

624
ТЗ 7

Уральский Промстройниипроект

А.Н. Тетиор, А.Г. Литвиненко

Фундаменты- оболочки

МОСКВА

СТРОЙИЗДАТ

Госстрой СССР
Главпромстройниипроект
Союзметаллургстройниипроект
Уральский Промстройниипроект

А. Н. Тетиор

А. Г. Литвиненко

Фундаменты-оболочки

Москва Стройиздат 1975

Рекомендовано к изданию решением Ученого совета Проектного и научно-исследовательского института "Уральский Промстройниипроект" от 21 марта 1974 г.

Тетиор А.Н., Литвиненко А.Г. *Фундаменты-оболочки*. М., Стройиздат, 1975. 136 с. (Госстрой СССР. Главпромстройниипроект. Союзметаллургстройниипроект. Уральский Промстройниипроект).

В книге обобщены отечественные и зарубежные результаты исследования, проектирования, расчета и технологии возведения фундаментов-оболочек экономичных типов (столбчатых фундаментов под колонны и сооружения башенного типа).

Даны рекомендации по расчету, проектированию, технологии устройства фундаментов-оболочек и определению влияния формы оболочки на осадку и критическую нагрузку. Особое внимание уделено расчету фундаментов-оболочек по методу предельного равновесия, позволяющему наиболее полно использовать прочность материалов оболочки. Приведены данные о внедрении фундаментов-оболочек в практику строительства в СССР.

Книга рассчитана на широкий круг научных и инженерно-технических работников строительных, проектных и научно-исследовательских организаций.

Табл. 22, рис. 25, список лит.: 46 назв.

Т 30206 - 339
047(01) - 75 Зак. изд.

© Проектный и научно-исследовательский институт "Уральский Промстройниипроект" (Уралпромстройниипроект), 1975

ВВЕДЕНИЕ

Затраты железобетона на фундаменты в промышленном строительстве составляют 15-20% общего расхода на здание, поэтому задача выбора экономичного фундамента крайне актуальна.

Применяемые в настоящее время фундаменты мелкого заложения не позволяют передать нагрузку от сооружения на грунт эффективно по следующей причине. В плоскости подошвы фундамента в контакте находятся такие разнородные по своим характеристикам материалы, как железобетон и грунт. При равной площади поперечного сечения допускаемые давления для этих материалов отличаются в общем случае в 100 раз и более. В то же время нельзя использовать высокую прочность железобетона для уменьшения размеров фундамента, так как они определяются прочностью наиболее слабого из находящихся в контакте материалов-грунта.

В результате поисков рациональной конструкции фундамента были предложены фундаменты-оболочки, позволяющие сгладить границу между грунтом и фундаментом вследствие более равномерного нарастания площади горизонтального сечения оболочки и отсутствия резкого перехода от фундамента к грунту.

Фундаменты-оболочки, работающие благодаря своей криволинейной форме как пространственные конструкции, дают возможность наиболее рационально использовать прочностные свойства железобетона, что делает их эффективными.

Вследствие жесткости оболочки при минимальных изменениях ее формы изгибающие моменты в основном преобразуются в сжимающие и растягивающие усилия, что позволяет получить экономичный и легкий пространственный элемент вместо применяемой плоскостной конструкции.

Расчет оболочек выполняется по специальной теории. Значительный вклад в развитие этой теории сделан советскими учеными [1, 3, 6-10, 14, 18, 21, 33] и др.

За рубежом применению и исследованиям оболочек на грунте посвящены работы [2, 17, 20, 25, 46] и др.

Авторы признательны профессорам, докторам технических наук М.И. Горбунову-Посадову и К.Е. Егорову за ценные советы.

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ФУНДАМЕНТАХ-ОБОЛОЧКАХ

Применение оболочек в конструкциях фундаментов во многом соответствует их применению в покрытиях зданий. Первые фундаменты-оболочки применяли еще до изобретения железобетона и выполняли из дерева и кирпича аналогично аркам, куполам и кирпичным сводам в покрытиях. Кирпичные фундаменты-оболочки делали цилиндрической формы. Наряду с оболочками одинарной кривизны устраивали плиты с плоской нижней поверхностью, имеющие криволинейную срединную линию.

С развитием техники железобетона в применении фундаментов-оболочек, как и оболочек-покрытий, наметился постепенный переход к конструкциям двойной кривизны как наиболее жестким, экономичным и хорошо сопротивляющимся выпучиванию.

В настоящее время оболочки одинарной и двойной кривизны применяются в строительстве не только на слабых, но и на достаточно плотных грунтах вместо столбчатых, ленточных и сплошных фундаментов зданий и сооружений башенного типа.

Классификация фундаментов-оболочек

Изыскание рациональных конструктивных форм оболочки-фундамента является одной из задач, рассматриваемых исследователями. Форма фундамента-оболочки зависит от вида сооружения, его конструктивной схемы, способа опирания колонн или стен на фундамент, а также от вида грунта основания.

Для сооружений башенного типа (труб, башен, мачт), а также для зданий рамной конструкции с опиранием отдельных колонн на столбчатые фундаменты устраиваются столбчатые фундаменты-оболочки, которых насчитывается около 15 типов. Проведенным технико-экономическим анализом доказано, что наиболее экономичны фундаменты в форме гипаров, конических и "мембранных" оболочек [27].

Сплошные фундаменты-оболочки, в том числе многопролетные, служат вместо сплошных плоских или ребристых плит фундаментов для зданий, имеющих, как правило, несущие стены, а также для резервуаров и заглубленных насосных станций.

В ряде случаев сплошные оболочки применялись для зданий рамной системы с опиранием колонн на оболочку через диафрагму. Виды существующих фундаментов-оболочек показаны в табл. 1.

Сплошные фундаменты-оболочки подразделяются на гладкие, образуемые изогнутыми пластинками (оболочками), и складчатые, состоящие из отдельных плоских пластинок.

В зависимости от характера кривизны поверхности фундаменты-оболочки как столбчатые, так и сплошные можно разделить на оболочки одинарной и двойной гауссовой кривизны. К первым относятся оболочки нулевой гауссовой кривизны (конические и цилиндрические), поверхность которых разворачивается на плоскость. Фундаменты-оболочки двойной гауссовой кривизны имеют не разворачивающуюся на плоскость поверхность и в зависимости от направления кривизны делятся на оболочки положительной и отрицательной гауссовой кривизны.

Следует особо подчеркнуть, что в оболочках одинарной кривизны чаще всего не удается избежать моментного напряженного состояния, в то время как оболочки двойной кривизны характеризуются обычно близким к безмоментному напряженным состоянием.

Кроме того, оболочки двойной кривизны в силу своих конструктивных особенностей значительно лучше сопротивляются выпучиванию.

По форме образования поверхности фундаменты-оболочки можно разделить на оболочки вращения, образующиеся вращением плоской кривой вокруг оси, и трансляционные оболочки (оболочки переноса), образующиеся перемещением плоской кривой, параллельной самой себе, по направляющим кривым.







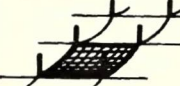







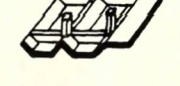





Фундаменты-оболочки при больших нагрузках могут быть усилены ребрами (см. в табл. 1 ребристые фундаменты-оболочки).

Особо можно выделить фундамент-оболочку в форме гиперболического параболоида, являющегося линейчатой поверхностью, образуемой при перемещении прямой образующей по прямым направляющим.

Как при строительстве покрытий, так и при устройстве фундаментов-оболочек переход от простых оболочек одинарной кри-

Вид оболочки	Место применения или исследования	Общий вид	Разрез	Вид железобетона
Под отдельные опоры (колонны, башни, трубы)				
Цилиндрическая	Венгрия			Монолитный
Гиперболический параболоид	Африка, Мексика, Индия, США, СССР, РНР			Монолитный и сборный
Коническая	Франция			Монолитный
"	Венгрия, США			"
"	То же			"
Гиперболический параболоид с ребрами	Индия			"
Оболочка вращения	Венгрия			Предварительно-напряженный сборный
То же	Чехословакия			Предварительно-напряженный монолитный
+ Коническая с опорным кольцом или плитой	СССР, ГДР, ФРГ			То же
Коническая с опорным кольцом или плитой	Чехословакия			Монолитный
Коническая из двух сопряженных конусов	ФРГ			"
Коническая с опорным кольцом, расположенным перпендикулярно оболочке	ГДР			"
✓ Сферическая вращения	Франция			"
С отверстиями	СССР			"
✓ Цилиндрическая	Япония, СССР			Сборный

Вид оболочки	Место применения или исследования	Общий вид	Разрез	Вид железобетона
Сплошные и ленточные днища резервуаров и анкеры				
Параболическая с без- раскосной фермой	Франция			Монолитный
Параболическая с за- тяжками	"			"
Гиперболический параболоид	Мексика			"
Параболический коноид	Венгрия			Монолитный
Параболический цилиндр	"			"
Кольцевая призматическая	"			"
Круговая вращения	Франция			"
Пологая сферическая	В ряде стран			"
Купольная	США			"
Тарельчатый анкер в виде конической оболочки	СССР			Сборный
Сплошные				
Эллиптический параболоид	Венгрия			Сборно- монолитный

Вид оболочки	Место применения или исследования	Общий вид	Разрез	Вид железобетона
Гиперболический параболоид	"			Монолитный
Несимметричный гиперболический параболоид	"			"
Эллиптический параболоид	"			"
Цилиндрическая многопролетная	Венгрия			Монолитный
Параболическая	"			"
Эллиптический параболоид	"			"
То же	"			"
Призматическая	Куба, Чехословакия, СССР			"
Цилиндрическая	Чехословакия, СССР			"
То же	Индия			"

визны к оболочкам двойной кривизны ознаменовал собой шаг вперед в развитии экономических оптимальных современных конструкций.

Прогнозирование применения фундаментов-оболочек

При прогнозировании конкретных перспектив исследований и разработки конструкций фундаментов-оболочек в настоящее время применяются следующие методы:

1) экстраполяции, заключающиеся в представлении будущего как прямого (или сложного) и непосредственного продолжения настоящего в пределах 12-15 лет с ожидаемой ошибкой $\pm 15\%$;

2) экспертных оценок, в том числе с использованием патентной информации (заключающиеся в сборе и систематизации экспертных оценок для установления степени согласованности мнений экспертов или научных комиссий по конкретным перспективам разработок);

3) моделирования (статистические теории предсказаний).

С целью изучения перспектив применения различных фундаментов-оболочек по методу экстраполяции изучались тенденции и темпы научных исследований фундаментов различных конструкций, публикации в отечественной и зарубежной литературе, доклады на конференциях, а также общие принципы развития конструкций, действующие во всех отраслях техники.

При изучении этих перспектив по методу экспертных оценок применяли следующие способы получения необходимой информации: опрос специалистов (экспертов) СССР и зарубежных стран по специально разработанным семи анкетам, содержащим классификацию фундаментов всех типов (см. табл. 1) и наряду с традиционными конструкциями включающим новые конструкции фундаментов-оболочек; систематизацию мнений специалистов, опубликованных в печати, а также научных комиссий (симпозиумов, конференций, совещаний) по некоторым фундаментам.

Полученные таким путем данные подвергались анализу, на основе которого были сделаны некоторые выводы.

Около 40% публикаций по исследованиям и применению столбчатых фундаментов посвящено фундаментам облегченного типа с уменьшенным расходом материалов [2, 9, 10, 16, 24]. Число стран, в которых исследуют и внедряют столбчатые фундаменты облегченных конструкций, возросло с 3 (в 1962 г.) до 12 (в 1970 г.). В СССР также отмечается рост как числа ор-

ганизаций, занимающихся этими исследованиями, так и объектов, на которых внедряются столбчатые фундаменты. Методом экспертных оценок установлена следующая вероятность применения в будущем различных столбчатых фундаментов:

моновитных ступенчатого типа 1;
сборных по типу монолитного из одного-двух блоков . . 1;
сборных ребристых из нижних плит и подколонника . .0,9;
сборных из плиты и конической оболочки или пустотелой пирамиды 0,85;
сборных ребристых одноблочных фундаментов-оболочек . .0,6.

В 70% статей, изучающих фундаменты сооружений башенного типа, рассматриваются фундаменты в виде конической оболочки и кольцевой плиты, а в 30% - фундаменты в виде конической оболочки [17, 20, 25].

Прогнозированием, проведенным на основе экспертных оценок, установлена следующая вероятность применения фундаментов различного типа:

сплошной круглой плиты 0,9;
ребристой круглой плиты 0,95;
кольцевого свайного ростверка 1;
кольцевой плиты с конической оболочкой 0,95;
цилиндрической оболочки - продолжения ствола 0,85;
конической оболочки 0,7.

Таким образом, прогнозированием, методами экстраполяции и экспертных оценок доказана вероятность широкого применения оболочек в подземных конструкциях. Результаты прогнозирования опубликованы в работе [39].

Как показали предварительные технико-экономические расчеты, наиболее экономичными среди известных являются фундаменты в форме конической оболочки, опирающейся на кольцевую или сплошную плиту.

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СТОЛБЧАТЫХ ФУНДАМЕНТАХ-ОБОЛОЧКАХ

Большое распространение в столбчатых фундаментах получили оболочки двойной кривизны в форме гиперболического параболоида. Каждая точка поверхности такого параболоида есть точка пересечения двух образующих, следовательно, арматуру гиперболического параболоида можно укладывать в прямых стержнях, а поверхность фундамента-оболочки сравнительно легко получить с помощью шаблона. Основным преимуществом гиперболического параболоида является то, что при действии на него равномерно распределенной нагрузки напряжения во всех точках согласно безмоментной теории одинаковы.

Впервые фундаменты в форме гиперболических параболоидов применил Ф. Кандела при строительстве ряда административных и промышленных зданий [33]. Фундаменты-оболочки, воспринимающие вертикальные нагрузки и изгибающие моменты от колонн каркаса здания, армировали одинарной арматурой, располагаемой в центре поперечного сечения оболочки. Края оболочки имели усиленное армирование.

Сборные фундаменты-оболочки в форме гиперболических параболоидов использовали при строительстве школьного здания в США. Оболочки из-за низкой несущей способности грунта основания выполняли из отдельных сборных элементов гиперболических параболоидов, укладываемых на подготовленную по форме оболочки поверхность грунта, с соединением стыков на месте строительства [33].

Представляет интерес использование оболочек в форме гиперболического параболоида вместо плоской плиты свайного ростверка. В Индии было построено здание на слабых грунтах с расположением кустов свай под отдельными фундаментами, выполненными в виде гиперболических параболоидов с ребрами [33].

Фундаменты в форме гиперболических параболоидов применялись и для многоэтажных зданий. В Индии при строительстве водонапорной башни использовали фундамент-оболочку в форме гиперболического параболоида с ребрами, направленными по линиям стыков соседних оболочек [33].

Поверхность фундаментов одного из зданий в Румынии [33] представляла собой четырехлепестковый гиперболический параболоид (квадратный в плане) с плоским опорным контуром. В местах стыка соседних лепестков и на опорном контуре оболочки были усилены бортовыми элементами. Для устройства фундаментов был применен способ, заключающийся в последующей инъекции грунтоцементного раствора в зазор между фундаментом и оставленным под оболочкой выпуклым участком грунта в естественном состоянии [33].

Во Франции построены складские здания, фундаментами которых служили конические оболочки вращения. Оболочки выполняли из монолитного железобетона и армировали одиночной арматурой. Толщина оболочек была переменной с утолщением к вершине конуса. Поверхность грунта подготавливали по форме оболочки вручную [16]. Недостатком подобных фундаментов является большой расход арматуры.

В Польше предложены сборные железобетонные конические фундаменты-оболочки для крупнопанельных зданий, устанавливаемые в обычный котлован и на месте строительства заполняемые тощим бетоном. Подобная конструкция наиболее полно отвечает современным требованиям к фундаментам жилых полносборных зданий [33].

Колонны здания высотной гостиницы в Будапеште опираются на фундамент, состоящий из двух сочлененных усеченных конусов в месте стыка двух оболочек. Сочетание двух конических оболочек придает фундаменту большую жесткость [2].

Короткие цилиндрические оболочки, расположенные вертикально, применяются для увеличения несущей способности фундаментов [1]. Оболочка препятствует боковому выпиранию грунта из-под подошвы фундамента. Выпирание грунта можно только на уровне низа оболочки, где этому препятствует масса вышележащего грунта. Таким образом, применение ограждающих оболочек равносильно заглублению подошвы фундамента до низа оболочки. Особенно экономичен этот способ устройства фундаментов в условиях, требующих укрепления или осушения котлована.

В Венгрии проведены работы по созданию сборных железобетонных фундаментов-оболочек вращения, так называемых

"мембранных". Практически это название не соответствует действительности, так как в оболочке появляются изгибающие моменты, в связи с чем ее напряженное состояние не может быть названо мембранным.

Следует отметить небольшую приведенную толщину бетона "мембранных" фундаментах - от 8,5 до 10 см. Проектирование таких фундаментов для промышленного объекта показало, что их конструкция экономична по расходу материалов. Крупным недостатком этой конструкции является сложность ее исполнения и необходимость устройства основания по форме мембраны вручную, а также отсутствие данных о действительном напряженно-деформированном состоянии оболочки [2].

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ СТОЛБЧАТЫХ ФУНДАМЕНТОВ МЕТОДОМ ФОТОУПРУГОСТИ

Методика испытаний

Целью исследований является определение характера распределения напряжений в теле фундаментов-оболочек.

В обычных эксплуатационных условиях бетону свойственна значительная ползучесть, вследствие чего его напряженное состояние может существенно изменяться. Однако в настоящее время не существует четкой методики по учету ползучести при исследовании напряжений методом фотоупругости. Поэтому в проведенных поляризационно-оптических исследованиях бетон принято рассматривать как упругий материал.

Модели по отношению к натуре выполняли с соблюдением масштабов геометрического и силового подобий, не принимая во внимание различие в коэффициентах Пуассона моделей и натуре. Это объясняется тем, что при сопоставлении результатов аналитически решенных задач объемной теории упругости и проведенных экспериментальных проверок можно сделать вывод о том, что значение " μ " несущественно влияет на величину и распределение главных напряжений [27]. Так, в исследованиях двумя различными методами с использованием разных материалов для моделей с " μ " = 0,5 и 0,35 отмечено, что влияние коэффициента " μ " для моделей тонкостенных конструкций незначительно и колеблется от 8 до 12% [27].

Масштабы геометрического и силового подобий приняты независимыми, так как это удобно для выполнения моделей и измерений. Геометрический масштаб 1:25 выбран с расчетом получения почти однородного напряженного состояния в сечениях толщиной 2-3 мм. Необходимо отметить, что точность исследования зависит от размеров модели, которые в свою очередь зависят от размеров поляризационной установки.

Для определения геометрических размеров моделей брали фундаменты-оболочки под колонны промышленного здания [19].

Напряжения в столбчатых фундаментах-оболочках исследовали на объемных моделях по методу "замораживания". Модели выполняли из оптически чувствительного материала, приготовленного на основе эпоксидной смолы ЭД-6. Геометрические размеры объемных моделей фундаментов-оболочек под колонны приведены в табл. 2.

Модель, установленную в термостат под нагрузкой, нагревали, а затем медленно охлаждали по режиму, описанному в работе [22]. Грунтом при испытании служил мелкозернистый песок.

После "замораживания" модель разрезали электролобзиком (при этом срез для охлаждения поливали машинным маслом) с целью получения отдельных ее слоев в виде пластинок, которые просвечивали как плоские модели. В сечениях исследуемых моделей меридиональные напряжения определяли нормальным просвечиванием меридиональных срезов, взятых по плоскости, совпадающей с осью.

Для определения кольцевых напряжений просвечивали срезы, взятые в другом месте осесимметричной модели. При просвечивании среза поляризационным светом оптический эффект вызывал только разность наибольшего и наименьшего нормальных напряжений в плоскости, перпендикулярной просвечиваемому лучу. Для определения разности главных напряжений применяли метод компенсации. Оптическую разность хода лучей, прошедших через срез, измеряли на поляризационной установке в отдельных точках среза с помощью специального оптического прибора-компенсатора.

Для исследования моделей применяли поляризационную установку с синхронным вращением поляризатора и анализатора типа КСП=7 с компенсацией по методу Сенармона. Полученную методом компенсации разность главных напряжений необходимо разделить для определения каждого из главных напряжений σ_1 и σ_2 в отдельности.

В данных опытах для разделения нормальных напряжений применен метод разности касательных напряжений, основанный на численном решении дифференциальных уравнений равновесия в прямоугольной системе координат.

Анализ результатов опытов

При анализе результатов опытов приняты следующие обозначения:

t, t_1 - толщина стенок конической оболочки в краевых сечениях, см;

R_2 - расстояние по нормали к срединной поверхности оболочки до ее оси вращения, см;

r_0 - радиус, см;

h - высота конической оболочки, см;

N_1, N_2 - соответственно меридиональное и кольцевое усилия в фундаменте-оболочке, кН/м;

M_1 - меридиональный момент на единицу длины кольцевого сечения, Н. м/м;

σ_1, σ_2 - соответственно меридиональное и кольцевое напряжения в оболочке, МПа;

σ_x, σ_y - напряжения в плите по сечениям, соответственно перпендикулярным и параллельным верхнему обрезу плиты фундамента, МПа;

σ_2 - кольцевое напряжение по подошве фундаментной плиты, МПа.

Определим характеристики конических оболочек исследованных моделей [14]:

модель	M=1	M=2	M=3
S, см,	0,985	0,835	0,66
λ	$2,82 < \pi$	$2,52 < \pi$	$5,76 < \pi$

На основании вычислений можно сделать вывод, что коническая оболочка в моделях M=1 и M=2 является короткой и имеется взаимное влияние краев, а в модели M=3 коническая оболочка длинная и взаимное влияние краев отсутствует.

Рассмотрим прежде всего распределение меридиональных напряжений σ_1 в сечениях модели M=1 (рис. 1, а, б).

При нагружении модели M=1 силой, равной 0,2 кН и приложенной с эксцентриситетом 0,7 см, обнаруживается неравномерное распределение меридиональных напряжений по горизонтальным сечениям I, II, III конической оболочки. Наибольшие значения напряжений σ_1 наблюдаются на внешнем контуре конической оболочки, наименьшие - на внутреннем. Отношение $\sigma_{1\text{макс}}/\sigma_{1\text{мин}}$ колеблется в пределах 1,14 - 1,22 (в направлении действия момента) и 1,33 - 1,54 (с противоположной стороны).

Значения меридиональных напряжений σ_1 для срединной линии сечения конуса примерно равны среднему значению напряжений на наружной и внутренней сторонах конической оболочки. Со стороны действия момента M ошибка при определении напряжений σ_1 составляет 3,8%, а с противоположной стороны - 5%. Для практических целей такое определение достаточно точно.

Следовательно, при определении меридиональных напряжений σ_1 и усилий в теле оболочки железобетонных моделей и на-

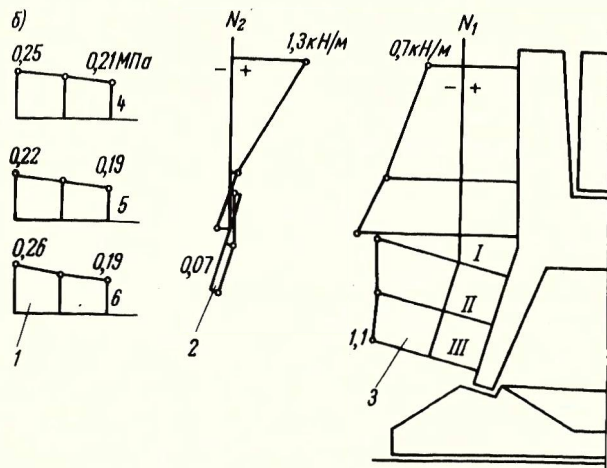
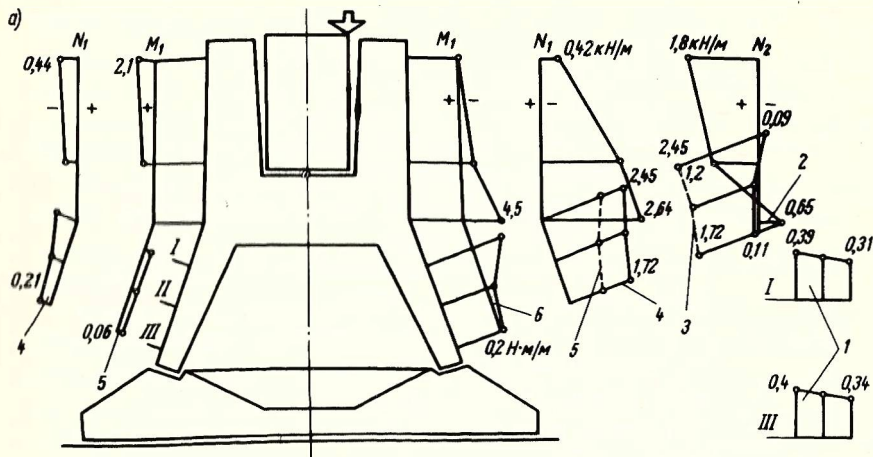


Рис. 1. Эпюры напряжений и усилий в модели М-1;

а - диаметрально сечение: 1 - опытные меридиональные напряжения; 2 - опытные кольцевые усилия; 3 - теоретические кольцевые усилия; 4 - опытные меридиональные усилия; 5 - теоретические меридиональные усилия; 6 - опытный меридиональный момент; б - сечение, расположенное под углом 1,8 рад к линии действия нагрузки на фундамент: 1 - опытные меридиональные напряжения; 2,3 - опытные кольцевые и меридиональные усилия

турных конструкций напряжения, замеренные на наружной и внутренней поверхностях фундамента, могут быть заменены их равнодействующей к срединной поверхности конической оболочки.

Проанализируем теперь распределение напряжений σ_1 в горизонтальных сечениях стаканной части фундамента. При испытании модели стаканная часть свободна от непосредственной нагрузки, в то же время коническая оболочка в краевом сечении подвергается действию сжимающих усилий. Оба соприкасающихся элемента фундамента (дно стакана и коническая оболочка) не одинаковы по своим размерам и форме. К этому следует добавить, что в месте их сопряжения плоскость края оболочки не перпендикулярна ее срединной поверхности. По этим причинам наибольшие значения меридиональных напряжений обнаруживаются в зоне соединения конической оболочки и стакана фундамента. При движении вверх и вниз напряжения резко понижаются.

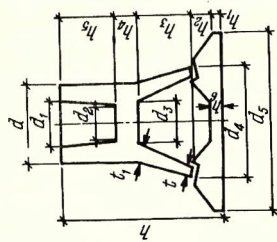
Максимальные значения касательных напряжений также наблюдаются в месте сопряжения конической и цилиндрической частей фундамента. Значения их со стороны действия момента составляют 0,037-0,054 МПа, а с противоположной стороны - 0,012 - 0,014 МПа.

Кольцевые напряжения σ_2 по сечениям I, II, III конической оболочки также распределяются неравномерно. Наибольшие их значения наблюдаются в нижней части оболочки и составляют со стороны действия момента 0,176 - 0,199 МПа. К этому следует добавить, что кольцевые напряжения не всюду имеют одинаковый знак. Как видно из рис. 1, выше сечения I (со стороны действия момента) кольцевые напряжения σ_2 из растягивающих переходили в сжимающие, а в стаканной части снова меняли знак. На смену знаков влияет место сопряжения конуса со стаканной частью.

Характер распределения полос моделей М-2 и М-3 указывает на существование сильной концентрации напряжений, особенно в наружной и внутренней точках сопряжения оболочки и дна стакана. Наблюдая концентрацию полос, можно предположить, что наличие острой кромки в месте сопряжения, особенно с внутренней стороны, могло привести к повышению напряжений. Отсюда следует, что при конструировании фундамента необходимо предусматривать возможно большие радиусы перехода в месте сопряжения оболочки и стаканной части фундамента.

Рассматривая картины полос в диаметральных сечениях исследованных моделей (см. табл. 2 и рис.1), можно заметить,

Таблица 2

Марка модели	Диаметральный разрез модели	Размеры, мм													P, кН		
		d	d ₁	d ₂	d ₃	d ₄	d ₅	h	h ₁	h ₂	h ₃	h ₄	h ₅	h ₆		t	t ₁
M-1		44	23	20	23	56	104	90	5	11	28	14	32	6	4	8	0,2
M-2		31	18	15	18	69	98	69,5	4	8	21	9	27	6	3,5	5,5	0,2
M-3		31	19	16	19	68	98	84	4	8	38	11	23	6	4	5	0,2

что с увеличением угла наклона образующей конуса при вершине α с 0,48 до 0,78 рад, уменьшением высоты конической оболочки с 3,8 до 2,1 см и при креплении конической оболочки к стакану по его боковой поверхности увеличивается количество полос в наиболее напряженной зоне фундамента, а следовательно, возрастает напряженное состояние. Различия в геометрии моделей M-1 и M-2, показанной в табл.2, существенно сказываются на напряженном состоянии не только наиболее нагруженной зоны, но и всего фундамента. Если за критерий срабатывания моделей M-1 и M-2 принять отсутствие концентрации полос в месте сопряжения оболочки и стакана, то лучшей будет модель M-1. В модели M-3 зона сопряжения конической и стаканной частей не оказывает влияния на напряженное состояние всего фундамента.

Таким образом, при проектировании фундаментов – оболочек следует стремиться по возможности сохранить значение угла α в пределах 0,36–0,62 рад, а также предусматривать присоединение оболочки ко дну стакана, а не к его боковой поверхности.

Отсутствие четких полос в дне стакана модели M-1 свидетельствует о том, что прикладываемого усилия (0,2 кН при $l = 0,7$ см) явно недостаточно для того, чтобы вызвать появление полос. Картина полос в дне стакана модели M-2 очень схожа с наблюдаемой в балках при изгибе. Поэтому можно предположить, что дно стакана работает как балка на изгиб.

Рассматривая напряженное состояние плиты, следует отметить, что в нижней части фундамента отсутствует жесткое защемление конической оболочки в тело плиты. При анализе напряженного состояния плиты обнаруживается местная концентрация напряжений на площадке опирания конической оболочки.

Картина полос в плитах указывает, что наиболее напряженным местом является зона сопряжения конической оболочки с плитой (особенно со стороны действия момента). Картина полос несимметрична в связи с наличием контактных напряжений в зоне опирания конуса на плиту, а также в связи с внецентренным приложением нагрузки при испытании.

Перераспределение напряжений σ_y происходит по всему телу плиты. В верхней части плиты примерно до середины высоты наблюдается интенсивное сжатие, а в нижней – растяжение, причем сжимающие напряжения примерно в 3 раза больше растягивающих. Такое перераспределение напряжений происходит, видимо, вследствие влияния площади опирания оболочки. В

одних местах исследованного сечения плиты наблюдается уменьшение напряжений σ_y , в других — увеличение, при этом сжимающие напряжения σ_x в средней части плиты (по подошве) превосходят максимальные значения растягивающих напряжений σ_y .

Несимметричное распределение кольцевых напряжений σ_2 по подошве плиты показывает, что низ плиты сжат. Большое влияние на распределение напряжений σ_2 оказывает зона опирания конической оболочки на плиту (особенно со стороны действия момента).

Из сопоставления распределения напряжений σ_y и σ_2 можно сделать вывод, что плита при внецентренном нагружении фундамента изгибается средней частью вверх. Это обстоятельство следует учитывать при проектировании.

