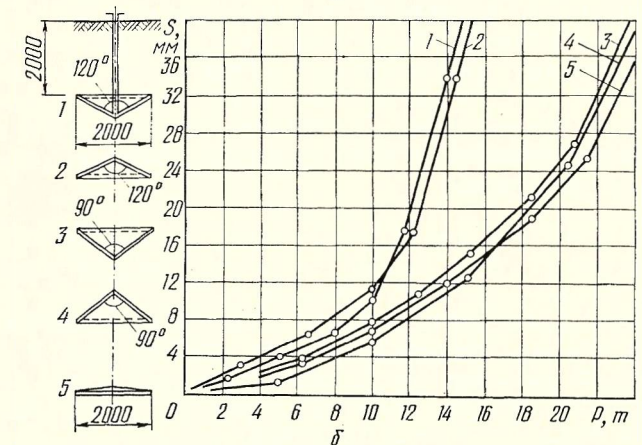
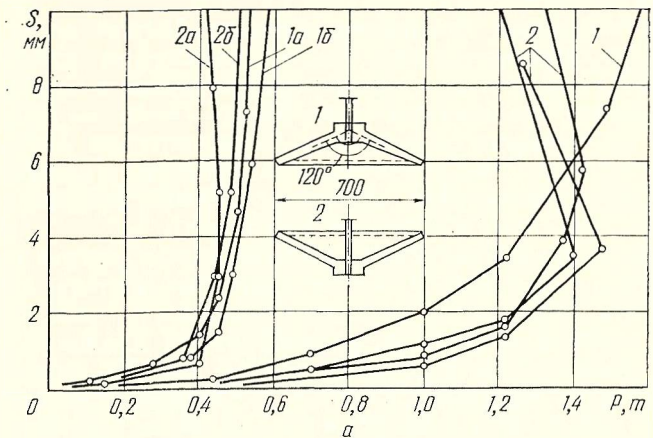


Рис. 77. Результаты испытаний крупномасштабных моделей (а) и натуральных конструкций анкерных оболочек (б) в песчаных и глинистых грунтах в сравнении с плоской анкерной плитой.

ли предположить, что форма подошвы анкера должна в общем оказывать незначительное влияние на несущую способность основания. В предельном состоянии контактная поверхность фундамента или уплотненного грунта, работающего совместно с фундаментом, совпадает с одной из линий скольжения. Форма

подошвы анкера должна заметно влиять на величину несущей способности основания только при мелком заложении.

Для проверки влияния формы подошвы на величину несущей способности основания были проведены опыты на стальных моделях фундаментов, нагружаемых вдавливающим или выдерживающим усилием в железобетонном грунтовом лотке размерами $2 \times 2 \times 2$ м. Опыты проводились в рыхлом среднезернистом песке объемным весом $1,58 \text{ т/м}^3$.

Было установлено, что форма подошвы больше всего влияет на несущую способность при мелком заложении фундаментов (рис. 76). При действии вдавливающей нагрузки и мелком заложении наибольшую несущую способность имеют вогнутые фундаменты, наименьшую — выпуклые. С увеличением глубины заложения несущая способность плоских, вогнутых и выпуклых моделей выравнивается. При мелком заложении несущая способность уменьшается с увеличением выпуклости.

При действии на фундаменты вырывающих нагрузок наибольшую несущую способность имеют выпуклые модели, причем с увеличением выпуклости несущая способность увеличивается. Если на глубине заложения, равной одному диаметру анкера, несущая способность выпуклого анкера на 17% больше, чем плоского, то на удвоенной глубине заложения превышение составляет только 10%, а на утроенной глубине несущая способность анкеров всех форм практически выравнивается.

Натурными испытаниями анкерных фундаментов диаметром 2 м с различными углами наклона образующей и фундамента в виде плоской круглой плиты были подтверждены данные лабораторных испытаний (рис. 77). Установлено также, что в глинистых грунтах влияние формы подошвы анкеров значительно меньше, чем в песчаных.

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ

Сплошные фундаменты в форме складчатых оболочек эффективны на слабых, сильносжимаемых грунтах или в качестве «плавающих» фундаментов. В связи с этим их можно рассчитывать в упругой стадии, применяя гипотезу прямой пропорциональности между нагрузкой и осадкой

$$p = ky, \quad (109)$$

где p — нагрузка на фундамент;

k — коэффициент пропорциональности (коэффициент постели);

y — осадка.

Действие грунта на складчатую плиту заменяется давлением пружин, сжимающихся под воздействием внешних нагрузок. Предполагая отсутствие трения между фундаментом и грунтом, считаем реакцию грунта направленной перпендикулярно к поверхности складки (рис. 78). Учитывая, что сжимаемость грун-

тов в разных направлениях неодинакова, коэффициенты постели под горизонтальными частями и под наклонными плитами принимаются различными.

Складчатая плита разделяется на три прямых участка, взаимодействие которых определяется приложенными к концам уча-

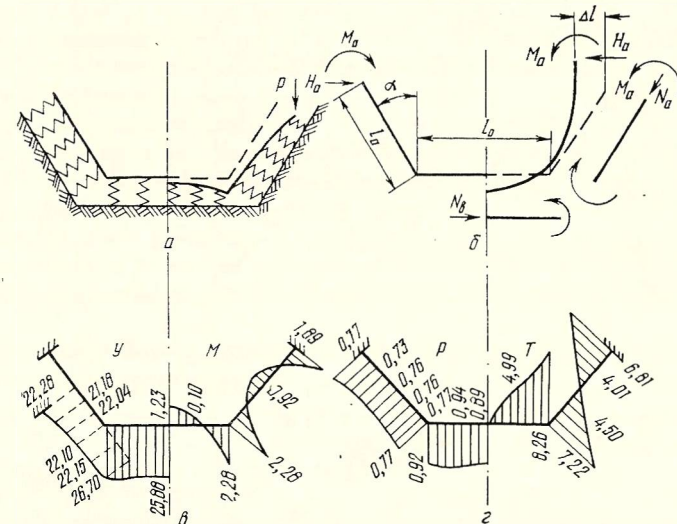


Рис. 78. Расчетные схемы (а, б) и эпюры напряжений (в, г) для складчатого фундамента в упругой стадии.

стков нормальными и поперечными силами и моментами. Если пренебречь влиянием нормальных сил N_a и N_b на деформацию отдельных участков, то по концам будут действовать моменты M и поперечные силы T_a, T_b .

