

В24
Г-68

Б. В. ГОРЕНШТЕЙН

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ
ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА
НА СЕВЕРЕ**



Б. В. ГОРЕНШТЕЙН

6214
1-68

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА НА СЕВЕРЕ

А - 2-965 -

И

029



ЛЕНИНГРАД
СТРОЙИЗДАТ
ЛЕНИНГРАДСКОЕ ОТДЕЛЕНИЕ
1979



Научный редактор — инж. М. И. Одинов

Горенштейн Б. В.

Г61 Железобетонные пространственные конструкции для строительства на Севере.—Л.: Стройиздат. Ленингр. отд-ние, 1979.—160 с., ил.

В книге рассмотрены методы разработки, компоновки, расчета и проектирования железобетонных пространственных покрытий: куполов, оболочек отрицательной кривизны, висячих оболочек с учетом специфических условий Севера. Даны рекомендации по изготовлению, проектированию и монтажу сборных оболочек и их технико-экономические показатели. Приведены примеры пространственных конструкций преимущественно по объектам, осуществленным на Севере (в Красноярском крае и др.). Конструкции, возведенные в других климатических районах, рассматриваются под углом зрения применимости их в северной строительной-климатической зоне.

Книга предназначена для инженеров-проектировщиков и строителей.

Применение оболочек на Севере характеризуется рядом особенностей. Если железобетонные оболочки технически целесообразны в зонах умеренного климата, то эффективность их применения возрастает в северных районах, для которых характерны повышенные снеговые нагрузки и возможность образования снеговых мешков в местах перепадов, а следовательно, значительные нагрузки на покрытия.

При больших нагрузках полнее используется несущая способность сжатой оболочки, толщина которой при малых нагрузках зачастую принимается по конструктивным соображениям, а не по несущей способности.

При значительных внешних нагрузках меньшую роль играет собственный вес несущей конструкции: в результате железобетонные оболочки оказываются не только более капитальными и огнестойкими, но и более экономичными, чем легкие стальные покрытия со стальным профилированным настилом. При этом железобетонные оболочки не требуют систематического ухода в процессе эксплуатации. Эти свойства являются решающими во всех случаях, когда производство сборных элементов может быть организовано в закрытых помещениях, в относительной близости от места их возведения. Стальные или даже алюминиевые конструкции могут оказаться целесообразнее только в труднодоступных для транспорта районах.

При возведении железобетонных оболочек в районах с суровым климатом экономичнее организовать производство сборных элементов в закрытых цехах заводов железобетонных изделий, так как срок действия открытых полигонов зачастую не превышает 5—6 месяцев.

В таких районах особенно серьезно должны решаться вопросы замоналичивания оболочек. Процесс замоналичивания следует максимально механизировать, с тем чтобы сократить трудоемкость и продолжительность работ. В условиях отрицательных температур замоналичивание должно производиться в строго продуманном порядке с применением противоморозных добавок или электропрогрева.

В книге излагаются основы проектирования, компоновки и расчета различных видов оболочек, приводятся примеры конструкций, методы изготовления и монтажа, а также технико-экономические

Г 30205 150
047(01)-79 206 70.3202 000 000

ББК38.53

6С4.05

С. Стройиздат, Ленинградское отделение, 1979

показатели оболочек в сравнении с плоскостными покрытиями на примере строительства в северных районах, в частности в Красноярском крае. Однако, учитывая то, что в северных районах страны оболочки не нашли еще достаточно широкого применения, приводятся примеры из опыта строительства их в других районах нашей страны и за рубежом.

В настоящей книге рассматриваются также вопросы изготовления, транспортирования и монтажа, приводятся технико-экономические показатели цилиндрических оболочек и оболочек положительной кривизны. В то же время конструкции их не даются, так как эти виды оболочек подробно описаны в работе [21].

Уделяется внимание комплексным металложелезобетонным конструкциям, применение которых особенно при значительных пролетах оказывается целесообразным как с точки зрения удобства и простоты возведения, так и по экономическим соображениям.

Большое внимание в книге уделено сборным конструкциям, ибо сборность — основной принцип советской школы проектирования и строительства — приобретает особенное значение в северных условиях, когда затраты труда на строительной площадке и срок возведения сооружения должны быть сведены к минимуму. Конструкция должна собираться из малого числа разнотипных многократно повторяющихся элементов, изготавливаемых высокомеханизированным способом в заводских условиях и собираемых на строительной площадке без лесов или подмостей.

Строительство сборных пространственных покрытий стало возможным в результате создания мощной промышленности строительных материалов и развития в стране производства сборного железобетона.

Применение рациональных пространственных покрытий — оболочек позволяет перейти к укрупненной сетке колонн и тем самым к созданию универсальных цехов с «гибкой» технологией, при этом вес покрытия и соответственно расход бетона и стали могут быть заметно уменьшены, что создает дополнительные резервы в развитии строительства и обеспечивает экономии капитальных вложений.

НЕКОТОРЫЕ СВЕДЕНИЯ О СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КУПОЛОВ, ОБОЛОЧЕК ОТРИЦАТЕЛЬНОЙ КРИВИЗНЫ, ВИСЯЧИХ ОБОЛОЧЕК И О МЕТОДАХ ИХ РАСЧЕТА

Первые сборные купольные покрытия в нашей стране начали возводиться в Тбилиси в 1960 г. для покрытия Дворца спорта (диаметр 76 м) и спортивного зала. Аналогичный купол построен также над ванным зданием в Цхалтубо. Все эти сооружения монтировались навесным способом из сборных трапециевидных панелей.

В 1961 г. в Ленинграде по проекту ПИ-1 возведен монолитный купол переменной толщины диаметром 76 м над одним из лабораторных зданий.

Первые сборные оболочки отрицательной гауссовой кривизны в виде четырех скрученных прямоугольников возведены в 1961 г. в Черногорске (Красноярский край) по проекту Ленинградского Промстройпроекта для покрытия цеха железобетонных изделий треста Красноярскшахтстрой и имеют размеры 18×6 м. Аналогичные оболочки размером 18×12 м применены там же для домо-строительного комбината в 1965—1966 гг. Оболочки отрицательной гауссовой кривизны размером 30×30 м возведены в 1968 г. в Ачинске для покрытия гаража, а размером 18×18 м — на текстильной фабрике в Щекино; обе конструкции сооружены по чертежам Московского Промстройпроекта.

В 1958—1959 гг. на Украине по проектам Киевского Промстройпроекта и НИИСКа начинается строительство многоволновых сводов отрицательной гауссовой кривизны шириной 2 м, пролетом 18 м. Этими сводами перекрывается ряд производственных и сельскохозяйственных зданий. В дальнейшем длина волны сводов возрастает до 3 м, а пролет — до 38,5 м (зерносклад в Черкассах).

В последнее время многоволновые покрытия собираются из крупноразмерных предварительно-напряженных панелей-оболочек гиперболического очертания размером 3×12 и 3×18 м. Такие панели начали применять в 1962 г. в Киеве, позднее — в Иркутске, Молдавии и Ленинграде. Из зарубежных оболочек следует отметить сборные предварительно-напряженные гиперболические панели-оболочки размером $2,5 \times 20$ м, нашедшие широкое применение в ФРГ. Большое число разнообразных, преимущественно монолитных, гиперболических оболочек осуществлено инж. Ф. Канделой в Мексике.