Для более полного описания напряженного состояния моделей фундаментов были вычислены меридиональный изгибающий момент M_1 , кольцевое N_2 и меридиональное N_1 усилия. Значения кольцевых моментов (см. рис. 1) вследствие их малости при анализе не учитывались. Значения момента и усилий складывали вдоль выносных линий, перпендикулярных срединной поверхности оболочки.

Результаты, полученные экспериментально, сравнивались с рассчитанными теоретически по методике, предложенной Г. Рюле и Р. Рабихом [25]. Значения усилий и моментов, вычисленные теоретически, отмечены пунктирными линиями на рис. 1.

Сопоставление теоретических и экспериментальных результатов показывает численное расхождение данных эксперимента и числового расчета. Так, теоретические значения кольцевых усилий были больше опытных на 63–97%. Это расхождение объясняется следующими причинами:

коническая оболочка фундаментов, выбранных для экспериментов, относительно толстая: $t/R_2 = 1/8$. Вычисления по безмоментной теории, принятой Г. Рюле и Р. Рабихом за основу при создании метода расчета, строго верны лишь в том случае, когда толщина оболочек бесконечно мала, т.е. $t/R_2 \ll 1/20$;

в месте сопряжения оболочки со стаканом вследствие того, что плоскость края оболочки не перпендикулярна ее срединной поверхности, наблюдается краевой эффект, который не учитывается безмоментной теорией.

Анализируя результаты исследований методом фотоупругости, можно сделать следующие выводы:

1. Получены не только качественные, но и количественные оценки напряженного состояния столбчатых фундаментов — оболочек.

2. Эпюры напряжений, усилий и моментов дают наглядное представление о напряженном состоянии фундамента-оболочки.

3. При исследовании выявлены места концентрации напряжений, усилий и моментов. Наибольшие касательные и меридиональные напряжения, а также усилия и моменты возникают в зоне примыкания конической оболочки к стакану фундамента, а максимальные кольцевые напряжения — в нижней части конуса в месте сопряжения его с плитой.

4. В круглой плите фундамента-оболочки верхние волокна растянуты, нижние — сжаты.

5. Полученная полная картина напряженного состояния фундамента-оболочки при внецентренном нагружении позволяет разработать конкретные рекомендации по конструированию таких фундаментов.

6. Экспериментальная проверка метода расчета Г. Рюле и Р. Рабиха не позволяет рекомендовать его для расчета фундаментов-оболочек в упругой стадии, так как получается большое (до 97%) завышение результатов расчета кольцевых усилий по сравнению с опытом.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ-ОБОЛОЧЕК НА МОДЕЛЯХ И НАТУРНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Методика испытаний

Цель лабораторных исследований на крупномасштабных моделях – определить момент начала разрушения фундаментов, характер распределения трещин, а также предельное состояние конструкций по несущей способности и трещиностойкости. В опытах с натурными фундаментами дополнительно рассматривался характер разрушения дна стакана и определялись эпюры контактных давлений по подошве круглых плит.

Для проведения испытаний были запроектированы и изготовлены следующие фундаменты:

коническая оболочка без плиты, опирающаяся нижней поверхностью на грунт;

коническая оболочка со стаканом и без него, опирающаяся на круглую плиту переменного по высоте сечения.

Модели в масштабе 1:4 проектировали с учетом геометрического подобия их размеров размерам натурной конструкции – прототипу [34].

В связи с тем, что эти модели имели незначительную толщину, для их формования был взят гипс и бетон цементно-песчаного состава без крупного заполнителя. Бетон был выполнен на портландцементе марки 500, заполнитель – речной песок средней крупности. Водоцементное отношение подбиралось таким образом, чтобы получить бетонную смесь состава 1:2,75 с осадкой конуса 7–8 см.

К моменту проведения испытаний были определены механические характеристики бетона. Средняя кубиковая прочность бетона на день испытания фундаментов-оболочек составила 16 МПа.

Натурные фундаменты формовали в заводских условиях из бетона марки 200 с осадкой конуса 1–4 см. При бетонировании плит для получения гнезд под месдозы устанавливали дере-

вянные пробки. Прочность бетона определяли на кубах размером 10x10x10 см, модуль упругости – по данным испытаний стандартных призм. Степень однородности бетона контролировали ультразвуковым прибором УБК-1.

Давление на контакте плиты с грунтом измеряли датчиками СДКС-3Б. Принцип измерения давления грунта, положенный в основу работы датчика, заключался в сравнении частоты колебаний струны датчика с известной частотой генератора измерительного прибора, подключенного к датчику. Показания датчиков снимали с помощью станции электроакустического метода измерения ССМ2.

Деформации бетона натуральных фундаментов определяли тензодатчиками базой 50 мм и сопротивлением 400 см, наклеенными попарно на внутренней и наружной поверхности конструкции в диаметрально противоположных направлениях. Всего в экспериментах установили на конической части 128 тензодатчиков, на плите – 116. Отсчеты снимали с помощью электронного измерителя деформаций с автоматической балансировкой АИД-1М и коммутирующего устройства. Ширину раскрытия трещин измеряли микроскопом МПБ-2. Прогиб конических оболочек (из плоскости образующей) измеряли 20 индикаторами часового типа, установленными на конструкции с помощью специального держателя. Осадки оболочек определяли прогибомером типа 6ПАО.

Нагрузку на фундаменты прилагали ступенями, составляющими 10% расчетной, определяемой по безмоментной теории. После приложения очередной ступени нагрузки давалась выдержка в течение 10–15 мин, а затем снимались показания.

Модели испытывали в железобетонном лотке размером 2x2x x2 м с толщиной стенки 250 мм. К верхней части лотка на болтах диаметром 30 мм крепилась упорная балка, на которую передавалось вертикальное усилие при испытании. Нагрузку на модели и натурные конструкции создавали гидравлическим домкратом. Сжимающее усилие для моделей определяли с помощью динамометра ДС-5, а для натуральных конструкций – манометра, установленного на носовой станции ДГ-100-2.

Грунтом основания при испытании моделей служил речной мелкозернистый сухой песок с плотностью $1,74 \cdot 10^3 \text{ кг/м}^3$, а для натуральных конструкций – элювиальный суглинок с основными характеристиками: $C=0,07 \text{ МПа}$, $\varphi=0,52 \text{ рад}$, $E=17 \text{ МПа}$.

Натурные фундаменты-оболочки исследовали в полевых условиях на установке, состоящей из стальной двутавровой балки, которая через систему второстепенных балок крепилась к ан-

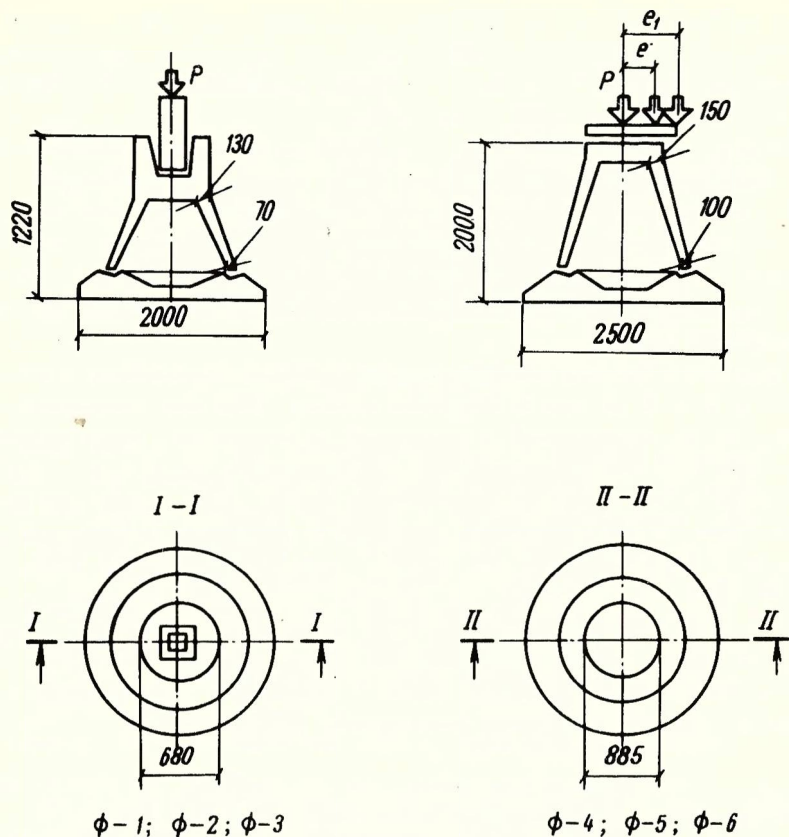


Рис. 2. Геометрические размеры натуральных фундаментов и схема приложения нагрузки при испытаниях

керным сваям и допускала максимальное усилие не более 1000 кН. По этой причине только два фундамента-оболочки армировали проволокой диаметром 6 мм, а остальные изготавливали без арматуры.

Геометрические размеры и результаты испытаний гипсовых и бетонных моделей представлены в табл. 3. Схема приложения нагрузки при испытании натуральных фундаментов и их геометрические параметры показаны на рис. 2. Следует отметить, что при испытании внутренние полости гипсовых и бетонных моделей засыпались неуплотненным песком.

Таблица 3

Марка модели	Диаметральный разрез модели	Материал модели	Размеры, мм						α , рад	Разрушающее усилие, кН	Осадка, мм
			d	d_1	d_2	t	t_1	h			
М-1		Гипсовые	220	120	800	28	33	400	0,6	7,2	24
М-2			220	120	800	30	40	400	0,3	5	30
М-3			220	120	800	20	30	400	0,3	1,5	20
М-4			220	120	800	30	40	400	0,3	5,1	35
М-5			220	120	800	10	40	400	0,3	5,8	28
М-1			220	120	800	42	42	400	0,6	24	60
М-2	Бетонные		220	120	800	20	35	400	0,6	6	20
М-3			220	120	800	30	40	400	0,3	18,6	35
М-4			220	120	800	10	40	400	0,3	17	29

Анализ результатов опытов

При испытании гипсовых и бетонных конических фундаментов первые трещины появлялись, как правило, на поверхности низа оболочек при нагрузках 1,5–2 и 2,5–3 кН для гипсовых и бетонных моделей соответственно. В большинстве своем трещины имели меридиональное направление и возникали не на одном участке, а одновременно в нескольких местах по низу фундаментов. Это свидетельствовало о том, что растяжение нижнего контура моделей носило равномерный характер. Исключения составляли модели М=3 (гипс) и М=2 (бетон). В этих моделях наблюдалась концентрация трещин с одной стороны. Это явление можно объяснить, во-первых, тем, что при всей тщательности, с какой была проведена центровка домкрата, имелся небольшой эксцентриситет, во-вторых, видимо, не совсем качественно изготовлены модели. В ходе испытаний, в момент разрушения, меридиональные трещины объединялись кольцевой трещиной, возникающей в месте сопряжения конической и цилиндрической частей фундамента. Механизм разрушения состоял из отдельных дисков, разделенных меридиональными трещинами (рис. 3). Характер трещин показал, что при загрузке моделей происходил разрыв нижнего контура конической оболочки.

Таким образом, кроме прочности и трещиностойкости фундамента в меридиональном направлении, которые обычно обеспечиваются при проектировании конической оболочки, необходимо предусмотреть прочность конструкции в кольцевом направлении. Для этого при проектировании фундамента-оболочки большую часть кольцевой арматуры следует располагать в нижней части конуса.

Результаты испытаний моделей показывают, что разрушающая нагрузка зависит от угла наклона образующей α конической оболочки (см. табл. 3). При увеличении угла наклона с 0,3 до 0,6 рад разрушающая нагрузка возрастала примерно на 22%. Следует добавить, что с увеличением угла α в 2 раза одновременно увеличивалась и осадка моделей примерно на 30%. Это можно объяснить неуплотненностью грунта, засыпанного во внутреннюю полость фундаментов.

Основные показатели, характеризующие процесс разрушения натуральных фундаментов Ф=1, Ф=2 и Ф=3 при центральном нагружении, приведены в табл. 4. Дополнительно отметим, что при испытании фундаментов Ф=1 и Ф=2 трещины, образовавшиеся в дне стакана при разрушении, вошли в середину конической обо-

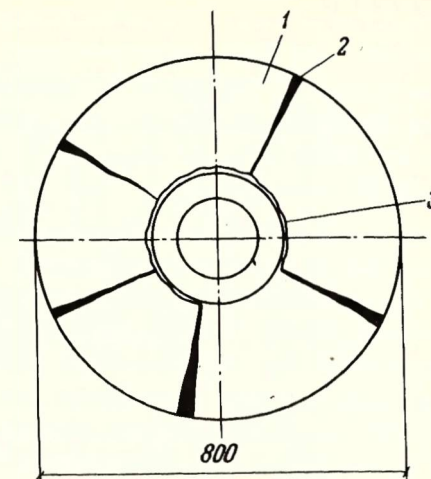


Рис. 3. Характер разрушения бетонной модели

1 – коническая оболочка;
2 – меридиональная трещина;
3 – кольцевая трещина

Таблица 4

Показатель	Фундамент		
	Ф-1	Ф-2	Ф-3
Усилие, кН, при котором появилась первая трещина:			
на плите	250	400	280
на оболочке	400	600	360
Разрушающее усилие P_p , кН	950	950	970
Количество трещин при разрушении:			
на плите	5	6	—
на оболочке	7	12	9
Максимальная ширина раскрытия трещин, мм:			
на плите	19	7	—
на оболочке	50	5	40
Схема разрушения:			
плиты			Радиальная
оболочки			Меридиональная

лочки фундаментов и, следовательно, при данных размерах фундаментов не было продавливания стакана. При исследовании фундамента Ф-3 (который армирован проволокой диаметром 6 мм) разрушения стакана не наблюдалось. Некоторые результаты испытания фундаментов Ф-1, Ф-2 и Ф-3 опубликованы в работе [35].

При испытании на центральное загрузку бетонного фундамента Ф-4 первая меридиональная трещина с раскрытием 0,1 мм появилась в нижней части оболочки на пятом этапе загрузки ($P=500$ кН). С шестого по девятый этап включительно возникли еще две трещины, идущие в направлении образующей конуса к его вершине. К моменту разрушения ($P_p = 950$ кН) на конусе насчитывалось пять меридиональных трещин с максимальным раскрытием 5 мм. Трещины на оболочке располагались по направлению трещин в плите.

С самого начала опыта коническая оболочка в меридиональном направлении работала на внецентренное сжатие, в кольцевом — на растяжение. При отношении $P/P_p = 0,53$ (P — нагрузка данного этапа, кН; P_p — разрушающая нагрузка, кН) кольцевые деформации в нижней части оболочки составляли $\epsilon = (10-12) \cdot 10^{-5}$ (рис. 4, а кривая ϵ_x^n). Этого значения деформаций достаточно для появления меридиональных трещин в оболочке.

В конической части фундамента Ф-5, испытанного с эксцентриситетом приложения нагрузки $e = 31,25$ см, что равно 0,25 радиуса опорной плиты диаметром 2,5 м, первая меридиональная трещина с раскрытием 0,1 мм возникла при $P=400$ кН. С образованием трещины прогибы крайних точек сразу возросли (рис. 4, б). При нагрузке 450 кН на плите появились одновременно две радиальные трещины с раскрытием 0,25–0,3 мм, расположенные под углом примерно 1 рад к плоскости действия внецентренной нагрузки. К моменту разрушения $P_p=900$ кН со стороны приложения усилия на конической оболочке образовалось пять меридиональных трещин, а на плите — три. В момент разрушения более нагруженная часть (со стороны приложения силы), ограниченная крайними трещинами на конусе и плите, просела на 12 мм ниже верха фундамента. При разрушении на конусе было семь трещин с максимальным раскрытием 14 мм, а на плите — шесть, максимальное раскрытие которых составляло 17 мм (рис. 5). Поскольку бетон плохо работает на растяжение, то наибольший интерес представляют деформации растяжения ϵ_x . Относительные кольцевые дефор-

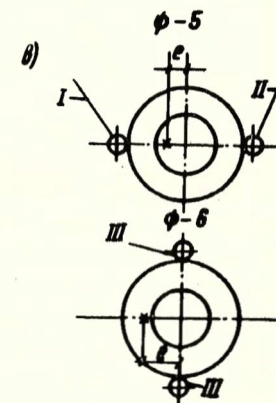
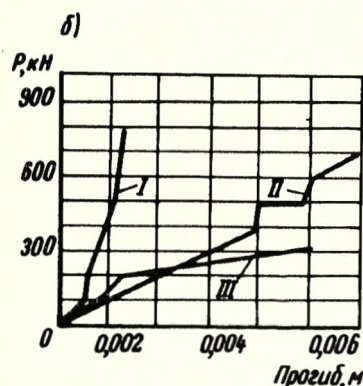
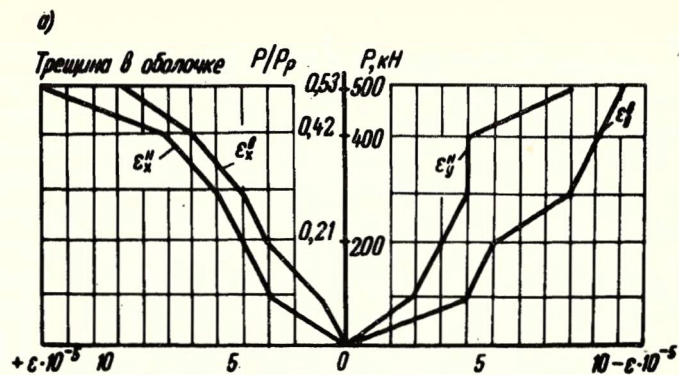


Рис. 4. Кривые деформации бетона оболочки фундамента Ф-4 (а), зависимость прогибов крайних точек фундаментов от усилия (б) и схема установки индикаторов I—III на конструкциях (в)

мации крайних точек оболочки (считая от места опирания конуса на плиту) обозначали:

$\epsilon_{x_n}, \epsilon_{x_v}$ — деформации точек со стороны линии действия силы;

$\epsilon'_{x_n}, \epsilon'_{x_v}$ — деформации точек с противоположной от P стороны;

ϵ''_{x_v} — деформации точек на внутренней поверхности со стороны, перпендикулярной плоскости силы P (x — указывает направление деформации, а буквы "н" и "в" обозначают наружную и внутреннюю поверхность оболочки).

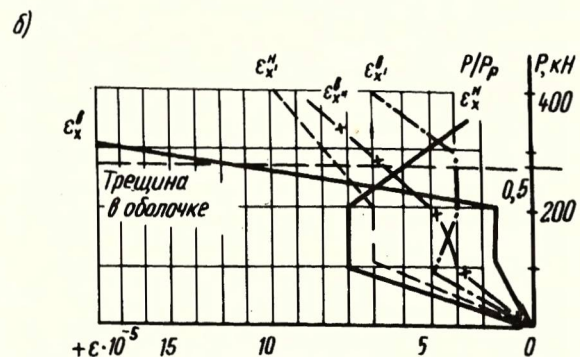
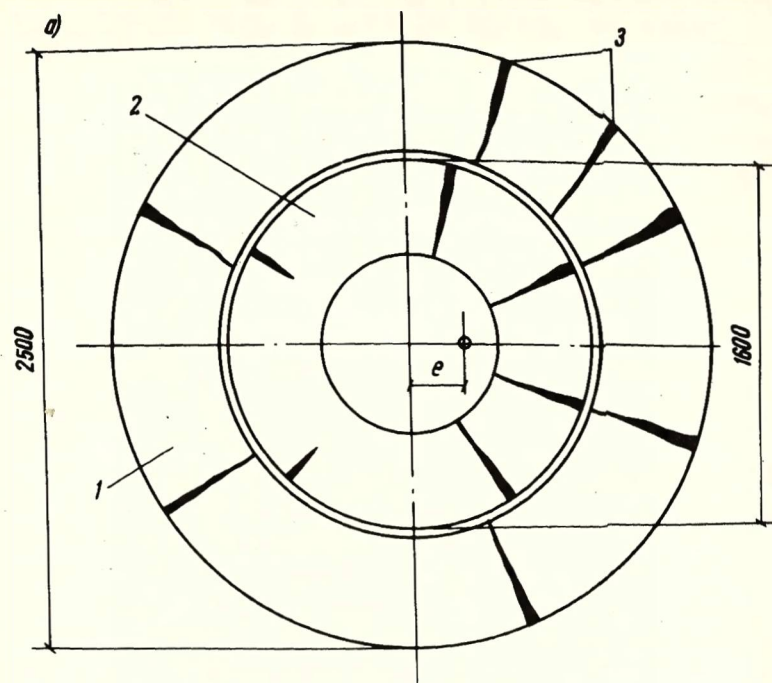


Рис. 5. Схема разрушения фундамента при внецентренном нагружении (а) и кривые деформаций бетона фундамента Ф-6 (б)

1 - сплошная плита; 2 - коническая оболочка; 3 - меридиональные трещины

Рассмотренные деформации (рис.6, а,б) показали, что в кольцевом направлении оболочка работала на растяжение.

Начиная с нагрузки $0,44 P_p$ растягивающие деформации (за исключением ϵ_{xH}) уменьшались и даже изменили знак. Следовательно, при $P/P_p = 0,44$ произошло коренное изменение статической схемы работы оболочки. Этот этап испытания соответствует нагрузке, при которой возникла трещина на конусе. Появление трещины объясняется тем, что деформации достигли значений $\epsilon_x = 10 \cdot 10^{-5}$, достаточных для разрыва волокон бетона.

Рассматривая работу плиты, приняли обозначения:

$\epsilon_x^B, \epsilon_x^H$ - кольцевые деформации крайних точек соответственно верха и низа плиты со стороны силы P ;

$\epsilon_x^H, \epsilon_x^B$ - кольцевые деформации бетона со стороны, противоположной действию силы P ;

ϵ_{xH}^H - кольцевые деформации плиты со стороны, расположенной под прямым углом к плоскости действия силы P ;

ϵ_{xH}^B - кольцевые деформации верхних волокон в центре плиты (см. рис. 6, б).

С момента приложения нагрузки нижняя часть плиты (подосва) работала на растяжение (кривые ϵ_{xH} ; $\epsilon_{xH}^B, \epsilon_{xH}^H, \epsilon_{xH}^B, \epsilon_{xH}^H$), а верх плиты был сжат (кривые $\epsilon_{xH}^H, \epsilon_{xH}^B, \epsilon_{xH}^H, \epsilon_{xH}^B$). При нагрузке $P=0,36 P_p$ $\epsilon_{xH} = (10-14) \cdot 10^{-5}$ (со стороны P), что вполне достаточно для образования трещины в плите. Таким образом, при внецентренном сжатии ($e = 0,25$ радиуса опорной плиты) трещины в плите начинали появляться при $P=0,35 P_p$ (по данным тензодатчиков). Отметим, что при испытании поперечное сечение плиты было ослаблено (на 33%) вследствие установки 11 месдоз типа СДКС=ЗБ.

Фундамент Ф-6 испытывали на внецентренную нагрузку с $e = 62,5$ см, что составляло $0,5$ радиуса опорной плиты. Первая меридиональная трещина на конусе с раскрытием $0,1$ мм появилась со стороны приложения нагрузки при $P=300$ кН. С увеличением нагрузки трещина быстро развивалась дальше и при $P=400$ кН раскрытие ее в нижней части составило 2 мм. В начале пятого этапа ($P_p = 430$ кН) трещина, возникшая ранее, достигла места сопряжения оболочки со стаканной частью, и одновременно наступило разрушение фундамента. С самого начала загрузки в конической оболочке (особенно со стороны, противоположной нагрузке) возникали значительные растяги-

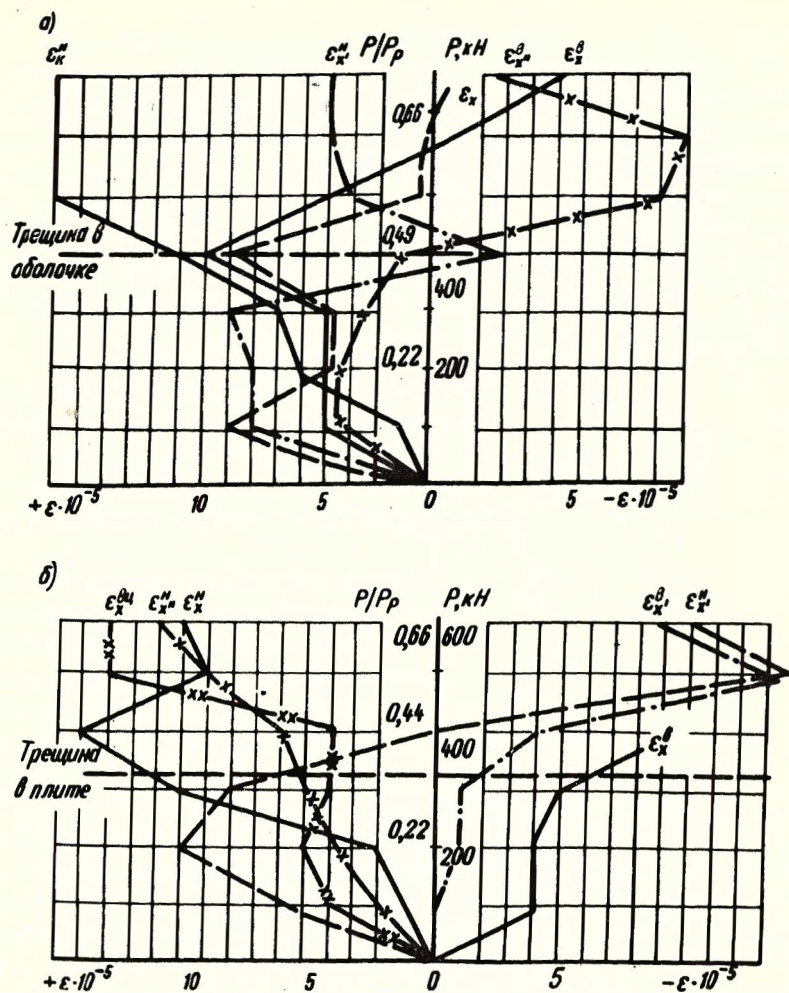


Рис. 6. Кривые деформаций бетона на наружной и внутренней поверхностях оболочки (а) и плиты (б) фундамента Ф-5

вающие напряжения, причем уже при $P/P_p = 0,7$ $\epsilon_x = (10 - 13)10^{-5}$, что достаточно для появления меридиональных трещин. Добавим, что при испытании фундамента Ф-6 отрыва оболочки от плиты со стороны, противоположной направлению смещения нагрузки, не наблюдалось.

Оценивая в целом работу испытанных натуральных фундаментов, отметим следующее: схема разрушения центрально нагруженных

бетонного и железобетонного фундаментов одинаковая, меридиональная. При внецентренном нагружении наблюдалось отличие схемы разрушения от таковой при центральной нагрузке. Трещины, возникая непрерывно по периметру фундамента, отклонялись от направления по меридиану. Наибольшее их количество образовалось со стороны прикладываемого усилия.

Образование трещин в фундаментах-оболочках (центрально и внецентренно нагруженных) происходило вследствие того, что деформации растяжения, наибольшие в нижней части фундамента, достигали значения предельной поперечной растяжимости бетона. По этой причине при конструировании необходимо большую часть кольцевой арматуры располагать в нижней части оболочки. Результаты испытаний натуральных фундаментов Ф-4, Ф-5 и Ф-6 частично описаны в работах [32, 33]. Кольцевые и сплошные плиты разрушались по радиальной схеме.

Сопоставим результаты расчета нескольких фундаментов, выполненного в предположении, что оболочка работает в упругой стадии, с данными наших экспериментов. Расчеты проводились для фундаментов одного из построенных объектов [34]; некоторые результаты приведены в работах [28, 29].

При изложении результатов сопоставления сохранены приведенные в предыдущей главе обозначения напряжений, усилий и моментов, а также геометрические характеристики моделей.

Наблюдая распределение опытных и теоретических значений меридиональных N_1 и кольцевых N_2 усилий (рис. 7, а, б), можно заметить, что при центральном нагружении значения усилия N_1 , определенные по методу Г. Рюле и Р. Рабиха, расходились с опытными. Различия (4-28%) наблюдались в месте сопряжения конической оболочки и стаканной части фундамента.

При внецентренном нагружении натуральных фундаментов ($e = 31,25$ и $62,5$ см, что составляло соответственно 0,25 и 0,5 радиуса опорной плиты) опытные значения N_1 были больше теоретических (по методу Г. Рюле и Р. Рабиха). Так, разница этих значений в более нагруженной зоне фундамента при $e = 31,25$ см ($P=400$ кН) составляла 28%, а при $e = 62,5$ см - 36,2%.

Наблюдая распределение N_2 в фундаменте Ф-4 при осесимметричном нагружении, обнаружили, что вблизи зоны сопряжения оболочки и стакана (рис. 7, а) кольцевые усилия имели нулевое значение.

Данный участок оболочки можно, видимо, рассматривать как нижнюю границу влияния краевого эффекта. Таким образом, на

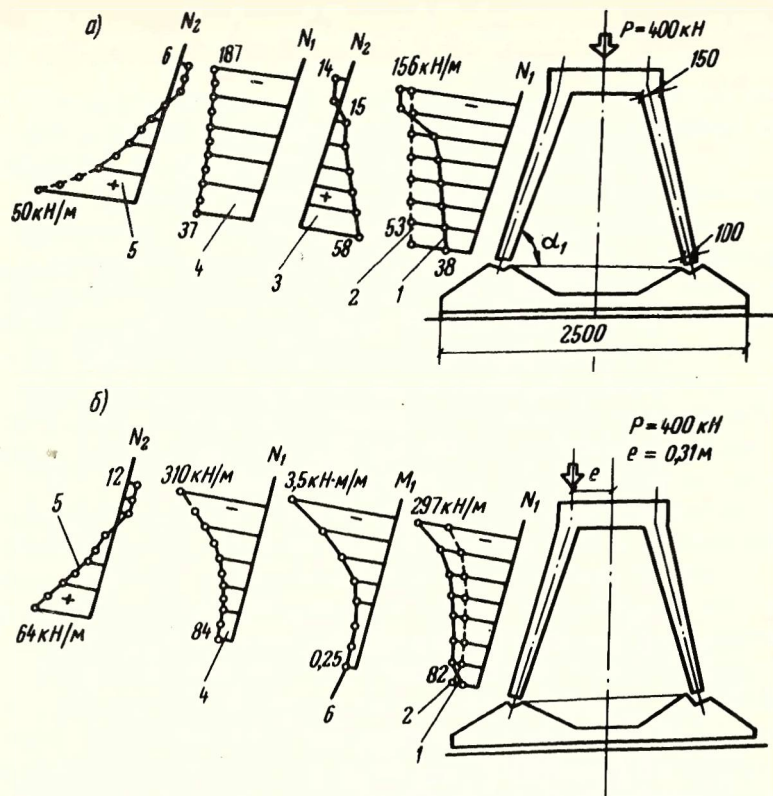


Рис. 7. Характер напряженного состояния натуральных фундаментов-оболочек

а - для фундамента Ф-4; б - для фундамента Ф-5; 1 - опытные меридиональные усилия; 2 - теоретические меридиональные усилия; 3 - опытные кольцевые усилия; 4 - теоретические, по методу перемещений, меридиональные усилия; 5 - теоретические, по методу перемещений, кольцевые усилия; 6 - опытный меридиональный момент

фундамент-оболочку при осесимметричном нагружении не всюду действуют кольцевые растягивающие усилия - в зоне сопряжения конической и стаканной частей существуют кольцевые сжимающие усилия. Ширина этой зоны (считая от линии сопряжения) равна примерно 0,25 длины образующей конуса.