Усилия T_a, T_b, T'_b и моменты являются статически неопределенными величинами, для которых действительны условия:

а) вертикальные перемещения обеих частей, соединенных в точке b , должны быть одинаковы;

б) поворот узла в точке b аналогичен повороту жесткого рамного узла;

в) вертикальные составляющие давления грунта уравновешиваются внешней нагрузкой, а поперечные силы в точке a наклонного участка равны проекции внешней силы P на плоскость его торца. Все эти условия можно выразить формулами:

$$\begin{aligned} y'_b \sin \alpha &= y_b; \quad \omega_b = \omega'_b; \\ (T_a - T_b) \sin \alpha + T'_b &= P; \\ T_a &= P \sin \alpha. \end{aligned} \quad (110)$$

Решая уравнение (110), получаем зависимости, с помощью которых вычисляем неизвестные внутренние усилия в складчатой плите:

$$\begin{aligned} & -B_a \alpha_a T_a + B_a \alpha_a T_b - B_b (a_b - \alpha_b) T_b' \sin \alpha - [C_a b_a - \\ & \quad - C_b (b_b - \beta_b) \sin \alpha] M = 0; \\ & -C_a \beta_a T_a + C_a b_a T_b + C_b (b_b - \beta_b) T_b' - [2D_a d_a + D_b \times \\ & \quad \times (2d_b - \gamma_b)] M = 0; \\ & (T_a - T_b) \sin \alpha + T_b' - P = 0; \end{aligned} \quad (111)$$

$$T_a = P \sin \alpha,$$

где

$$B = \frac{2}{Kr}; \quad C = \frac{2}{Kr^2}; \quad D = \frac{2}{Kr^3}; \quad r = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K}};$$

$$a_a, a_b, b_a, b_b, d_a, d_b, \alpha_a, \alpha_b, \beta_a, \beta_b \text{ и } \gamma_b -$$

— функции безразмерной величины $\lambda = \frac{l}{r}$, определяемые по таблицам, приведенным в работе [40].

Если складчатая оболочка имеет постоянную толщину и коэффициенты постели одинаковы во всех направлениях, расчет можно упростить, принимая $a_a = a_b = a$; $b_a = b_b = b$ и т. д.

Тогда формулы (111) будут иметь вид:

$$\begin{aligned} & \alpha T_a - \alpha T_b + (a - \alpha) T_b' \sin \alpha + \frac{M}{2} [b(1 - \sin \alpha) + \\ & \quad + \beta \sin \alpha] = 0; \\ & \beta T_a - \beta T_b - (b - \beta) T_b' + \frac{M}{r} (4d - \gamma) = 0, \end{aligned} \quad (112)$$

$$(T_a - T_b) \sin \alpha + T_b' - P = 0; \quad T_a = P \sin \alpha.$$

На рис. 78 приведены эпюры напряжений и перемещений, вычисленные для складки, нагруженной по торцам силами $P = 2 \text{ т/м}$. Длина сторон складки равна 1,8 м, толщина 20 см, коэффициент постели для суглинков в основании $K = 347 \text{ т/м}^2$.

Расчет прочности сплошных фундаментов-оболочек выполняется методом предельного равновесия аналогично расчету оболочек покрытий.

Расчет прочности и трещиностойкости конических анкерных оболочек выполняется согласно данным, приведенным в гл. III и IV.

Расчет фундаментов-оболочек по грунту, в соответствии с результатами эксперимента, производится как для фундаментов с плоской подошвой.

Для применения в практике строительства были разработаны конструктивные решения и рекомендации по проектированию и производству работ для фундаментов в виде сплошной деревянной плиты, железобетонных ребристых и складчатых фундаментов. Рекомендации были составлены на основе экспериментально-теоретических исследований и опыта строительства.

Площадь в плане всех типов фундаментов подбирается по расчету на действие вертикальных и горизонтальных сил и моментов от опоры ВЛ. Для фундаментов, конструируемых с учетом возникновения эффекта присоса, допускается действие растягивающих напряжений под подошвой, распространяющихся не более чем на треть длины подошвы.

Деревянные фундаменты конструируют в виде пласта, на который установлены железобетонные подножки в количестве, зависящем от типа опоры ВЛ. В соответствии с величиной усилий, действующих вдоль трассы ВЛ и поперек нее, пласт проектируют прямоугольной формы в плане. По краям пласта устраивают стенку высотой 40 см для удержания балласта.

Пласт устраивают из бревен диаметром 20—25 см. Бревна должны быть хвойных пород, удовлетворяющих требованиям ГОСТ 9463—60*. Влажность древесины не ограничивается.

Отдельные бревна соединяют по длине стыком с болтами и стальными накладками. Сплошной настил из продольных бревен и отдельные поперечные ребра соединяют болтами и стальными скобами. Для крепления подножников в настиле устраивают 8 отверстий, в которые устанавливают стальные болты, закрепляемые с нижней стороны пласта железобетонными накладками.

Для установки стальных болтов в подножнике при его изготовлении на заводе устраивают отверстия. Все остальные элементы, служащие для крепления и соединения бревен, перед установкой оцинковывают. Сборку и монтаж элементов деревянного пласта ведут в зимнее время на деревянном бойке или выровненной поверхности болота. После окончания монтажа фундамента и опоры ВЛ поверхность пласта засыпают балластом толщиной 60—80 см. Высота подножников подбирается с учетом осадки фундамента, чтобы при полной осадке верх подножников был выше уровня грунтовых вод на 1,0—1,2 м.

Железобетонные складчатые фундаменты конструируют в виде отдельных тонкостенных складок, соединяемых по верху стальной или железобетонной балкой или фермой (рис. 79). Длина складок составляет 6—12 м, ширина — 1,5—2 м. Толщину складок назначают по расчету, но не менее 70 мм для соблюдения толщины защитного слоя бетона. Толщину защитного слоя бетона принимают 30 мм. Элемент складки в поперечном сечении имеет три горизонтальных полки и две наклонных стенки. Верх-