Первые висячие конструкции были сооружены В. Г. Шуховым в 1896 г. на Нижегородской ярмарке.

Строительство висячих конструкций в СССР начато в 1958—1960 гг. В эти годы в Баку по проекту Бакгипрогора были построены

летний кинотеатр и детский театр с покрытием отрицательной гауссовой кривизны размером 20×30 м.

В 1960 г. в Таллине по чертежам Эстонпроекта сооружен всячий навес пролетом 75 м над эстрадой Певческого поля.

В 1962—1963 гг. в Еманжелинске по проекту института Ленинградский Промстройпроект сооружается два круглых в плане всячих железобетонных покрытия диаметром 40 м над зданиями горизонтальных шламбассейнов цементного завода. Это первая в СССР железобетонная всячая оболочка.

В 1963 г. в Харькове по чертежам Харьковского Промстройпроекта и Харьковпроекта был возведен киноконцертный зал с овальным всячим покрытием — оболочкой размером 45×48 м.

В 1963—1964 гг. в Красноярске по чертежам Ленпромстройпроекта сооружается железобетонная сборная всячая оболочка пролетом 78 м над закрытой стоянкой гаража.

Интересна конструкция круглого всячего покрытия из пемзо-железобетона диаметром 25 м, сооруженная над испытательным полигоном ГблЗНИИЭПа в 1966 г.

За рубежом всячие конструкции находят весьма широкое применение для общественных и спортивных зданий. Так в 1959 г. в Дортмунде (ФРГ) всячей напряженной оболочкой перекрыт выставочный зал пролетом 80 м при прямоугольном плане здания. Интересные и эффектные всячие конструкции осуществлены в 1964 г. в Токио под руководством проф. Цубои на строительстве комплекса спортивных сооружений для Олимпийских игр. В Дурбане (ЮАР) осуществлено в 1971 г. строительство всячей оболочки шатрового типа диаметром 160 м над резервуаром для воды.

Рассмотрим вкратце развитие теоретических работ, посвященных расчету оболочек, в частности прикладных работ по расчету куполов, оболочек отрицательной кривизны и всячих систем.

Расчет сферических оболочек впервые произведен Ф. Дишингером на основе безмоментной теории. Расчету сферических оболочек на произвольные нагрузки посвящен ряд работ В. В. Соколовского [67], Ю. В. Репмана [59], А. Л. Гольденвейзера [10], предложивших рассматривать напряженное состояние сферической оболочки как сумму трех напряженных состояний — моментного, безмоментного и краевого эффекта. И. Я. Штаерман рассмотрел осесимметричную задачу сферической оболочки, а также провел аналогию между куполом и аркой, лежащей на упругом основании [71]. Новую форму записи уравнения тонких сферических оболочек предложил в своем капитальном труде В. З. Власов.

Работа Дж. Гольдберга и А. Сетлюра (США) посвящена устойчивости купола и учету влияния предварительного напряжения опорного кольца [9].

Вопрос об обеспечении безмоментного состояния купола путем обжатия опорного кольца рассмотрен в работе [14]. Расчету оболочек отрицательной гауссовой кривизны посвящены работы Ф. Канделы [76, 77], Ф. Флюгге [69], Е. Хеусслера [79].

В. Чонка произвел расчет секторных многоугольных в плане оболочек отрицательной кривизны на основе безмоментного метода Пухера [81].

И. Е. Милейковский и В. Д. Райзер [50] разработали прикладные методы расчета оболочек и складок положительной и отрицательной кривизны, в том числе непрямоугольных.

Расчет основного элемента всячих систем — упругой гибкой нити — наиболее полно освещен Р. Н. Мацелинским [49] и В. К. Качуриным [34], последний особое внимание уделил пологим нитям и нитям с опорами в разных уровнях. Уточнение работы гибкой нити дано А. Р. Ржаницыным [60], им же решен вопрос о колебаниях вертикальной пологой нити. Приближенное решение работы нити за пределами упругости приведено в работе [20].

Основные статико-геометрические закономерности вантовых ферм разработаны И. М. Рабиновичем [54], который ввел в строительную механику понятие о мгновенножестких системах.

Расчет двухпоясных предварительно-напряженных вантовых ферм предложен В. К. Качуриным [34], Г. Э. Райнусом [56] и Э. Н. Кузнецовым [36].

Приближенный расчет двухпоясных ферм выполнен Н. С. Москалевым [51] и Б. В. Горенштейном [17].

Расчет радиальных вантовых систем наиболее полно освещен Э. Н. Кузнецовым [38] для радиальных систем произвольного вида, им же решен вопрос о принципах построения систем с безмоментным контуром, для круглого кольца решена задача о его устойчивости с учетом работы упругих радиальных вант.

Экспериментальное исследование круговых систем выполнено в работе [44]. Приближенный расчет таких систем при несимметричной нагрузке предложен в работах [35] и [19].

Ряд авторов разработал вопросы расчета вантовых сетей. Впервые сети были рассмотрены А. П. Синицыным [64].

В. Н. Гордеев [11] вывел уравнения напряженно-деформированного состояния сети в координатах, совпадающих с двумя семействами нитей, Л. Г. Дмитриев [26] разработал итерационный метод расчета вантовых сетей и метод последовательных нагружений. Разработка методов расчета вантовых сетей, в том числе мгновенножестких, принадлежит Э. Н. Кузнецову [40]. Практические приближенные способы расчета сетей даны В. К. Качуриным и автором в работах [34, 35 и 18].

Расчету комбинированных систем — вантовых с жесткими элементами — посвящена работа Н. М. Кирсанова [33].

Указания о методах динамического расчета всячих систем разработаны А. Р. Лилеевым и Е. Н. Селезновой [46].

Из зарубежных работ, посвященных всячим системам, следует отметить книгу Ф. Отто [52], а также работы Д. Яверта [74, 75], З. Сobotки [66], Р. Ривлина [80], Г. Эрас и Х. Эльде [78].

§ 1. Виды и формы куполов-оболочек

Купольные конструкции являются одной из наиболее выгодных конструктивных форм, в которой материал работает главным образом на сжатие или растяжение, а область влияния изгибающих моментов невелика. Купольные покрытия могут быть выполнены на круглом или эллиптическом плане.

Круговым куполом называется тонкостенная оболочка, срединная поверхность которой образована вращением некоторой плоской кривой (образующей) вокруг вертикальной оси, называемой осью купола. Купола вращения могут иметь сферическое, параболическое, эллиптическое, стрельчатое или коническое очертания (рис. 1).

Купол собирают из отдельных плоских плит так, чтобы они вписались в его криволинейную поверхность. В этом случае можно говорить об аппроксимации той или иной поверхности.

Различают купола замкнутые, или глухие, и незамкнутые — с центральным отверстием для светового или аэрационного фонаря. Нижний край оболочки купола опирают на растянутое кольцо, воспринимающее распор. Центральное отверстие для фонаря также обычно окаймляют кольцом, работающим на сжатие.