Наибольшие значения кольцевых растягивающих усилий при центральной и внецентральной нагрузках натуральных фундаментов

наблюдались в нижней части конической оболочки (см. рис.7). Сравнение опытных и теоретических значений N_2 при внецентрном нагружении показало, что при расчете по методу Г. Рюле и Р. Рабиха они больше опытных в среднем на 70-75%, а при расчете по методу перемещений - на 30-40%.

Следует добавить, что меридиональные изгибающие моменты, совсем не учитываемые в расчете по безмоментной теории, достигали значительных величин. Точный математический расчет конической оболочки на краевые нагрузки является сложным и громоздким [14]. В исследованиях использовано приближенное решение, рекомендуемое Б.Н. Жемочкиным [13].

Сравнение теоретических и опытных значений M_1 при внецентрном нагружении фундаментов представлено в табл. 5. Сравнение показывает, что максимальные теоретические значения M_1 больше опытных на 22%. Учитывая, что расхождения идут в запас прочности фундаментов, вычисление моментов от краевого эффекта по методу Б.Н. Жемочкина можно рекомендовать для расчетов.

Таблица 5

Марка фундамента	P, кН	e, см	Значение M_1 , Н. м/м	
			опытное	теоретическое [13]
Ф-5	400	31,25	<u>3500*</u> 250	<u>4530</u> 100
Ф-6	300	62,5	<u>14500</u> 480	<u>16500</u> 340

* Над чертой - значение в месте сопряжения оболочки со стаканной частью фундамента, под чертой - то же, с плитой.

Рассмотрим эпюры контактных давлений при центральном и внецентрном нагружении фундаментов Ф-1 (рис. 8, а) и Ф-5 (рис. 8, б). Для фундамента Ф-1 эпюру строили по показаниям датчиков. При условном среднем давлении по подошве 0,11 МПа прогибы плиты были малы. Подошва фундамента перемещалась плоскопараллельно, как у жесткого фундамента. Эпюра напряжений примерно подобна теоретической эпюре, возникающей под жестким фундаментом. При построении теоретической эпюры [4] объем бетона плиты распределяли равномерно по всей площади плиты, в результате чего получили конструкцию постоянной высоты $h = 27$ см. Такая условность определена тем,

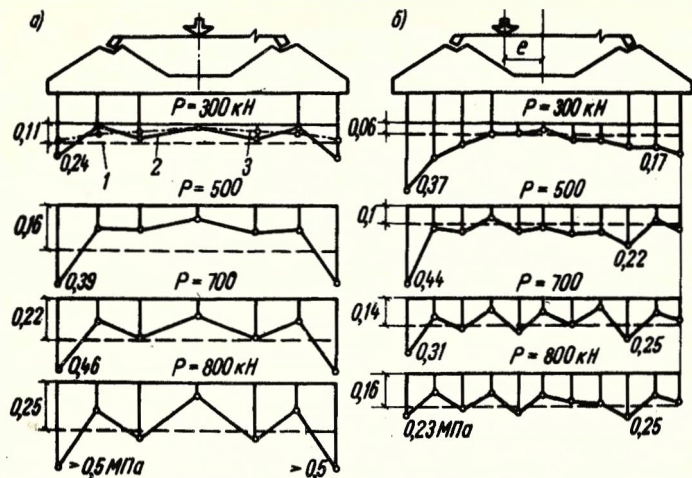


Рис. 8. Эпюры контактных давлений для плит фундаментов-оболочек

1 - условное равномерное давление; 2 - опытные значения; 3 - теоретические значения

что для исследованных плит переменного по высоте сечения пока не существует теоретического решения. Показатель гибкости удовлетворял неравенству $S = 0,18 < 0,5$ и в соответствии с [4] плита относилась к категории жестких. С образованием трещин в плите ($P = 400$ кН) эпюра перераспределялась; увеличились крайние и уменьшились средние ординаты.

При испытании натурального фундамента Ф-5 с эксцентриситетом приложения нагрузки $e = 31,25$ см (что составляет 0,25 радиуса опорной плиты) эпюра контактных давлений несколько похожа на предыдущую (см. рис. 8, б). Наибольшее давление замерено со стороны действия усилия, а наименьшее - в середине плиты.

С появлением трещин в плите ($P = 450$ кН) эпюра видоизменилась: из несимметричной седлообразной превратилась в волнообразную. Это дает основание предполагать возможность образования вогнутой, седлообразной эпюры реактивного давления при загрузке круглых плит переменного по высоте сечения центральной и внецентренной нагрузками.

Проведенные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Схема разрушения моделей конических оболочек при центральном нагружении аналогична схеме разрушения натуральных фундаментов. Это указывает на возможность использования мо-

делей для исследования схем разрушения фундаментов-оболочек и разработки их расчета.

2. Разрушение моделей конических оболочек происходило по меридиональной схеме. Увеличение угла наклона образующей конуса в 2 раза качественно не изменило схемы излома.

3. При центральной нагрузке коническая оболочка натуральных фундаментов работала на внецентренное сжатие. Максимальные меридиональные напряжения возникали в месте сопряжения конической оболочки и стакана, а растягивающие кольцевые - в нижней половине конуса.

4. При внецентренном нагружении фундаментов наибольшие кольцевые напряжения наблюдались в нижней части конической оболочки, а меридиональные - в зоне соединения конической оболочки и стаканной части.

5. В случае осесимметричного нагружения (упругая стадия) вдоль линии соединения конической и стаканной частей фундамента имелась зона, в которой кольцевые усилия из растягивающих переходили в сжимающие. Ширина этой зоны примерно равна 0,25 длины образующей конуса.

6. Реальная работа фундамента-оболочки с кольцевой и сплошной плитой в упругой стадии может быть определена методом перемещений.

7. При центральном нагружении первые трещины в фундаментах-оболочках появлялись при нагрузке, примерно равной половине разрушающей.

8. Характер разрушения натуральных фундаментов при центральном и внецентренном нагружениях в целом одинаковый: плита разрушалась по радиальной, а коническая оболочка - по меридиональной схеме с образованием пластического шарнира в месте сопряжения оболочки и стакана. Однако при внецентренном нагружении со стороны нагрузки трещины на фундаменте были больше и располагались они чаще; пластический шарнир возникал раньше, чем при центральной нагрузке. Кроме того, часть фундамента со стороны нагрузки обычно проседала и как бы вдавливалась в основание на глубину, зависящую от усилия на конструкцию.

9. Форма эпюры контактных давлений при центральной нагрузке для круглой плиты натурального фундамента-оболочки близка к седлообразной.

10. Ни в одном эксперименте не наблюдалось хрупкого разрушения фундаментов в результате продавливания. Хрупкое разрушение наступало только в результате раздробления сжатой зоны бетона.

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ, ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ
И ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ**

Проектирование фундаментов-оболочек

При проектировании столбчатых фундаментов-оболочек были учтены как общие, так и специфические требования к конструкциям фундаментов.

Общие требования предусматривают минимальное количество типоразмеров, технологичность изготовления и простоту монтажа.

К специфическим требованиям относится целесообразность кольцевого армирования с концентрацией кольцевой арматуры к краям конического фундамента, а также двойного меридионального и кольцевого армирования конической части фундамента только в месте стыка со стаканом.

Важным этапом при проектировании является выбор угла наклона внутренней образующей конуса у вершины конической части фундамента. Угол наклона, влияя на распределение внутренних усилий в теле оболочки и на устойчивость конуса относительно плиты в сборном варианте, зависит от нагрузки на фундамент, глубины последнего и инженерно-геологических условий строительной площадки. На основе опыта рекомендуются следующие значения угла α_1 , для фундаментов с глубиной заложения 1,85–3 м: $h_{\phi} = 1,85$ м, $\alpha_1 = 0,62$ рад; $h_{\phi} = 2,25$ м, $\alpha_1 = 0,48$ рад; $h_{\phi} = 3$ м, $\alpha_1 = 0,32$ рад [19].

Возможны три схемы опирания конической оболочки на плиту фундамента (рис. 9). Две из них (рис. 9, а, в) применены при строительстве зданий и сооружений [19,34], третья (рис. 9, б) описана в работе [10].

Наиболее конструктивной, позволяющей создать благоприятное напряженное состояние в оболочке и плите без появления мест концентрации напряжений, является схема, изображенная на рис. 9, а. Более технологична при изготовлении схема, по-

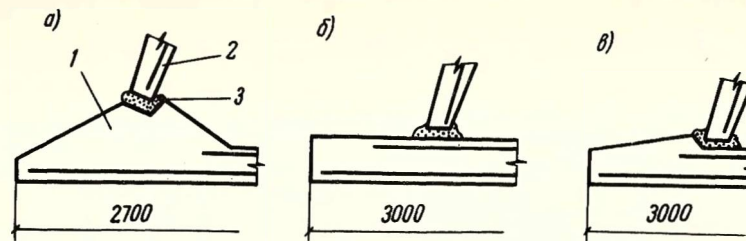


Рис. 9. Способы опирания конической оболочки на плиту фундамента

1 - плита; 2 - оболочка; 3 - цементный раствор марки 200

казанная на рис. 9, в, но для стыка по этой схеме требуется плоская плита, имеющая увеличенный расход бетона.

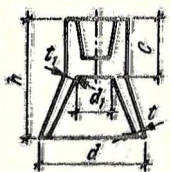
Конструкция опорного узла верха фундамента зависит от конструкции опирающейся на фундамент части здания. Для железобетонных колонн предусмотрен стакан. Фундаментные балки в зданиях с самонесущими стенами опираются непосредственно на вершину оболочки. Опыт показал, что наиболее распространен случай опирания фундаментных балок на консоли, изготавливаемые совместно с фундаментами.

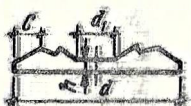
Если на фундамент-оболочку необходимо ставить стальную колонну, то для крепления ее в оголовке оболочки устанавливают болты. Более подробно вопросы конструирования изложены в "Рекомендациях по расчету и проектированию фундаментов типа оболочек" [28], а конкретные примеры описаны в работах [19, 34].

По заданию технического управления Главсредуралстроя (Свердловск) для сборных фундаментов-оболочек в виде конической оболочки на круглой и квадратной плите переменной толщины разработаны проектные предложения, включающие пояснительную записку, рабочие чертежи круглых и квадратных плит, а также конусов с разными размерами стаканов для опирания колонн. Конструкции рассчитаны для применения в грунтах с R^H до 0,4 МПа.

Основой разработки проектных предложений послужили экспериментально-теоретические исследования и анализ проектных решений 2385 фундаментов наиболее крупных промышленных объектов, построенных за последние 10 лет трестом Уралтяжтрубстрой. Рассмотрено 250 типоразмеров монолитных и сборных фундаментов. На основе этого анализа было установлено,

Элемент	Марка	Эскиз			
			<i>a</i>	<i>d</i>	<i>d₁</i>

Круглая плита	СП _б =1		2500	900
	СП _б =2		3000	900
	СП _б =3		3500	1000
	СП _б =4		4000	1100
	СК=1		2000	700
Конус со стаканом	СК=2	2400	900	
	СК=3	2600	900	
	СП _б =1	2600	2600	900
Прямоугольная плита	СП _б =2	2700	2500	900
	СП _б =3	3000	3000	1000
	СП _б =4	3500	3500	1500

Круглая плита	СП _б =1		2500	560
	СП _б =2		3000	750
	СП _б =3		3500	1000
	СП _б =4		4000	1100
	СП _б =5		4500	1100
Конус со стаканом	СК=1	1600	600	
	СК=2	2000	600	
	СК=3	2400	600	
	СК=4	2600	900	
	СК=5	3150	1100	
Прямоугольная плита	СП _б =1	2300	2000	660
	СП _б =2	2700	2500	860
	СП _б =3	3000	3000	1000
	СП _б =4	3500	3500	1500

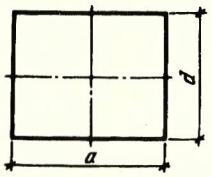
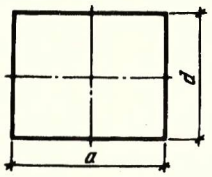
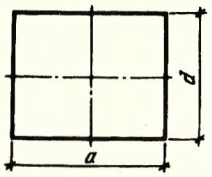
Размеры, мм				Расход материалов на один элемент		Масса одного элемента, г
<i>h</i>	<i>t₁</i>	<i>t</i>	<i>c</i>	бетона	арматурной стали	
				м ³	кг	

Глубина заложения фундамента 2 м

150	400	100	250	1,34	48	3,36
150	400	100	500	1,73	77,25	4,3
150	400	100	550	2,5	131,4	6,25
150	400	100	650	3,22	178	8
1600	150	100	850	1,15	102	2,9
1600	150	100	900	1,33	110,6	3,32
1600	200	100	800	1,62	167,1	4,05
150	400	100	300	1,64	74,39	4,1
150	400	100	500	1,98	164,5	5,45
150	400	100	300	2,48	187,3	6,2
150	400	100	400	3,2	308	8

Глубина заложения фундамента 2,5 м

150	400	100	450	1,34	66,6	3,36
150	400	100	480	1,96	126,7	4,9
140	400	100	550	2,5	131,4	6,2
150	400	100	650	3,2	177,3	8
200	400	150	650	3,54	204,8	8,9
2100	150	100	1250	1,1	108	2,75
2100	150	100	1250	1,3	135,8	3,3
2100	150	100	1250	1,58	137	3,94
2100	200	100	1200	2	191	5
2100	250	100	1200	4,13	220	10,3
150	400	100	280	1,15	125	2,9
150	400	100	380	1,64	162,3	4,1
150	400	100	400	2,48	42,3	6,2
150	400	100	870	3,2	306	8

Элемент	Марка	Эскиз	Глубина заложения		
			<i>a</i>	<i>d</i>	<i>d₁</i>
Круглая плита	СП ₅ =1		-	2500	560
	СП ₅ =2		-	3000	750
	СП ₅ =3		-	3500	1000
	СП ₅ =4		-	4000	1100
Конус со стаканом	СК=1		-	1600	600
	СК=2		-	2000	600
	СК=3		-	2600	900
	СК=4		-	3150	900
Прямоугольная плита	СП=1		2300	2000	660
	СП=2		2700	2500	860
	СП=3		3000	3000	1000
	СП=4		4500	4300	1100

Размеры, мм				Расход материалов на один элемент		Масса одного элемента, т
<i>h</i>	<i>t₁</i>	<i>t</i>	<i>c</i>	бетона м ³	арматурной стали, кг	
фундамента 3 м						
150	400	100	450	1,3	65,6	3,26
150	400	100	480	1,96	125,7	4,9
150	400	100	550	2,5	129,4	6,25
150	400	100	650	3,22	178	8
2650	150	100	1250	1,3	119,8	3,26
2650	150	100	1250	1,4	134,9	3,2
2650	150	100	1300	3,15	218,5	7,87
2650	150	100	1200	4	228	10
150	400	100	280	1,15	123,3	2,9
150	400	100	380	1,64	174,8	4,7
150	400	100	300	2,48	164,3	6,2
200	400	150	550	4,65	212,5	11,6

диаметрами 2,5; 2,6; 2,7; 2,8 и 3 м и три типа квадратных плит размерами 2,3x2,3; 2,8x2,8 и 3,2x3,2 м. Конструкция опалубки для сборного конуса разработана в двух вариантах: 1) с паровой рубашкой и без нее; 2) с консолями для опирания рандбалок и без них.

Опалубка для конуса состоит из поддона конической формы, двух бортов и стакана для колонны. Изготавливали опалубку первоначально на экспериментальной базе Уралпромстройиниипроекта, а после отработки технологии - на заводах металлоконструкций треста Уралтяжтрубстроя.

Опалубка сварная, запроектирована и выполнена из листовой стали Вст3кп с толщиной листа 5 мм. Для определения трудоемкости изготовления опалубка трех типов с паровыми рубашками была выполнена для фундаментов: I тип - для фундамента Ф-1 (рис. 10, а); II тип - для фундамента Ф-2 (рис. 10, б); III тип - для фундамента Ф-3 (рис. 10, в). Основные показатели изготовления опалубки приведены в табл.7.

что наиболее часто встречающимися являются фундаменты с глубиной заложения 2-3,5 м и площадью подошвы до 12-14 м² [34].

Конструкция и схема армирования стаканной части для опирания колонн этих фундаментов аналогичны конструкции и схеме армирования столбчатых фундаментов (в соответствии с нормами). В табл. 6 приведена номенклатура сборных фундаментов-оболочек облегченного типа.

Технология изготовления и монтажа

Для изготовления фундаментов-оболочек запроектирована сборно-разборная металлическая опалубка [19]. Рабочие чертежи опалубки разработаны для фундаментов-оболочек высотой 1,85; 2,25 и 3 м. Предусмотрено пять типов круглых плит

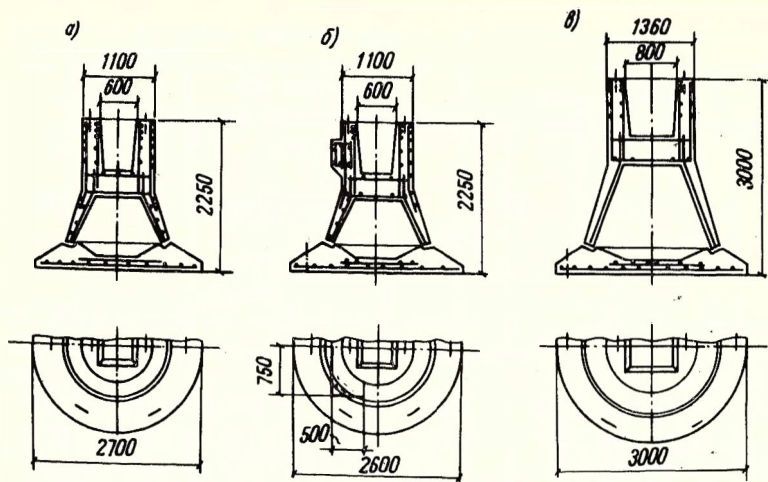


Рис. 10. Конструктивное решение сборных фундаментов-оболочек а, в - бесконсольные варианты для фундаментов разной высоты; б- консольный вариант

Таблица 7

Тип опалубки	Заработная плата за изготовление одной опалубки, руб.	Трудоемкость изготовления одной опалубки, чел.=ч
I	236	420
II	264	470
III	320	570

Арматурные каркасы конусной части готовили с помощью навивочного приспособления, состоящего из двух деревянных конусов с электроприводом от двигателя типа А-51-6 (через понижающий редуктор РМ-400).

Сетки для плит выполняли вручную (на деревянном шаблоне) или с помощью подвесной машины типа МТПП-75, используемой для сварки пространственных каркасов стеновых панелей. Технология изготовления арматурных каркасов для фундаментов-оболочек описана в работе [34].

Опалубку смазывали эмульсионной смазкой на основе эмульсии ЭКС. Кроме данной смазки применяли соляровое мас-

ло, смесь машинного и солярового масел (1:3) и солидольно-соляровый раствор. Не рассматривая технико-экономических показателей использованных смазок, можно сделать вывод, что для смазки применима любая из них.

Плиты и конуса формовали из бетона марки 200, применяемого для бетонирования номенклатурных изделий заводов.

Плиты изготавливали из бетона с осадкой конуса 4-5 см. Бетон уплотняли вибраторами типа ИВ-32. Продолжительность вибрирования для плиты составила 6-8 мин. Конус формовали из бетона с осадкой 1-5 см. Бетон уплотняли четырьмя вибраторами типа ИВ-20А, укрепленными на опалубке. Вибраторы включали периодически на 1-1,5 мин (в момент подачи бетона в опалубку). Общее время вибрирования 4-5 мин.

Как показал опыт, изделия лучшего качества получаются при формовании из бетона с осадкой конуса 1-3 см [34]. Время предварительного выдерживания перед термообработкой 2-2,5 ч.

Плиты пропаривали в камерах по режиму, установленному для номенклатурных изделий заводов.

Термообработка является ответственным этапом при изготовлении любых изделий. Известно, что на деструктивные процессы в бетоне при термообработке главное влияние оказывают скорость повышения температуры и время начала прогрева после бетонирования. При отработке мягких режимов прогрева конуса для достижения распалубочной прочности исходили из средней толщины прогреваемого слоя, потерь через верх опалубки, условий завода. На основе опыта заводского изготовления опалубок без паровой рубашки составлены режимы термообработки, обеспечивающие распалубочную прочность.

Повышение температуры до 50°C делили на три ступени: 1-й час - на 10-12°; 2 и 3-й часы - на 18-20°. При определении ступеней повышения температуры руководствовались нормами.

Укрытие верха опалубки матом, шитом или пленкой позволяло уменьшить время термообработки, что особенно важно на полигонах в холодное время.

Температуру на поверхности изделия измеряли с помощью трубок с заглушками диаметром 2,5 см, вваренных в днище и борта опалубки и заполненных веретенным маслом.

Режимы термообработки опалубок с паровыми рубашками и без них существенно отличаются. Как показал опыт, в опалубках с паровой рубашкой температура в бетоне повышается до 100°C в течение 45-60 мин. При быстром повышении темпера-

туры до 90–100°С на открытой поверхности оболочки образуются небольшие воронки, в которых видны пузырьки выходящего воздуха. Вода, перемещаясь из нижней части оболочки в верхнюю, заливает верх оболочки слоем толщиной 1–2 мм. Для устранения этих явлений в опалубках рекомендуется применять двухстадийное повышение температуры (в начале до 50–55°С, а затем после выдержки до 80–98°С), а в опалубках без крышек кроме двухстадийного прогрева дополнительно укладывать на открытую поверхность оболочки пригруз.

Прочность изделия определяли по общепринятой методике. Складирование плит и оболочек производили обычным методом: плиты укладывали через прокладки в штабеля высотой до 1,6 м, а оболочки для экономии места устанавливали одна на другую.

Основные показатели изготовления фундаментов – оболочек даны в табл. 8.

Таблица 8

Изделие	Стоимость 1 м ³ изделия, руб.	Трудоемкость изготовления 1 м ³ изделия, чел.=ч
Плита	40,7–45,3	1,17–1,31
Конус	45,3–53,4	2,6–2,9

Фундаменты–оболочки транспортировали на строительные площадки автомобильным и железнодорожным транспортом. Плиты (по четыре) перевозили на автомашинах МАЗ–504. Конические оболочки разных размеров по высоте (по четыре) перевозили на автомашинах МАЗ–502. Автотранспортировка 1 м³ изделия стоила 4,7 руб.

Для тех объектов, где необходима защита от промышленных вод, качественную обмазку фундаментов горячим битумом марки БН–1У производили 2 раза. Гидроизоляцию щебеночной подготовки, низа плиты и всего фундамента делали с помощью установки, размещенной на автомашине ЗИЛ–130 и состоящей из емкости, насоса и сопла–распылителя. В трестах Асбострой и Уралалюминстрой в качестве гидроизоляции применяли холодную битумно–кукерсолевую мастику. Последняя представляет собой вязкую массу темно–коричневого цвета и состоит из битума марки БН–1У, кукерсолевого лака и наполнителей (портландцемент М–300 и хризотилвый асбест). Наносили мастику на фундаменты слоем толщиной 0,5–0,7 мм сжатым воздухом

через специальную форсунку. При использовании мастики производительность труда изолировщика повышается в 3–4 раза. На некоторых объектах место стыка конуса с плитой дополнительно гидроизолирована рубероидом, приклеивая его к оболочке и плите горячим битумом марки БН–1У.

Монтаж фундаментов–оболочек на построенных объектах выполняло звено монтажников в составе трех–четырех человек.

Перед началом монтажа на плитах по шаблону краской наносили риски, которые значительно облегчали выверку плит по осям. Направление продольной и поперечных осей в местах установки плит в котловане или траншее фиксировали металлическими штырями, забитыми по отвесу рядом с подготовкой для плит.

Конические оболочки на плиты устанавливали после выверки плит по всему ряду. На участке опирания оболочки на плиту наносили раствор марки 200 слоем толщиной 2–2,5 см. После установки конуса на плиту выдавленный раствор срезали и заглаживали стык мастерком. На смонтированные фундаменты–оболочки укладывали фундаментные балки или устанавливали колонны. При монтаже фундаментов–оболочек применяли самоходные краны грузоподъемностью, соответствующей массе монтажных элементов. Краны перемещались по бровке траншеи либо по дну котлована.

Технико-экономические показатели и область применения

Проектирование и строительство первых объектов на фундаментах–оболочках, выполненное трестом Уралтяжтрубстрой, дало возможность отработать технологию их изготовления и монтажа.

По заданию Главсредуралстроя Уральский Промстройинипроект разработал альбом по фундаментам–оболочкам под колонны промышленных зданий серии КЭ–01–49 и ИИ–22, а также гражданских зданий серии ИИ–04. Учитывая взаимозаменяемость облегченных фундаментов с типовыми фундаментами серии 1–412–1 и 1–412–3, глубину заложения принимали на отметках: 1,95; 2,55 и 3,15 м.

В целях сокращения типов опалубки конической части со стаканом сечения колонн приняли следующих размеров, мм: 300x300, 400x400; 400x500; 500x500; 400x600; 500x600; 400x800 и 500x800.

Размеры стаканов максимально унифицированы для колонн разных сечений за счет изменения толщины стенок стакана и применения выравнивающей подливки в днище (толщиной слоя до 250–300 мм). Опираие фундаментных балок предусматривали на консоли, выполняемые слитными с оболочкой. Консоли рассчитывали на нагрузку от глухой самонесущей стены из керамзитобетонных панелей толщиной 400 мм и высотой до 10 м. Как вариант проектировали опирание фундаментных балок на угловые фундаменты, а также фундаменты, расположенные в местах установки ворот и других технологических проемов в зданиях, на прибетонируемые опоры.

Плиты основания в плане предусматривали круглыми, квадратными и прямоугольными, учитывая их оптимальность для заданной нагрузки. При расчете плит принимали следующие нормативные давления в основании: 0,2; 0,25; 0,3; 0,35; 0,4 и 0,45 МПа. Интервал в размерах плит назначали не менее 300 мм. Номенклатуру плит подбирали в соответствии с номенклатурой колонн, усилия которых при заданных в типовых сериях значениях M и N с учетом эксцентриситета установки колонн в стакан ± 20 мм не вызывали растягивающих напряжений в месте контакта оболочки с плитой.

Каркасы конической части и сетки максимально унифицированы с целью их использования в фундаментах разных марок. Для фундаментов-оболочек всех марок разработали таблицу допустимых сочетаний расчетных и нормативных нагрузок на уровнях верха фундаментов и в основании, а также перечень марок колонн, для которых данный фундамент пригоден.

Экономичность фундаментов-оболочек в работах [19, 33, 34] определяли на основе анализа технико-экономических показателей и сопоставления их с аналогичными показателями монолитного и сборного фундаментов для одинаковых нагрузок и инженерно-геологических условий строительства. Результаты сравнения приведены в табл. 9.

Из табл. 9 видно, что наиболее экономичными являются фундаменты-оболочки. В промышленном, гражданском и сельскохозяйственном строительстве фундаменты-оболочки внедрены уже на 70 объектах. Общая экономическая эффективность от их внедрения составила 1 млн. 480 тыс.руб.

Опыт внедрения и статистического анализа проектных решений фундаментов наиболее крупных объектов на Среднем Урале показывает техническую и экономическую целесообразность применения фундаментов-оболочек при строительстве одноэтаж-

Таблица 9

Показатель	Вариант фундамента	
	столбчатый монолитный	фундамент-оболочка
Объем бетона, м ³	2130,4	920
Расход арматуры, т	57,75	48,85
Затраты труда на возведение, чел.-дни	1611,75	360,25
Основная заработная плата, тыс.руб.	7,83	1,68
Стоимость фундаментов, тыс.руб.	79,25	62,71

ных промышленных, гражданских, сельскохозяйственных зданий и сооружений, а также многоэтажных производственных зданий каркасного типа. Глубина заложения фундаментов рекомендуется от 1,95 до 3,5 м с нормативным давлением на грунт от 0,1 до 0,4 МПа.

Применение фундаментов-оболочек вместо монолитных, свайных и сборных фундаментов (при одинаковых нагрузках) позволяет:

1. Сократить расход стали на 10–15%, уменьшить объем бетона в 2–2,5 раза и снизить стоимость фундаментных работ на 20–30%.
2. Повысить культуру производства и качество строительства, сократить сроки выполнения работ нулевого цикла в 3–6 раз и существенно уменьшить объем перевозок.

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ОБОЛОЧКАХ В ФУНДАМЕНТАХ СООРУЖЕНИЙ БАШЕННОГО ТИПА

К сооружениям башенного типа относятся дымовые и вентиляционные трубы, телевизионные и водонапорные башни, градирни, мачты, силосные башни и другие конструкции большой высоты. Поскольку подобные сооружения чаще всего имеют круглую в плане форму, фундаменты устраивают в виде круглых или кольцевых, плоских или пространственных конструкций.

Массивные круглые или ребристые плиты используют при строительстве башен и труб небольшой высоты (80–180 м). Для сооружений высотой 200–1000 м применяют кольцевые фундаменты. Кольцевой фундамент по сравнению с плитой допускает большие давления на грунт от вертикальной нагрузки, позволяет получить значительные площадь опирания и момент сопротивления подошвы, что создает устойчивую против опрокидывания конструкцию [17, 20]. Кольцевой фундамент может выполняться как монолитным, так и сборным [17, 26].

Крепление ствола башни к фундаменту может осуществляться с помощью: 1) ортогонально расположенных систем железобетонных балок; 2) радиальных балок или пластин; 3) конической или гиперболической оболочки.

Наиболее простым фундамент башни может быть при сооружении на скальном грунте. Крепление плоского круглого или кольцевого фундамента небольших размеров к скале посредством предварительно-напряженных анкеров позволяет воспринять изгибающие моменты от ветровой нагрузки. Оправдано применение кольцевого ростверка и при строительстве свайных фундаментов башен. В зависимости от действующих усилий все сваи можно располагать вертикально или часть свай выполнять наклонными.

Фундаменты сооружений башенного типа могут быть эффективно выполнены из оболочек, опирающихся всей нижней поверхностью на грунт [20]. Данные оболочки гораздо экономичнее массивных и ребристых круглых плит и могут применяться

вместо них, если сооружение имеет небольшую высоту или ветровые моменты незначительны.

Фундаменты из кольцевых плит с коническими оболочками широко применяются в практике строительства сооружений башенного типа [17, 20, 25]. Преимущества этих конструкций отмечены в работах [20, 46].

Кольцевая плита, передающая усилия от конической оболочки на основание, должна воспринимать значительные радиальные нагрузки от конуса. Наряду с этим форма и армирование кольцевой плиты также существенно влияют на напряженно-деформированное состояние конической оболочки. С целью восприятия усилий и более равномерного распределения их в месте стыка ствола башни и верха фундамента осуществляют следующие конструктивные меры:

коническую оболочку переменной толщины выполняют с уменьшением в нижней части;

второй (внутренний) конус устраивают вершиной вниз; устраивают внутреннюю цилиндрическую оболочку, являющуюся продолжением ствола башни;

коническую оболочку заменяют на параболическую;

коническую оболочку заменяют на несколько сопряженных усеченных конусов, позволяющих осуществить плавный переход от ствола башни к фундаменту.