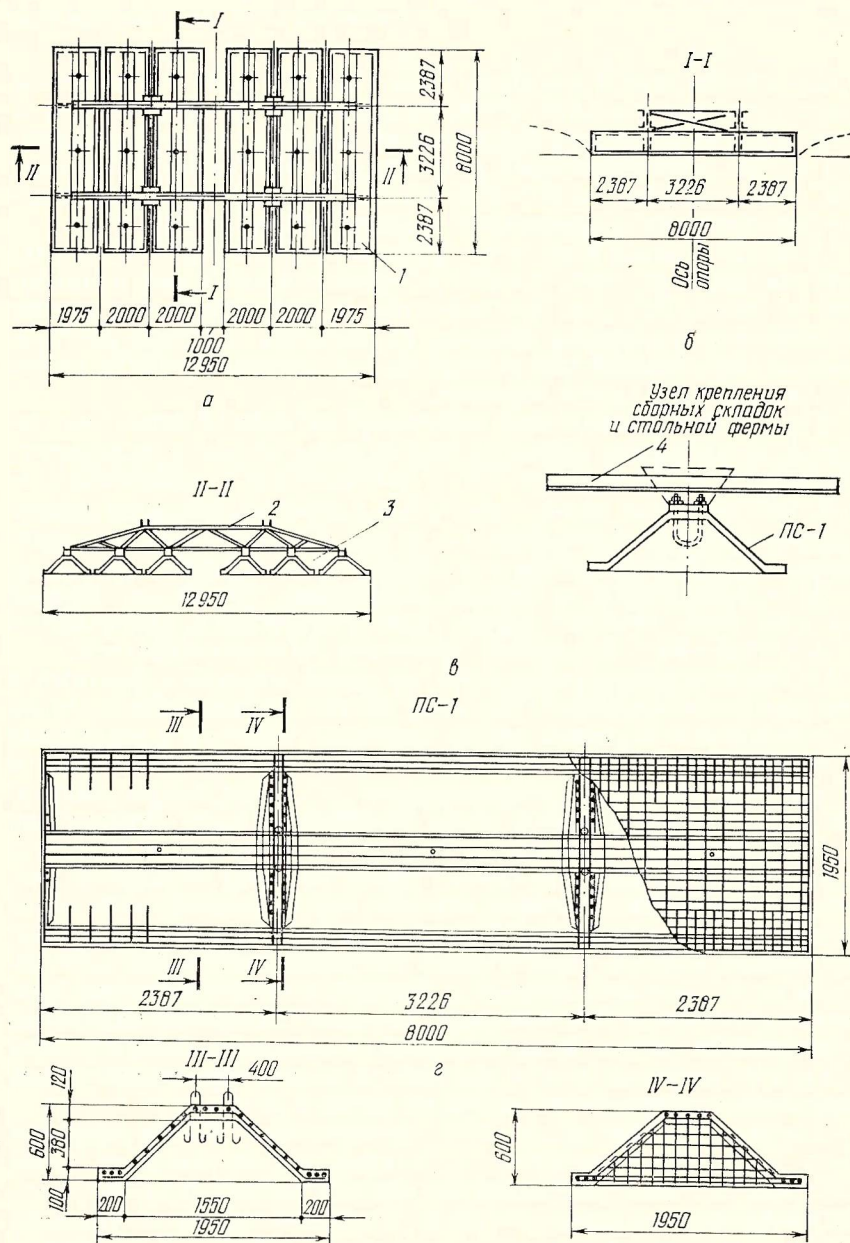
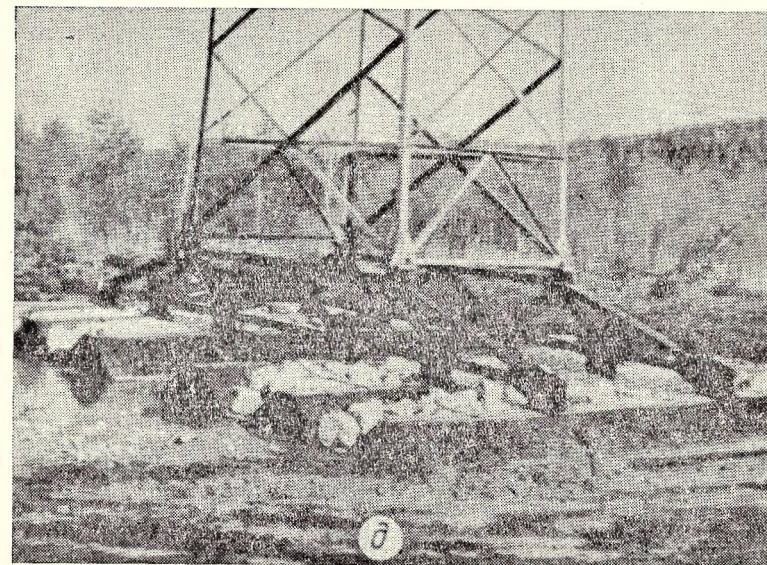


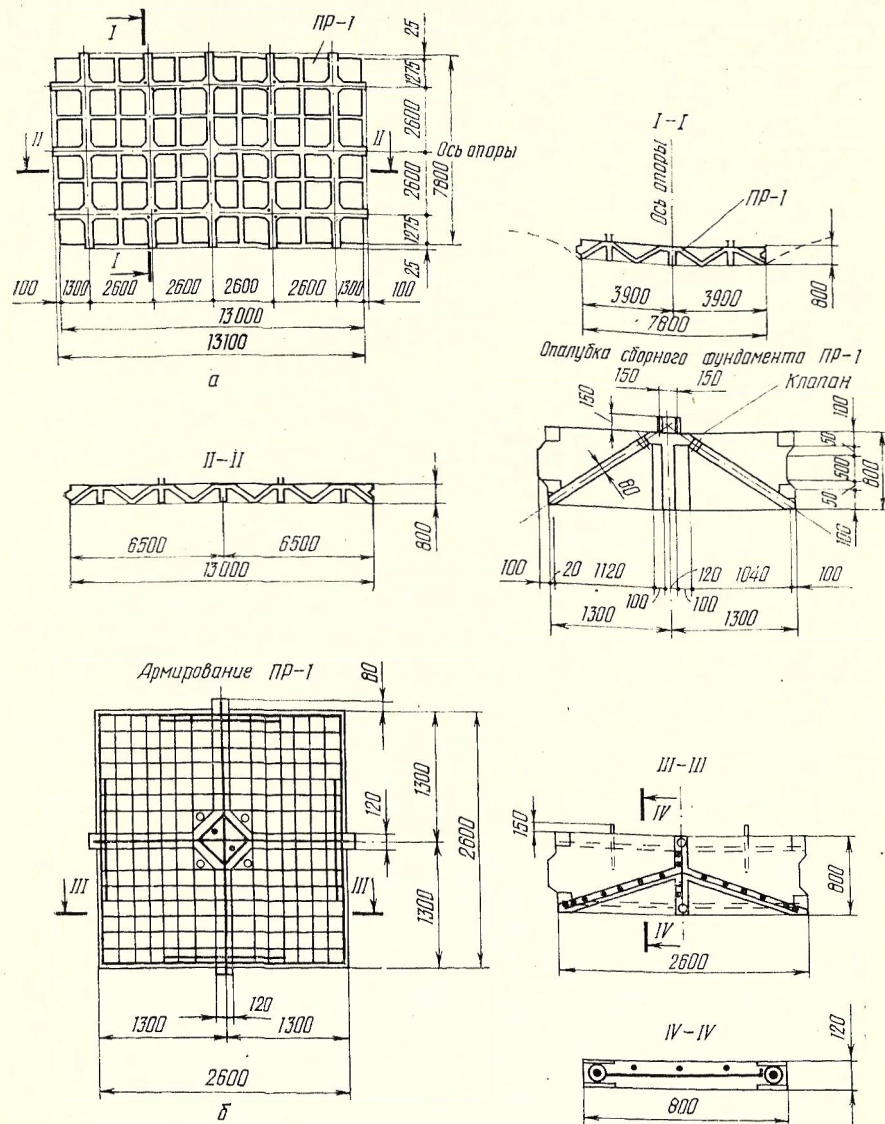
Рис. 79. Сборный складчатый фундамент:
 а — план; б, в — разрезы; г — армирование сборной складки; д — общий вид
 фундамента.

няя горизонтальная полка служит для опирания стальной или железобетонной балки. Две нижних полки предназначаются для установки складки при монтаже и восприятия нагрузок до полного оттаивания торфа, а также как опорные элементы для складок. Угол наклона складок принимают с учетом бетонирования без верхней опалубки в пределах до 40° . Ширину верхней полки назначают из расчета бетона на смятие и по конструктивным соображениям.

Складки проектируют с поперечными диафрагмами, размещенными по торцам и в средней части. Нижние горизонтальные полки, являющиеся бортовыми элементами и соединенные арматурой с диафрагмами, уменьшают горизонтальные и вертикальные деформации краев складки.