Купола могут быть монолитными или сборными. Монолитные выполняются, как правило, гладкими, обычно с переменной толщиной стенок, возрастающей вблизи опорного кольца. Толщина монолитной оболочки принимается по расчету на устойчивость: минимальная толщина — $40 \div 60$ мм. Сборные купола обычно монтируют из ребристых тонкостенных плит, располагая ребра в меридиональном и кольцевом направлениях. Толщина плиты сборных элементов в пределах одного элемента может быть принята постоянной или же переменной. Сборные плиты купола выполняются обычно либо плоскими, либо с цилиндрической поверхностью. Элементы двойной кривизны применять не рекомендуется ввиду сложности изготовления пространственных арматурных сеток и усложнения формования. Минимальная толщина сборных элементов купола по конструктивным соображениям принимается $25\text{—}30$ мм. Высота ребер подбирается по условиям устойчивости оболочки в стадии эксплуатации, а также по прочности и жесткости в период изготовления, транспортировки и монтажа.

Членение куполов на сборные элементы осуществляется обычно в меридиональных и кольцевых направлениях, размеры элементов принимаются в зависимости от метода монтажа купола (см. гл. VI). Сборные плиты имеют в плане форму трапеций, ширина которых из соображений транспортабельности не должна превышать $3,5\text{—}3,7$ м, а длина — $18 \div 24$ м.

Опорные кольца куполов могут быть монолитными или сборными; в последних сборные элементы соединяются между собой сваркой или путем перепуска арматуры с последующим бетонированием стыков на месте монтажа. Опорные кольца, особенно при значительном диаметре купола, рекомендуется выполнять предварительно-напряженными, что уменьшает деформативность купола и предохраняет конструкцию от возможности возникновения радиальных трещин между соседними плитами. Предварительное напряжение опорных колец удобно осуществлять электротермическим способом, применяя для напряжения стержневую арматуру. В этом случае напрягаемая арматура заранее сваривается в кольца, длина которых тщательно выверяется в соответствии с длиной наружного периметра обжимаемого железобетонного кольца.

Длина арматурного кольца должна быть несколько меньше периметра железобетонного, с тем чтобы после необходимого удлинения обжать его соответствующим усилием.

Арматурные кольца укладываются поверх железобетонного кольца, затем к ним подводится ток; после удлинения в результате нагревания диаметр арматурного кольца становится больше диаметра железобетонного, что позволяет опустить его в проектное положение. После отключения тока арматура остывает и обжимает опорное кольцо купола. Хорошим способом предварительного напряжения опорного кольца является применение специальной навивочной машины, позволяющей использовать высокопрочную арматуру.

Кольцо рекомендуется опирать так, чтобы обеспечить возможность его горизонтального перемещения от температурных деформаций и при изменении нагрузки на купол. Подвижное опирание может быть осуществлено через систему «качающихся» стоек, а в случае относительно небольших куполов — укладкой опорного кольца на нижележащую конструкцию через слой графитового порошка.

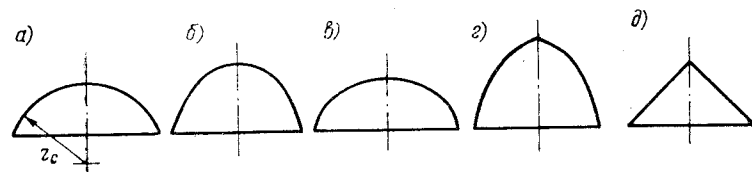


Рис. 1. Очертания куполов-оболочек

а — сферическое; б — параболическое; в — эллиптическое; г — стрельчатое; д — коническое

§ 2. Расчет куполов-оболочек

Рассмотрим расчет тонкостенных куполов-оболочек вращения. Если толщина оболочки не превышает $1/20$ наименьшего радиуса кривизны купола, то расчет оболочки с достаточной для практики степенью точности может быть выполнен по безмоментной теории. При этом должны быть соблюдены следующие условия:

а) толщина стенки, радиусы кривизны, упругие свойства материала и нагрузка должны изменяться плавно, без скачков;

б) края оболочки должны иметь возможность свободно перемещаться, а краевые меридиональные усилия должны быть направлены по касательной к меридиану, т. е. края оболочки должны находиться в условиях статической определенности.

Нарушение каждого из этих условий вызывает появление в оболочке местных возмущений, так называемого краевого эффекта. В этом случае в оболочке купола возникают меридиональные и тангенциальные изгибающие моменты и соответствующие им поперечные силы, определяемые средствами моментной теории.

Рассмотрим условия равновесия тонкостенного купола по безмоментной теории (рис. 2). При осесимметричной нагрузке сдвигающие усилия в оболочке купола обращаются в ноль и элемент оболочки находится в равновесии под действием внешней нагрузки и нормальных сил N_1 и N_2 (рис. 2, а).

Рассечем купол произвольной горизонтальной плоскостью с ординатой z (рис. 2, б и в). Обозначим для точки с ординатой z : r_1 — радиус кривизны меридиана; r_2 — радиус кривизны в направлении, нормальном к меридиану; φ — половина центрального угла; V_φ — сумма вертикальных нагрузок, расположенных выше горизонтального сечения; N_1 и N_2 — погонные меридиональные и кольцевые усилия в оболочке.

Из условий равновесия

$$N_1 = -V_\varphi / (2\pi r_2 \sin^2 \varphi). \quad (\text{II.1})$$

Рис. 2. Расчетная схема купола с шарнирно-подвижным опиранием контура
а — общий вид; б — геометрия купола; в — схема равновесия отсеченной части купола

Усилия N_2 могут быть получены из известного уравнения

$$N_1/r_1 + N_2/r_2 = Z$$

(здесь Z — нормальная к поверхности оболочки составляющая нагрузки в рассматриваемой точке):

$$N_2 = r_2 (Z - N_1/r_1). \quad (\text{II.2})$$

Погонный распор в опорном кольце

$$N_0 = V_{\varphi_0} \cos \varphi_0 / (2\pi r_2 \sin^2 \varphi_0), \quad (\text{II.3})$$

где V_{φ_0} — полная вертикальная нагрузка на купол.

Усилие в опорном кольце

$$N_k = N_0 r_2 \sin \varphi_0 = V_{\varphi_0} / (2\pi \operatorname{tg} \varphi_0). \quad (\text{II.4})$$

Для незамкнутого купола усилие в кольце, окаймляющем фонарное отверстие, определяется аналогично:

$$N_\Phi = -V_{\varphi_1} / (2\pi \operatorname{tg} \varphi_1), \quad (\text{II.4a})$$

где V_{φ_1} — сумма нагрузок, приходящаяся на верхнее кольцо (включая его собственный вес).

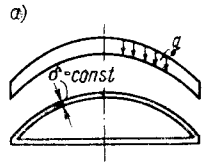
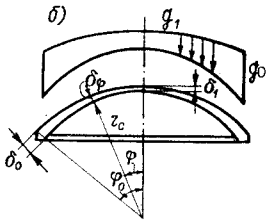
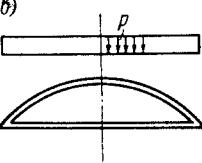
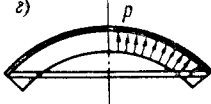
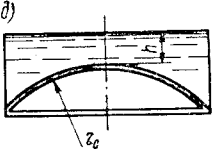
Для сферического купола $r_2 = r_1 = r_0$. Для конического купола $r_1 = \infty$, $\varphi = \alpha = \text{const}$.