Наклон подошвы плиты, т.е. придание ей формы усеченного конуса, одновременно позволяет уменьшить изгибающие моменты и снизить концентрацию напряжений в месте стыка конической оболочки и плиты [20].

Интересно сравнить конструктивные решения предварительно-напряженных железобетонных фундаментов двух телевизионных башен, построенных в ФРГ. В 1968 г. в Гамбурге построена башня высотой 284,5 м. Нижняя фундаментная плита представляет собой предварительно-напряженное кольцо с наружным диаметром 41 м, шириной подошвы 7,7 м и высотой в середине плиты 2,72 м. Сопряжение кольцевой фундаментной плиты со стволом выполнено в виде усеченной конической оболочки. При сооружении железобетонной Олимпийской башни высотой 300 м в Мюнхене из-за сжатых сроков строительства фундамент выполнили в виде массивной круглой плиты диаметром 40 м и высотой 5,2 м. Результаты сравнения фундаментов показаны в табл. 10.

Из сравнения видно, что фундамент башни в Гамбурге значительно экономичнее фундамента башни в Мюнхене [20].

Таблица 10

Показатель	Фундамент башни	
	в Мюнхене	в Гамбурге
Площадь, открытая ветрам, м ²	3140	3187
Ветровой момент, кН·м	10 900	9500
Расход материалов, т:		
предварительно-напряженной стали	185	60
обычной арматуры	380	500

В 1967 г. в Москве построена железобетонная башня Московского телецентра высотой 533 м. Основной фундамент башни — кольцевая плита со средним диаметром 65 м. В качестве переходного элемента от ствола башни к фундаменту служила коническая оболочка [46].

Как показало изучение отечественного и зарубежного опыта, фундаменты с применением конических оболочек, работающих самостоятельно или опирающихся на кольцевые плиты, экономичны, имеют большую жесткость и позволяют использовать высокопрочные материалы при небольшой толщине конструкций.

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ ФУНДАМЕНТОВ СООРУЖЕНИЙ БАШЕННОГО ТИПА МЕТОДОМ ФОТОУПРУГОСТИ

Методика испытаний

Настоящие исследования проводили с целью определения напряжений в фундаментах в форме конической оболочки, опирающейся на кольцевую плиту. В ходе испытаний изменяли толщину оболочки в месте стыка с цилиндрической частью и кольцевой плитой, угол наклона подошвы кольцевой плиты, высоту плиты и эксцентриситет при передаче нагрузки от конуса на плиту.

Данные опытов использовали для определения характера напряженного состояния фундаментов-оболочек при действии на них центральной и внецентренной статических нагрузок.

Опыты проводили на объемных и составных моделях. Модели по отношению к натуре выполняли с соблюдением масштабов геометрического и силового подобий. При определении геометрических размеров моделей учитывали фундамент построенной в ГДР телевизионной башни [46]. Каждая из моделей, сохраняя геометрическое подобие с натурой, в то же время несколько отличалась от нее. Например, менялись угол наклона подошвы плиты, ее форма и толщина оболочки, для которой было применено аффинное подобие. Это было вызвано необходимостью определения варианта конструкций оптимального по условиям напряженного состояния и соответствовало задаче исследования. Геометрические размеры моделей фундаментов сооружений башенного типа представлены в табл. 11.

Нагрузку, прилагаемую к составной модели из оптически нечувствительного прозрачного материала с вклеенным оптически чувствительным слоем (составная модель) и к объемной модели (из оптически чувствительного материала), выбирали такой, чтобы можно было получить достаточный для измерения оптический эффект и напряжения, меньшие предела

Марка модели	Диаметральный разрез модели	Размеры, мм							
		d	d_1	d_2	d_3	d_4	a_5	h	h_1
М-1		35	25	20	79,3	52,4	99,6	79,5	3
М-2		33	21	15	74	50	100	85,8	3
М-3		33	21	15	74	50	99,5	80,7	3,3
М-4		32,9	21	15	74	50	99,3	87,3	6
М-5		32,9	24,5	15	70	50	100	78,4	3
М-6		32,9	27	20,5	75,5	50	99,2	81	3
М-8		32,9	21	15	74	49,7	100	87,5	3
М-9		33	21	15	74	50	100	80,7	3
М-7		32,9	21	15	74	50	100	81,5	2,5

Продолжение табл. 11

Марка модели	Размеры, мм							α , рад	P, кН	e_1 , f_2 , мм
	h_2	h_3	h_4	h_5	t	t_1	e			
М-1	2,8	43,7	4	26	5	6,6	0,8	0	1,000	$e_1 = 0$ $e_1 = 15$ $e_2 = 28,4$
М-2	4,4	52,4	4	22	5,5	4,2	0	0,1	1,000	$e_1 = 0$ $e_1 = 16,5$ $e_2 = 29,5$
М-3	3,1	49,3	3	22	6	3,5	0,4	0	1,000	$e_1 = 14,5$
М-4	6	50,3	3	22	5,95	1,5	4,9	0	1,000	$e_1 = 16,45$
М-5	2,6	50,3	2,9	19,6	2,5	2,5	2	0	1,000	$e_1 = 16,45$
М-6	3	50	3	22	2,95	3,8	0,8	0	1,000	$e_1 = 16,45$
М-8	5,7	52,1	3	22	5,95	3,6	4	0,2	1,000	$e_1 = 15,45$
М-9	2,5	50	3	22	5,5	4	0	0	0,120	$e_1 = 0$
М-7	2,5	50	3	21	5,95	3,7	0,5	0	1,000	$e_1 = 13,74$

Примечание. Все модели, кроме объемной М-9, являются составными.

пропорциональности [42]. Определяли нагрузки для моделей из следующего соотношения:

$$\sigma_1^M - \sigma_2^M = \frac{Sn}{d_1}, \quad (1)$$

где $\sigma_1^M - \sigma_2^M$ — разность главных напряжений в точке модели;

d_1 — толщина оптически активной наклейки составной модели или толщина среза объемной модели;

S — порядок изохром.

Из соотношения (1) получили масштаб напряжений

$$\frac{\sigma^H}{\sigma^M} = \frac{\sigma_1^H - \sigma_2^H}{\sigma_1^M - \sigma_2^M} = \frac{\sigma_1^M - \sigma_2^M}{S n}, \quad (2)$$

где σ^H, σ^M — напряжения в рассматриваемой точке натурной конструкции и модели соответственно.

Усилия, действующие на фундамент, принимали по данным работы [46]. Наибольшее напряжение в верхней части оболочки составило 15 МПа. При толщине среза объемной модели 3 мм необходимо напряжение, соответствующее третьему порядку изохром. Оптическую постоянную S принимали равной $0,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ порядок [22]. Условия испытания моделей, полученные из соотношений (1) и (2), следующие:

геометрический масштаб	167
масштаб напряжений	50
масштаб сил	1 400 000
нагрузка на объемную модель	120–200 Н

Для составных моделей условия их испытаний были аналогичными, при этом оптическая постоянная S равна $11 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ порядок [22]. При исследовании методом замораживания объемных моделей в качестве основания использовали мелкозернистый песок, а составных моделей — резину с $E = 3,4$ МПа.

Опытные образцы составных моделей фундаментов изготавливали из блоков оптически нечувствительного материала ОНС с вклеенной в расчетном сечении пластинкой оптически чувствительного материала. Равнопрочность склеенного блока достигалась с помощью карбинольного клея, полимеризующегося без нагрева перекисью бензоила, при давлении на склеиваемые поверхности 0,5 МПа в течение 2 сут. Объемные модели фундаментов выполняли из оптически чувствительного материала по указанной ранее технологии (см. гл. III).

При исследовании в полярископе составную модель помещали в ванну с прозрачными плоскопараллельными стенками размером 200x200x300 мм, в которую устанавливали резиновое основание размером 200x200x150 мм ($E=3,4$ МПа), и заливали иммерсионной жидкостью, состоящей из смеси химически чистого вазелинового масла и альфабромнафталина (100:10). Коэффициент преломления иммерсионной жидкости равен коэффициенту преломления оптически нечувствительного материала модели.

Поэтому в проходящем свете основная часть модели становилась практически невидимой и не влияющей на оптический эффект, а на экране поляризационного прибора были видны напряжения в оптически чувствительной вклейке. Более подробно методика и некоторые результаты опытов описаны в работах [33, 38].

Анализ результатов опытов

При анализе сохранены обозначения напряжений, усилий и моментов, а также геометрических характеристик моделей, приведенные в гл. III.

Рассмотрим напряжения σ_3 , нормальные к срединной поверхности конической оболочки. Значения их для моделей М-2, М-3, М-4, М-5 и М-9 изменялись в пределах 0,002 – 0,004 МПа. В этих же сечениях напряжения σ_1 составили 0,2–0,93 МПа, а напряжения σ_2 – 0,024 МПа.

Из сопоставления σ_3 с напряжениями σ_1 и σ_2 видно, что значения σ_3 очень малы. Следовательно, при анализе напряженного состояния ими можно пренебречь. Данный вывод является опытным подтверждением статического предположения, принятого А. Г. Гольденвейзером в линейной теории тонких оболочек [7].

При определении напряженного состояния моделей важно знать меридиональные напряжения σ_1 в теле оболочки. Эпюры, отображающие распределение σ_1 по толщине конической части фундаментов в одинаковых сечениях, показаны на рис. 11 и 12.

Большие значения ординат соответствовали напряжениям на наружной поверхности оболочек, а меньшие — на внутренней. Как видно из графиков, во всех моделях наблюдается неравномерность распределения напряжений σ_1 по сечениям, причем увеличивающаяся в каждой модели от середины оболочки к ее краям. Это свидетельствует об отсутствии в моделях безмо-

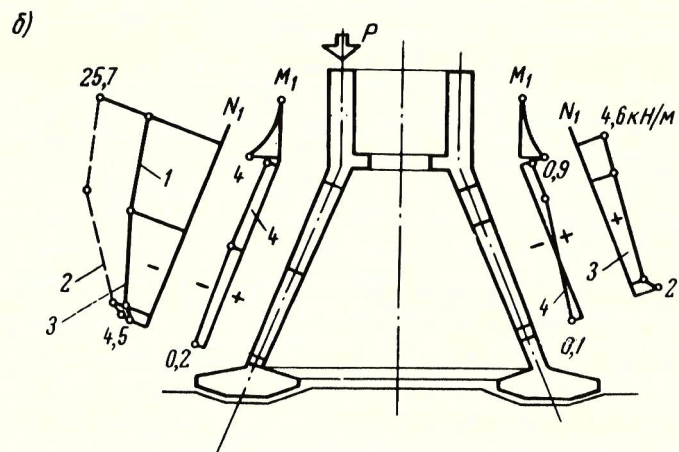
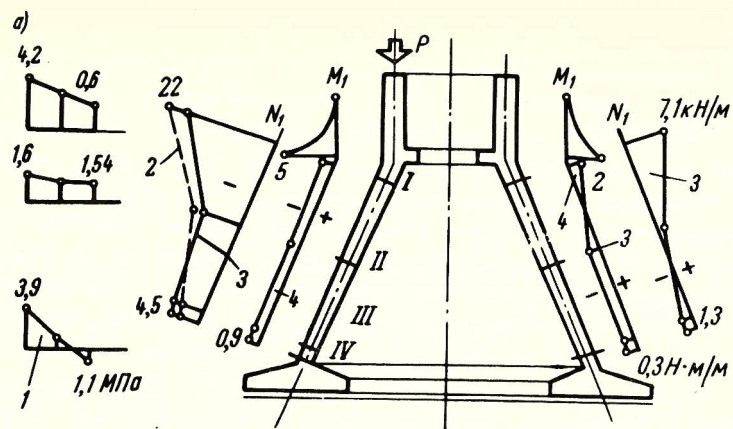


Рис. 11. Характер напряженного состояния фундаментов при исследовании поляризационно-оптическим методом;

а - для модели М-3; б - для модели М-7; 1 - опытные меридиональные напряжения; 2 - теоретические меридиональные усилия; 3 - теоретические меридиональные моменты; 4 - опытные меридиональные моменты; 5 - опытные кольцевые напряжения в плите и оболочке; 6, 7 - опытные меридиональные напряжения в оболочке и плите

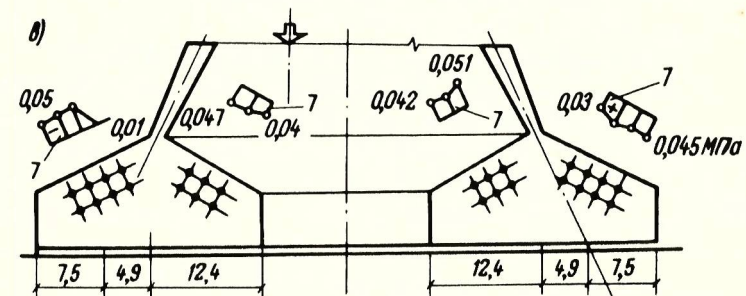
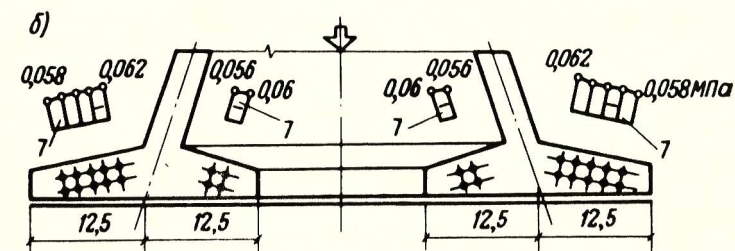
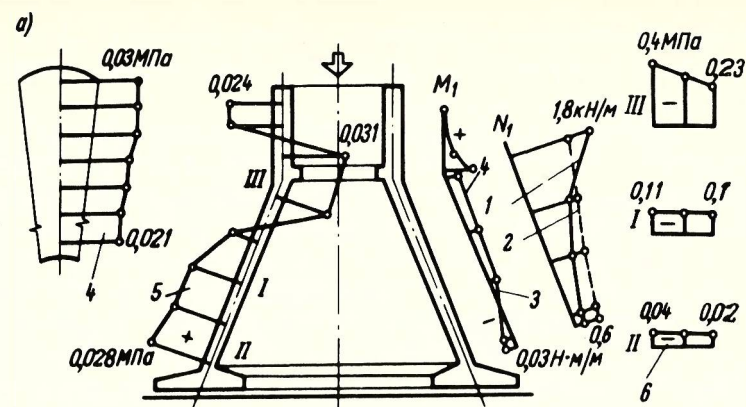


Рис. 12. Характер напряженного состояния моделей фундаментов

а, б - для модели М-9; в - для модели М-4: 1 - опытные меридиональные усилия; 2 - теоретические меридиональные усилия; 3 - опытный меридиональный момент; 4, 5 - опытные кольцевые напряжения в плите и оболочке; 6, 7 - опытные меридиональные напряжения в оболочке и плите

ментного напряженного состояния. Следовательно, даже при центральной нагрузке (см. рис. 12, а) коническая оболочка работала на внецентренное сжатие.

За количественную характеристику неравномерности принято отношение $|\sigma_1|_{\text{макс}} / |\sigma_1|_{\text{мин}} = K$. Для центрально нагруженных моделей М-1, М-2 и М-9 оно изменялось в пределах 1,02 - 1,28, а для внецентренно нагруженных моделей М-2, М-3, М-4, М-5, М-6, М-7 и М-8 - от 1,05 до 1,45. Из сопоставления следует, что наименьшие значения K наблюдались при центральной нагрузке в модели М-9, а при внецентренной - в моделях М-2, М-3 и М-7. Наибольшие значения K выявлены в моделях М-1, М-4, М-5 и М-8. Сравнение показало, что K зависит от эксцентриситета e передачи нагрузки от оболочки на плиту и формы подошвы.

Для тех моделей, где $e = 0$ (М-9) или близко к этому (М-3, М-7, см. рис. 11, а-б) наблюдалось уменьшение K и, следовательно, приближение напряженного состояния этих моделей к безмоментному.

Рассмотрим область фундамента с наибольшими напряжениями - σ_1 (сечения 1-1У на рис. 11 и 1-Ш на рис. 12, а).

Предварительно определим на примере модели М-2 характеристику конической оболочки [14] при $S = 0,301$ и $\lambda = 17,4 > \lambda_{\text{крит}}$. Следовательно, коническая оболочка является длинной и взаимное влияние краев отсутствует. Поскольку высота оболочки других моделей была примерно одинакова с высотой оболочки модели М-2 (см. табл. 8), то предыдущий вывод остается справедливым и для них.

Из эпюр, представленных на рис. 11 и 12, можно заметить, что напряжения σ_1 и равномерность их распределения по сечениям изменяются в зависимости от геометрии моделей. Так, увеличение толщины оболочки вело к значительному (45-50%) уменьшению напряжений в сечениях моделей, а увеличение высоты оболочки с одновременным уменьшением ее толщины мало (15-20%) влияло на снижение напряжений. Уменьшение толщины оболочки способствовало более равномерному распределению σ_1 по сечениям 1, 1У (см. рис. 11).

Особого внимания заслуживает распределение напряжений в модели М-7 (см. рис. 11). Если за критерий сравнения моделей М-7 и М-3, имеющих одинаковую геометрию оболочек, принять наибольшее меридиональное напряжение σ_1 в сечении 1 (дополнительно можно взять сечения П-1У), то лучшей окажется модель М-7. Преимущество ее в том, что в рассматриваемых сечениях напряжения σ_1 не меняли знак и K изме-

нялось от 1,14 до 1,21, а это значительно меньше, чем у других моделей (например, у М-3, где K колебалось от 1,05 до 7,5).

Более равномерному распределению σ_1 по сечениям способствовала форма кольцевой плиты, позволяющая равномерно передать нагрузку от фундамента на основание. Результаты опыта с моделью М-7 хорошо согласуются с данными, приведенными в работе [42].

Отличительная особенность моделей М-2 и М-8 состоит в том, что их угол наклона плиты к горизонту составляет 0,1 и 0,2 рад соответственно. Чтобы оценить влияние этого угла на распределение напряжений в фундаменте, сравним результаты испытаний моделей М-8 и М-3. В месте сопряжения оболочки и плиты модели М-8 $\sigma_1 = 1,96$ МПа, что на 41,5% меньше, чем у модели М-3. Кроме того, со стороны, противоположной нагрузке, напряжения не меняли своего знака. В целом наклон плиты на 0,2 рад влиял на напряженное состояние фундамента, уменьшая σ_1 в зоне сопряжений оболочки с кольцевой плитой. Данный вывод согласуется с теоретическим положением, высказанным Горбуновым-Посадовым [4].

Значения радиальных напряжений σ_r в кольцевых плитах показаны на рис. 12, б, в. При центральном загрузении модели М-9 и отсутствии эксцентриситета при передаче нагрузки на плиту напряжения σ_r в кольце распределялись равномерно (см. рис. 12, б). В этом случае при загрузении модели без половины сечения поворачивались на одинаковый угол относительно центра кольца, и в результате верхние волокна, удаляющиеся при повороте от центра кольца, одинаково укорачивались. При таком распределении напряжений отсутствуют радиальные моменты в кольцевой плите.

При внецентренной нагрузке и наличии эксцентриситета при опирании оболочки на плиту (см. рис. 12, в) в плите возникли напряжения разных знаков, как в изгибаемом элементе.

Смена знаков указывает на появление радиальных моментов, и, значит, на усложнение напряженного состояния. Следовательно, наличие эксцентриситета при передаче нагрузки от оболочки на плиту отрицательно влияет на распределение напряжений σ_1 , как в оболочке, так и в плите. Именно поэтому при проектировании следует стремиться по возможности уменьшить значения эксцентриситета.

Рассмотрим эпюру кольцевых напряжений в кольцевой плите (см. рис. 12, а). Анализ условия равновесия элемента кольцевой плиты приводит к следующей формуле для определения рас-

тягивающих усилий T [14]:

$$T = Hr, \quad (3)$$

где H — усилие распора;
 r — радиус центра кольцевой плиты.

Согласно формуле (3), усилия T пропорциональны радиусу плиты. Если учитывать, что каждая точка подошвы кольцевой плиты, в которой определялись кольцевые напряжения, имела свой радиус, то данные опытов согласуются с зависимостью, указанной в работе [14].

Распределение кольцевых напряжений σ_2 в фундаменте при центральной нагрузке, представленное на рис. 12, а, свидетельствует о том, что значения их по сечениям неодинаковы. Наибольшие растягивающие значения σ_2 при центральной нагрузке наблюдались в нижней части оболочки. На примере модели М-9 (центральная нагрузка) сопоставим кольцевые напряжения в плите и оболочке. В месте опирания оболочки на плиту; $\sigma_2 = 0,023$ МПа (плита), $\sigma = 0,028$ МПа (оболочка). Это отличие объясняется тем, что площадь сечения как кольцевой плиты, так и оболочки в месте опирания ее на плиту разная, из-за чего деформации плиты и нижнего края оболочки не соответствуют друг другу, что привело к возникновению краевого эффекта. Таким образом, источником нарушения безмоментного состояния является кольцевая плита фундамента-оболочки.

Рассмотрим верх фундамента — сечения III, IV (см. рис. 11, 12). Коническая оболочка более жесткая, чем цилиндрическая. В месте сопряжения она играет роль кольца жесткости, испытывающего растяжение и накладывающего сжимающие усилия на цилиндрическую часть. Для увеличения жесткости цилиндрической части в месте сопряжения ее с конической дополнительно поставлена кольцевая диафрагма, которая выполняет ту же роль, что и коническая оболочка, и при этом дополнительно влияет на напряженное состояние. Это может служить объяснением смены знаков у кольцевых напряжений модели М-9 (рис. 12, а), а также причиной резкого возрастания меридиональных напряжений в этом месте.

Итак, в верхней части конической оболочки дважды (при устройстве кольцевой диафрагмы и изменении кривизны самой оболочки) нарушались условия безмоментного напряженного состояния, впервые сформулированные и теоретически доказанные А.Г. Гольденвейзером [7]. Следствием такого нарушения был краевой эффект.

Из сказанного видно, что меридиональные σ_1 и кольцевые σ_2 напряжения в исследованных моделях распределялись неравномерно: максимальные значения σ_1 наблюдались в месте сопряжения конической и цилиндрической оболочек, а максимальные значения σ_2 — в месте опирания оболочки на плиту. К этому добавим, что касательные напряжения изменялись в пределах 0,9–2,1 МПа и имели наибольшее значение в зоне соединения двух оболочек.

Одним из основных компонентов, характеризующих напряженное состояние, являются меридиональные N_1 и кольцевые N_2 усилия. Значения их в сечениях моделей определяли исходя из напряжений. На рис. 11, 12 приведены опытные эпюры усилий N_1 и N_2 по высоте моделей, показанные сплошной линией. Рядом для сравнения пунктиром вычерчены их значения, определенные по методу Г.Рюле и Р.Рабиха. Из сопоставления следует, что безмоментному напряженному состоянию соответствуют те модели, где значения N_1 и N_2 меньше или равны усилиям, определяемым по методу Г.Рюле и Р.Рабиха. Наиболее выгодными с этой точки зрения являются модели (см. рис. 11 и 12, а).

Для модели М-5 наблюдалось наибольшее (58%) расхождение опытных и теоретических значений N_1 . Это объясняется, видимо, увеличением эксцентриситета ($e = 2$ мм) при передаче нагрузки на плиту.

В целом для моделей меридиональные усилия N_1 , определенные по методу Г.Рюле и Р.Рабиха, были меньше опытных на 20–62% и только для одной модели (М-7) больше опытных на 42%.

Для количественной характеристики изгиба в сечениях моделей определяли значения меридионального момента M_1 . Из рис. 11, 12 и работ [33, 38] явствует, что максимальные значения M_1 наблюдались в зоне сопряжения конической и цилиндрической оболочек. Гораздо меньшие (в 5–6 раз) значения M_1 были в месте опирания оболочки на кольцевую плиту. В середине оболочек моменты невелики (примерно 1/20 часть максимальных), поэтому напряженное состояние здесь близко к безмоментному. Интересно отметить, что значения момента M_1 уменьшались в следующих случаях: при снижении толщины оболочки в месте опирания ее на кольцевую плиту (модель М-4); при уменьшении эксцентриситета в момент передачи нагрузки от оболочки на плиту (модель М-9); при увеличении угла наклона подошвы кольцевой плиты от 0 до 0,2 рад (модель М-8);

при проектировании кольцевой плиты ломаной формы (модель М-7).

Результаты сравнения (при центральной нагрузке) значений изгибающего момента M_1 от краевого эффекта в месте сопряжения конической оболочки с цилиндрической частью и кольцевой плитой (по методу Лурье А.И. и Жемочкина Б.Н.) приведены в табл. 12.

Таблица 12

Марка модели	Р, кН	Значение момента M_1 , Н. м/м		
		опытное	теоретическое	
			по [18]	по [13]
М-1	1	$\frac{0,883^*}{1,459}$	$\frac{0,688}{0,832}$	-
М-2	1	$\frac{0,566}{0,168}$	$\frac{0,103}{0,092}$	-
М-10	0,12	$\frac{0,877}{0,029}$	$\frac{0,613}{0,001}$	$\frac{0,172}{0,141}$

* Над чертой – значение момента в месте сопряжения конической и цилиндрической частей фундамента, под чертой – то же, оболочки и кольцевой плиты.

Как видно из табл. 12, опытные значения M_1 намного больше теоретических. Это объясняется следующим. В исследованиях, выполненных А.И. Лурье [18], загрузку теоретической модели мыслилось через две идеально гладкие плиты, не препятствовавшие краевым деформациям. В дополнение к этому сама теоретическая модель состояла из конической оболочки без цилиндрической части и кольцевой плиты.

Сравнение результатов при внецентренной нагрузке, приведенное в табл. 13, показало, что теоретические значения M_1 , определенные по методике Б.Н. Жемочкина [13], больше опытных.

Различие опытных и теоретических значений объясняется тем, что используемые для вычисления моментов кольцевые

Таблица 13

Марка модели	Р, кН	e, см	Значения M_1 со стороны Р, Н. м/м	
			опытное	теоретическое по [13]
М-2	1	2,95	$\frac{41,416^*}{6,096}$	$\frac{90,27}{9,852}$
М-3	1	1,25	$\frac{11,816}{2,875}$	$\frac{30,198}{4,924}$

* Над чертой – значение момента в месте сопряжения конической оболочки и цилиндрической части фундамента, под чертой – то же, и кольцевой плиты.

усилия N_2 , определенные по методу Г. Рюле и Р. Рабиха, в свою очередь больше опытных примерно на 93%.

Исследования фундаментов сооружений башенного типа, проведенные методом фотоупругости, позволяют сделать следующие выводы.

1. Во всех без исключения моделях меридиональные усилия имели максимум в местах сопряжения конической и цилиндрической части фундамента.

2. Кольцевые растягивающие напряжения по высоте фундаментов имели разные значения. При центральной и внецентренной нагрузках их максимальные значения наблюдались в нижней части фундаментов, в месте сопряжения конической оболочки с кольцевой плитой.

3. Благоприятное влияние на напряженное состояние фундаментов оказывали: уменьшение толщины оболочки в месте опирания ее на кольцевую плиту; уменьшение эксцентриситета при передаче нагрузки от оболочки на плиту; увеличение угла наклона плиты на 0,2 рад; ломаная форма кольцевой плиты, позволяющая уменьшать меридиональный момент M_1 в месте опирания оболочки на плиту.

4. Меридиональные усилия N_1 , определенные по методу Г. Рюле и Р. Рабиха, были меньше опытных на 20–62%, а кольцевые усилия N_2 больше опытных на 63–97%.

5. При центральной нагрузке коническая оболочка работала на внецентренное сжатие с возрастанием изгибающего момента

от середины к краям.

6. Относительно равномерное распределение меридиональных и кольцевых напряжений наблюдалось при одинаковой толщине конической и цилиндрической частей фундамента в месте их сопряжения.

7. Увеличение высоты конической части фундаментов благоприятно влияло на их напряженное состояние, вызывая снижение интенсивности напряжений и способствуя более равномерному их распределению по горизонтальным сечениям.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОДЕЛЯХ

Методика испытаний

Цель настоящих исследований фундаментов-оболочек заключалась в следующем:

экспериментально определить деформации, напряжения и контактные давления и выявить особенности работы при некоторых изменениях в геометрии моделей;

выяснить особенности работы после возникновения трещин и получить схемы разрушения в предельном состоянии;

сравнить фактическое поведение с теоретическими предположениями расчета.

При проведении экспериментов можно использовать две схемы: однофакторную и многофакторную. Если переход от одной серии опытов к другой сопровождается изменением только одного фактора, то такая схема называется однофакторной. В данных исследованиях предусматривалось одновременное изменение нескольких факторов, поэтому схема опытов была многофакторная. Многофакторная схема имеет ряд преимуществ перед однофакторной [23]. Отметим, что многофакторная схема применительно к исследованиям фундаментов находится в стадии разработки, и использование ее в опытах следует рассматривать как один из вариантов ее осуществления.

В соответствии с рекомендациями, данными в работе [23], для опытов составляли комбинационный квадрат. При этом за основу принимали следующие четыре фактора: наружный диаметр оболочки в месте сопряжения с плитой a ; высоту кольцевой плиты b ; угол наклона кольцевой плиты к горизонту α ; толщину оболочки в месте сопряжения с плитой t . Изменение каждого из назначенных факторов предусматривали пять раз. Факторы выбирали по результатам предварительных экспериментов. При планировании предварительных (отсеивающих) экспериментов была использована техническая операция,

называемая рандомизацией. Для сравнения отметим, что однофакторной схеме для четырех факторов при изменении каждого в пяти вариантах потребовалось бы 3225 опытов, в то время как при многофакторной схеме – всего 25. Таким образом, многофакторная схема опытов дала возможность в начале исследований определить объем экспериментов.

Модели в масштабе 1:50 проектировали с учетом геометрического подобия всех размеров, кроме толщины оболочки, по отношению к натурной конструкции – прототипу [20]. Для выбора толщины оболочки в соответствии с целью исследований переходили к афинному подобию. При моделировании в основу положены работы [22, 43].

Внешние нагрузки (сосредоточенные силы) модели и натуре подчинялись условию $P_M = \alpha P_N$ (α – масштаб геометрического подобия). Поскольку характеристики бетона модели несколько отличались от прототипа, то для упругой стадии работы модели (расчет до начала образования трещин) отношение расчетных нагрузок на модель и прототип P_M / P_N и коэффициент α умножали на отношение модулей упругости бетона $\alpha' = \alpha (E_M / E_N)$ [43].

Модели изготавливали из мелкозернистого бетона на заполнителях с размером зерен не более 2,5 мм. В качестве заполнителя использовали речной песок. Вяжущим для бетона служил портландцемент марки 500. Армирование моделей, геометрические размеры которых представлены в табл. 14, выполняли проволокой диаметром 1, 4; 1,75 и 2 мм с разрывающим усилием соответственно 300, 398 и 640 МПа. Для придания этой проволоке механических характеристик, близких к характеристикам арматурной стали натурной конструкции, ее подвергали термической обработке, используя рекомендации А.М.Овечкина. [33]. Отметим, что на проволоке не наносили вмятин, моделирующих периодический профиль арматуры прототипа. Предел текучести определяли по кривой деформация – напряжение, полученной при испытании проволоки на разрыв на машине $FM = 1000$. Для всех моделей применяли одинарное армирование. Каркасы вязали медной проволокой на специальных шаблонах.