Диафрагмы, расположенные в средней части складки, служат для крепления ее к балке или ферме болтами, установленными в диафрагме. Эти диафрагмы являются опорными и конструируются из расчета на действие сдвигающих сил в складке на опоре. Для установки болтов в диафрагмы закладывают стальные трубки. Складки армируют стержневой обычной или предварительно напряженной арматурой. Напряженную арматуру располагают только в горизонтальных полках (бортовых элементах). Наклонные стенки армируются одинарными сварными сетками, располагаемыми посередине сечения. В горизонтальных полках устанавливают не менее 80% всей растянутой арматуры, требующейся по расчету; остальную растянутую арматуру располагают в растянутой зоне складки. Не менее 30% сечения растянутой арматуры доводится до опор-диафрагм. Сечения продольной растянутой арматуры можно уменьшать в соответствии





с эпюрой растягивающих усилий вдоль пролета. Площадь поперечной и наклонной арматур можно уменьшать в соответствии с эпюрой растягивающих усилий вдоль пролета. Их площадь в складках определяют из условия, чтобы вертикальная проекция усилий в поперечной и наклонной арматурах была не меньше максимальной поперечной силы, действующей в поперечном сечении складки.

В сжатой зоне складок ставят конструктивную продольную арматуру диаметром 8 мм с шагом 20 см для удобства изготовления сварных сеток.

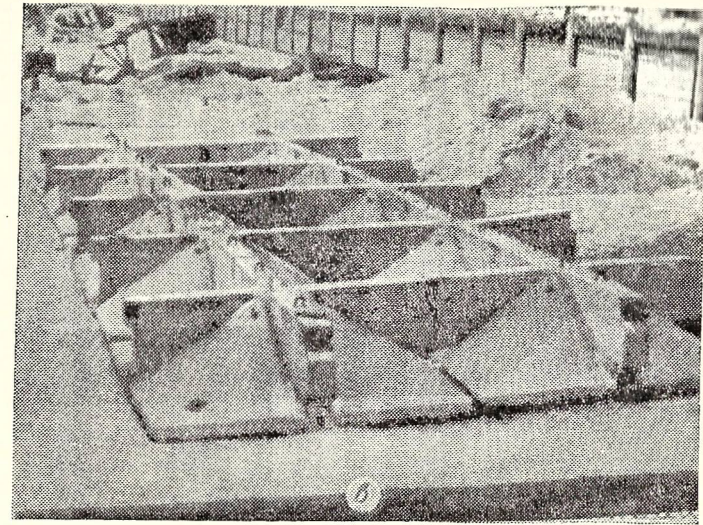


Рис. 80. Сборный железобетонный ребристый фундамент:
а — план; б — разрезы; в — общий вид фундамента.

Монтажные петли устанавливают по торцам верхней горизонтальной полки в диафрагмах. В середине каждого отсека, образованного элементами складки и диафрагмами, в верхней горизонтальной полке устанавливают обратный клапан. Обратный клапан служит для пропуска воздуха при заполнении торфом полости складки и для создания присоса при действии на фундамент отрывающих усилий. При осадке фундамента клапан открывается, при отрыве — закрывается. В нижней части клапана имеется фильтр для предотвращения засорения клапана.

Разработанная конструкция фундамента удовлетворяет следующим требованиям:

- минимальный вес сборных элементов для облегчения доставки в удаленные от дорог районы;
- минимальный расход материалов;
- возможность использования слабой структурной прочности грунта и выталкивающей силы воды;
- однотипность сборных элементов;
- выполнение полостей в нижней части, позволяющих создать эффект присоса при отрыве фундамента;
- создание ячеистой нижней поверхности для увеличения сопротивления фундамента горизонтальным перемещениям;
- создание ячеистой верхней поверхности для размещения балласта.

Для создания фундаментов различной формы в плане из однотипных сборных элементов был разработан ребристый фундамент с оболочками-гипарами* (рис. 80). Фундамент состоит из

* Авторское свидетельство № 296864.

квадратных в плане сборных ребристых элементов, соединяемых между собой монтажной сваркой и последующим натяжением стержневой арматуры в специальных каналах.

Ребра служат для соединения сборных элементов и восприятия поперечных усилий в стыках. Для этого на торцах ребер выполнены выступы, обеспечивающие шпоночное зацепление при действии поперечных сил. Для сварки при монтаже на торцах ребер имеются стальные закладные детали.

Размеры ребер подбирают по расчету на действие контактных давлений грунта. Рабочей арматурой ребер служит напрягаемая арматура, располагаемая в каналах. Ребра армируют дополнительно конструктивной арматурой из одинарных сварных стенок диаметром 8—10 мм, шагом 20 см.

Подбор сечений и армирование оболочек-гипаров описаны выше. В оболочках устанавливаются обратные клапаны. В элементах фундамента, на которые монтируется опора ВЛ, предусматривается установка закладных деталей для крепления опоры.

В качестве напрягаемой арматуры используют стержни арматуры диаметром до 32 мм класса А-II и А-III, натяжение которых производят электронагревом и закручиванием гаек после их удлинения. Все стальные детали описанных железобетонных фундаментов перед установкой оцинковывают. Арматуру для натяжения также покрывают цинком для защиты от коррозии.

Сборные элементы изготавливают в деревянной или стальной опалубке. Фундаменты в форме складок бетонируют в нижней опалубке. Ребристые фундаменты изготавливают также без верхней опалубки, но ребра бетонируют в двойной опалубке.

При установке каркасов и закладных деталей особое внимание обращают на точное соблюдение проектных расстояний между трубками для болтов в складчатом фундаменте и между трубками-каналообразователями в ребристом фундаменте. Проектное положение каркасов и сеток обеспечивают приваркой стальных коротышей. После монтажа каркасов и закладных элементов в смазанные формы укладывают жесткую бетонную смесь с осадкой конуса 0,5—1 см. Для фундаментов применяют бетон на мелком щебне марки не ниже 200.

Бетонную смесь тщательно уплотняют глубинными вибраторами и виброрейками. Снятые с опалубки готовые фундаменты покрывают гидроизоляцией в зависимости от степени агрессивности грунтовых вод на болотах.

Складчатые фундаменты перевозят к месту монтажа автомобилями МАЗ-504. Ребристые фундаменты можно перевозить любыми автомобилями. Фундаменты монтируют в зимнее время прямо на замерзшей поверхности болота после незначительной планировки. После установки фундаментов автокраном и выверки их по осям отдельные элементы складок соединяют стальной или железобетонной фермой при помощи стальных болтов. Элементы ребристых фундаментов соединяют монтажной сваркой закладных деталей после выверки и установки напрягаемой ар-

матуры в каналы. Затем стыки между элементами заделывают раствором и натягают арматуру.

Сразу после монтажа на фундамент устанавливают стальную опору ВЛ и закрепляют ее болтами. В летнее время фундамент собирают на деревянном бойке и затем перемещают на поверхность болота. Облегченные конструкции фундаментов можно перевозить и монтировать на поверхности болота вертолетом, что позволит облегчить строительство ВЛ в отдаленных заболоченных районах.

Фундаменты опор ВЛ были применены трестом Уралэлектро-сетстрой при строительстве линий электропередач 220 кВ на Среднем Урале и в Тюменской области. Фундаменты были построены на болотах глубиной 5—6,5 м. На фундаменты устанавливали опоры ВЛ высотой около 40 м, с расстоянием между соседними опорами 400 м. При строительстве был получен большой экономический эффект. Если на монтаж подожников с выторфовыванием и устройством подбурки затрачивалось 240 чел.-дней, то на устройство деревянного фундамента затратили вдвое меньше времени, а на монтаж железобетонного фундамента — всего 8 чел.-дней. Стоимость строительства была снижена на 37%.