В табл. 1 [48] приводятся значения усилий N_1 , N_2 , N_k и V_φ для некоторых частных случаев куполов. В таблице приняты обозначения:

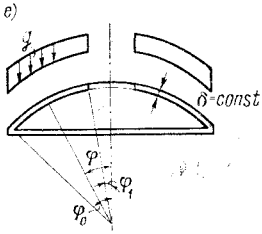
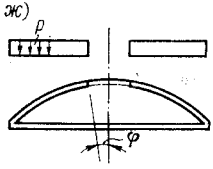
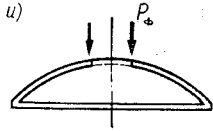
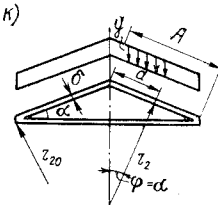
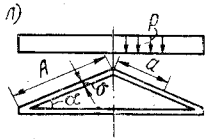
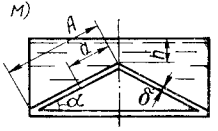
δ — толщина оболочки; φ_1 — угол, определяющий круговой вырез незамкнутой оболочки, отсчитываемый от оси вращения; r — радиус параллели: $r = r_2 \sin \varphi$; ψ — угол широты в плане, отсчитываемый от диаметра, нормального к направлению ветра; μ — коэффициент Пуассона; P_z — вертикальная составляющая внешней нагрузки.

Рассмотрим характер изменения усилий N_1 и N_2 на примере сферического купола. Под действием вертикальной нагрузки, равномерно распределенной по поверхности оболочки (собственный вес купола постоянной толщины), меридиональные сжимающие усилия N_1 возрастают от $gr_0/2$ в вершине купола до gr_0 на большом диаметре полусферы. Кольцевые усилия N_2 от сжатия, равного $gr_0/2$ в вершине, падают, затем переходят через нуль, и на большом диаметре полусферы растягивающие усилия достигают значения gr_0 . При рассматриваемой нагрузке $N_2 = 0$ имеет место при $\varphi = 51^\circ 49'$.

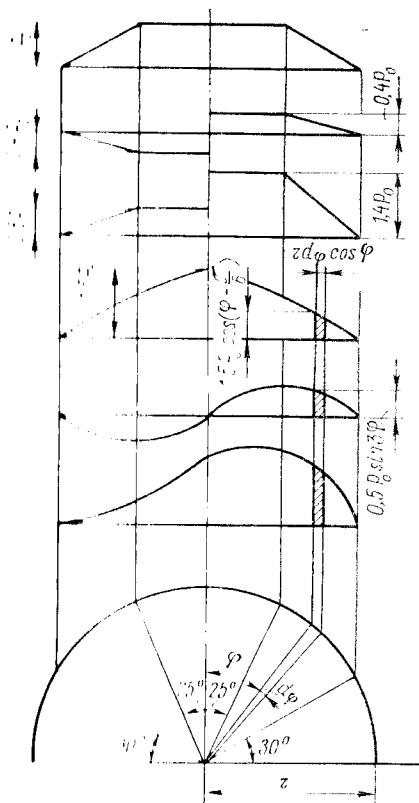
При нагрузке, равномерно распределенной по горизонтальной проекции купола, $N_2 = 0$ при $\varphi = 45^\circ$. Параллельный круг, где кольцевые усилия равны нулю, называется швом перехода. Во избежание появления кольцевого растяжения в оболочке целесообразно проектировать пологие купола с углом $\varphi < 45^\circ$. В этом случае шов перехода оказывается ниже опорного кольца и вся оболочка работает только на сжатие. Это особенно важно для сборных куполов, так как соединение элементов существенно усложняется при необходимости передать через него растягивающие усилия.

Усилия в купо		
Схема нагружения	N_1	
Сферическая		
1. Собственный вес оболочки постоянной толщины g , тс/м ²		$-\frac{rcg}{1 + \cos \varphi}$
2. То же, толщина оболочки меняется по закону $\delta_\varphi = \delta_1 + (\delta_0 - \delta_1) \frac{\varphi}{\varphi_0}$		$-\frac{rc}{\sin^2 \varphi} \times [g_1(1 - \cos \varphi) + \frac{g_0 - g_1}{\varphi_0} \times (\sin \varphi - \varphi \cos \varphi)]$
3. Нагрузка, равномерно распределенная по горизонтальной проекции p , тс/м ²		$-\frac{prc}{2}$
4. Постоянное давление p , тс/м ²		$\pm \frac{prc}{2}$
5. Гидростатическое давление жидкости с удельным весом γ , т/м ³		$-rc\gamma \left(\frac{h + rc}{2} - rc \frac{1 - \cos^3 \varphi}{3 \sin^2 \varphi} \right)$

лах-оболочках			
N_2	N_k	V_φ	Примечания
замкнутая оболочка			
$-rcg \frac{\cos \varphi - \sin^3 \varphi}{1 + \cos \varphi}$	$gr_c^2 \frac{1 - \cos \varphi_0}{\operatorname{tg} \varphi_0}$	$2\pi r_c^2 g (1 - \cos \varphi)$	Шов перехода при $\varphi = 51^\circ 49'$ ($N_2 = 0$)
$-rc \cos \varphi \left(g_1 + \frac{g_0 - g_1}{\varphi_0} \varphi \right) - N_1$	$\frac{rc}{\operatorname{tg} \varphi_0} \times \left[g_1(1 - \cos \varphi_0) + \frac{g_0 - g_1}{\varphi_0} \times (\sin \varphi_0 - \varphi_0 \cos \varphi_0) \right]$	$2\pi r_c^2 \times \left[g_1(1 - \cos \varphi) + \frac{g_0 - g_1}{\varphi_0} \times (\sin \varphi + \varphi \cos \varphi) \right]$	Вес единицы площади оболочки: g_1 — в ключе; g_0 — в пята
$-prc \frac{\cos 2\varphi}{2}$	$pr_c^2 \frac{\sin 2\varphi}{4}$	$\pi r_c^2 \sin^2 \varphi$	Шов перехода при $\varphi = 45^\circ$ ($N_2 = 0$)
$\pm \frac{prc}{2}$	$\mp pr_c^2 \frac{\sin 2\varphi}{4}$	$\pi r_c^2 \sin^2 \varphi$	Верхний знак относится к внутреннему давлению, нижний — к наружному
$-rc\gamma \left[\frac{h + rc}{2} - rc \left(\cos \varphi - \frac{1 - \cos^2 \varphi}{3 \sin^2 \varphi} \right) \right]$	$\frac{r_c^2 \gamma}{\operatorname{tg} \varphi_0} \left(\frac{h + rc}{2} \times \sin^2 \varphi - rc \times \frac{1 - \cos^3 \varphi_0}{3} \right)$	$2\pi r_c^2 \gamma \left(\frac{h + rc}{2} \times \sin^2 \varphi - rc \times \frac{1 - \cos^3 \varphi}{3} \right)$	При $\varphi = 0$ $N_1 = N_2 = \frac{\gamma hr_c}{2}$