Модели изготавливали раздельным способом. Первоначально в металлической опалубке формовали коническую и цилиндрическую части. Бетонирование осуществляли на специальном вибростоле с наибольшими амплитудами колебаний. Компоненты бетонной смеси состава 1:2, 75:5 перемешивали с помощью лопастей, насаженных на вал электродрели.

Кольцевую плиту с конической частью соединяли следующим образом. В деревянную опалубку кольцевой плиты укладывали бетон, уплотняемый штыкованием вручную. После этого с помощью специальных металлических подвесок коническую часть опускали в только что отформованную плиту. Для удержания арматурных каркасов в проектном положении использовали коротыши из арматуры.

Модели испытывали в железобетонном лотке размером 2 x 2 x 2 м. Размеры лотка в плане и по глубине почти в 3 раза превосходили наружный диаметр кольцевой плиты модели, вследствие чего исключалось влияние лотка на результаты испытаний. Нагрузку создавали гидравлическим домкратом через центрирующее устройство, а контролировали ее по манометру, установленному на насосной станции.

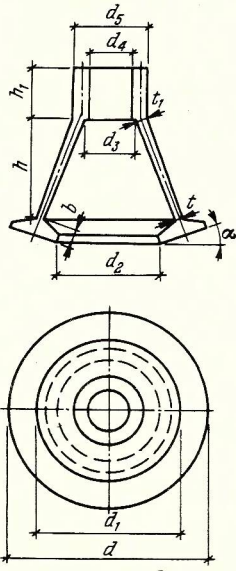
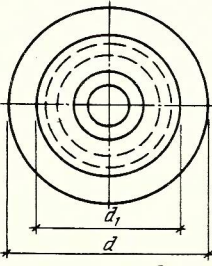
Нагрузку прикладывали ступенями, равными 1:15 расчетной, определяемой по безмоментной теории. Каждую ступень нагружения выдерживали в течение 20 мин для снятия показаний приборов.

Прогибы поверхности оболочек (из плоскости образующей) под действием нагрузки фиксировали индикаторами часового типа. Деформации волокон бетона в меридиональном и кольцевом направлениях моделей замеряли тензодатчиками базой 50 мм. Базу тензодатчиков выбирали в зависимости от наибольшего диаметра заполнителя бетона, равного 2,5 мм.

В осесимметричных фундаментах-оболочках, нагруженных центральной статической нагрузкой, главные деформации возникают в меридиональных и кольцевых направлениях. В соответствии с этим тензодатчики на поверхность бетона наклеивали в четырех меридиональных и четырех-пяти кольцевых сечениях в количестве 48 – 56. Показания тензодатчиков регистрировали электронным измерителем деформаций АИД-1М с коммутирующим устройством.

Появление трещин и наблюдение за их развитием при увеличении нагрузки осуществляли визуально после каждой ступени нагружения. Ширину раскрытия трещин замеряли переносным микроскопом МПБ-2 с 24-кратным увеличением.

Модели испытывали на суглинистом основании со следующими характеристиками: $C = 0,07$ МПа; $\psi = 0,32$ рад; $E = 10$ МПа. Суглинок естественной влажности укладывали в лоток слоями толщиной 8–10 см с последующим тщательным уплотнением площадочным электровибратором.

Марка модели	Эскиз модели	Размеры, мм			
		d	d_1	d_2	t
M-1		800	565	400	9
M-2		800	595	400	9
M-3		800	600	400	9
M-4		800	490	400	9
M-5		800	570	400	9
M-6		800	490	400	12,5
M-7		800	570	400	12,5
M-8		800	595	400	12,5
M-9		800	600	400	12,5
M-10		800	565	400	12,5
M-11		800	600	400	17,5
M-12		800	565	400	17,5
M-13		800	570	400	17,5
M-14		800	595	400	17,5
M-15		800	490	400	17,5
M-16		800	595	400	23,5
M-17		800	490	400	23,5
M-18		800	565	400	23,5
M-19		800	570	400	23,5
M-20		800	600	400	23,5
M-21	800	570	400	28	
M-22	800	600	400	28	
M-23	800	490	400	28	
M-24	800	565	400	28	
M-25	800	595	400	28	

Марка модели	Размеры, мм							α , рад
	b^e	h	h_1	t_1	d_5	d_4	d_3	
M-1	60	400	325	22,5	240	120	195	0
M-2	50	400	300	22,5	240	120	195	0,1
M-3	80	400	300	22,5	240	120	195	0,2
M-4	70	400	305	22,5	240	120	195	0,4
M-5	100	400	200	22,5	240	120	195	0,46
M-6	80	400	160	22,5	240	120	195	0
M-7	60	400	205	22,5	240	120	195	0,1
M-8	100	400	310	22,5	240	120	195	0,2
M-9	50	400	300	22,5	240	120	195	0,4
M-10	70	400	155	22,5	240	120	195	0,46
M-11	100	400	160	22,5	240	120	195	0
M-12	80	400	280	22,5	240	120	195	0,1
M-13	70	400	250	22,5	240	120	195	0,2
M-14	60	400	300	22,5	240	120	195	0,4
M-15	50	400	262	22,5	240	120	195	0,46
M-16	70	400	160	22,5	240	120	195	0
M-17	100	400	280	22,5	240	120	195	0,1
M-18	50	400	370	22,5	240	120	195	0,2
M-19	80	400	220	22,5	240	120	195	0,4
M-20	60	400	335	22,5	240	120	195	0,46
M-21	50	400	335	22,5	240	120	195	0
M-22	70	400	335	22,5	240	120	195	0,1
M-23	60	400	310	22,5	240	120	195	0,2
M-24	100	400	300	22,5	240	120	195	0,4
M-25	80	400	190	22,5	240	120	195	0,46

После каждого опыта его перекапывали на глубину, равную наружному радиусу кольцевой плиты ($r = 40$ см), и снова укладывали слоями по 8–10 см с последующим уплотнением. Контролировали плотность грунта основания путем послойного отбора проб цилиндром. Для обеспечения нормальной работы месдоз на уплотненное основание наносили 60–80-мм слой сухого суглинка, просеянного через сито с отверстиями диаметром 2,5 мм.

Поскольку выбранное основание по сравнению с диаметром кольцевых плит моделей представляло собой относительно толстый (2 м) упругий слой, можно было считать, что оно следует гипотезе упругого полупространства [4].

Контактные напряжения измеряли электрогензометрическими месдозами (диаметр 26 мм, высота 4,2 мм, $E = 600$ МПа, предел измерения 0,5 МПа) конструкции НПИ [45]. Показания месдоз регистрировали прибором ВСТ-3 в комплекте с высокочувствительным гальванометром типа М-195. Тарировали месдозы на компрессионном приборе.

Анализ результатов опытов

В проведенных опытах одним из основных вопросов было определение несущей способности моделей, т.е. определение наибольшей разрушающей нагрузки, которую могли выдержать модели. Из 25 испытанных моделей в 20 наблюдалось пластическое разрушение и в 5 – хрупкое.

Учитывая данные, полученные в работе [5], за пластическое разрушение принимали такое, при котором перемещения отдельных элементов (например, нижней части фундамента) возрастали в результате деформации текучести арматуры без возрастания прикладываемой нагрузки. Это состояние модели принимали за состояние разрушения, а соответствующую ему нагрузку – за разрушающую P_p . В случае хрупкого разрушения при исчерпании несущей способности не наблюдалось перемещений отдельных элементов фундамента в результате деформаций текучести арматуры. Характерным показателем хрупкого разрушения было отсутствие площадки текучести на графике зависимости прогибов крайних точек моделей от прикладываемого усилия.

При исследовании в 20 моделях наблюдали предельное состояние конструкции, связанное с появлением пластических шарниров в разных местах фундаментов: в кольцевой плите (например, модели М-7 и М-13); в верхней части

конической оболочки (модели М-17 и М-22); в зоне сопряжения конуса с кольцевой плитой модели М-2 и М-8); в середине конической оболочки (модель М-18).

Одной из причин образования шарнира пластичности в разных местах моделей является различие в их геометрических размерах. Например, уменьшение толщины оболочки до 12,5 – 9 мм в месте опирания ее на плиту (модели М-2 и М-8) привело к образованию шарнира пластичности, а снижение высоты плиты с 70 до 50 мм с одновременным увеличением толщины оболочки с 12,5 до 28 мм способствовало образованию пластического шарнира в кольцевой плите. В моделях М-3, М-11, М-17 и М-22, имеющих толщину плиты 70–100 мм, пластический шарнир возникал в верхней части конической оболочки.

Таким образом, увеличение высоты плиты с одновременным возрастанием толщины оболочки в месте опирания ее на плиту способствовало появлению пластического шарнира в верхней половине фундамента, а с уменьшением высоты плиты и толщины оболочки в зоне сопряжения с плитой шарнир пластичности возникал в нижней части оболочки. На основе этого можно сделать вывод, что шарнир пластичности появлялся в наиболее слабом месте конструкции.

Характер работы фундамента при образовании пластического шарнира в нижней части оболочки, описанный в статьях [30 – 32 и 37], рассмотрим на примере нескольких моделей.

Модель М-22. До появления трещин деформации поверхности фундамента были незначительными и достигали максимальной величины 0,05–0,16 мм в нижней части оболочки (рис. 13). Наибольшие значения деформаций сжатия (приняты по направлению меридиана – образующей) $\epsilon_y = (7-21)10^{-5}$ наблюдались в месте сопряжения конической и цилиндрической частей, а деформаций растяжения $\epsilon_x = (4-5)10^{-5}$ (направленных по параллели) – в месте соединения кольцевой плиты с оболочкой. Замеренные в упругой стадии деформации свидетельствуют о том, что наиболее нагруженными зонами фундамента являются места резкого изменения геометрии конструкции.

Первые трещины в пяти местах с раскрытием 0,1 мм появились на поверхности кольцевой плиты при нагрузке 80 кН и имели радиальное направление с постепенным уменьшением ширины раскрытия по направлению к оболочке.

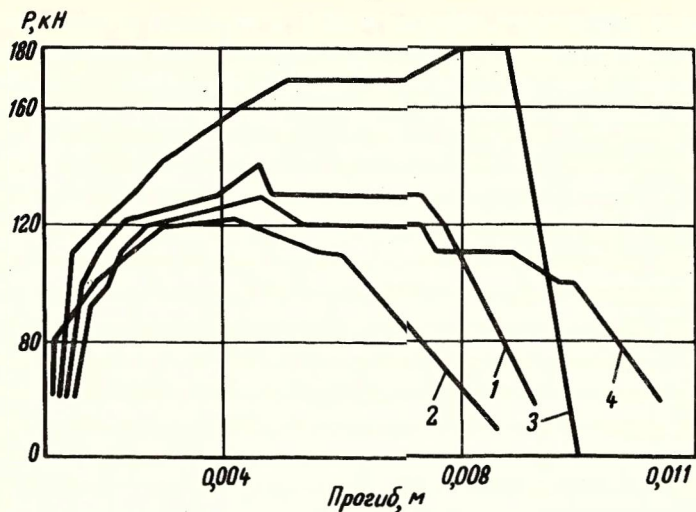


Рис. 13. Зависимость прогибов крайних точек моделей фундаментов от осесимметричной нагрузки 1-4 - соответственно модели М-18, М-8, М-17, М-22

Момент появления первых трещин был зафиксирован тензодатчиками и с помощью микроскопа МПБ-2. Прогибы поверхности оболочки с появлением трещин постепенно увеличивались (см. рис. 13). При дальнейшем нагружении число существующих трещин увеличивалось и трещины перешли на коническую оболочку. При $P=100$ кН на конусе образовалось пять меридиональных трещин, по форме представляющих собой почти прямые линии. Одновременно на плите образовались три новые трещины с раскрытием 0,2 мм. Начиная с нагрузки 120 кН, радиальная трещина, распространившаяся на коническую часть, раскрылась и стала сквозной. При возрастании усилия до 130 кН прогибы модели увеличивались без дополнительного образования трещин. На следующем этапе нагрузка в результате увеличения пластических деформаций снизилась до 120 кН. Этот период работы конструкции характеризовался быстрым нарастанием прогибов от 3,7 до 6,9 мм (см. рис. 13) без увеличения прикладываемого усилия. С ростом прогибов нагрузка постепенно уменьшалась со 120 до 35 кН, одновременно наблюдались разрывы арматуры в плите и частично в нижней оболочке.

Разрушение модели в рассматриваемом случае представляло собой систему начинающихся с кольцевой плиты сквозных меридиональных трещин, объединяющихся на последнем этапе своего развития раскрывающимся вниз кольцевым пластическим шарниром. Согласно терминологии [33], испытанная модель разрушалась по меридиональной схеме с одним пластическим шарниром. Истощение несущей способности, определяемое возникновением значительных деформаций, наблюдалось при нагрузке 120 кН.

Модель М-17. В упругой стадии работы прогибы были незначительными и изменялись в пределах 0,08 - 0,1 мм. Наибольшие сжимающие деформации $\epsilon_y = (4-17)10^{-5}$ наблюдались в зоне перехода конуса в цилиндр. Первая трещина с раскрытием 0,1 мм появилась первоначально в основном расчетном элементе фундамента - кольцевой плите при $P=70$ кН. Трещина имела радиальное направление и переходила с плиты на коническую часть на высоту 50 мм. До нагрузки 100 кН не наблюдалось появления новых трещин.

Начиная с $P=100$ кН на плите дополнительно возникли две трещины, а при $P=130$ кН эти трещины распространились на коническую часть фундамента.

При рассмотрении зависимости прогиба крайних точек модели от нагрузки (см. рис. 13) видно, что до 7-го этапа прогибы менялись по прямолинейному закону. С возрастанием нагрузки происходил более интенсивный рост прогибов. При усилии на модель 125 кН прогиб крайних точек составлял 1,5 мм, а при нагрузке 130 кН - 3 мм.

Следовательно, для увеличения прогиба модели вдвое понадобилось добавить нагрузку всего на 4%. С ростом усилия до 140 кН наблюдали некоторое уменьшение прогибов, а затем нагрузка в результате текучести арматуры понизилась до 130 кН. При этом происходил быстрый рост деформаций от 3,8 до 6,2 мм без увеличения нагрузки. В дальнейшем наблюдали разрывы арматуры сначала в плите, а затем в оболочке и постепенное падение нагрузки. По изменению прогибов можно отметить, что нагрузка в 125 кН соответствовала переломному моменту в работе фундамента-оболочки. При этой нагрузке раскрытие трещин и прогибы достигали неприемлемых размеров. Поэтому для данной модели нагрузку в 125 кН следует принимать за предел несущей способности.

Форму разрушения можно характеризовать следующим образом. Сквозные меридиональные трещины, достигая места сопряжения конической и цилиндрической частей фундамента, объединялись в кольцевой пластический шарнир. С образованием пластического шарнира цилиндрическая часть модели перемещалась вниз. При этом коническая часть с кольцевой плитой, разделенные меридиональными трещинами на отдельные элементы, перемещались горизонтально.

Таким образом, можно сказать, что данная модель разрушалась по меридиональной схеме с одним пластическим шарниром. Характер разрушения двух моделей показан на рис. 14, а для остальных моделей в табл. 15 приведены схемы разрушения.

Кроме пластического разрушения в опытах было получено хрупкое разрушение от действия поперечных сил вблизи вершин. Хрупкому разрушению предшествовало образование меридиональных трещин, раскрывшихся от наружного конуса оболочки до места расположения пластического шарнира. Хрупкое разрушение не происходило в каком-то определенном месте. Оно наблюдалось как в месте перехода конической части фундамента в цилиндрическую, так и в месте сопряжения конуса с плитой.

Однако наибольшее количество моделей имело хрупкое разрушение в зоне сопряжения конической и цилиндрической частей. Хрупкое разрушение наступало вследствие раздробления сжатой зоны бетона в пластическом шарнире с последующим продавливанием. Следует добавить, что хрупкое разрушение для испытанных моделей наступало при относительном большем угле наклона кольцевой плиты 0,4–0,46 рад. Аналогичный характер разрушения получен в исследованиях [9].

Сопоставим результаты расчета нескольких моделей фундаментов, выполненного в предположении, что оболочка работает в упругой стадии, с данными экспериментальных исследований. Определим компоненты напряженного состояния по методу, разработанному Г. Рюле и Р. Рабихом. При изложении результатов опытов обозначения напряжений, усилий и моментов приняты такими же, как в гл. III.

При рассмотрении эпюр меридиональных напряжений моделей М-9 и М-17 видно, что значения σ_1 распределены по сечениям неравномерно (рис. 15). Большие значения определены на наружной, меньшие – на внутренней поверхнос-

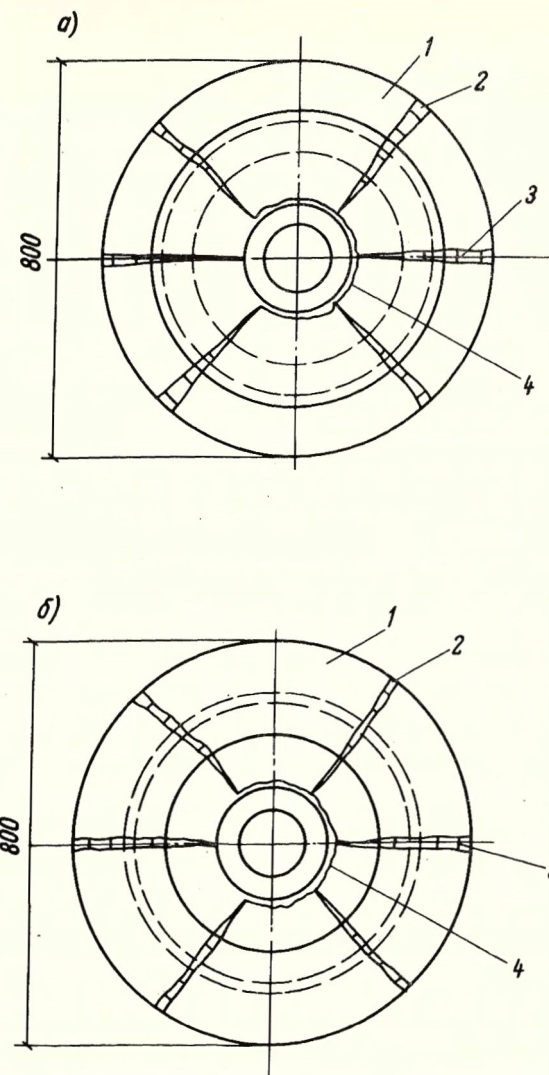


Рис. 14. Схема разрушения моделей фундамента

а – модели М-2; б – модели М-3; 1 – коническая оболочка с кольцевой плитой; 2 – сквозная трещина; 3 – арматура; 4 – кольцевая трещина

Марка модели	Арматура плиты				Арматура конической оболочки				Разрушение
	радиальная		кольцевая		меридиональная		кольцевая		
	мм	шт.	мм	шт.	мм	шт.	мм	шт.	
M-1	2	20	1,4	9	1,75	17	1,75	8	Хрупкое
M-2	1,75	20	1,75	9	1,75	20	1,75	9	Пластическое
M-3	1,75	20	1,4	7	1,75	20	1,75	10	"
M-4	1,75	20	1,75	8	1,75	20	1,75	10	Хрупкое
M-5	1,75	20	1,75	9	1,75	20	1,75	10	"
M-6	1,75	20	1,4	7	1,75	20	1,75	10	Пластическое
M-7	2	20	1,4	9	1,75	20	1,75	9	"
M-8	2	20	1,4	9	2	20	1,75	9	Хрупкое
M-9	2	20	1,4	9	1,75	20	1,75	9	"
M-10	2	20	1,75	9	1,75	19	1,75	12	"
M-11	1,75	17	1,4	7	1,75	20	1,75	10	Пластическое
M-12	2	20	1,4	9	1,75	20	1,75	8	"
M-13	1,75	20	1,75	9	2	20	1,75	9	"
M-14	2	20	1,75	9	1,75	20	1,75	10	"
M-15	1,75	20	1,75	9	1,75	20	1,75	9	"
M-16	1,75	20	1,4	7	1,75	20	1,4	9	"
M-17	1,75	20	1,4	7	1,75	20	1,75	9	"
M-18	1,75	20	1,4	7	2	20	1,75	10	"
M-19	1,75	20	1,4	7	1,75	20	1,75	9	"
M-20	1,75	20	1,75	9	1,75	20	1,75	11	"
M-21	2	20	1,75	9	1,75	18	1,75	11	"
M-22	1,75	20	1,4	7	1,75	20	1,75	10	"
M-23	1,75	20	1,75	9	1,75	18	1,75	10	"
M-24	1,75	20	1,4	9	1,75	20	1,75	9	"
M-25	1,75	20	1,75	9	1,75	20	1,75	9	"

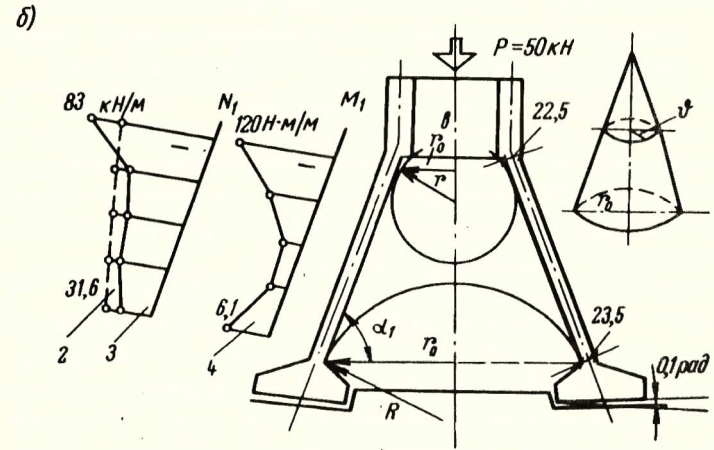
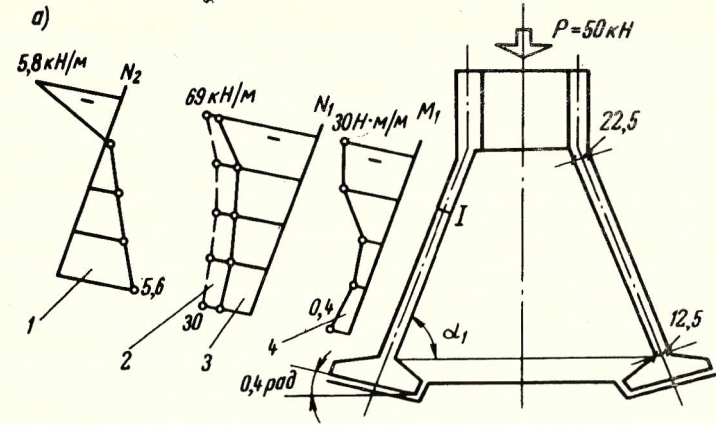


Рис. 15. Характер напряженного состояния железобетонных моделей

а - для модели М-9; б - для модели М-17;

1 - опытные кольцевые усилия; 2 - теоретические меридиональные усилия; 3 - опытные меридиональные усилия; 4 - опытный меридиональный момент

тах фундаментов. Максимальная неравномерность распределения σ_1 по сечениям, характеризуемая отношением $\sigma_{\max} / \sigma_{\min} = k$, наблюдалось в зоне сопряжения оболочки с цилиндрической частью и кольцевой плитой. Здесь k изменялось от 1,7 до 2,8. В остальных сечениях напряжения хотя и распределялись неравномерно, однако

отношение k колебалось в небольших пределах (от 1,1 до 1,3). При этом распределение напряжений σ_1 по сечениям в значительной мере зависело от геометрических размеров моделей. Так, повышение угла наклона плиты от 0,1 до 0,4 рад способствовало более равномерному распределению напряжений по сечениям (модель М-9).

Для характеристики напряженного состояния необходимо знать меридиональные N_1 и кольцевые N_2 усилия. На рис. 15 приведены опытные значения этих усилий, показанные сплошной линией, и теоретические — показанные пунктирной. Из сопоставления следует, что при центральном нагружении N_1 , определенные по методу Г.Рюле и Р.Рабиха, неудовлетворительно распределялись в моделях М-9 и М-17.

Наблюдая распределение N_2 в моделях М-9 и М-17, можно заметить, что кольцевые усилия имели нулевое значение примерно в сечении 1. Это сечение можно рассматривать, видимо, как нижнюю границу влияния краевого эффекта.

Таким образом, не во всех зонах моделей действовали растягивающие усилия. В местах сопряжения конической и цилиндрической частей усилия были сжимающие. Наибольшие значения кольцевых растягивающих усилий наблюдались в нижней части конических оболочек.

Рассмотрим эпюры меридиональных моментов M_1 (см. рис. 15). Как видно из графиков, значения напряжений изгиба, вызванных действием меридионального момента, M_1 , составляли 15–30% напряжений от меридионального усилия. В средней части конуса, удаленной от обоих краев на 0,25 длины образующей, значения моментов невелики. Здесь наблюдалось напряженное состояние, близкое к безмоментному. Коническая оболочка, таким образом, разбивалась, во-первых, на узкие (0,25 длины образующей) зоны, примыкающие к местам сопряжения с цилиндрической частью и кольцевой плитой, в которых имелись значительные напряжения от изгиба, и, во-вторых, на зону, удаленную от краев, работающую на сжатие и практически не испытывающую изгибных напряжений. Если за критерий сравнения моделей М-9 и М-17 принять момент M_1 , то лучшей будет модель М-9.

Характеризуя в целом напряженное состояние исследованных моделей в упругой стадии, отметим, что оно относится к смешанному типу [21], в котором наряду с соп-

ряжениями от усилий N_1 и N_2 имелись изгибные напряжения от M_1 .

Следует добавить, что меридиональные изгибающие моменты были значительными и поэтому их необходимо учитывать при конструировании. В исследованиях использовано решение краевой задачи, рекомендуемое Жемочкиным Б.Н. [13] и А.И. Лурье [18]. При решении краевой задачи в рассматриваемое сечение конической оболочки вписывали сферу (см. рис. 15,б).

Краевые усилия в обеих оболочках (сферической и конической) будут примерно одинаковы [14]. Так как кольцевое усилие при центральной нагрузке по методу Г.Рюле и Р.Рабиха [25] определить нельзя, для расчета M_1 значения M_2 брали из опытов (данные тензометрии). Сравнение теоретических и опытных величин M_1 при центральной нагрузке представлено в табл. 16.

Таблица 16

Марка модели	Р, кН	Значение M_1 , Н·м/м		
		опытное	экспериментальное	
			по [18]	по [13]
М-9	50	30*	14,26*	36,6
		13,8	7,3	20
М-17	50	25	15,9	31,3
		64	32,8	59,5
М-22	50	37	25,5	48,4
		73	46,3	91,2

* Над чертой — значение в месте сопряжения оболочки с цилиндрической частью фундамента, под чертой — то же, с кольцевой плитой.

Из сопоставления видно, что значения M_1 , рассчитанные по методу Б.Н. Жемочкина, неудовлетворительно совпадали с опытными. В этом сказывается, видимо, влияние масштабного фактора. Большие расхождения опытных данных и теоретических, полученных по методу А.И. Лурье, объясняются тем, что расчет, по А.И. Лурье, предусматривал нагружение конической оболочки (без плиты и цилиндрической части) между двумя идеально гладкими плитами, не препятствовавшими краевым деформациям.

Рассмотрим работу кольцевой плиты. Плита воспринимала горизонтальную проекцию меридионального усилия (распор). При этом в самой плите возникали растягивающие усилия [14]

$$k_0 = \frac{P}{2\pi r_0 \operatorname{tg} \alpha} \quad (4)$$

где P - нагрузка на модель;
 α - угол наклона образующей (см. рис. 15).

Так как появление трещин в кольцевой плите недопустимо, размеры сечения плиты с учетом работы бетона на растяжение (при отсутствии предварительного напряжения) определяли по формуле [14]

$$k_0 \leq m R F_8 \left(1 + 2n_1 \frac{F_a}{F_8}\right), \quad (5)$$

где $m = 0,8$ - коэффициент условий работы;

$$n_1 = E_0 / E_8;$$

R - расчетное сопротивление бетона растяжению.

Из соотношения (5) определяли значение k_0 для упругой стадии работы плиты. Используя полученное значение k_0 , вычисляли из соотношения (4) нагрузку, при достижении которой возможно появление трещин в плите. Результаты расчета представлены в табл. 17. Из таблицы видно, что опытные значения усилия трещинообразования меньше теоретических в среднем на 20-22%.

Сравним усилия в кольцевой плите, полученные после появления трещин в моделях по безмоментной теории и из опыта. С появлением трещин бетон выключался из работы и несущая способность определялась предельным усилием, воспринимаемым кольцевой растянутой арматурой и рассчитаным следующим образом (на примере модели М-22).

Меридиональное усилие N_1 , вычисленное по безмоментной теории из соотношения (4), для каждого витка кольцевой арматуры оболочки и плиты раскладывали на вертикальную и горизонтальную составляющие. Кольцевая арматура воспринимала горизонтальную проекцию усилия - распор:

$$H = \frac{P}{2\pi r_0 \operatorname{tg} \alpha}, \quad (6)$$

где r_0 - радиус (см. рис. 15).

При этом в ней возникали растягивающие усилия

$$k_0 = H r_0. \quad (7)$$

Таблица 17

Марка модели	Высота плиты, мм	Угол наклона подошвы, рад	k_0 , кН	Значение усилия трещинообразования в кольцевой плите, кН	
				опытное	расчетное по [14]
М-21	50	0	4,85	65	59,1
М-7	60	0,1	6,5	68	87,4
М-22	70	0,1	8	80	102
М-3	80	0,2	8,83	85	115
М-17	100	0,1	12,6	120	160

Площадь арматуры, необходимая для восприятия этих усилий, равна [14] :

$$F_a = k_0 / R_p, \quad (8)$$

где R_p - разрывающее усилие кольцевой арматуры.

Исчерпание несущей способности модели М-22 наступило при нагрузке в 120 кН, при этом площадь кольцевой арматуры конической оболочки и плиты равнялась 0,347 см². Площадь арматуры составляет $F_a = 4,55$ см².

Таким образом, после образования трещин результаты расчета, выполненного по безмоментной теории, в 13 раз расходились с опытными и не было возможности оценить роль кольцевой арматуры.

Контактные давления получили при исследовании 25 моделей до разрушения. Из общего количества эпюр были отобраны наиболее характерные (см. рис. 16,17). Жесткость кольцевых плит D в упругой стадии определяли руководствуясь работой [12].

Модель М-16 при $D = 58,8$. Реактивные давления с самого начала распределялись неравномерно. Максимальные значения, равные 0,12-0,3 МПа, наблюдались в центральной части плиты; минимальные, равные 0,02-0,12 МПа, - по краям. До появления трещин в плите ($P = 60$ кН) динамика роста напряжений носила примерно следующий харак-

тер: ординаты крайних точек возрастали на 0,007–0,014 МПа, средних – на 0,01–0,03 МПа.

Отношение $\sigma_{\text{макс}} / \sigma_{\text{мин}} = 6-20$. С появлением трещин в кольцевой плите крайние ординаты увеличились на 0,061 МПа, а средние – на 0,04 МПа. Это свидетельствует о перераспределении контактных давлений. Однако и с учетом перераспределения напряжения не выровнялись до того значения, при котором можно было бы сказать, что эпо́ра имеет равномерный характер (рис.16).