В настоящее время разработанные конструкции фундаментов опор ВЛ применяются в практике строительства на Среднем Урале и в Тюменской области.

АНКЕРНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

На основе экспериментально-теоретических исследований и внедрения были разработаны рекомендации по проектированию и строительству анкерных фундаментов в форме конических оболочек и трубчатых свай.

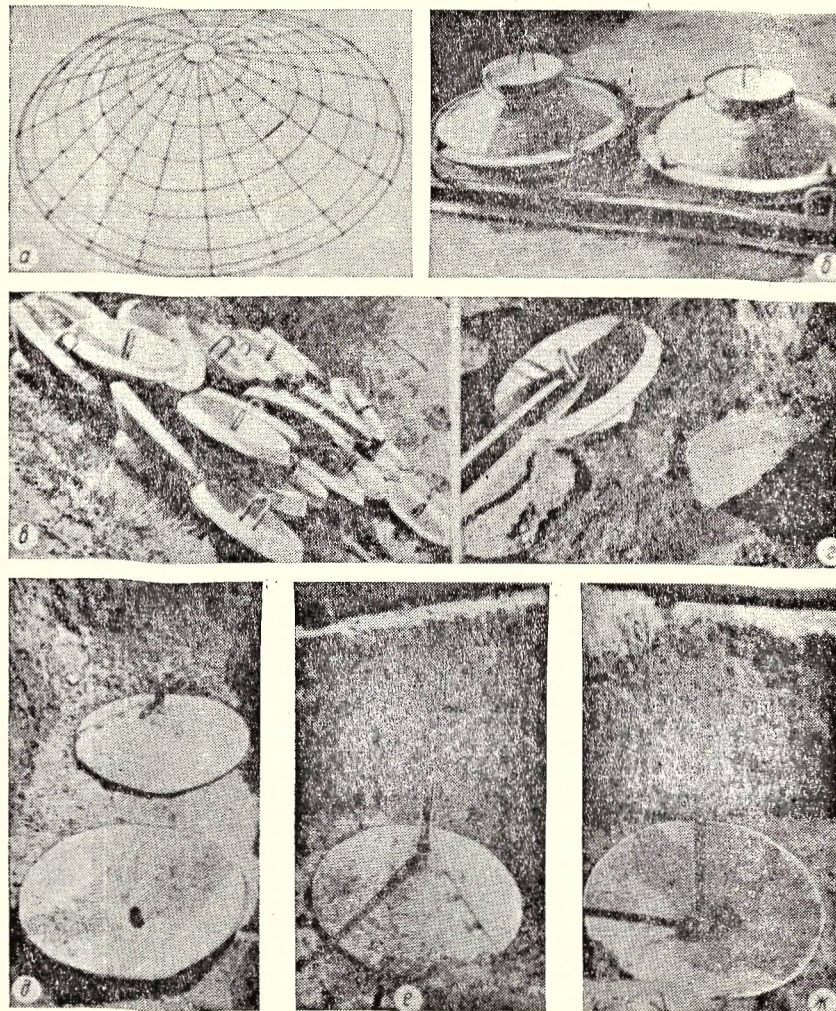
Анкеры в форме конических оболочек можно проектировать с направлением вершины конуса вверх или вниз (рис. 81). В первом случае форма анкера позволяет повысить на 10—15% вырывающее усилие, во втором — улучшается работа оболочки в зоне действия максимальной поперечной силы и уменьшается толщина.

Глубину заложения, площадь и сечения бетона и арматуры назначают по расчету. Диаметры анкеров принимают кратными 0,6 м. Угол наклона образующей α проектируют в пределах от 25 до 35°. Толщину конической оболочки вблизи вершины δ_1 назначают по расчету на действие поперечной силы и сжимающих напряжений. По мере удаления к краям толщину оболочки снижают до минимальной величины δ_2 , обеспечивающей сохранение толщины защитного слоя бетона. Толщину конической оболочки не следует принимать менее 70 мм.

Диаметр анкерной плиты тяги D и диаметр тяги d проектируют по расчету на действие растягивающих усилий от оттяжки опоры ВЛ.

Арматурные каркасы проектируют из прямых стержней радиальной и спиральной (или кольцевой) арматур. При конструировании каркасов нужно концентрировать кольцевую арматуру к вершине оболочки (для выпуклого анкера, рис. 81) и к краям (для вогнутого анкера). В вершине выпуклого анкера целесообразна постановка каркаса конструктивной арматуры.

Для армирования оболочек применяется стержневая горячекатаная арматурная сталь периодического профиля диаметрами 10—20 мм и гладкая арматура классов А-II и А-I, диаметрами 8—16 мм. Толщина защитного слоя бетона для арматуры составляет не менее 35 мм. Для изготовления фундаментов принимают бетон марки не ниже 200. Арматурный каркас располагают по середине сечения оболочки. Монтажные петли в количестве 3 шт.



для оболочек диаметром более 1,2 м и 1 шт. для оболочек диаметром менее 1,2 м устанавливают соответственно по периметру и вблизи вершины.

Трубчатые сваи, имеющие большое усилие вырыва, проектируют слабоконическими или цилиндрическими с уширениями (рис. 82). Анкерные сваи могут иметь длину до 12 м, диаметр до 800 мм. Высота уширения h_y назначается по расчету для восприятия выдергивающего усилия. Длина болта l и его заделка в бетон h принимаются в зависимости от усилия в оттяжке опоры ЛЭП. Нож железобетонного уширения конструируют выпуклым для облегчения погружения сваи в грунт. Уширение в виде двутавра или крестообразной формы изготовляют из труб и прокатных профилей толщиной 10 мм. Стальное уширение соединяют со стволом железобетонной сваи путем сварки стальной трубы и закладной детали в свае, к которой приварены продольные стержни арматуры. В остальном при проектировании и строительстве анкерных фундаментов из трубчатых свай можно руководствоваться рекомендациями для забивных свай, описанными в гл. I.

Анкерные фундаменты в форме конических оболочек бетонировать в стальной инвентарной опалубке. Для изготовления оболочек применяют двойную опалубку, чтобы получить бетон высокой плотности при вибрировании. Верхняя и нижняя опалубка изготовляются в виде стального усеченного конуса и соединяются по периметру тремя или четырьмя клиновыми запорными устройствами. Оболочки бетонировать при положении верши-

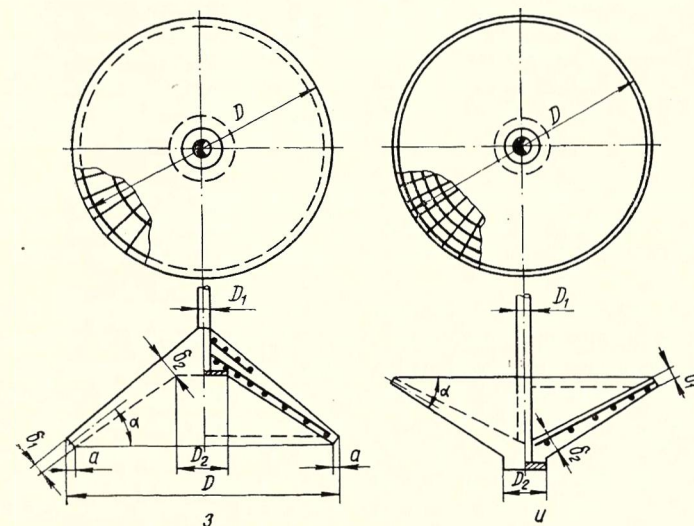


Рис. 81. Анкерные фундаменты-оболочки:
а — каркас; б — опалубка; в — готовые оболочки; г — монтаж в скважину;
д — ж — монтаж в котлован; з, и — армирование.