Схема нагружения	N_1
Незамкнутая	
6. Собственный вес оболочки постоянной толщины g , тс/м ² 	$-\frac{r_c g}{\sin^2 \varphi} \times (\cos \varphi_1 - \cos \varphi)$
7. Равномерно распределенная нагрузка по горизонтальной проекции p , тс/м ² 	$-\frac{p r_c}{2} \left(1 - \frac{\sin^2 \varphi_1}{\sin^2 \varphi}\right)$
8. Нагрузка на фонарном кольце P_ϕ , тс/м 	$-P_\phi \frac{\sin \varphi_1}{\sin^2 \varphi}$
Коническая	
9. Собственный вес оболочки постоянной толщины g , тс/м ² 	$-\frac{g a}{2 \sin \alpha}$
10. Нагрузка, равномерно распределенная по горизонтальной проекции, p , тс/м ² 	$-\frac{p a}{2 \operatorname{tg} \alpha}$
11. Гидростатическое давление жидкости с удельным весом γ , т/м ³ 	$-\frac{\alpha \gamma}{6 \operatorname{tg} \alpha} (3h + 2a \sin \alpha)$

N_2	N_κ	V_ϕ	Примечания
сферическая оболочка			
$-\frac{r_c g (\cos \varphi - \cos \varphi_1 - \cos \varphi)}{\sin^2 \varphi}$	$\frac{r_c^2 g}{\operatorname{tg} \varphi_0} (\cos \varphi_1 - \cos \varphi_0)$	$2\pi r_c^2 g (\cos \varphi_1 - \cos \varphi)$	Усилие в фонарном кольце $N_\phi = 0$
$-\frac{p r_c (\cos^2 \varphi - \frac{1}{2} + \frac{\sin^2 \varphi_1}{2 \sin^2 \varphi})}{2}$	$\frac{p r_c^2}{4} \sin 2\varphi \times \left(1 - \frac{\sin^2 \varphi_1}{\sin^2 \varphi_0}\right)$	$p \pi r_c^2 (\sin^2 \varphi - \sin^2 \varphi_1)$	Усилие в фонарном кольце $N_\phi = 0$
$P_\phi \frac{\sin \varphi_1}{\sin^2 \varphi}$	$P_\phi r_c \frac{\sin \varphi_1}{\operatorname{tg} \varphi_0}$	$2\pi r_c P_\phi \sin \varphi_1$	Усилие в фонарном кольце $N_\phi = -P_\phi r_c \cos \varphi_1$
оболочка			
$-g a \frac{\cos^2 \alpha}{\sin \alpha}$	$\frac{g A^2}{2} \cdot \frac{\cos^2 \alpha}{\sin \alpha}$	$V_a = g \pi a^2 \cos \alpha$	$\varphi = \alpha$ (const), $r_1 = \infty$, $r_2 = a \operatorname{ctg} \alpha$, $r_{20} = A \operatorname{ctg} \alpha$
$-p a \frac{\cos^2 \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}$	$p a^2 \frac{\cos^2 \alpha}{2 \operatorname{tg} \alpha}$	$V_a = p \pi a^2 \cos^2 \alpha$	
$-\frac{\alpha \gamma}{\operatorname{tg} \alpha} (h + a \sin \alpha)$	$\frac{\gamma A^2 \cos^3 \alpha}{6 \sin \alpha} \times (3h + 2A \sin \alpha)$	$V_a = \gamma \frac{\pi a^2}{3} \times \cos^2 \alpha (3h + 2a \sin \alpha)$	



Симметричную снеговую нагрузку на купол в соответствии со СНиП II-6—74 можно принимать по рис. 3, а: при $\varphi \leq 25^\circ$ — равномерно распределенной постоянной интенсивности p_0 , при $\varphi \geq 60^\circ$ — равной нулю. Нагрузка для поверхностей с уклоном от 25 до 60° принимается по интерполяции.

Полный объем эпюры симметричной снеговой нагрузки на купол определяется как объем усеченного конуса

$$P = \pi (\sin^2 25^\circ + \sin 25^\circ \sin 60^\circ + \sin^2 60^\circ) r_c^2 p_0 / 3 = 1,36 p_0 r_c^2.$$

Рис. 3. Характер снеговой нагрузки на сферический купол
 а — осесимметричная по СНиП II-6—74;
 б — обратносимметричная по СНиП II-6—74; в — односторонняя (сумма а и б); г — осесимметричная, $p = 1,5 p_0 \cos (\varphi + \pi/6)$; д — обратносимметричная, $p = 0,5 p_0 \sin 3 \varphi \cos \psi$; е — односторонняя (сумма г и д)

Расчет можно вести, непосредственно определяя N_1 из условий равновесия, а N_2 — пользуясь формулой (II.2). Сдвигающие силы Z обращаются в нуль.

Представляется, однако, удобным приближенно заменить эту нагрузку нагрузкой, равновеликой по объему, изменяющейся по закону (рис. 3, в):

$$p = c_1 p_0 \cos (\varphi + \pi/6), \quad (II.5)$$

где из условий равенства объемов эпюр нагрузки коэффициент $c_1 = 1,5$.

Легко видеть, что при $\varphi = 60^\circ$ нагрузка обращается в нуль.

Для такой нагрузки усилия N_1 и N_2 в сферическом куполе можно вычислить в замкнутом виде.

При половине центрального угла купола $0 < \varphi \leq 60^\circ$ суммарная снеговая нагрузка, лежащая выше кольца, характеризуемого углом φ :

$$P_\varphi = \int_0^\varphi dP = 1,5 p_0 \cdot 2\pi r_c^2 \int_0^\varphi \cos (\varphi + \pi/6) \sin \varphi \cos \varphi d\varphi = 3 p_0 \pi r_c^2 [0,29 (1 - \cos^3 \varphi) - 0,167 \sin^3 \varphi].$$

Отсюда

$$N_1 = P_\varphi / (2\pi r_c \sin^2 \varphi) = 1,5 p_0 r_c [0,29 (1 - \cos^3 \varphi) / \sin^2 \varphi - 0,167 \sin \varphi]. \quad (II.6)$$

Нормальная составляющая внешней нагрузки

$$Z = 1,5 p_0 \cos (\varphi + \pi/6) \cos^2 \varphi, \quad (II.7)$$

тогда

$$N_2 = 0,5 p_0 r_c [\cos^2 \varphi \cos (\varphi + \pi/6) - 0,29 (1 - \cos^3 \varphi) / \sin^2 \varphi + 0,167 \sin \varphi]. \quad (II.8)$$

Сдвигающие усилия при осесимметричной нагрузке по-прежнему равны нулю. При такой нагрузке максимальные сжимающие усилия возникают в вершине сферического купола:

$$N_1 = N_2 = -0,65 p_0 r_c.$$

При $\varphi = 60^\circ$ меридиональные усилия N_1 уменьшаются до $-0,29 p_0 r_c$. Кольцевые усилия N_2 при $\varphi \approx 33^\circ$ обращаются в ноль и далее становятся растягивающими, возрастающими при $\varphi = 60^\circ$ до $0,29 p_0 r_c$. При $\varphi > 60^\circ$

$$N_1 = -N_2 = 0,218 p_0 r_c / \sin^2 \varphi. \quad (II.9)$$

Рассмотрим несимметричную снеговую нагрузку. Приведенные в работе [30] формулы (105) — (108) не могут быть использованы для расчета. Действительно, если нормальная составляющая снеговой нагрузки $Z = 0,4 p_0 (1 + \sin \varphi \sin \psi)$, то максимальная нагрузка окажется при $\varphi = \pi/2$, т. е. на вертикальной поверхности купола, а минимальная — в его вершине.