Таким образом, для данной модели было характерным наличие максимального давления на грунт примерно в середине плиты.

Рассматривая эпо́ры моделей М-24 и М-3, можно заметить, что уменьшение жесткости плиты на 49% способствовало снижению контактных давлений с внутренней стороны кольцевой плиты.

Следует добавить, что на изменение ординат эпо́ры существенное влияние оказывал также угол наклона плиты. С увеличением угла наклона плиты от 0 до 0,24 рад (модели М-2, М-3, М-16 и М-24) наблюдался значительный рост контактных давлений с внутренней стороны кольцевой плиты. Влияние угла наклона плиты особенно заметно при сопоставлении эпо́р моделей М-2 и М-15, имевших одинаковую жесткость ($D = 21,42$). Для этих фундаментов повышение угла наклона плиты на 0,36 рад вызывало увеличение ординат эпо́р с внутренней стороны примерно в 2,5 раза.

Заслуживает внимания эпо́ра модели М-24, имеющая по сравнению с другими моделями относительно равномерный характер распределения контактных давлений. Это объясняется тем, что у данного фундамента был минимальный по сравнению с другими эксцентриситет при передаче нагрузки от оболочки на плиту ($e = 1,2$ см). Следовательно, уменьшение эксцентриситета в сочетании с увеличением угла наклона способствовало более равномерному распределению контактных давлений.

В целом для всех моделей эпо́ры имели неравномерный (пикообразный) характер. Пикообразная форма объясняется, видимо, тем, что с самого начала опытов под кольцевой плитой формировалось упругое ядро, которое в процессе роста нагрузки как клин раздвигало в стороны и на поверхность частицы грунта. При движении к наружному диаметру плиты частицы грунта не встречали дополнительного сопро-

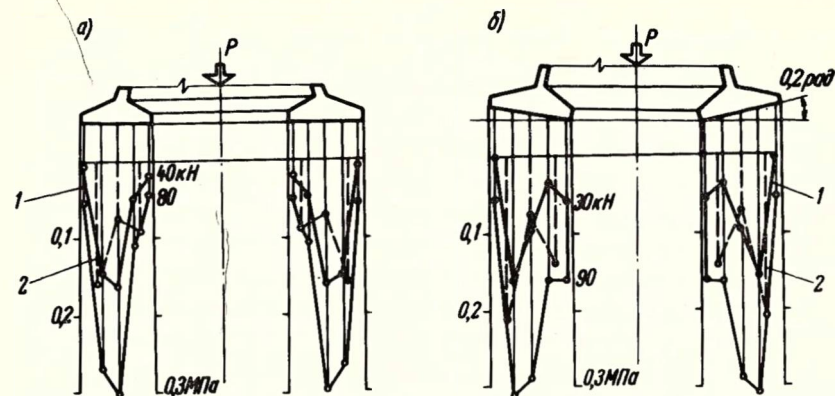


Рис. 16. Эпо́ры контактных давлений для кольцевых плит фундаментов-оболочек

а – для модели М-16; б – для модели М-3; 1 – опытные значения; 2 – теоретические значения

тивления (отсутствовал пригруз), а при перемещении грунта внутрь кольца происходило частичное его самоуплотнение. Это, по всей вероятности, одна из причин интенсивного роста ординат на внутренней стороне кольцевой плиты.

Сопоставим полученные эпо́ры с эпо́рами, представленными на рис.17. Точное решение контактной задачи теории упругости о давлении кольцевого штампа на упругое полупространство получено К.Е. Егоровым [11]. Согласно его результатам, по внешнему и внутреннему краям абсолютно жесткого штампа действуют бесконечно большие давления (см. рис. 17,б). В опытах такого распределения напряжений не наблюдалось. Следует добавить, что в исследованиях методом фотоупругости [33] для жесткого металлического кольца эпо́ра имела вид, близкий к виду, полученному К.Е. Егоровым. В работе [3] приведено теоретическое решение контактной задачи, согласно которому по краям штампа действуют фиктивные контурные силы (см. рис. 17, д). Опыты показали, что максимальное давление наблюдалось не по краям, а в середине плиты.

Эпо́ры контактных давлений, приводимые в работах [15, 17], несколько отличаются от рассмотренных. Однако и эпо́ры такого вида не соответствовали опытным (см.рис.17, в, г).

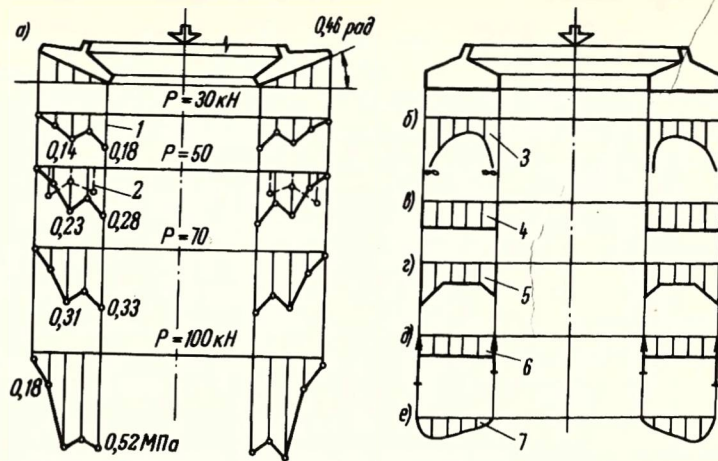


Рис. 17. Сопоставление опытных и теоретических контактных давлений для кольцевых плит фундаментов
1 - опытные значения; 2-7 - теоретические значения

Форма эпюры контактных напряжений [20] близка к экспериментальной (рис. 17, е). Как в опытах, так и в предлагаемой эпюре минимальные значения ординат получились в крайних точках плиты. Однако в рассматриваемой эпюре максимальные контактные давления смещены к наружному краю кольца, а в опытах - к внутреннему. Одна из причин отличия теоретических и опытных эпюр состоит в том, что грунт не является линейно-деформируемым телом. Уже при небольших нагрузках у краев плиты возникали пластические деформации грунта, что приводило к уменьшению пиков реактивных давлений.

Дополнительно к приведенным теоретическим эпюрам были определены реактивные давления для кольцевых плит моделей М-3, М-15, М-16 и М-24 по методу, предложенному в [12]. По этому методу связь между кольцевой плитой и основанием осуществлялась с помощью вертикальных несжимаемых стержней, расставленных по окружности контакта. Коэффициент α , необходимый для расчета, вычисляли по формуле [12]

$$\alpha = \frac{EC^3}{(1-\mu_0^2)D},$$

где $E=10$ - модуль деформации основания, МПа;
 $C=6$ - расстояние между условными стержнями, см;
 μ_0 - коэффициент Пуассона основания;
 D - жесткость кольцевой плиты фундамента.

Уравнения решали на ЭВМ М-222. Полученные эпюры показаны пунктиром на рис.16, 17. Из сопоставления видно, что для плит с углом наклона 0-0,2 рад две крайние теоретические ординаты совпадали с опытными, третья (по центру) была примерно в 3-4 раза меньше. Для моделей с углом наклона плиты 0,4-0,46 рад всего лишь одна из трех ординат теоретической эпюры соответствовала экспериментальной.

В целом отметим, что реактивные давления, определенные по методу Б.Н. Жемочкина не соответствовали опытным значениям. Одной из причин этого были, видимо, погрешности, появившиеся в результате замены непрерывного контакта дискретным. Они сказались прежде всего на значениях усилий в стержнях, соединяющих плиту и основание, а, следовательно, и на ординатах эпюр.

Проведенные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Опыты целесообразно выполнять по методике рационального планирования экспериментов.
2. Картина напряженного состояния конических оболочек, полученная при исследованиях как на крупномасштабных железобетонных моделях, так и поляризационно-оптическим методом, имеет хорошую сходимость результатов, что свидетельствует о небольшом влиянии различий в коэффициентах Пуассона моделей.
3. При центральной нагрузке коническая оболочка работала на внецентренное сжатие. Максимальные меридиональные напряжения возникали в месте сопряжения конической и цилиндрической частей фундамента, а растягивающие кольцевые - в нижней половине конуса.
4. В упругой стадии работы фундаментов рост деформаций крайних точек моделей пропорционален росту нагрузки.
5. Увеличение угла наклона кольцевой плиты от 0,1 до 0,4 рад способствовало более равномерному распределению напряжений в фундаменте и уменьшению моментов в месте опирания оболочки на плиту.
6. При испытании моделей на центральное загрузку кольцевая плита разрушалась по радиальной, а коническая оболочка - по меридиональной схеме.

7. При внецентренном загрузении схема разрушения не-симметрична. Первые трещины возникали со стороны на-грузки.

8. Продавливания как такового не наблюдалось, а было хрупкое раздробление сжатой зоны бетона с последующим разрушением.

9. Эпора контактных давлений по подошве кольцевых плит с углом наклона θ пикообразная. Минимальные давления - по краям, максимальные - в середине.

10. С возрастанием угла наклона кольцевой плиты от θ до $0,46$ рад ординаты эпюр с внутренней стороны кольца увеличивались в 2 раза быстрее, чем с наружной.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО

При проектировании фундаментов труб и башен глубину их заложения уточняют по технологическим требованиям. Фундамент в форме конических оболочек можно проектировать при строительстве башен и труб на слабых грунтах ($R^M \leq 0,1 - 0,15$ МПа).

В условиях более плотных грунтов при высоте сооруже-ний до 100-150 м можно устраивать обычные ребристые фундаменты или фундаменты в форме конических оболочек, опирающихся на круглую плиту. Для сооружений большой высоты (200-500 м и более) удобны фундаменты в форме конических и параболических оболочек, опирающихся на кольцевую плиту. Для повышения сопротивляемости этой плиты усилиям распора, а также увеличения ее коррозионной стойкости и трещиностойкости осуществляют следующие меро-приятия: предварительное напряжение плиты кольцевой арма-турой; выполнение подошвы плиты ломаного профиля, обес-печивающего зацепление подошвы за грунт; устройство по-дошвы плиты с наклоном, позволяющим передать усилия рас-пора на грунт.

Наклон подошвы плиты (т.е. придание ей формы усечен-ного конуса) одновременно позволит уменьшить изгибающие моменты и снизить концентрацию напряжений в месте стыка конической оболочке и плиты.

В связи с фактической неравномерностью контактных дав-лений по подошве кольцевых плит для уменьшения эффекта кручения кольцевой плиты и его влияния на коническую обо-лочку при проектировании необходимо сместить точку пере-сечения срединной линии конической оболочке и подошвы плиты на величину эксцентриситета e . Значение экс-центриситета e принимается от 0,1 до $0,15B$ (где B - ширина кольцевой плиты, рис. 18). Подбор места стыка плиты и оболочке можно выполнить по методике [28].

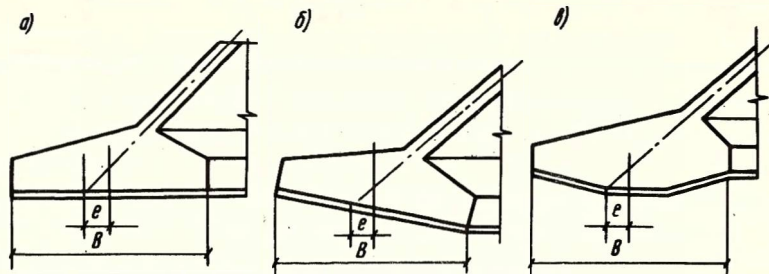


Рис. 18. Схемы кольцевых плит различной формы
 а - кольцевая плита плоская; б - то же, наклонная;
 в - то же, ломаной формы

Арматуру в фундаментах-оболочках следует концентрировать к краям конического фундамента и к наружному краю кольцевой плиты.

Все проемы в конической оболочке фундаментов сооружений башенного типа необходимо выполнять прямоугольной или трапециевидальной формы с направлением боковых сторон проема по радиальным сечениям оболочки, а верхней и нижней - по кольцевым сечениям. При двух вводах газоходов проемы располагаются 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 больших проемах ослабление горизонтального сечения конической оболочки компенсируется ее утолщением. Проемы в конической оболочке армируются по периметру вертикальными и горизонтальными стержнями (количество этих стержней должно быть равно количеству стержней, перерезанных проемом) с установкой в узлах по четыре наклонных стержня.

Особые требования при изготовлении фундаментов сооружений башенного типа должны предъявляться к подбору состава бетона, качеству заполнителя и степени уплотнения смеси. Размер зерен щебня для фундаментов башен не ограничивается, однако наибольший размер зерен не должен превышать $1/3$ толщины оболочки, и при этом максимальное количество таких зерен не должно быть более 25% общего количества. Увеличение морозостойкости бетона достигается с помощью воздухововлекающих добавок (мылонафт, омыленный древесный пек и др.). Число добавок зависит от крупности фракций щебня. В фундаментах-оболочках без напря-

женного армирования обычно применяется арматура диаметром до 20 мм и более, поэтому может быть допущено введение хлористых солей для ускорения твердения бетона. В напряженно-армированных фундаментах-оболочках применение хлористых добавок не допускается. Фундаменты сооружений башенного типа бетонятся смесью с осадкой конуса до 4-5 см.

Армирование фундаментов выполняют горячекатаной арматурной сталью классов А-П, А-Ш. Для монтажных стержней и поперечного армирования допускается применение арматурной стали класса А-1. Для предварительного напряжения кольцевой арматуры фундаментов используют пучки высокопрочной проволоки. Можно применять стальные канаты и тросы без органического сердечника. В фундаментах, сооружаемых в условиях агрессивных грунтовых вод, рекомендуется применять стержневую напрягаемую арматуру.

Монолитные фундаменты сооружений башенного типа бетонируют в инвентарной сборно-разборной шитовой опалубке. Котлованы для фундаментов с криволинейной формой подошвы (конические фундаменты или кольцевые плиты с ломаным профилем подошвы) разрабатывают сверху обычными механизмами; нижнюю часть котлована разрабатывают небольшими экскаваторами и подчищают по профилю подошвы фундамента, который проверяется вращающимся шаблоном. После разработки котлована по дну его укладывают бетонную подготовку. Для того чтобы объем разрабатываемого грунта был минимальным, рекомендуется устройство шпунтовой стенки, оставляемой после бетонирования фундамента.

Натяжение арматуры кольцевой плиты на бетон можно выполнить тремя способами (рис.19): 1) с упорами по верху плиты в виде колодцев; 2) с уступами в наружном крае кольцевой плиты; 3) с навивкой на наружный край кольцевой плиты.

Напрягаемую арматуру располагают в специальных каналах в теле плиты. Каналообразователи с размещенными в них пучками арматуры перед бетонированием кольцевой плиты размещают на проектных отметках с помощью стальных кронштейнов, устанавливаемых на бетонную подготовку.

После натяжения арматуры производят инъекцию цементного раствора в каналы, затем гидроизоляцию и обетонирование мест выхода предварительно-напряженных пучков.

На основе проведенных исследований запроектированы фундаменты-оболочки для ряда промышленных объектов.

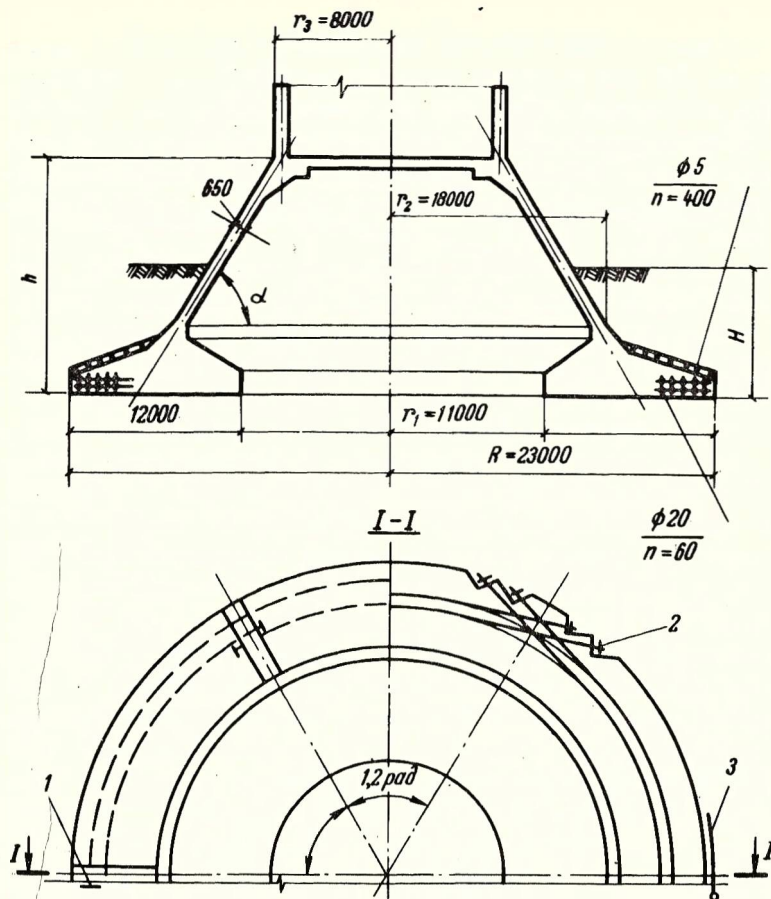


Рис. 19. Схемы натяжения арматуры кольцевой плиты
 1 - арматура, напрягаемая через колодцы, оставленные в плите; 2 - арматура, напрягаемая на уступы в кольцевой плите; 3 - арматура, напрягаемая путем навивки на наружный край кольцевой плиты

строющихся Главтюменпромстроем и Главсредуралстроем. В данной работе рассмотрено строительство двух фундаментов в форме конической оболочки, опирающейся на сплошную и кольцевую плиты.

Строительство фундамента дымовой трубы в форме конической оболочки, опирающейся на сплошную круглую плиту, выполняло С-25 греста Тюменоблстрой Главтюменпром-

стройка [36]. Фундамент-оболочка разработана в виде круглой плиты диаметром 7250 мм, расположенной на отметке -4,1 м, и оболочки толщиной 300 мм, имеющей один проем, расположенный на отметке -2,65 м. Проем размером 2200x2400 мм выполнен в месте сопряжения бора с оболочкой. Плиту максимальной толщиной 600 мм и минимальной 400 мм армировали двумя сварными сетками размером 2250x2250 мм, расположенными в центре и перекрывающимися внахлестку сверху и снизу 30 плоских, размещенных радиально каркасов, выполненных из стали класса А-1 и А-П. Диаметры стержней равны 10 и 16 мм. Сверху и снизу укладывали кольцевую арматуру диаметром 16 мм из стали класса А-П. Оболочка армирована меридиональной и кольцевой арматурой. Шаг меридиональной арматуры диаметром 10 мм из стали класса А-П по всему периметру оболочки составлял 250 мм, кольцевой арматуры диаметром 10 мм из стали этого же класса до отметки 2,7 - 200 - 250 мм.

Верхний оголовок оболочки имел толщину 640 мм для обеспечения достаточной площади опирания трубы. Проем армирован стержнями диаметром 16 и 20 мм из стали класса А-П. Трудоемкость заводского изготовления арматуры с учетом погрузки ее на автомашину составляла 64 чел.-ч.

Внутреннюю опалубку оболочки выполняли цельной на всю высоту фундамента из досок толщиной 30 мм, которые прибивали к трем деревянным кружалам, установленным в нижней, средней и верхней частях оболочки.

Наружная опалубка была двухъярусной. После изготовления опалубки всего яруса ее разрезали на 10 щитов и автокраном подавали в котлован, где эти щиты собирали и укрепляли. Для бетонирования фундамента-оболочки применяли бетонную смесь следующего состава (на 1 м³):

Цемент марки 300	380 кг
Песчано-гравийная смесь	1690 "
Вода	192 л

Бетон с осадкой конуса 5-6 см готовили в передвижном бетоносмесителе марки БП-165. Продолжительность перемешивания составляла 60 - 90 с. Бетон марки 200 подавали автокраном К-162, уплотняли вибратором ИВ-32 с удлиненным гибким валом. Гидроизоляцию фундамента-оболочки выполняли нанесением вручную горячего битума марки БН-1У.

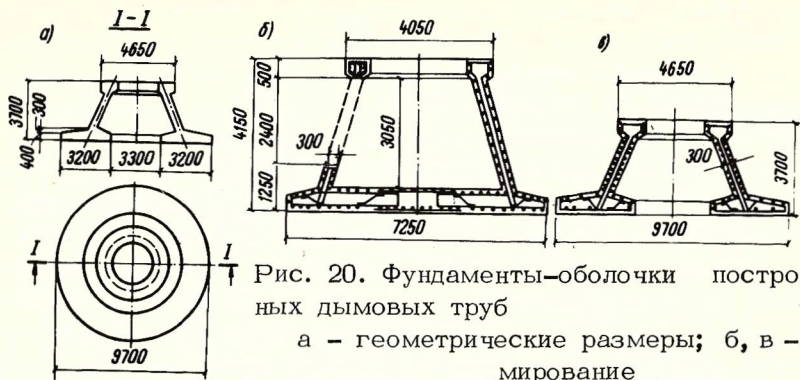


Рис. 20. Фундаменты-оболочки построенных дымовых труб
а - геометрические размеры; б, в - армирование

Фундамент дымовой трубы для другого промышленного объекта, заложный на глубину 3,7 м, представлял собой кольцевую плиту шириной 3,2 м и наружным диаметром 9,2 м. Выше фундаментной плиты располагалась оболочка (рис. 20), имеющая форму усеченного конуса, которая усилена кольцевой диафрагмой [40]. Геологическое строение грунта в месте сооружения фундамента следующее: растительный слой, насыпной грунт, пески, суглинки, глины. Мощность растительного слоя (с корнями растений) незначительная (0,1 - 0,4 м). Мощность насыпного грунта, состоящего из суглинка, щебня и строительного мусора, составляет 0,2-1 м. Пески, суглинки и глины залегают на глубине 1-8 м от дневной поверхности. В основании фундамента залегают суглинки с нормативным давлением, равным 0,16 МПа. Грунтовые воды отсутствовали.

Максимальная толщина кольцевой плиты фундамента 700 мм (в месте опирания конической оболочки), минимальная - 400 мм. Плита армирована 36 плоскими радиально расположенными каркасами, выполненными из стали класса А-1 и А-П. Диаметр стержней 8,14 и 25 мм. Сверху и снизу плоских каркасов укладывали по 17 стержней кольцевой арматуры диаметром 20 мм из стали класса А-П. По наружному краю плиты расположена большая часть кольцевой арматуры с шагом по высоте плиты 50 - 80 мм. При данных размерах кольцевой плиты краевые давления на грунт составляли: $P_{\text{макс}} = 0,162$ МПа, $P_{\text{мин}} = 0,1$ МПа.

Железобетонная коническая оболочка с постоянной толщиной стенки 400 мм армирована меридиональной и кольцевой арматурой, расположенной в два ряда с внутренней и наружной стороны. Кольцевую арматуру диаметром 10 мм

из стали класса А-П (по 11 стержней с наружной и внутренней стороны оболочки) устанавливали с шагом 250 мм. Меридиональную арматуру диаметром 10 мм из стали класса А-П (по 67 стержней с обеих сторон оболочки) устанавливали также с шагом 250 мм. Верхняя часть конической оболочки (кольцевая диафрагма) толщиной 1020 мм служила для опирания трубы.

Работы по изготовлению фундамента-оболочки выполняли в такой последовательности. После разработки котлована экскаватором делали бетонную подготовку толщиной 150 мм из бетона марки 50. Перед установкой арматуры на бетонную подготовку укладывали два слоя битумной мастики. Опалубку плиты изготовляли из деревянных щитов длиной 1600 и высотой 400 мм. Для фундамента-оболочки применяли бетон марки 200 с осадкой конуса 5-6 см.

Внутреннюю опалубку оболочки выполняли цельной на всю высоту фундамента из досок толщиной 30 мм, которые прибавали к трем деревянным кружалам, установленным в нижней, средней и верхней частях оболочки. Наружную опалубку выполняли в два яруса из досок толщиной 30 мм, которые прибавали к заранее подготовленным кружалам.

Экономичность фундаментов-оболочек определяли путем анализа и сопоставления их технико-экономических показателей с аналогичными показателями фундаментов с кольцевыми и сплошными плитами (табл. 18).

Таблица 18

Показатель	Варианты фундаментов дымовых труб			
	сплошная плита	коническая оболочка с кольцевой плитой	сплошная плита	коническая оболочка с круглой плитой
Расход бетона, м ³ ..	95,6	47,8	57	28,5
Расход стали, г....	19,32	7,56	17,37	15,79
Снижение стоимости строительства к первоначальному варианту, %	-	36	-	30

Таким образом, опыт строительства показывает, что применение фундаментов-оболочек вместо фундаментов традиционных типов позволяет в 2 раза уменьшить расход бетона и снизить на 10% расход арматуры и на 30-36% общую стоимость строительства.

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ-ОБОЛОЧЕК

Общие сведения

Проведенные исследования показали, что упругий расчет (до образования трещин) не позволяет оценить роль арматуры и получить действительное представление о несущей способности конструкций. Поэтому фундаменты-оболочки под колонны и сооружения башенного типа предлагается рассчитывать в две стадии:

расчет в упругой стадии – для определения деформаций, обеспечения трещиностойкости, а также назначения сечений бетона и арматуры;

расчет в предельном состоянии по методу предельного равновесия – для определения фактической прочности, назначения коэффициентов запаса, а также возможного снижения толщины бетона и процента армирования.

В упругой стадии усилия M , N и Q рекомендуется рассчитывать методом перемещений на ЭВМ "Минск-22". Для расчета фундамент-оболочка разбивается на ряд секторов, каждый из которых условно считается стержнем соответствующей жесткости, а в целом фундаментная конструкция представляется как статически неопределимая стержневая система, имеющая дискретный контакт с основанием. Благодаря симметрии можно уменьшить размер конструкции, фигурирующей в расчете, до одной четверти всего фундамента-оболочки. Число неизвестных перемещений в каждой точке соединения элементов (стержней) пространственной конструкции равно 6.

При выборе расчетной схемы длина элемента (стержня) ограничивалась следующими размерами: по ширине – $0,26R$, по высоте – $0,15R$, где R – радиус низа оболочки. Рассчитываемая область оболочки разбита на 36 элементов. За граничные условия принимали отсутствие перемещений по верху оболочки и по направлению вертикальной сос-

тавляющей реакции в нижней части фундамента. Горизонтальная составляющая заменялась упругой опорой, допускающей горизонтальное перемещение.

Расчеты проводили на ЭВМ "Минск-32" по типовой программе для стержневых систем произвольного вида.

Формирование матрицы и получение усилий при этом занимало 15–20 мин машинного времени. Систему уравнений решали методом Гаусса. Результаты расчета, которые содержали следующую информацию по каждой узловой точке расчетной части фундамента: горизонтальные и вертикальные компоненты перемещений узлов, компоненты напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy} – выводили на печать в табличной форме.

Полученные данные позволили оценить напряженное состояние фундамента-оболочки в упругой стадии. В качестве примера полученных результатов на рис. 7 приведены значения меридиональных и кольцевых усилий по сечениям конической оболочки. Сопоставление результатов показало, что теоретические значения кольцевых усилий были больше опытных на 30–40%. Учитывая, что расхождения в значениях идут в запас прочности, метод перемещений может быть рекомендован для расчета фундаментов-оболочек в упругой стадии напряженного состояния.

Усилия в фундаментах-оболочках при расчете трещиностойкости определяют в упругой стадии работы конструкции. Кольцевая плита, в которой трещины образуются в первую очередь, рассчитывается как элемент, работающий на осевое растяжение в соответствии со СНиП [26].

Наружная и внутренняя консоли кольцевой плиты или наружная консоль круглой плиты рассчитываются как изгибаемые элементы с учетом предварительно-напряженной кольцевой арматуры, радиальной и кольцевой ненапряженной арматуры.

Равнодействующая усилий в арматуре

$$N_0 = \frac{1}{R} R_a^H F_H - \sigma_a F_{a_1} - \frac{1}{r} \sigma_a F_{a_2} - \sigma_a F_{a_1} \cos \gamma, \quad (9)$$

где

R_a^H – наружный радиус кольцевой плиты (рис.21);
 R_a – временное сопротивление на разрыв напрягаемой арматуры [26];

F_H – площадь сечения предварительно-напряженной кольцевой арматуры;

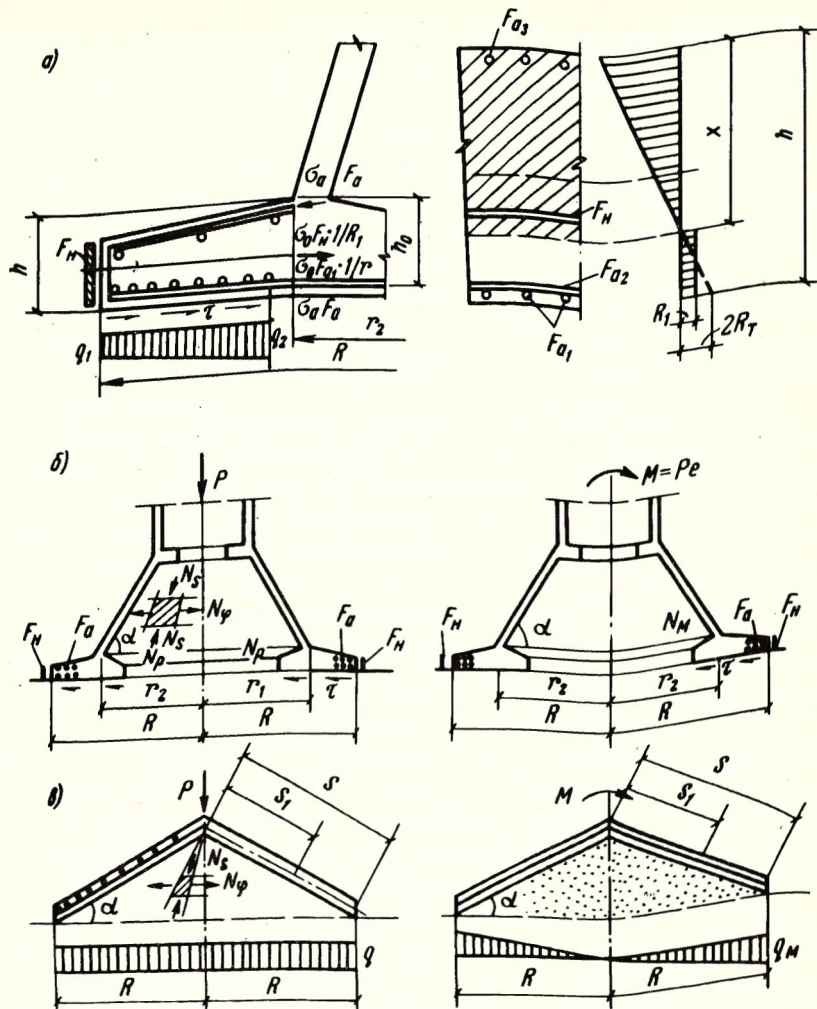


Рис. 21. Схемы распределения усилий при расчете фундаментов по образованию трещин

а - для круглой или кольцевой плиты; б - для фундамента в виде конической оболочки и кольцевой плиты при расчете плиты на растяжение; в - для конической оболочки

σ_a - сжимающее напряжение в ненапрягаемой арматуре;
 F_{a1} - площадь сечения радиальной ненапрягаемой арматуры;
 F_{a2} - то же, кольцевой ненапрягаемой арматуры;
 r - внутренний радиус кольцевой плиты;
 γ - угол наклона верхнего обреза плиты.