ной конуса вверх. Для установки петли, к которой в дальнейшем крепится оттяжка, в нижней опалубке прорезают прямоугольное или овальное отверстие.

После смазки формы и установки армокаркаса и петли в опалубку укладывают бетонную смесь с осадкой конуса 0—1 см и

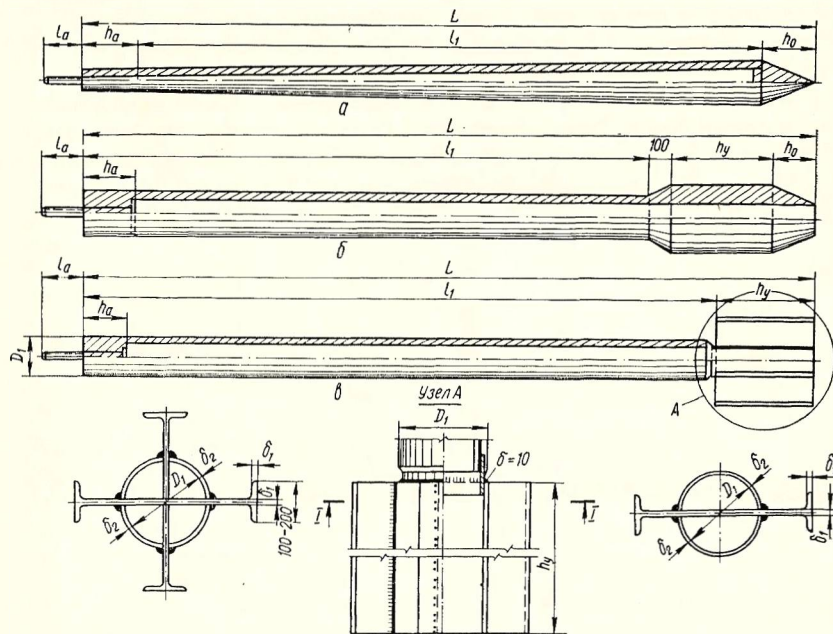


Рис. 82. Анкерные сваи:
а — коническая; б, в — с уширением ствола.

уплотняют ее вибрированием всей опалубки на стенде или глубинными вибраторами. В отверстие для бетонирования вставляют монтажную петлю для съема изделия с опалубки после прогрева.

Готовые оболочки покрывают изоляцией и перевозят к месту монтажа любым транспортом. Анкеры монтируют в котлованы, которые можно разрабатывать несколькими методами. Для устройства котлованов, в которые устанавливаются небольшие анкеры диаметром 0,6—1,2 м, можно применять буровые механизмы МРК-1а, МРК-2, МРК-4Т и др. После бурения скважины в нее монтируют анкер с оттяжкой и засыпают грунт с послойным уплотнением. Для установки оттяжки анкера под наклоном применяют бурение двух расположенных рядом и заходящих одна на другую скважин разной глубины. Анкер устанавливают в более глубокую скважину, а для наклона оттяжки используют вторую скважину.

Буровые котлованы для анкерных оболочек большого диаметра устраивают с помощью буровой поворотной машины БМПК-2,6/3. Дно котлована можно разрабатывать точно по форме оболочки вращения, если в соответствии с нашим предложением выполнить днище и ножи ковшевого бура машины БМПК-2,6/3 в форме конуса. Котлованы для установки оболочек вращения можно разрабатывать также механизмом для разработки котлованов по форме оболочки, предложенным нами и проверенным на экспериментальной установке [25]. Экспериментальная установка состояла из стальной рамы с электродвигателем, имевшим 2800 об/мин, который передавал усилие вращения через червячный редуктор на вертикальный вал. Шпоночное зацепление позволяло свободное вертикальное перемещение вала при вращении. Для передачи вала возвратно-поступательного движения служило винтовое устройство. К нижней части вала были присоединены двухходовые винтовые лопасти, режущая часть которых в вертикальном сечении имела форму образующей поверхности вращения. Лопасти вращались со скоростью 67 об/мин.

Опыты проводились на суглинистых грунтах различной консистенции. Было установлено, что механизм разрабатывает котлован цилиндрической формы с дном по форме поверхности вращения и удаляет грунт на бровку. После разработки котлован полностью подготовлен для монтажа оболочки.

Можно устанавливать анкерные оболочки в обычный котлован, разработанный экскаватором, с последующей засыпкой уплотненным грунтом.

Анкерные оболочки и трубчатые анкерные сваи были применены трестом Уралэлектросетьстрой при строительстве линий электропередач в Тюменской области и на Урале в 1970 и 1971 гг. Это позволило сократить расход железобетона на анкерные фундаменты в 1,5—2 раза и снизить общую стоимость строительства фундаментов на 30—35%.