Пользуясь по-прежнему указаниями СНиП II-6—74, примем, что несимметричная нагрузка от снега образуется переносом с одной стороны купола на другую 40% снега (рис. 3, б и в).

Объем половины обратносимметричной нагрузки

$$P_{o.c} = 1,36 p_0 r_c^2 \cdot 0,4/2 = 0,272 p_0 r_c^2.$$

Заменяем нагрузку $P_{o.c}$ по рис. 3, б на нагрузку вида (рис. 3, д, е):

$$P_{o.c} = c_2 p_0 \sin 3\varphi \cos \psi, \quad (II.10)$$

где ψ — угол, отсчитываемый в горизонтальной плоскости.

Объем половины этой нагрузки составит

$$P_{o.c} = c_2 p_0 r_c^2 \int_{-\pi/2}^{\pi/2} \int_{\varphi=0}^{\pi/3} \sin 3\varphi \cos \varphi \sin \varphi \cos \psi d\varphi d\psi = 0,52 c_2 p_0 r_c^2,$$

откуда

$$c_2 = 0,272 p_0 r_c^2 / (0,52 p_0 r_c^2) \approx 0,5.$$

Полная несимметричная снеговая нагрузка составит, таким образом:

$$p = 1,5 p_0 \cos (\varphi + \pi/6) + 0,5 p_0 \sin 3\varphi \cos \psi. \quad (II.11)$$

Усилия от ветра в сферических куполах

φ, град	Меридиональные силы N_1	Кольцевые силы N_2	Сдвигающие силы S
10	0,5р _с (0,035 sin ψ + 0,0033 sin 3ψ)	0,5р _с (0,1134 sin ψ - 0,0078 sin 3ψ)	0,5р _с (0,0356 cos ψ - 0,0048 cos 3ψ)
30	0,5р _с (0,1009 sin ψ + 0,0352 sin 3ψ)	0,5р _с (0,3326 sin ψ - 0,0728 sin 3ψ)	0,5р _с (0,1165 cos ψ - 0,0371 cos 3ψ)
50	0,5р _с (0,1373 sin ψ + 0,1299 sin 3ψ)	0,5р _с (0,5138 sin ψ - 0,2180 sin 3ψ)	0,5р _с (0,2134 cos ψ - 0,1897 cos 3ψ)
70	0,5р _с (0,1199 sin ψ + 0,3972 sin 3ψ)	0,5р _с (0,6764 sin ψ - 0,5297 sin 3ψ)	0,5р _с (0,3506 cos ψ - 0,4906 cos 3ψ)
90	0,5р _с (0,000 sin ψ + 1,200 sin 3ψ)	0,5р _с (0,8500 sin ψ - 1,3500 sin 3ψ)	0,5р _с (0,5657 cos ψ - 1,3254 cos 3ψ)

Первое слагаемое этого выражения — осесимметричная нагрузка, второе — обратнoсимметричная. Так как обратнoсимметричная нагрузка в плане распределяется пропорционально $\cos \psi$, то и вычисляемые ею усилия N_1 и N_2 должны также (согласно закону циклических систем А. И. Сегалю) изменяться пропорционально $\cos \psi$, а усилия S — пропорционально $\sin \psi$.

Усилия вида $S_\psi = S_0 \sin \psi$, приложенные вдоль произвольной параллели, могут быть уравновешены только горизонтальными составляющими внешней нагрузки: снеговая нагрузка горизонтальными составляющими не имеет, поэтому сдвигающие силы по всей поверхности купола обращаются в нуль.

Для вычисления нормальных усилий N_1 отсечем верхнюю часть купола параллельным кругом, характеризуемым углом φ .

Рассмотрим условия равновесия элементарного сектора с углом $d\varphi$. Для упрощения рассуждений положим $\cos \psi = 1$, т. е. рассмотрим сектор на оси нагрузки.

Момент внешней нагрузки относительно вершины купола

$$dM = 0,5 \rho_0 r_c^3 d\psi \int_0^\varphi \sin 3\varphi \sin^2 \varphi \cos \varphi d\varphi = \\ = 0,5 \rho_0 r_c^3 \left(\frac{3}{4} \sin^4 \varphi - \frac{4}{5} \sin^6 \varphi \right) d\psi.$$

Из условия равновесия

$$dM = N_1 r_c^2 \sin^3 \varphi d\psi,$$

откуда

$$N_1 = 0,5 \rho_0 r_c \left(\frac{3}{4} \sin \varphi - \frac{4}{5} \sin^3 \varphi \right) \cos \psi. \quad (\text{II.12})$$

Множитель $\cos \psi$ введен в соответствии с законом циклических систем.

Нормальная к поверхности купола составляющая внешней нагрузки

$$Z = 0,5 \rho_0 \sin 3\varphi \cos^2 \varphi \cos \psi.$$

Тогда

$$N_2 = Z r_c = N_1 = 0,5 \rho_0 r_c \left(\sin 3\varphi \cos^2 \varphi - \frac{3}{4} \sin \varphi + \right. \\ \left. + \frac{4}{5} \sin^3 \varphi \right) \cos \psi. \quad (\text{II.13})$$

При углах φ , превышающих 60° ;

$$N_1 = -N_2 = 0,0422 \rho_0 r_c \cos \psi / \sin^3 \varphi. \quad (\text{II.14})$$

Полное усилие N_1 для $0 < \varphi \leq 60^\circ$ получим, складывая (II.6) и (II.12), а усилие N_2 — суммируя выражения (II.8) и (II.13). При $\varphi = 60^\circ$ оба усилия получим сложением (II.9) и (II.14).

При расчете купола на ветер можно, учитывая то, что ветровая нагрузка не является основной, воспользоваться приближенным решением по безмоментной теории. В этом случае усилия определяются по формулам табл. 2.

Напомним, что расчет купола по безмоментной теории можно вести при определенных условиях, в частности, если опорные закрепления купола направлены по касательной к меридиональной кривой (рис. 2, б), что обеспечивает свободную деформацию нижнего края купола и соответствие меридиональных усилий безмоментной теории. В практике обычно применяют другой вид закрепления — опирание на железобетонное кольцо. В этом случае безмоментная теория не обеспечивает условий неразрывности напряжений и деформаций. Рассмотрим две соседние точки пологого купола, из которых одна принадлежит оболочке, а другая — опорному кольцу.