Момент равнодействующей усилий N_0 в ненапрягаемой и напрягаемой арматуре относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через ядровую точку, равен:

$$M_{об}^A = N_0 x, \quad (10)$$

где x - высота сжатой зоны сечения (см. рис. 21);

N_0 - равнодействующая усилий в арматуре.

Трещиностойкость конических фундаментов с кольцевой плитой в предположении образования меридиональных трещин предлагается рассчитывать согласно СНиП [26], учитывая при этом следующее:

$$N = N_1 - N_2; \quad (11)$$

$$N_1 = \frac{P}{2\pi \operatorname{tg} \alpha}; \quad (12)$$

$$N_2 = \frac{P}{2\pi \operatorname{tg} \alpha} f, \quad (13)$$

где N - продольная сила от внешних нагрузок;
 N_1 - горизонтальная проекция меридионального усилия в оболочке;
 N_2 - усилие по подошве плиты в результате действия сил трения;
 P - внешняя осесимметричная нагрузка;
 α - угол наклона оболочки в месте сопряжения с плитой;
 f - коэффициент трения бетона по грунту.

При несимметричном загрузении фундамента N состоит из двух компонентов

$$N = N_p + N_m, \quad (14)$$

где

$$N_m = \frac{P/l}{\pi r_2 \operatorname{tg} \alpha} \cos \varphi, \quad (15)$$

$$N_p = N_1 - N_2. \quad (16)$$

В выражениях (14)-(16) введены следующие обозначения:

- N - продольная сила от внешних нагрузок;
- N_p - составляющая продольной силы от внешней осесимметричной нагрузки;
- N_m - составляющая продольной силы от момента;
- N_1, N_2 - усилия, определяемые из соотношений (12) и (13);
- l - эксцентриситет приложения внешней нагрузки;
- r_2 - радиус конической оболочки в месте опирания на плиту (см. рис. 21);
- φ - угол распределения усилий от момента при внецентренном загрузении фундамента (см. рис. 15).

При несимметричном загрузении фундамента в форме конуса с кольцевой плитой трещиностойкость следует рассчитывать по нормам [26]. При этом продольную силу от внешних нагрузок следует определять из соотношения, данного в работе [14].

Следует коснуться также проблемы хрупкого разрушения фундаментов-оболочек. Проблема расчета и исследований хрупкого разрушения фундаментов актуальна потому, что в фундаментостроении, как и вообще в строительстве, имеется тенденция к повышению марок и снижению сечений бетона. В отношении армирования и толщины сечений конструкции фундаментов приближаются к обычным надземным конструкциям. В то же время не удается значительно снизить высоту ступеней столбчатых фундаментов, так как она определяется расчетом на продавливание.

В настоящее время минимальную высоту ступеней таких фундаментов рассчитывают из условия продавливания по поверхности усеченной пирамиды с наклоном граней под углом 0,9 рад к подошве фундамента [26]. Иногда предлагают увеличить значение поперечной силы, воспринимаемой бетоном, за счет изменения формы расчетной пирамиды продавливания. Это предложение относится к расчету плоских железобетонных плит [45]. Экспериментальным путем установлено, что фактические значения усилия, вызывающего продавливание плоских плит, значительно выше рассчитываемых по нормам [26].

Однако результаты проведенных исследований не позволяют сделать обобщающих выводов, так как в опытах рас-

считывались только плоские квадратные плиты при осесимметричных нагрузках. Кроме того, теоретические исследования сводились к предложению увеличить значение коэффициента 0,75 в формуле (14) норм [26] до 2-2,5 [45]. Очевидно, что это предложение чрезвычайно условно, так как коэффициент 0,75 получен экспериментальным путем для определенного вида конструкций (не фундаментов).

Опытами установлено, что при увеличении внешней нагрузки в растянутой зоне образовались трещины, которые затем раскрывались значительно выше допустимой величины, причем хрупкого разрушения фундамента не наступало. Напряжения в растянутой арматуре приближались либо к пределу текучести (для мягкой стали), либо к временному сопротивлению на разрыв (для твердой стали).

В то же время вследствие раскрытия трещин высота сжатой зоны бетона существенно уменьшалась. Хрупкое разрушение начиналось как раздробление сжатой зоны бетона при значительном уменьшении ее высоты, однако из-за того, что внешняя нагрузка не снижалась, происходил срез частично раздробленной сжатой зоны с уменьшением воспринимаемой внешней нагрузки до нуля.

Таким образом, продавливание фундаментов в "чистом" виде не наблюдалось ни в одном эксперименте. Оно наступало только после того, как сжатая зона бетона была уже частично раздроблена. Следовательно, для фундаментов-оболочек в первую очередь необходим расчет прочности сжатой зоны бетона.

Наряду с этим необходимо также рассчитывать и прочность при срезе, так как последний наступает почти одновременно с раздроблением сжатой зоны бетона. В связи с тем что фактическая прочность фундаментов при предположении хрупкого разрушения значительно выше рассчитанной по нормам [26], необходимо изменить метод определения высоты ступеней столбчатых фундаментов при этом условии.

Отметим, что термин "продавливание" следует исключить и называть разрушение этого вида хрупким разрушением вследствие среза сжатой зоны бетона (как это фактически и происходит).

Расчет фундаментов при хрупком разрушении, 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 может происходить в сечении, где поперечная сила превышает максимальную поперечную силу, воспринимаемую бетоном сжатой зоны $Q_{с.а}$ и поперечной арматурой.

При выполнении условия $Q_A \leq Q_{с.а}$ разрушения в результате среза сжатой зоны бетона не происходит. При выполнении условия $S_{с}/S_0 \leq \xi$ ($S_{с}$, S_0 - статические моменты соответственно сжатой зоны бетона и всего рабочего сечения бетона относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре) наблюдается внецентренное сжатие, и разрушение конструкции начнется в растянутой зоне сечения. Однако при большом проценте армирования усилия в статически неопределимых конструкциях полностью не перераспределяются. В связи с этим при расчете, в котором учитывается перераспределение усилий, необходимо ограничить максимальный процент армирования так, чтобы $S_{с}/S_0 = \xi$ не превышало определенных значений, зависящих от марок бетона.

Для расчета столбчатых фундаментов при хрупком разрушении можно использовать известную формулу норм [26] с заменой коэффициента 0,75 на коэффициент 2 [45]. В этом случае значение $Q_{б.а}$ весьма близко к определяемому по формуле

$$Q_{с.а} = 2R_p b_{ср} h_0, \quad (17)$$

где $Q_{с.а}$ - сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны;
 h_0 - рабочая высота сечения фундамента на проверяемом участке;
 $b_{ср}$ - среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего основания пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения h_0 .

Для круглой плиты или вогнутой конической оболочки (рис. 22) максимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны, вычисляется по формуле

$$Q_{с.а} = \frac{\lambda_0 T (R+r) h^2 R_{н} \cos^2 \alpha}{R-r + h \sin \alpha}, \quad (18)$$

где λ_0 - коэффициент, принимаемый равным $0,15 h_0/h$;
 h - толщина оболочки;

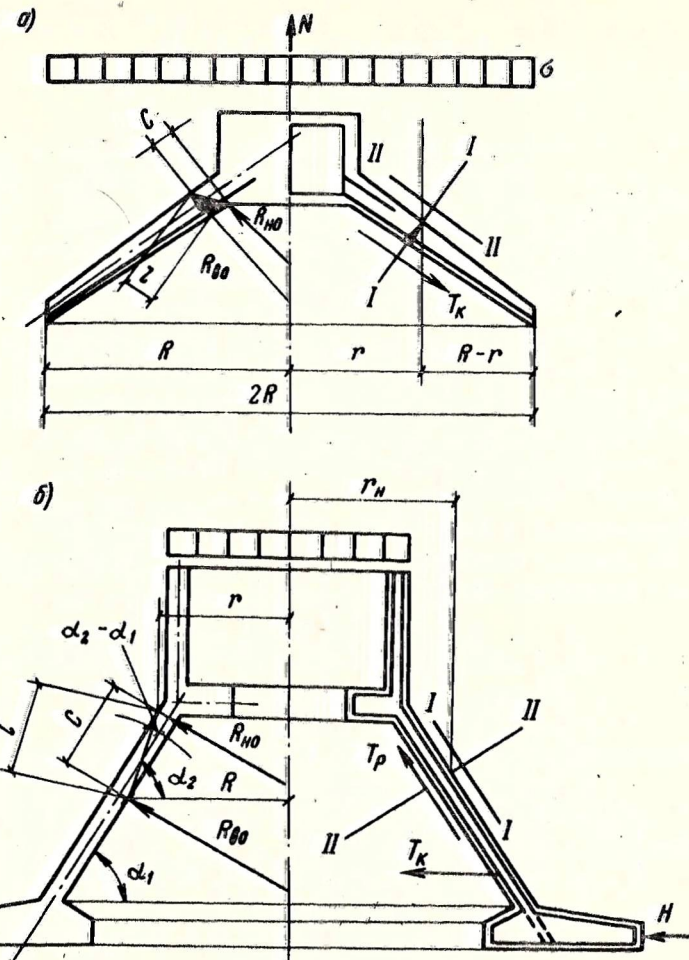


Рис. 22. Расчетные схемы фундаментов-оболочек в случае хрупкого разрушения
 а - коническая оболочка; б - оболочка с плитой

$R_{н}$ - расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе;
 R - наружный радиус конической оболочки;
 r - расстояние от центра оболочки до расчетного сечения (см. рис. 22);
 α - угол наклона оболочки у основания,

или

$$Q_{с.а} = \frac{\lambda_0 \pi \cos \alpha (1 + \nu_0) h^2 R_{и}}{1 - \nu_0}, \quad (19)$$

где $\nu_0 = R_{но} / R_{во}$ [$R_{но}$, $R_{во}$ — радиусы, определяющие наклонную трещину (см. рис. 22)].

Поперечная сила, воспринимаемая сжатой меридиональной арматурой вогнутой конической оболочки, равна:

$$Q = \int_0^{2\pi} T_a R \sin \alpha \alpha \varphi = 2\pi R T_a \sin \alpha, \quad (20)$$

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

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

$$Q_{б.а} = \frac{\lambda_0 \pi (R+r) h^2 R_{и} \cos \alpha}{R-r+h \sin \alpha} + 2\pi R T_0 \sin \alpha; \quad (21)$$

для выпуклой оболочки

$$Q_{б.а} = \frac{\lambda_0 \pi (R+r) h^2 R_{и} \cos \alpha}{R-r-h \sin \alpha} + 2\pi R T_0 \sin \alpha, \quad (22)$$

где T_0 — расчетная поперечная сила, воспринимаемая меридиональной арматурой, приходящейся на единицу длины окружности; остальные обозначения те же, что и в формуле (18).

Значение T_0 находится по формуле

$$T_0 = \frac{R_{а.х} F_0 n}{2\pi R}, \quad (23)$$

где h — количество стержней меридиональной арматуры, пересекаемых трещиной;

F_0 — площадь сечения стержней меридиональной арматуры, пересекаемых трещиной;

$R_{а.х}$ — расчетное сопротивление меридиональной арматуры.

Для определения поперечной силы, действующей в кольцевом сечении, составим уравнение проекций всех внешних и внутренних сил на ось 1-1 (см. рис. 22), нормальную к

срединной поверхности, для конической оболочки или сочетания плиты и оболочки:

$$Q_a = q_a + T_{11} + T_{21} + H_1 + P_{11} + P_{21} + \tau_1, \quad (24)$$

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

T_{11} — проекция на направление I-I растягивающего усилия в нижней меридиональной арматуре;

T_{21} — проекция на направление I-I растягивающего усилия в кольцевой арматуре;

H_1 — проекция на направление I-I усилия в арматуре кольцевой или круглой плиты;

P_{11} — проекция на направление I-I пассивного давления грунта в пространстве вокруг фундамента;

P_{21} — проекция на направление I-I пассивного давления грунта при наклонной подошве кольцевой плиты;

τ_1 — проекция на направление I-I сил трения грунта на контакте с подошвой фундамента.

Для конической оболочки

$$Q_a = q_a + T_{11} + T_{22} + \tau_1. \quad (25)$$

Проекция на направление I-I контактных давлений равна: при неравномерной осесимметричной эпюре

$$q_a = \left[\frac{q_1}{6R} (2R^2 - Rr - r^2) + \frac{q_2}{6R} (R^2 + Rr - 2r^2) \right] \cos \alpha; \quad (26)$$

при равномерной осесимметричной эпюре

$$q_a = \frac{q}{2R} (R^2 - r^2) \cos \alpha. \quad (27)$$

Значения T_{11} , T_{21} , τ_1 и Q_a находятся по следующим формулам:

$$T_{11} = 0; \quad T_{21} = \sin \alpha \int_r^R \frac{2f_2 \sigma_{T_2} dr}{S_0 r x} = \frac{2f_2 \sigma_{T_2} \sin \alpha}{S} \times (\ln R - \ln r);$$

$$\tau_1 = \frac{1}{2R} (R^2 - r^2) \tau \sin \alpha; \quad Q_a = -\frac{\cos \alpha}{R} \times$$

$$\times \int_r^R f(q) dq + \frac{2f_2 \sigma_{T_2} \sin \alpha}{S} (\ln R - \ln r) + \frac{\tau}{2R} (R^2 - r^2) \sin \alpha,$$

где f_2 - площадь поперечного сечения одного стержня кольцевой арматуры;
 σ_{T_2} - предел текучести кольцевой ненапряженной арматуры;
 S - длина образующей конической оболочки;
 τ - сила трения на контакте оболочки с грунтом.

При расчете наружной или внутренней консоли круглой или кольцевой плиты

$$Q_a = -q_a, \quad (28)$$

где q_a - проекция на направление I-I контактных давлений грунта.

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 П-П (см. рис. 22):

$$T_1^I = q_B + T_{12} + T_{22} + H_2 + P_{12} + P_{22} + \tau_2, \quad (29)$$

где q_B - проекция на направление П-П контактных давлений грунта; остальные обозначения те же, что и в формуле (24), только на направление П-П.

Для фундамента в форме конической оболочки, опирающейся на плоскую кольцевую плиту:

$$T_1^I = q_B + T_{12} + T_{22} + H_2 + P_{12} + \tau_2;$$

$$H_2 = \left(\frac{2F_3 \sigma_{T_3}}{R-r} + \frac{F_H \sigma_P}{R} \right) \cos \alpha; \quad (30)$$

$$P_{12} = \frac{h \cos \alpha}{6R} [P_1(R+2r) + P_2(2R+r)];$$

$$T_1^I = \frac{\sin \alpha}{R} \int_r^R f(q) dq + \frac{n_1 f_1 \sigma_{T_1}}{2\pi r_1} + \frac{2f_2 \sigma_{T_2} \cos \alpha}{S} (\ln r - \ln r_1) + \left(\frac{2F_3 \sigma_{T_3}}{R-r} + \frac{F_H \sigma_0}{R} \right) \cos \alpha + \frac{h \cos \alpha}{6R} [(R+2r)P_1 + (2R+r)P_2] + \frac{\tau \cos \alpha}{2R} (R^2 - r_2^2),$$

где R, r - соответственно наружный и внутренний радиусы кольцевой плиты;

n_1 - число стержней меридиональной арматуры;

f_1, f_2 - площадь поперечного сечения одного стержня соответственно меридиональной и кольцевой ненапрягаемой арматуры оболочки;

$\sigma_{T_1}, \sigma_{T_2}$ - пределы текучести соответственно меридиональной и кольцевой ненапрягаемой арматуры оболочки;

σ_{T_3} - предел текучести кольцевой ненапрягаемой арматуры плиты;

F_3, F_H - площадь сечения соответственно кольцевой ненапрягаемой и напрягаемой арматуры плиты;

σ_0 - напряжения в кольцевой напрягаемой арматуре плиты с учетом потерь.

Экспериментальное обоснование методики расчета прочности фундаментов-оболочек методом предельного равновесия

Как показали результаты экспериментальных исследований, напряженно-деформационное состояние системы фундамент - грунт в процессе роста нагрузки и доведения фундамента-оболочки до разрушения может изменяться по следующим основным схемам.

1. Деформации оболочек непрерывно растут при постоянной нагрузке (напряжения в арматуре достигают предела текучести). С образованием трещин в конической оболочке работа внутренних сил совершается в пластических шарнирах в тех зонах, где основание находится в пластическом состоянии. Прочность конструкции исчерпывается, когда перемещение отдельных элементов, разделенных пластическими шарнирами и трещинами, не может быть задержано основанием.

2. Деформации оболочек растут при непрерывно увеличивающейся нагрузке. Разрушение происходит вследствие разрыва арматуры, когда основание находится в упруго-пластическом состоянии.

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

4. В конструкции одновременно достигается предел текучести арматуры (либо временное сопротивление на разрыв) и раздробление сжатой зоны бетона. Основание находится в упругопластическом состоянии.

В процессе опытов было установлено, что вследствие благоприятного перераспределения контактных давлений, а также реализации сил трения в результате увеличения площади контакта наблюдается эффект приспособляемости к нагрузке.

Разрушение фундаментов-оболочек происходит в несколько стадий, характеризующихся различным распределением напряжений в конструкциях, арматура которых имеет площадку текучести. Свойства арматуры оказывают определенное влияние на перераспределение напряжений в системе конструкция - грунт (рис. 23).

При повышении нагрузки до разрушающей наблюдается упрочнение системы фундамент - грунт. После этого деформации арматуры приближаются к деформациям площадки текучести, близкой к горизонтали. В этом случае расчет прочности конструкции, расположенной на грунте и имеющей площадку текучести, можно основывать на ассоциированном законе течения, который позволяет использовать метод предельного равновесия [5].

Применительно к расчету конструкций, работающих в контакте с грунтом, метод предельного равновесия дан в работах [1, 9, 10, 24, 27, 45]. Этот метод позволяет получить истинное представление о характере разрушения и о несущей способности конструкции.

Полное решение задач теории предельного равновесия включает в себя исследование процесса упругопластического деформирования вплоть до разрушения с составлением уравнений поверхности текучести, выбором подходящего закона течения, а также составлением зависимостей деформации от перемещений и уравнений равновесия.

Однако в задачах теории предельного равновесия наиболее важно определить разрушающую нагрузку, позволяющую оценить безопасность конструкции и значение запаса по отношению к разрушению.

Подход к определению прочности без составления уравнений поверхности текучести основан на том, что разрушающая нагрузка рассматривается в начале пластического движения жестко идеально пластической конструкции. При разрушении конструкция разделяется на отдельные жесткие участки,

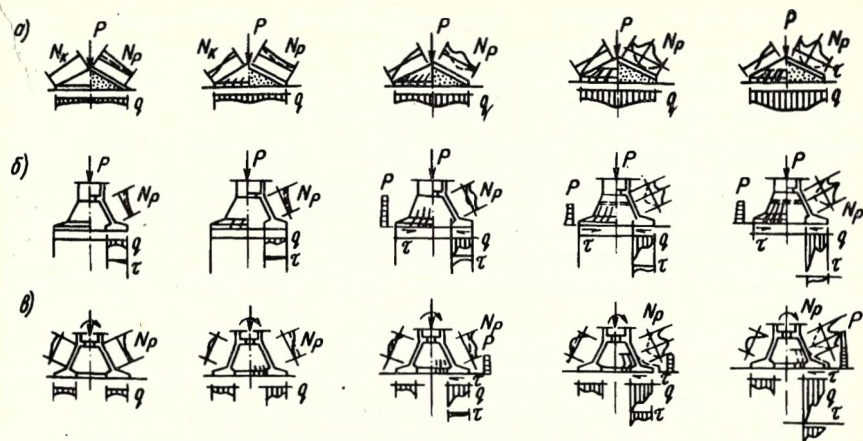


Рис. 23. Стадии напряженно-деформированного состояния фундаментов-оболочек

а - возможные случаи исчерпания прочности системы фундамент-грунт; б, в - стадии напряженно-деформированного состояния системы при повышении нагрузки

соединенные пластическими зонами, вдоль которых рассеивается внутренняя энергия. В этих зонах возникают разрывы удлинений срединной поверхности и кривизны, которые должны быть кинематически допустимы для разрушения заданной формы.

Процесс исчерпания несущей способности конструкции характеризуется следующим:

1. Исчерпание несущей способности фундаментов-оболочек рассматривается как исчерпание прочности (потеря устойчивости не учитывается). За исчерпание несущей способности фундамента принимается состояние, при котором деформации фундамента неограниченно растут без увеличения или при небольшом увеличении внешней нагрузки.

2. Нагрузки считаются квазистатическими. Деформации при разрушении малы, поэтому уравнения равновесия составляются для недеформированной конструкции.

3. Поперечные силы при пластическом разрушении не учитываются.

Пластическим шарниром называется место в конструкции, полностью перешедшее в пластическое состояние. Пластический шарнир передает предельный изгибающий момент.

Предельный момент — это наибольший изгибающий момент, который может быть передан в пластическом шарнире.

В расчете прочности учитываются реализация сил трения, пассивное давление, а в отдельных случаях, для которых имеется решение, — перераспределение нормальных давлений.

Для столбчатых фундаментов и фундаментов-оболочек сооружений башенного типа экспериментально установлены схемы трещинообразования и разрушения: меридиональная (радиальная) и меридионально-кольцевая (радиально-кольцевая).

Приведенные расчетные формы для определения прочности фундаментов-оболочек получены при условии равенства работ внешних и внутренних сил.

Расчет столбчатых фундаментов-оболочек

Уравнение работы конической оболочки при действии на нее осесимметричной нагрузки имеет вид:

$$V = V_1 + V_2, \quad (31)$$

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

При любой осесимметричной эпюре контактных давлений

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

где $y = f(x)$ — уравнение кривой эпюры давлений.

При действии неравномерных, линейно уменьшающихся к краям контактных давлений

$$V_1 = \int_0^{2\pi} d\varphi \int_r^R \frac{(q_2 - q_1)(R-x) + q_1(R-r)}{R-r} \cdot \frac{x-r}{R-r} dx = \quad (32)$$

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

Работа нормальных контактных давлений грунта соответствует:

при $q_1 = 0$

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

при $q_1 = 0$ и $r = 0$

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

при $r = 0$

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

при $q_1 = 0$

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

Работа сил трения по подошве

$$V_2 = V_1 f \operatorname{tg} \alpha,$$

где f — коэффициент трения бетона по грунту;

q_2, q_1 — соответственно максимальное и минимальное контактное давление.

Уравнение работы внутренних сил T при действии на коническую оболочку осесимметричной нагрузки имеет вид

$$T = \int_0^{2\pi} m_T r \theta d\varphi + 2 \int_0^{2\pi} d\varphi \int_0^s T_K t_K \theta ds, \quad (33)$$

где m_T — предельный момент в кольцевом пластическом шарнире на единицу длины;

θ — угловая скорость взаимного поворота звеньев в пластическом шарнире, $\theta = 1/R-r$;

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

t_K — расстояние от точки приложения T_K до верхней грани кольцевого пластического шарнира.

Значения m_T и T_K находятся по формулам:

$$m_T = \frac{f_1 n_1 h_0 \sigma_{T1}}{2\pi r};$$

$$T_K = \frac{f_2 \sigma_{T2}}{S_0};$$

где f_1, f_2 - площади поперечного сечения одного стержня соответственно меридиональной и кольцевой арматуры;

n_1 - количество стержней арматуры;

$\sigma_{T_1}, \sigma_{T_2}$ - предел текучести ненапрягаемой арматуры.

В принципе можно произвольно выбрать значение отношения $m_T / T_K R = k_1$, при $m_T / T_K R = \infty$ ($T_K = 0$) кольцевые усилия не участвуют в работе внутренних сил и оболочка работает как консоль в направлении образующей; при $m_T / T_K R = 0$ ($m_T = 0$) в работе внутренних сил участвуют только кольцевые усилия.

Практически необходимо подбирать значение соотношения $m_T / T_K R$, близкое к результатам, полученным на основе теории упругости, так как при этом значении трещины и остаточные деформации должны быть минимальны. При небольшом диаметре оболочек $m_T / T_K R = 0,3$, при большом диаметре $m_T / T_K R \approx 0,05$. Представляет интерес вычисление постоянной $k_2 = 2 \cos \alpha \operatorname{ctg} \alpha m_T / T_K R$; при $k_2 > 0,5$ пластический шарнир располагается у опорной части оболочки.

Для проектирования оболочек методом предельного равновесия предельные усилия можно рассчитывать по формулам:

$$T_K = \frac{\left(\frac{r^3}{R^3} - 3\frac{r}{R} + 3\right) q R \cos \alpha}{\sin \alpha \left(1 - \frac{r}{R}\right)^2 + k_1 \frac{r}{2R} \cos^2 \alpha}; \quad (34)$$

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

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

где T_K - предельное усилие в кольцевой арматуре, приходящееся на единицу длины меридиана;

m_T - предельный момент в кольцевом пластическом шарнире на единицу длины.

Прочность фундаментов определим с учетом перераспределения эпюры контактных давлений при заданных размерах трещин, рассматривая основание как винклеровское [24]:

$$q = k y, \quad (35)$$

где k - коэффициент пропорциональности;

y - вертикальная деформация фундамента.

При осесимметричной нагрузке относительные вертикальные деформации крайних точек фундамента определяются по формуле

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

где R - нижний радиус оболочки;

a_T - ширина раскрытия трещин;

l_T - расстояние между трещинами.

Ширина раскрытия трещин и расстояние между ними определяются по нормам [26]. Тогда из условия равновесия имеем:

$$N - k \left[\pi R^2 y_1 + \frac{\pi (y_2 - y_1)}{3} (R^2 + Rr + r^2) \right] = 0; \quad (37)$$

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

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

где $\alpha \neq 0$;

N - нагрузка на фундамент-оболочку.

При небольших углах наклона образующей оболочки α ширину раскрытия трещин в кольцевых пластических шарнирах следует проверять по формуле

(38)

$$a_{T_K} = \frac{R a_T \operatorname{ctg} \alpha z}{l_T (R - r)} \leq 0,3.$$

Как следует из формулы (38), при небольших углах наклона образующей возникновение меридиональных трещин в оболочке приводит к появлению кольцевого пластического шарнира.

Для решения задачи при несимметричной нагрузке воспользуемся принципом независимости действия усилий и оп-

ределим отдельно работу внешних и внутренних сил при действии симметричной нагрузки N и момента M (рис. 24).

Работу внешней нагрузки $V_{M,N}$ и внутренних сил $T_{M,N}$ целесообразно рассчитывать только для наиболее нагруженной половины оболочки, так как действие момента M приводит к уменьшению интенсивности внешней нагрузки на противоположной половине:

$$V_M = 2 \int_0^{\pi/2} \cos^2 \varphi d\varphi \int_r^R \frac{q_M r^2 \Delta_M (r_x - r)}{R(R-r)} dx = \frac{\pi q_M \Delta_M (3R^4 - 4R^3 r + r^4)}{24R(R-r)};$$

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

(39)

$$T_M = 2 \int_0^{\pi/2} m_T r \frac{\Delta_M}{R-r} \sin \varphi d\varphi + 4 \int_0^{\pi/2} \int_0^S T_K t_K \frac{\Delta_M}{R-r} \sin \varphi d\varphi dS = \left. \begin{aligned} &= 2m_T r \frac{\Delta_M}{R-r} + 4\pi T_K t_K S \frac{\Delta_M}{R-r}; \\ &T_N = \pi r m_T \frac{\Delta_N}{R-r} + 2\pi T_K t_K S \frac{\Delta_N}{R-r}; \end{aligned} \right\}$$

где Δ_N, Δ_M — вертикальные единичные перемещения верха оболочки соответственно от N и M ; $\Delta_N + \Delta_M = \Delta = 1$; $\Delta_N = 1 - \Delta_M$; $\Delta_M = q_M / q_N + q_M$;

φ — угол, определяющий положение радиуса R конической оболочки при ее разрушении;

q_M, q_N — наибольшие реактивные давления при действии на оболочку соответственно момента M и силы N .

Таким образом, при внецентренном загрузении конической оболочки на винклеровском основании, а также перераспределении эпюры контактных давлений работу внешней нагрузки можно определить из соотношения

$$V_M + V_N = T_M + T_N,$$

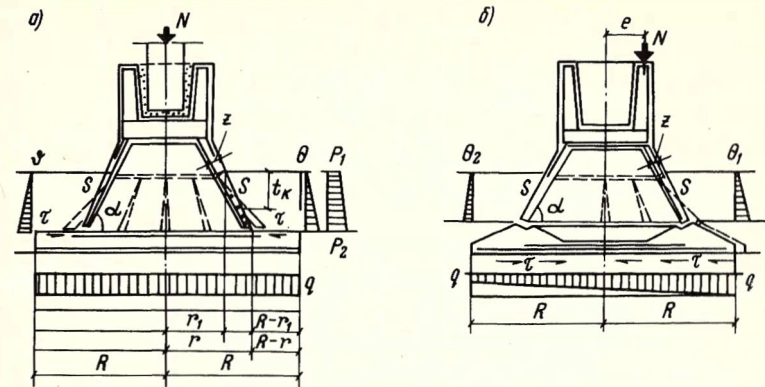


Рис. 24. Схема расчета столбчатых фундаментов методом предельного равновесия при действии осесимметричной (а) и несимметричных (б) нагрузок

где T_M, T_N — составляющие работы внешней нагрузки, определяемые по формуле (39).

Работу внутренних сил можно определить из соотношения

$$T = \sum^n F_{1i} \sigma_{T_i} Z_{1i} \cos \alpha_i \cos \beta_i \theta + \sum^m F_{2i} \sigma_{T_i} Z_{2i} \cos \gamma_i \theta, \quad (40)$$

где F_{1i}, F_{2i} — площади поперечного сечения стержней соответственно меридиональной и кольцевой арматуры;

Z_{1i}, Z_{2i} — плечи внутренних пар сил;
 $\alpha_i, \beta_i, \gamma_i$ — углы наклона стержней к сечению пластического шарнира: по вертикали α и в плане β, γ ;

θ — угловая скорость взаимного поворота звеньев в пластических шарнирах.

Для фундамента в форме плиты в сочетании с конической оболочкой при расчете учитывается арматура как плиты, так и оболочки.

При действии центральной нагрузки на столбчатый фундамент в виде конической оболочки, установленной на сборную плиту (см. рис. 24), наименьшая разрушающая нагрузка для оболочки определяется по формуле

$$P = \frac{2\sqrt{BC}}{A}, \quad (41)$$

где

$$A = 1 - f \operatorname{tg} \alpha ;$$

$$B = \frac{\pi f_2 \sigma_{T_2} \operatorname{tg} \alpha}{S_0 \cos \alpha} ;$$

$$C = f_1 n_1 h_0 \sigma_{T_1}$$

В формулах для определения А, В и С введены следующие обозначения:

- f - коэффициент трения бетона по бетону;
- h_0 - рабочая толщина конической оболочки в кольцевом пластическом шарнире;
- n_1 - число стержней меридиональной арматуры;
- S_0 - шаг кольцевой арматуры;
- σ_{T_1} - пределы текучести соответственно меридиональной и кольцевой арматуры оболочки.