1. Справочник проектировщика. Сложные основания и фундаменты. М., Стройиздат, 1969.
2. Далматов Б. И. и др. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. М., «Высшая школа», 1969.
3. Ганичев И. А. Устройство искусственных оснований и фундаментов. М., Стройиздат, 1969.
4. Кириллов В. С. Основания и фундаменты. М., Стройиздат, 1966.
5. Кондин А. Д. и др. Рациональные конструкции фундаментов промышленных зданий. М.—Л., Стройиздат, 1964.
6. Цытович А. А. и др. Основания и фундаменты. М., «Высшая школа», 1970.
7. Справочник проектировщика. Основания и фундаменты. М., Стройиздат, 1964.
8. Ривкин С. А. Расчет фундаментов. Киев, «Будівельник», 1967.
9. Лалетин А. В. Основания и фундаменты. М., «Высшая школа», 1964.
10. Цытович Н. А. Теория и практика фундаментостроения. М., Стройиздат, 1964.
11. Сечи К. Современные конструкции и методы возведения фундаментов. Будапешт, Технический университет, 1963.
12. Цагарели З. В. Новые облегченные конструкции подпорных стен. М., Стройиздат, 1969.
13. Иродов М. Д. Применение винтовых свай в строительстве. М., Стройиздат, 1968.
14. Костиненко Г. И. Свайные фундаменты на вечномёрзлых грунтах. М., Стройиздат, 1968.
15. Fundamenty. Warszawa, Arkady, 1966.
16. Vanerjee S. P. Foundations of Engineering Structures. Calcutta, 1964.
17. Szeczy K. Alapozas. T. II Müszaki Könyvkiado. Budapest, 1965.
18. Ефремов М. Г., Тер-Галустов С. А. Опыт бурения и бетонирования под глинистым раствором для опор глубокого заложения. М., Стройиздат, 1953.
19. Леонардс Д. А. Основания и фундаменты (перевод с англ.). М., Стройиздат, 1968.
20. Юрин А. В. Железобетонные радиорелейные и радиотелевизионные башни. М., ЦИНИС, 1970.
21. Технический отчет «Обобщение опыта проектирования и строительства свайных фундаментов промышленных зданий». М., Фундаментпроект, 1969.
22. Candela F. The Shell Builder. N.Y., Reinhold-Publishing Co., 1963.
23. La terre arme La technique des travaux. Paris. V. 45. 1969.
24. Golder H. Q. State-of-the-art of floating foundations. Proc. ASCE. V. 91, 1965.
25. Тетиор А. Н. Исследования оболочек в качестве фундаментов. Канд. диссертация. М., НИИОСП, 1968.
26. Перлей Е. М., Цукерман Н. Я. Трубчатые железобетонные сваи и колодцы-оболочки. Л., Стройиздат, 1969.
27. Тетиор А. Н. Исследование облегченных железобетонных конструкций, взаимодействующих с грунтом. Дисс. на соискание ученой степени докт. техн. наук. Свердловск, УПИ им. Кирова, 1973.
28. Nicholls R. Design and Jesting of con and hypar footing. Proc. ASCE. V. 94, NY, 1968.
29. Mihai C. Fundatii izolate prefabricate de tip hypar cu inelul de baza prescomprimat. «Revista constructiilor si a materialelor», 1969, N 4.
30. Kaimal S. Hypar footings for a housing project. Bull. IASS. XII, 1967.
31. Varga L. Joronyserü epitmenyek alapjainak szerkezetü megoldasai. «Melyepitestudományi Szemle», 1970, N 11.
32. Rühle H. Die Kegelstumpfschale als Fundamentkörper hoher Türme, Schornsteine. «Bauplanung-Bautechnik», 1967, N 2.
33. Rabich R. Die antimerische Randstörung am Breitenkreis der Gegel-Tund Kreiszyinderschale. «Bauplanung—Bautechnik», 1968, N 2.
34. Leonhardt F. Modern Design of Television Towers. «Proc. of the Inst. of Civ. Engrs.», 1970, N 7.
35. Kaliszky S. On the optimum Design for Reinforced Concrete Structures. Budapest, «Acta Technica», 1968, m. 60.
36. Научно-техническое прогнозирование в строительстве. М., ЦИНИС Госстроя СССР, 1970.
37. Kezdi A. Vizügyi közlemenyek. Budapest, 1969.
38. Simek P. Zakladani na pilotach v silne agresivnim prostredi. «Pozemni Stavby», 1965, N 2.
39. Устройство противофильтрационных стенок в траншеях под глинистым раствором. Изд. НИИОСП. Киев, 1968.
40. Stepanek P. Lomená základová deska. «Inženýrské Stavby», 1963, N 1.
41. Мурзенко Ю. Н. Методика экспериментальных исследований совместной работы фундаментов и сжимаемого основания при статической нагрузке. Сб. «Экспериментальные исследования инженерных сооружений». Новочеркасск, НПИ, 1969.
42. Мурзенко Ю. Н. Основные закономерности изменения напряженного состояния песчаного основания по контактной поверхности фундаментов при изменении нагрузки. Сб. «Исследования оснований, фундаментов и гидротехнических сооружений». Новочеркасск, НПИ, 1970.
43. Мурзенко Ю. Н., Цесарский А. А. Применение кинематического метода к расчету железобетонных фундаментов жел колонны. Там же.
44. Varghese P., Kaimal S. Model Test of a hyperbolic paraboloid Footing. «Indian Concrete J.» 1967, N 7.
45. Factory fuidings with reinforced concrete shells for a roofs and foundations. «Indian Concrete J.», 1966, N 3.
46. Szeczy K. Der Einflüß der Sohlflächenform von Streifenfundamenten auf die Tragfähigkeit und Spannungsausbreitung. «VDI-Zeitschrift», 1967, N 8.
47. Егоров К. Е. Вдавливание в полупространство штампа с плоской подошвой кольцевой формы. Известия АН СССР. «Механика и машиностроение», 1963, № 5.
48. Прудентов А. И. Несущая способность железобетонных трубчатых свай с грунтовым ядром. М., Стройиздат, 1966.
49. Луга А. А., Рыбчинский В. П. К вопросу применения забивных свай с уширенными пятями в условиях слабых грунтов Западно-Сибирской низменности. Труды совещания по обмену опытом строительства в условиях Тюменской области. Красноярск, 1968.
50. Гвоздев А. А. Расчет железобетонных обычных и предварительно напряженных конструкций по предельным состояниям. М., Изд-во АСИА СССР, 1958.
51. Гвоздев А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М., Стройиздат, 1949.
52. Серебряный Р. В. Определение разрушающей нагрузки плит на упругом основании. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1960, № 2.
53. Ржаницын А. Р. Пологие оболочки и волнистые плиты. М., Стройиздат, 1960.
54. Ольшак В., Савчук А. Неупругое поведение оболочек. М., «Мир», 1969.
55. Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании. М., Госстройиздат, 1953.
56. Цесарский А. А. К расчету прочности железобетонных фундаментных плит на продавливание. Сборник трудов Новочеркасского политехнического института, № 38, 1971.
57. Корнев Б. Г., Черниговская Е. И. Расчет плит на упругом основании. М., Стройиздат, 1962.

58. *Синицын А. П.* Расчет балок и плит на упругом основании за пределом упругости. М., Стройиздат, 1964.
59. *Крылов С. М.* Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. М., Госстройиздат, 1963.
60. Инструкция по проектированию железобетонных дымовых труб. М., Стройиздат, 1962.
61. *Тетиор А. Н.* Железобетонные оболочки в качестве фундаментов. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965, № 6.
62. *Лобов О. И., Тетиор А. Н., Алексеев А. И.* Трапецеидальные забивные сваи. «Транспортное строительство», 1967, № 5.
63. *Тетиор А. Н., Литвиненко А. Г.* Рекомендации по расчету и проектированию фундаментов типа оболочек. Свердловск, Уралпромстройинипроект, 1970.
64. *Тетиор А. Н.* Фундаменты-оболочки для сооружений башенного типа. «Промышленное строительство», 1968, № 3.
65. *Тетиор А. Н.* Исследование оболочки отрицательной гауссовой кривизны на упругом основании. «Строительное проектирование промышленных предприятий», 1968, № 2.
66. *Тетиор А. Н.* Об устойчивости оснований под фундаментами с криволинейной формой подошвы. «Строительство и архитектура». Известия ВУЗов, 1969, № 5.
67. *Тетиор А. Н.* Сборные фундаменты-оболочки промышленных зданий. «Промышленное строительство и инженерные сооружения», 1969, № 2.
68. *Тетиор А. Н.* Исследование фундамента-оболочки поляризационно-оптическим методом. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1968, № 1.
69. *Тетиор А. Н.* К расчету фундаментов-оболочек в стадии разрушения. «Строительная механика и расчет сооружений», 1970, № 1.
70. *Тетиор А. Н.* и др. Рациональные типы фундаментов для условий Тюменской области. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1970, № 4.
71. *Тетиор А. Н., Литвиненко А. Г., Соколкин А. Ф.* Сборные железобетонные фундаменты-оболочки. «Промышленное строительство», 1970, № 5.
72. *Tetiior A. N.* Foundation-shell on Tower-shapid. Structures. Proceeding of IASS-Symposium. Bratislava. 1966.
73. *Tetiior A. N.* Experimental and Theoretical Analisis of the Structural Strength of Tower-Structure Foundations. Proceeding of IASS — Symposium Budapest, 1970.
74. *Tetiior A. N., Litvinenko A. Y.* Analysis of the Distribution of Stresses in Foundations of Tower Structures. Там же.
75. *Тетиор А. Н., Аверьянова Л. Н., Лобов О. И.* Рекомендации по расчету, проектированию и изготовлению набивных свай с профилированной поверхностью. Свердловск, Уралпромстройинипроект, 1971.
76. *Тетиор А. Н., Алексеев А. И., Орешников С. И.* Рекомендации по расчету, проектированию и изготовлению забивных свай с местными уширениями. Свердловск, Уралпромстройинипроект, 1973.
77. *Тетиор А. Н., Орешников С. И.* Некоторые вопросы прочности свай-оболочек, применяемых в качестве фундаментов на строительстве ВЛ. «Энергетическое строительство», 1970, № 6.
78. *Тетиор А. Н.* Подпорные стенки в форме оболочек и мембран. Сб. «Исследования оснований, фундаментов и гидротехнических сооружений». Новочеркасский политехнический институт, 1970.
79. *Феклин В. И., Тетиор А. Н.* Рекомендации по устройству свайных фундаментов из забивных свай в условиях Среднего Урала. Свердловск, Уралпромстройинипроект, 1971.
80. *Тетиор А. Н.* О надежности конструкций свайных фундаментов. В трудах III Всесоюзной конференции по проблемам надежности в строительной механике. М., НТО Стройиндустрии, 1971.
81. *Тетиор А. Н., Сальников А. А.* Фундаменты опор ВЛ на болотах. «Энергетическое строительство», 1971, № 3.
82. *Тетиор А. Н., Алексеев А. И., Анненков А. П., Феклин В. И.* Сваи с плоскими уширениями. «Промышленное строительство», 1971, № 4.
83. *Тетиор А. Н., Алексеев А. И., Лобов О. И.* К применению забивных свай треугольного сечения. «Транспортное строительство», 1971, № 2.