В соответствии с безмоментной теорией точка, лежащая в срединной поверхности пологой оболочки, испытывает кольцевое сжатие, так как шов перехода в пологой оболочке расположен ниже опорного кольца. Соседняя точка, расположенная на опорном кольце, испытывает растяжение. Закон сплошности напряжений и деформаций оказывается нарушенным. Появляются местные напряжения, так называемый краевой эффект. Возникающие при этом усилия зависят от характера закрепления оболочки купола в опорном кольце и так называемого коэффициента затухания k , характеризующего величину зоны купола, в которой действуют моментные усилия [24]:

$$k = r_1 \sqrt[4]{3(1-\mu^2)/(r_2^2 \delta^2)}. \quad (\text{II.15})$$

Обозначим: M_1 — погонный меридиональный изгибающий момент; M_2 — погонный кольцевой момент; θ — угол

поворота касательной к меридиану; ω — угол по меридиану, отсчитываемый от нижнего края оболочки; Q — погонная перерезывающая сила в меридиональном направлении; N'_k — кольцевое усилие в оболочке на границе с опорным кольцом, вычисленное по безмоментной теории: $N'_k = -N_2$.

При полном защемлении оболочки в абсолютно жестком опорном кольце:

$$N_1 = N'_k r_1 e^{-k\omega} \operatorname{ctg} \alpha \cos k\omega / (r_2 k); \quad (\text{II.16})$$

$$N_2 = N'_k \sqrt{2} e^{-k\omega} \sin(k\omega + \pi/4); \quad (\text{II.17})$$

$$Q = -N'_k r_1 e^{-k\omega} \cos k\omega / (r_2 k); \quad (\text{II.18})$$

$$M_1 = -N'_k r_1^2 e^{-k\omega} \cos(k\omega + \pi/4) / (r_2 \sqrt{2} k^2); \quad (\text{II.19})$$

$$M_2 = E\delta^3 \theta \operatorname{ctg} \alpha / [12(1 - \mu^2) r_2] + \mu M_1; \quad (\text{II.20})$$

$$\theta = N'_k 2r_2 k e^{-k\omega} \sin k\omega / (E\delta r_1). \quad (\text{II.21})$$

У кольца, в месте заделки ($\theta = \omega = 0$), усилия краевого эффекта достигают максимума:

$$N_1 = N'_k r_1 \operatorname{ctg} \alpha / (r_2 k); \quad (\text{II.22})$$

$$N_2 = N'_k; \quad (\text{II.23})$$

$$M_1 = -N'_k r_1^2 / (2r_2 k^2); \quad (\text{II.24})$$

$$M_2 = \mu M_1. \quad (\text{II.25})$$

Максимальное положительное M_1 (рис. 4, а) находится в сечении с ординатой $\omega = \pi/(2k)$:

$$M_1 = +0,104 N'_k r_1^2 / (r_2 k). \quad (\text{II.26})$$

При шарнирном опирании на бесконечно жесткое опорное кольцо:

$$N_1 = N'_k r_1 e^{-k\omega} \operatorname{ctg} \alpha \cos(k\omega + \pi/4) / (\sqrt{2} r_2 k); \quad (\text{II.27})$$

$$N_2 = N'_k e^{-k\omega} \cos k\omega; \quad (\text{II.28})$$

$$Q = -N'_k r_1 e^{-k\omega} \cos(k\omega + \pi/4) / (\sqrt{2} r_2 k); \quad (\text{II.29})$$

$$M_1 = N'_k r_1^2 e^{-k\omega} \sin k\omega / (2r_2 k^2); \quad (\text{II.30})$$

$$M_2 = E\delta^3 \theta \operatorname{ctg} \alpha / [12(1 - \mu^2) r_2] + \mu M_1; \quad (\text{II.31})$$

$$\theta = N'_k r_2 \sqrt{2} k e^{-k\omega} \sin(k\omega + \pi/4) / (E\delta r_1). \quad (\text{II.32})$$

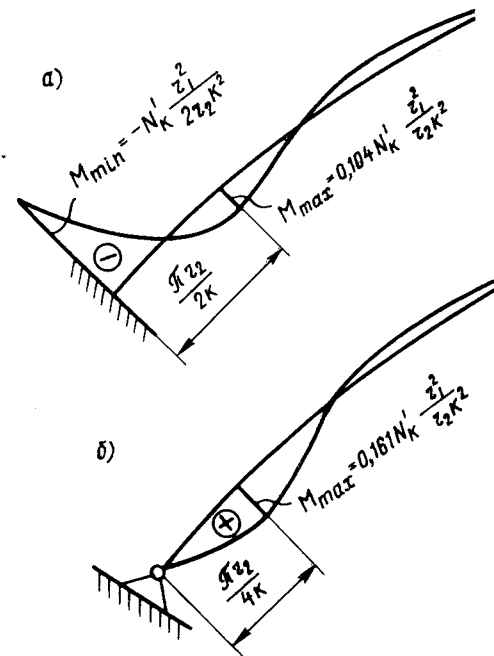


Рис. 4. К расчету купола на действие краевого эффекта
а — при жесткой заделке оболочки в опорном кольце купола; б — то же, при шарнирном опирании

У края оболочки (в шарнире):

$$N_1 = N'_k r_1 \operatorname{ctg} \alpha_0 / (2r_2 k); \quad (\text{II.33})$$

$$N_2 = N'_k; \quad (\text{II.34})$$

$$Q = -N'_k r_1 / (2r_2 k); \quad (\text{II.35})$$

$$M_1 = 0;$$

$$M_2 = E\delta^3 \theta \operatorname{ctg} \alpha / [12(1 - \mu^2) r_2]; \quad (\text{II.36})$$

$$\theta = N'_k r_2 k / (E\delta r_1). \quad (\text{II.37})$$

Наибольшее абсолютное значение M_1 при $\omega = \pi/(4k)$ (рис. 4, б)

$$M_{1\max} = 0,161 N'_k r_1^2 / (r_2 k^2). \quad (\text{II.38})$$

Значение k для гладкой оболочки может быть получено из формулы (II.15), для ребристых оболочек в уравнение (II.15) следует подставлять

$$\delta_{\text{пр}} = \sqrt[3]{12I_T/b}, \quad (\text{II.39})$$

где b — шаг ребер вблизи опорного кольца; I_T — момент инерции таврового сечения с полкой шириной b .

В припорной зоне усилия, вычисленные по формулам краевого эффекта, должны быть суммированы с усилиями безмоментного состояния.

Обычно оболочка купола присоединяется к кольцу не жестко и не шарнирно: действительное соединение является промежуточным — упругим закреплением. Проверку рекомендуется производить как по формулам (II.22) — (II.26), так и (II.33) — (II.38).

Формулы (II.16) — (II.39) выведены для случая опирания купола на жесткий недеформируемый контур, когда усилия краевого эффекта зависят только от кольцевых деформаций края оболочки или, что то же самое, от действующих в нем кольцевых усилий N_2 .

В случае наличия у купола упругодеформируемого контура — растянутого кольца, закрепленного от поворота, — усилия краевого эффекта будут зависеть от разности деформаций кольца и оболочки, т. е.

$$N'_k = -(\sigma_2 - \sigma_k) N_2 / \sigma_2 = -(\sigma_2 - \sigma_k) \delta, \quad (\text{II.40})$$

где σ_2 — напряжение края оболочки; σ_k — напряжение в кольце; δ — толщина оболочки.