Значения В и С для расчета по формуле (41), полученные с помощью ЭВМ М-222, даны в табл. 19. Использованные для этой цели значения величин, приведенные в табл. 20, получены на основе экспериментального проектирования и строительства большого числа объектов строительными организациями Среднего Урала [19, 28, 34, 35].

Расчет фундаментов-оболочек сооружений башенного типа

В табл. 21 даны основные формулы расчета прочности при действии различных нагрузок, а также формулы расчета перераспределения контактных давлений в предположении, что основание моделируется моделью Фусса-Винклера.

Рассмотрим работу фундамента-оболочки при следующих условиях:

а) для схемы разрушения с образованием двух пластических шарниров при плоской горизонтальной подошве плиты (рис.25)

$$V = V_1 - V_2 - V_3, \quad (42)$$

- 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.

Значения V_1 , V_2 и V_3 находятся по формулам:

Таблица 19

σ_{m_k} , МПа	f_k , см ²	Значение В при α_1 , рад									
		1,18			1,32			1,48			
		$S_0 =$ = 15 см	$S_0 =$ = 20 см	$S_0 =$ = 25 см	$S_0 =$ = 15 см	$S_0 =$ = 20 см	$S_0 =$ = 25 см	$S_0 =$ = 15 см	$S_0 =$ = 20 см	$S_0 =$ = 25 см	
0,5	0,812	0,609	0,487	1,388	0,041	0,833	3,18	0,833	3,18	2,385	1,908
0,8	1,299	0,975	0,78	2,221	1,665	1,332	5,088	1,332	5,088	3,816	3,053
1,131	1,837	1,378	1,102	3,139	2,354	1,884	7,193	1,884	7,193	5,395	4,316
0,5	0,947	0,711	0,568	1,619	1,214	0,971	3,71	0,971	3,71	2,782	2,226
0,8	1,516	1,137	0,91	2,591	1,943	1,554	5,936	1,554	5,936	4,452	3,561
1,131	2,143	1,607	1,286	3,663	2,747	2,198	8,932	2,198	8,932	6,294	5,035
0,5	1,354	1,015	0,812	2,313	1,735	1,388	5,3	1,388	5,3	3,975	3,18
0,8	2,166	1,624	1,299	3,701	2,776	2,221	8,48	2,221	8,48	6,36	5,088
1,131	3,062	2,296	1,837	5,232	3,924	3,139	11,988	3,139	11,988	8,991	7,193

$\sigma_{mM},$ МПа	$f_M,$ см ²	Значение S при $h_0, \text{ см}$											
		8			10			12					
		$r_M = 16$	$r_M = 18$	$r_M = 30$	$r_M = 16$	$r_M = 18$	$r_M = 20$	$r_M = 16$	$r_M = 18$	$r_M = 20$	$r_M = 16$	$r_M = 18$	$r_M = 20$
240	1,13 1,54 2,011	347 473 618	391 532 695	434 591 772	434 591 772	488 665 869	542 739 965	521 710 927	586 798 1043	651 887 1158	607 828 1081	683 931 1216	759 1035 1351
280	1,13 1,54 2,011	405 552 721	456 621 811	506 690 901	506 690 901	570 776 1014	633 826 1126	607 828 1081	683 931 1216	759 1035 1351	607 828 1081	683 931 1216	759 1035 1351
400	1,13 1,54 2,011	579 788 1030	651 887 1158	723 986 1287	723 986 1287	814 1109 1448	904 1232 1609	868 1183 1544	976 1331 1738	1085 1478 1931	868 1183 1544	976 1331 1738	1085 1478 1931

Величины	Значения		
$f_k, \text{ см}^2$	0,5	0,8	1,131
$\sigma_{mK}, \sigma_{mM}, \text{ МПа.}$	240	280	400
$\alpha, \text{ рад.}$	1,18	1,32	1,48
$S_0, \text{ см}^2$	15	20	25
$f_M, \text{ см}^2$	1,13	1,54	2,011
$n_M, \text{ шт.}$	16	18	20
$h_0, \text{ см}$	8	10	12

$$\begin{aligned}
 V_1 &= q \Sigma \theta_1 = N \Delta = N; \\
 V_2 &= \iint_{F_1} q f \delta dF_1 = \pi (R^2 - r^2) q f \Delta_2 = N f t g \alpha; \\
 V_3 &= \iint_{F_2} p \delta dF_2 = \int_0^{2\pi} d\psi \int_0^l \frac{(\rho_2 - \rho_1) l_y + \rho_1 l}{l^2} \cdot \frac{l_y}{\cos \alpha} \times (43) \\
 &\times (r_{n.w} + l_y \cos \alpha) dl = \frac{\pi}{6 \cos^2 \alpha} [r_2^2 (3\rho_2 + \rho_1) - r_{n.w}^2 \times \\
 &\times (\rho_2 + \rho_1) - 5\rho_2 r_2 r_{n.w}],
 \end{aligned}$$

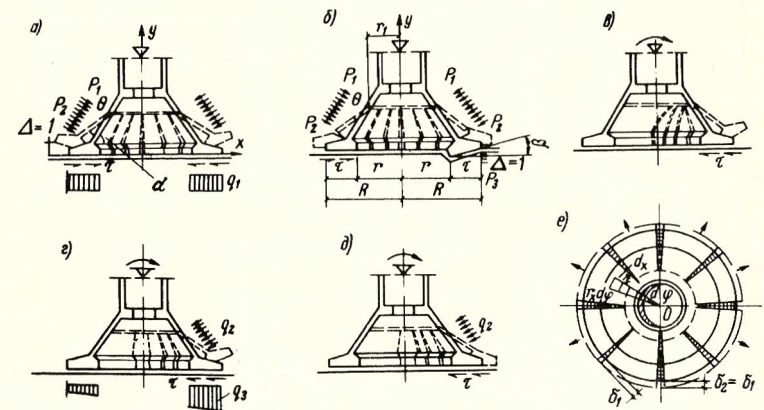
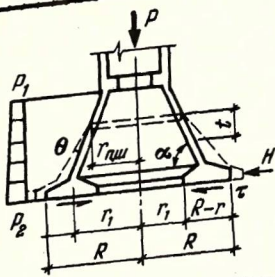


Рис. 25. Расчетные схемы фундаментов-оболочек сооружений башенного типа
 а, б - для центральной нагрузки; г, д - для вне-центральной нагрузки; в, е - схемы образования наклонных трещин

Расчетные формулы

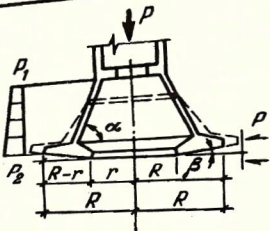
Эскиз



$$V_1 - V_2 - V_3 = T; \quad V_1 = P\Delta; \quad V_2 = Nf \operatorname{tg} \alpha; \quad V_3 = \frac{\pi}{6 \cos^2 \alpha} [r_2^2 (P_2 + P_1) - r_{п.ш}^2 (P_2 + P_1) - 5P_2 r_2 r_{п.ш}];$$

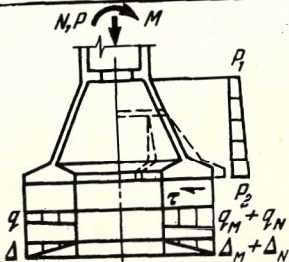
$$T_2 = 2\pi m_{T_1} r_{п.ш} \theta + 2\pi m_{T_2} r_2 \theta + 4\pi T_{\kappa} t_{\kappa} S \theta + 2\pi R H h \theta; \quad \theta = \frac{1}{r_2 - r_{п.ш}}; \quad H = \frac{f_{\mu} n R \alpha^{\mu} + f_{\alpha} n \alpha \sigma_T}{R};$$

$$h = (r_2 - r_{п.ш}) \operatorname{tg} \alpha$$



$$V_1 - V_3 - V_4 = T; \quad V_4 = \frac{1}{3} \pi P \operatorname{tg} \beta (R - r) (2R \operatorname{tg} \alpha + 2r \operatorname{tg} \alpha + 3 \operatorname{tg}^2 \alpha);$$

$$P = \frac{1}{1 - f \operatorname{tg} \alpha} \left\{ 2\pi r_{п.ш} m_{T_1} \theta + 2\pi r_2 m_{T_2} \theta + 4\pi T_{\kappa} t_{\kappa} S \theta + 2\pi R H h \theta + \frac{1}{3} \pi P \operatorname{tg} \beta (R - r) (2R \operatorname{tg} \alpha + 2r \operatorname{tg} \alpha + 3 \operatorname{tg}^2 \alpha) + \frac{\pi}{6 \cos^2 \alpha} [r_2^2 (3P_2 + P_1) - r_{п.ш}^2 (P_2 + P_1) - 5P_2 r_2 r_{п.ш}] \right\}$$



$$V_N + V_M = T_N + T_M; \quad V_M = \frac{\pi Q_M \Delta_M (R^3 - r^3)}{6R}; \quad V_N = \frac{1}{2} \left\{ N(1 - f \operatorname{tg} \alpha) \times \Delta_N - \frac{\pi \Delta_N [r_2^2 (3P_2 + P_1) - r_1^2 (P_2 + P_1) - 5P_2 r_2 r_1]}{6 \cos^2 \alpha} \right\};$$

$$T_N = \pi r_1 m_T \theta_N + \pi r_2 m_T \theta_N + 2\pi T_{\kappa} t_{\kappa} S \theta_N + 2\pi R H h \theta_N; \quad T_M = 2r_1 m_T \theta_M + 2r_2 m_T \theta_M + 4T_{\kappa} t_{\kappa} S \theta_M + 4R H h \theta_M$$



$$q_1 = \frac{N - \frac{k\pi a_T}{3l_T} (R \operatorname{ctg} \alpha_1 + r \operatorname{ctg} \alpha_2) (R^2 - 2r^2 + Rr)}{\pi (R^2 - r^2)};$$

$$q_2 = \frac{N + \frac{k\pi a_T}{3l_T} (R \operatorname{ctg} \alpha_1 + r \operatorname{ctg} \alpha_2) (2R^2 - r^2 - Rr)}{\pi (R^2 - r^2)}$$

$$q_1 = \frac{N - \frac{k\pi R a_T}{3l_T} \operatorname{ctg} \alpha_1 (R^2 + r^2 - Rr - 3r^2)}{\pi (R^2 - r^2)} +$$



$$\frac{k\pi R a_T}{3l_T} \operatorname{ctg} \alpha_2 (r^2 - 2r^2 + r r_2) / \pi (R^2 - r^2)$$

где q - контактные давления;
 Δ_2 - горизонтальное перемещение плиты;
 ρ_1, ρ_2 - пассивное давление грунта боковой засыпки;
 Δ - единичное вертикальное перемещение верха фундамента;
 N - осесимметричная нагрузка на фундамент;
 $r_{п.ш}$ - расстояние от оси фундамента до пластического шарнира.

Работа внешней нагрузки V и внутренних сил T находится из следующих уравнений:

$$V = N - Nftg\alpha - \frac{\pi}{6\cos^2\alpha} [r_2^2(3\rho_2 + \rho_1) - r_{п.ш}^2(\rho_2 + \rho_1) - 5\rho_2 r_2 r_{п.ш}]; \quad (44)$$

$$T = \int_0^{2\pi} m_{T_1} r_{п.ш} \theta d\varphi + \int_0^{2\pi} m_{T_2} r_2 \theta d\varphi + 2 \int_0^{2\pi} d\varphi \int_0^S T_{\kappa} t_{\kappa} \times \\ \times \theta dS + \int_0^{2\pi} HRh\theta d\varphi = 2\pi m_{T_1} r_{п.ш} \theta + 2\pi m_{T_2} r_2 \theta + \\ + 4\pi T_{\kappa} t_{\kappa} S\theta + 2\pi RHh\theta,$$

где θ - угловая скорость взаимного поворота звеньев в пластических шарнирах;
 T_{κ} - предельное усилие в кольцевой (наружной и внутренней) арматуре оболочки, приходящейся на единицу длины меридиана;
 H - предельное усилие, воспринимаемое арматурой кольцевой плиты;
 h - расстояние от точки приложения H до верхней грани сечения кольцевого пластического шарнира;
 t_{κ} - расстояние от точки приложения T_{κ} до верхней грани сечения кольцевого пластического шарнира;

$$\theta = \frac{1}{r_2 - r_{п.ш}}; \quad m_{T_1} = \frac{f_1 n_1 h_0 \sigma_{T_1}}{2\pi r_{п.ш}};$$

$$m_{T_2} = \frac{f_2 n_2 h_0 \sigma_{T_2}}{2\pi r_2}; \quad H = \frac{f_n n_n \sigma_p + f_a n_a \sigma_T}{R};$$

$$T_{\kappa} = \frac{f_2 \sigma_{T_2}}{S_0}; \quad h = (r_2 - r_{п.ш}) \operatorname{tg}\alpha,$$

где m_{T_1}, m_{T_2} - предельные моменты в кольцевых пластических шарнирах на единицу длины;
 h_0 - полезная высота сечения оболочки в кольцевом пластическом шарнире;
 f_1, f_2 - площади поперечного сечения одного стержня меридиональной и кольцевой ненапрягаемой арматуры оболочки;
 n_1, n_2 - количество стержней меридиональной и кольцевой арматуры оболочки;
 f_n, f_a - площади поперечного сечения одного стержня напрягаемой и ненапрягаемой кольцевой арматуры кольцевой плиты;
 n_n, n_a - число стержней;
 $\sigma_{T_1}, \sigma_{T_2}, \sigma_{T_3}$ - предел текучести ненапрягаемой арматуры оболочки и плиты;
 S_0 - шаг кольцевой арматуры.

Разрушающая внешняя нагрузка находится из выражения

$$N = \frac{2\pi r_{п.ш} m_{T_1} \theta + 2\pi r_2 m_{T_2} \theta + 4\pi T_{\kappa} t_{\kappa} S\theta + 2\pi RHh\theta}{1 - ftg\alpha} + \frac{\pi r_2^2(3\rho_2 + \rho_1) - r_{п.ш}^2(\rho_2 + \rho_1) - 5\rho_2 r_2 r_{п.ш}}{6\cos^2\alpha}; \quad (45)$$

б) Для схемы разрушения с образованием двух пластических шарниров при наклонной подошве плиты

$$V = V_1 - V_3 - V_4,$$

где V_1 - разрушающая работа внешней нагрузки, определяемая по зависимости (43);
 V_3 - работа пассивного давления боковой засыпки, возникающего вследствие увеличения объема тела фундамента, определяемая по зависимости (43);
 V_4 - работа пассивного давления грунта, возникающая вследствие увеличения площади опирания.
 Работа пассивного давления грунта:

$$V_4 = \iint_F \rho \delta dF = \frac{1}{3} \pi p \operatorname{tg}\beta (R-r)(2R \operatorname{tg}\alpha + 2r \operatorname{tg}\alpha + 3 \operatorname{tg}^2\alpha); \quad (47)$$

$$V = N\Delta - \frac{1}{3}\pi p t \operatorname{tg} \beta (R-r)(2R \operatorname{tg} \alpha + 2r \operatorname{tg} \alpha + 3 \operatorname{tg}^2 \alpha) - \frac{\pi}{6 \cos^2 \alpha} [r_2^2(3\rho_2 + \rho_1) - r_{п.ш}^2(\rho_2 + \rho_1) - 5\rho_2 r_2 r_{п.ш}],$$

где β - угол наклона образующей кольцевой плиты;
 p - интенсивность пассивного давления.

Работа внутренних сил T для данного случая разрушения фундамента определяется из соотношения (44).

Приравнявая работу внутренних сил T к работе внешней нагрузки V , получим разрушающую работу внешней нагрузки

$$N = \frac{1}{1 - f \operatorname{tg} \alpha} \left\{ 2\pi r_{п.ш} m_{T_1} \theta + 2\pi r_2 m_{T_2} \theta + 4\pi T_{\kappa} t_{\kappa} S \theta + 2\pi R H h \theta + \frac{1}{3}\pi p t \operatorname{tg} \beta (R-r)(2R \operatorname{tg} \alpha + 2r \operatorname{tg} \alpha + 3 \operatorname{tg}^2 \alpha) + \frac{\pi}{6 \cos^2 \alpha} [r_2^2(3\rho_2 + \rho_1) - r_{п.ш}^2(\rho_2 + \rho_1) - 5\rho_2 r_2 r_{п.ш}] \right\}, \quad (48)$$

где ρ_1, ρ_2 - минимальные и максимальные значения ординат эпюры контактных давлений для кольцевой плиты;

в) при действии несимметричной (внецентренной) нагрузки определим отдельно работу внешних и внутренних сил для наиболее нагруженной половины фундамента при осесимметричной внешней нагрузке N и моменте M .

Для случая разрушения с образованием двух кольцевых пластических шарниров (рис. 25):

$$V_M = 2 \int_0^{\pi/2} \cos^2 \varphi d\varphi \int_r^R \frac{q_M r^2 \Delta_M}{R} dx = \frac{\pi q_M \Delta_M}{6R} \times (R^3 - r^3); \quad (49)$$

$$V_N = \frac{1}{2} V = \frac{1}{2} \left\{ N(1 - f \operatorname{tg} \alpha) \Delta_N - \frac{\pi \Delta_N [r_2^2(3\rho_2 + \rho_1) - r_1^2(\rho_2 + \rho_1) - 5\rho_2 r_2 r_1]}{6 \cos^2 \alpha} \right\};$$

Таблица 22

Зоны применимости схем разрушения и расчетные формулы

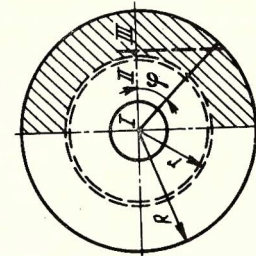
Эскизы

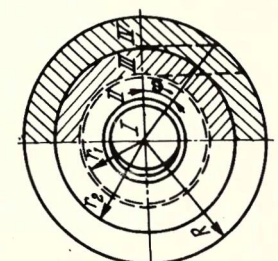
Для конической оболочки с круглой плитой

$$I. \frac{\pi}{6(R-r)^2} [q_2(R^4 - 2R^3r + 2Rr^3 - r^4) + q_1(3R^4 - 8R^3r + 6R^2r^2 - r^4)] = 2\pi m_T r \theta + 4\pi T_{\kappa} t_{\kappa} S \theta;$$

$$II. \frac{\pi \Delta_N}{12(R-r)^2} [q_2(R^4 - 2R^3r + 2Rr^3 - r^4) + q_1(3R^4 - 8R^3r + 6R^2r^2 - r^4)] + \frac{\pi \Delta_M q_M (3R^4 - 4R^3r + r^4)}{24R(R-r)} = \frac{\pi \Delta_N + 2\Delta_M}{R-r} (m_T r + 2T_{\kappa} t_{\kappa} S);$$

$$III. 2m_T c \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} = \frac{R^2(2\varphi - \sin 2\varphi)}{6} (q_N \Delta_N + 2q_M \Delta_M)(1 - f \operatorname{tg} \alpha).$$



Эскиз	Зоны применимости схем разрушения и расчетные формулы
	<p data-bbox="464 468 499 1128">Для конической оболочки с кольцевой плитой</p> <p data-bbox="511 208 592 1241">I. $N = \frac{1}{1-f \operatorname{tg} \alpha} \left\{ 2\pi r_1 m_T \theta + 2\pi r_2 m_T \theta + 4\pi T_k t_k S \theta + 2\pi R H h \theta + \frac{\pi}{6 \cos^2 \alpha} \times [r_2^2 (3\rho_2 + \rho_1) - r_1^2 (\rho_2 + \rho_1) - 5\rho_2 r_1 r_2] \right\}$;</p> <p data-bbox="650 138 743 1241">II. $N = \frac{(\pi \theta_N + 2\theta_M)(r_1 m_T + r_2 m_T + 2t_k S) + \frac{(\pi \Delta_N + 2\Delta_M)(r_2^2 A + r_1^2 R - 5\rho_2 r_1 r_2)}{3 \cos^2 \alpha}}{0,5 \Delta_N (1-f \operatorname{tg} \alpha) + \frac{2\Delta_M e (R^3 - r^3)}{3(R^4 - r^4)}} (1-f \operatorname{tg} \alpha)$;</p> <p data-bbox="848 164 929 1241">III. $2 \operatorname{ctg} \frac{\psi}{2} m_{T_1} + 2 \operatorname{ctg} \frac{\psi}{2} m_{T_2} = \frac{R^2 (2\psi + \sin 2\psi)}{6} (q_N \Delta_N + 2q_M \Delta_M) (1-f \operatorname{tg} \alpha)$;</p> <p data-bbox="952 321 1034 1241">IV. $2 m_T \operatorname{ctg} \frac{\psi}{2} = \frac{R^2 (2\psi - \sin 2\psi)}{6} (q_N \Delta_N + 2q_M \Delta_M) (1-f \operatorname{tg} \alpha)$.</p>

$$V = \frac{\pi q_M \Delta_M}{6R} (R^3 - r^3) + \frac{1}{2} \left\{ N(1-f \operatorname{tg} \alpha) \Delta_N - \frac{\pi \Delta_N [r_2^2 (3\rho_2 + \rho_1) - r_1^2 (\rho_2 + \rho_1) - 5\rho_2 r_1 r_2]}{6 \cos^2 \alpha} \right\};$$

$$T_N = \pi r_1 m_T \theta_N + \pi r_2 m_T \theta_N + 2\pi T_k t_k S \theta_N + 2\pi R H h \theta_N;$$

$$T_M = 2r_1 m_T \theta_M + 2r_2 m_T \theta_M + 4T_k t_k S \theta_M + 4R H h \theta_M;$$

где θ_N, θ_M - угловая скорость взаимного поворота звеньев в пластических шарнирах соответственно от осесимметричной нагрузки N и момента M .

В табл. 22 для фундаментов различных конструкций приведены зоны применимости схем разрушения и расчетных формул. Данные расчетные формулы использовали при проектировании фундаментов-оболочек для различных объектов внедрения [19, 34, 36, 40], а также при разработке альбома рабочих чертежей по фундаментам-оболочкам, выполненного Уральским Промстройинипроектом.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Борликов Г. М. Экспериментальные исследования совместной работы фундамента с оболочкой и песчаного основания. Дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. Новочеркасск, НПИ, 1971.
2. Bölcskei E., Brajannis Z., Kaliszky S. Csönkakap Heialapok tervezese. Budapest, 1962.
3. Власов В.З., Леонтьев Н.Н. Балки, плиты и оболочки на упругом основании. М., Физматгиз, 1960.
4. Горбунов-Посадов М.И. Расчет конструкций на упругом основании. М., Госстройиздат, 1953.
5. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М., Госстройиздат, 1949.
6. Гвоздев А.А. По поводу статьи А.Е. Ермакова "Проектирование железобетонных оболочек по методу предельного равновесия". - "Бетон и железобетон", 1970, № 8.
7. Гольденвейзер А. Г. Теория упругих тонких оболочек. М., Госстройиздат, 1953.
8. Доренбаум И.В., Альтштейн П.Я., Чкуаселидзе Л.Г. Сборно-монолитные фундаменты из оболочек. - В кн.: Первая конференция молодых ученых Уралпромстройниипроекта. Свердловск, 1968.
9. Ермаков А.К., Самсонов В.С. Исследование прочности конических оболочек на моделях. - "Бетон и железобетон", 1969, № 11.
10. Ермаков А.К., Самсонов В.С. Фундаменты-оболочки под колонны промышленных зданий. - "Промышленное строительство", 1969, № 6.
11. Егоров К.Е. К вопросу расчета основания под фундаментом с подошвой кольцевой формы. - "Труды НИИ оснований и подземных сооружений", № 34 ("Механика грунтов"). М., Госстройиздат, 1958.
12. Жемочкин Б.Н. Расчет круглых плит на упругом основании на симметричную нагрузку. М., Изд. ВИА РККА имени В.В. Куйбышева, 1938.
13. Жемочкин Б.Н. Теория упругости. М., Стройвоенмориздат, 1948.
14. Железобетонные конструкции (специальный курс). Под общ. ред. П.Л. Пастернака. М., Госстройиздат, 1961.

15. Инструкция по проектированию железобетонных дымовых труб. М., Стройиздат, 1964.
16. Guerrin A. Traite de beton arme. t. 3. Paris, Dunod, 1959.
17. Krappfenbauer R. Die Bearbeitung des Donauturmes. IASS - Symposium. Bratislava, 1966.
18. Лурье А.И. Статика тонкостенных оболочек. М., Гостехиздат, 1947.
19. Опыт строительства зданий и сооружений с применением сборных облегченных фундаментов. - "Промышленное строительство и инженерные сооружения", 1972, № 6. Авт.: А.Г. Литвиненко, О.И. Лобов, С.И. Мальгинов, А.Н. Тетиор, Б.А. Фурманов, В.В. Феклин.
20. Leonhardt F. Modern Design of Television Towers. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v. 46, No. 7, 1970.
21. Новожилов В., Финкельштейн Р. О погрешностях гипотезы Кирхгофа в теории оболочек. ПММ, т. У11, вып. 5, 1943.
22. Пригоровский Н.И. Экспериментальные методы определения напряжений как средство исследования и усовершенствования машин и конструкций. М., "Машиностроение", 1970.
23. Протодьяконов М.М., Тедер Р.И. Методика рационального планирования экспериментов. М., "Наука", 1970.
24. Ривкин С.А. Расчет фундаментов. Киев, "Будівельник", 1967.
25. Rabich R. Die antimetrische Randstörung der Kegelschale. "Bauplanung - Bautechnik", 1968, N 2-3.
26. СНиП П-В.1=62. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. М., Стройиздат, 1962.
27. Тетиор А.Н. Исследования оболочек в качестве фундаментов. Дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук, М., 1968.
28. Тетиор А.Н., Литвиненко А.Г., Павлов В.В. Рекомендации по расчету и проектированию фундаментов гипа оболочек. Свердловск, Уралпромстройниипроект, 1970.

29. Тетиор А.Н. К расчету фундаментов-оболочек в стадии разрушения. - В кн.: Строительная механика и расчет сооружений, № 1. М., Стройиздат, 1970.

30. Tetior A.N., Experimental and Theoretical Analysis of the Structural Strength of Tower - Foundations. Symposium IASS, Soprony, 1970.

31. Tetior A.N., Litvinenko A.G. Analysis of the Distribution of Stresses in Foundation. IASS-Symposium, Soprony, 1970.

32. Tetior A.N., Litvinenko A.G. Foundations for Tower-like Structures. Proc. of 4th Conf. Soil Mech. Budapest, 1971.

33. Тетиор А.П. Прогрессивные конструкции фундаментов для условий среднего Урала и Тюменской области. Свердловск, Средне-Уральское кн. изд.-во, 1971.

34. Унифицированные конструкции облегченных фундаментов промышленных зданий. - "Транспортное строительство", 1971, № 4. Авт.: А.Н. Тетиор, А.Г. Литвиненко, О.И. Лобов и др.

35. Исследование облегченных конструкций фундаментов с применением оболочек. - "Труды III Всесоюзного совещания по основаниям и фундаментам", Киев, 1971. Авт.: А.Н. Тетиор, В.В. Павлов, А.Г. Литвиненко, А.А. Сальников.

36. Тетиор А.Н., Литвиненко А.Г., Хамидулин Н.А. Облегченные конструкции фундаментов дымовых труб. - "Энергетическое строительство", 1971, № 7.

37. Экспериментальные исследования предельного равновесия подземных пространственных конструкций. - "Труды Всесоюзной сессии СНК ИАСС". Тбилиси, 1971. Авт.: А.Н. Тетиор, А.Г. Литвиненко, В.В. Павлов, С.И. Орешников.

38. Тетиор А.Н., Литвиненко А.Г. Исследования поляризационно-оптическим методом объемных моделей оболочек на упругом основании. - "Труды УП Всесоюзной конференции по поляризационно-оптическому методу исследования напряжений". Таллин, 1971.

39. Тетиор А.Н. О надежности фундаментов. - В кн.: Архитектура и строительные конструкции промышленных зданий. Свердловск, Уралпромстройниипроект, 1971.

40. Тетиор А.Н., Литвиненко А.Г., Хамидулин Н.А. Облегченный фундамент дымовой трубы. - "Энергетическое строительство", 1972, № 8.

41. Тетиор А.Н., Литвиненко А.Г. Прочность железобетонных конструкций, работающих в контакте с грунтом. - "Доклады УП Всесоюзной конференции по бетону и железобетону", Л., 1972.

42. Фепль Л., Менх Э. Практика оптического моделирования. Новосибирск, "Наука", 1965.

43. Хайдуков Г.К., Стельмах С.И. Методика экспериментальных исследований железобетонных тонкостенных пространственных конструкций на моделях. - В кн.: Применение конструкций типа оболочек в строительстве. М., 1974.

44. Цытович Н.А. Теория и практика фундаментостроения. М., Стройиздат, 1964.

45. Цесарский А. А. К расчету прочности железобетонных фундаментных плит на продавливание. - В кн.: Исследование напряженно-деформированного состояния оснований и фундаментов. Новочеркасск, 1971 (НПИ)

46. Юрин А. В. Железобетонные радиорелейные и радиотелевизионные башни. М., 1970 (ЦИНИС).

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Введение	3
Глава I. Общие сведения о фундаментах-оболочках.	4
Классификация фундаментов-оболочек.	4
Прогнозирование применения фундаментов-оболочек.	12
Глава II. Общие сведения о столбчатых фундаментах-оболочках.	14
Глава III. Исследование напряжений столбчатых фундаментов методом фотоупругости.	17
Методика испытаний.	17
Анализ результатов опытов.	18
Глава IV. Экспериментальные исследования фундаментов оболочек на моделях и натурных конструкциях.	26
Методика испытаний.	26
Анализ результатов опытов.	30
Глава V. Проектирование, производство работ и технико-экономический анализ.	42
Проектирование фундаментов-оболочек.	42
Технология изготовления и монтажа.	46
Технико-экономические показатели и область применения.	51
Глава VI. Общие сведения об оболочках в фундаментах сооружений башенного типа.	54
Глава VII. Исследования напряжений фундаментов сооружений башенного типа методом фотоупругости	57
Методика испытаний.	57
Анализ результатов опытов.	61
Глава VIII. Экспериментальные исследования на железобетонных моделях.	71
Методика испытаний.	71
Анализ результатов опытов.	76
Глава IX. Проектирование и строительство.	93
Глава X. Расчет фундаментов-оболочек.	100
Общие сведения.	100
Экспериментальное обоснование методики расчета прочности фундаментов-оболочек методом предельного равновесия.	111
Расчет столбчатых фундаментов-оболочек.	114
Расчет фундаментов-оболочек сооружений башенного типа.	120
Список литературы	132

Александр Никанорович Тетиор
Анатолий Григорьевич Литвиненко

ФУНДАМЕНТЫ-ОБОЛОЧКИ

Редакция литературы по инженерному оборудованию
Зав. редакцией И. П. Скворцова
Редактор С. И. Перчлер
Мл. редактор А. А. Минаева
Оформление обложки художника И. А. Шпилева
Технический редактор И. В. Тимофеева
Корректоры Н. П. Чугунова, В. А. Быкова

Подписано к печати 27/V-75 г. Т-19 388
Формат 60×90^{1/16} Бумага офсетная
8,5 печ. л. (7,42 уч.-изд. л.)
Тираж 1000 экз. Изд. № XX-3928
Заказ 469 Цена 47 коп.
Стройиздат, 103 006, Москва, Калеевская 23а

Тульская типография Союзполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
г. Тула, пр. Ленина, 109