84. *Тетиор А. Н., Павлов В. В.* Облегченные анкеры опор ВЛ. «Энергетическое строительство», 1971, № 2.
85. *Тетиор А. Н., Литвиненко А. Г.* Облегченные конструкции фундаментов дымовых труб. «Энергетическое строительство», 1971, № 7.
86. *Аверьянова Л. Н., Тетиор А. Н.* Набивные сваи с несколькими уширениями ствола. «Энергетическое строительство», 1971, № 9.
87. *Тетиор А. Н., Моргун Э. М.* Рекомендации по расчету и проектированию шлицевых фундаментов. Тюмень, Оргтехстрой, 1971.
88. *Тетиор А. Н.* Прогрессивные конструкции фундаментов для условий Среднего Урала и Тюменской области. Средне-Уральское книжное издательство, 1971.
89. *Аверьянова Л. Н., Тетиор А. Н.* Набивные сваи с несколькими уширениями ствола. Foundation Problems in Spesial Soil Conditions. Bucuresti, 1971.
90. *Тетиор А. Н.* Экспериментальные основы расчета фундаментов. В сб. научно-технической конференции по внедрению рациональных конструкций фундаментов. Свердловск, НТО Стройиндустрии, 1972.
91. *Тетиор А. Н., Аверьянова Л. Н.* Прогнозирование развития фундаментостроения. Там же.
92. *Тетиор А. Н., Моргун Э. М.* Bentonиты как опорные жидкости для шлицевых фундаментов. Там же.
93. *Тетиор А. Н., Феклин В. И., Анненков А. П.* Эстакада гидрозолоудаления на сваях с уширениями. Энергетическое строительство, 1972, № 3.
94. *Tetiior A. N.* Biostructures. Proc. 6 Congress CIB. Budapest, 1974.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
Основные направления совершенствования подземных конструкций	3
Методика комплексных исследований	6
Общие закономерности поведения конструкций, взаимодействующих с грунтом	7
ГЛАВА I. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ	16
Общие положения	16
Экспериментальные основы расчета	19
Первая схема исчерпания прочности (по грунту)	19
Вторая схема исчерпания прочности	28
Расчет свай	29
Призматические сваи с уширением ствола	29
Трапецидальные сваи	32
Набивные сваи с уширениями ствола	33
Расчет прочности свай	38
Конструирование и производство работ	41
Призматические сваи с уширениями	41
Трапецидальные сваи	44
Свай-оболочки или трубчатые	45
Буронабивные сваи с несколькими уширениями (с профилированной поверхностью)	47
Сваи в условиях просадочных грунтов	50
ГЛАВА II. ШЛИЦЕВЫЕ ФУНДАМЕНТЫ (ТИПА «СТЕНА В ГРУНТЕ»)	51
Общие положения	51
Экспериментальные основы расчета	55
Исследование бентонитовых глин	55
Исследование способа устройства и несущей способности шлицевого фундамента	62
Расчет шлицевых фундаментов и оснований	63
Проектирование и производство работ	67
ГЛАВА III. СТОЛБЧАТЫЕ ФУНДАМЕНТЫ	76
Общие положения	76
Экспериментальные основы расчета	79
Расчет прочности и трещиностойкости	84
Расчет прочности	84
Расчет в предположении хрупкого разрушения	95
Расчет трещиностойкости	98
Проектирование и строительство	100
Фундаменты в форме конической оболочки и плиты	100
Фундаменты в форме гиперболических параболоидов (гипаров)	106
Фундаменты стаканного типа для одно- и двухветвенных колонн	110
ГЛАВА IV. ФУНДАМЕНТЫ СООРУЖЕНИЙ БАШЕННОГО ТИПА	116
Общие положения	116
Экспериментальные основы расчета	119
Напряжения в основании	119
Напряжения в фундаментах	121
Расчет прочности и трещиностойкости	126
Расчет прочности	126

Расчет фундаментов в виде сочетания конической оболочки и кольцевой или круглой плиты в упругой стадии	135
Проектирование и строительство	139
ГЛАВА V. ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ В ФОРМЕ ОБОЛОЧЕК	151
Общие положения	151
Экспериментальные основы расчета	153
Расчет прочности и трещиностойкости	155
Проектирование и строительство	159
ГЛАВА VI. ФУНДАМЕНТЫ ОПОР ЛЭП	170
Общие положения	170
Экспериментальные основы расчета	175
Фундаменты в форме сплошных плит	175
Анкерные фундаменты	179
Расчет фундаментов	184
Проектирование и строительство	187
Сплошные фундаменты-оболочки	187
Анкерные фундаменты	193
Литература	198

Александр Никанорович Тетиор

**Проектирование и сооружение экономичных
конструкций фундаментов**

Редактор А. И. Соловьева
Обложка художника И. А. Быченко
Художественные редакторы
Б. М. Бойко, Л. В. Хохлова
Технический редактор С. Г. Герасимова
Корректор Л. В. Солодова

БФ 09428. Сдано в набор 26. IX 1974 г. Подписано к печати 11. II 1975 г. Бумага типографская № 1, 60×90^{1/16}, 12,75 печ. л., 13,3 уч.-изд. л. Тираж 15 000. Цена 85 коп.
Зак. 2531.

Издательство «Будівельник», Киев, Владимирская, 24.

Киевская фабрика печатной рекламы,
Киев, Выборгская, 84.