Для уменьшения усилий краевого эффекта целесообразно использовать предварительное напряжение опорного кольца, с тем чтобы уравнивать кольцевые напряжения в куполе и в кольце. Уравнивание напряжений возможно только для одного определенного состояния, например для полной нагрузки на купол. При изменении нагрузки, например при отсутствии снега, краевой эффект возникает, однако величина усилий в этом случае будет меньше, а знак их — обратным обычному: дополнительные кольцевые усилия вблизи края оболочки вызовут ее сжатие, а не растяжение, что благоприятно для сборной конструкции, ибо исключает необходимость в работающих на растяжение сварных соединениях.

Чтобы обеспечить безмоментное состояние купола и тем самым уменьшить влияние краевого эффекта, рекомендуется сечение кольца и напрягаемой арматуры подбирать следующим образом:

$$F_n \geq N_k / R_a, \quad (\text{II.41})$$

где F_n — необходимая площадь напрягаемой арматуры; N_k — полный расчетный распор (по безмоментной теории).

Усилие, обжимающее кольцо (с учетом потерь):

$$N_n = N_k (\sigma_0 - \sigma_n) / R_a. \quad (\text{II.42})$$

Здесь и далее σ_0 — напряжение в арматуре при снижении величины предварительного напряжения в бетоне кольца до нуля (до проявления потерь); σ_n — потери предварительного напряжения; σ_2 — кольцевое напряжение у края оболочки от полной нагрузки, вычисленное по безмоментной теории.

Приведенная площадь бетона опорного кольца, обеспечивающая безмоментное состояние оболочки, находится из условий равенства напряжений, действующих в кольце и в оболочке:

$$F_{б.н} = (N_n - N_k / k_n) k_n / \sigma_2 = [k_n F_n (\sigma_0 - \sigma_n) - N_k] / \sigma_2, \quad (\text{II.43})$$

где k_n — усредненный коэффициент перегрузки.

Сечение опорного кольца, кроме того, должно быть проверено на обжатие напрягаемой арматурой до передачи на него растягивающей силы N_k от купола:

$$\sigma_{б.н} = F_n (\sigma_0 - \sigma_n) / F_{б.н} \leq k R_0, \quad (\text{II.44})$$

где k определяется по табл. 6, а потери напряжения учитываются по п. 1—5 табл. 4 СНиП II-21—75 при коэффициенте точности натяжения арматуры $m_T = 1$.

Предполагается, что оболочка купола опирается на монтажные подмости, убираемые после напряжения всей кольцевой арматуры. При другом порядке монтажа (при передаче усилия на кольцо после натяжения части арматуры) формула (II.44) может быть соответственно скорректирована.

Если в результате проверки по (II.44) или по каким-либо другим соображениям принятая площадь кольца окажется больше вычисленной по формуле (II.43), то, для того чтобы обеспечить безмоментное состояние, необходимо соответственно увеличить силу обжатия кольца:

$$N_n = N_k + F_{б.н} \sigma_2; \quad (\text{II.45})$$

$$F_n = (N_k + F_{б.н} \sigma_2) / [(\sigma_0 - \sigma_n) k_n]. \quad (\text{II.46})$$

§ 3. Расчет куполов в виде вписанных конических оболочек

Расчет купола может быть выполнен также, если представить его поверхность в виде системы вписанных в нее конических оболочек, что особенно удобно, если оболочка собирается из плоских трапециевидальных плит.

Расчет системы конических оболочек, связанных между собой по кольцевым линиям сопряжения, состоит в раскрытии статической неопределенности по этим линиям, при этом может быть учтено наличие промежуточных колец. Расчет ведется методом деформаций: по линиям сопряжения вводятся кольцевые закрепления, препятствующие радиальному смещению и повороту колец в меридиональном направлении.

Метод деформации приводит в общем случае к системе шести-членных канонических уравнений, которые можно сократить при надлежащем выборе длины конической оболочки. При длинных

оболочках отсутствует взаимное влияние краев и матрица упрощается за счет выпадения побочных коэффициентов. Если все конические оболочки окажутся длинными, то матрица распадется на ряд независимых систем уравнений с двумя неизвестными (угол поворота и радиальное перемещение) для каждого промежуточного кольца.

Коническую оболочку будем считать длинной, если она удовлетворяет условию

$$\lambda_k = 2\Delta S / (A_1 + A_2) > 2 \div 2,5. \quad (\text{II.47})$$

Здесь A_1 и A_2 — соответственно линейные характеристики, вычисляемые:

для большого и малого контуров конической оболочки по формуле

$$A = 0,76 \sqrt{\delta r_2}; \quad (\text{II.48})$$

для ребристого купола

$$A^4 = 4I_n r_2 / \delta_n, \quad (\text{II.49})$$

где I_n — погонный момент инерции с учетом меридиональных ребер; δ_n — приведенная толщина оболочки с учетом кольцевых ребер.

Подробный расчет куполов из конических оболочек методом деформации изложен в «Инструкции по проектированию железобетонных тонкостенных пространственных покрытий и перекрытий» [30].

§ 4. Расчет куполов по методу предельного равновесия. Устойчивость куполов

Расчет куполов по методу предельного равновесия разработан только для случая осесимметричной нагрузки. При этом следует иметь в виду, что купол не должен быть слишком пологим (отношение диаметра контура к стреле подъема купола не должно быть более 10).

Предполагается, что арматура купола состоит из радиальных и кольцевых стержней, а опорное кольцо оперто по всему периметру.

Рассматривается схема разрушения, представляющая собой систему начинающихся у контура радиальных трещин, концы которых соединены между собой кольцевой раскрывающейся снизу трещиной — пластическим шарниром.

Составляется уравнение равновесия всех сил, действующих на ограниченный трещинами элемент. Более подробно метод предельного равновесия изложен в работе [30].

Применение метода позволяет несколько уменьшить расход арматуры на купол.

Устойчивость куполов может быть проверена по формулам (IV.48) — (IV.50) устойчивости оболочек положительной кривизны в работе [21].

§ 5. Примеры осуществленных куполов

В 1960 г. над Дворцом спорта в Тбилиси был смонтирован сборный купол диаметром 76 м навесным способом из плоских ступенчатых плит трапециевидного очертания длиной 5,8 м.

Плиты крепились к ранее возведенной части купола так, чтобы центр тяжести плиты приходился на край смонтированного яруса (рис. 5). Это позволило собрать купол без каких-либо подмостей: выступающая в следующий ярус часть ступенчатой плиты удерживалась в проектном положении весом закрепленной за ранее смонтированный ярус части. Купол разбит на 11 ярусов и собран из плит 11 типоразмеров. Оболочка получилась двухслойной, гладкой сверху и снизу, общей толщиной 520 мм при толщине плит 30 мм.

Приведенная толщина бетона купола — 15,6 см, расход стали — 18,9 кг на 1 м². Купол опирается на монолитное железобетонное кольцо.

Достоинства купола — его сборность и простота монтажа ступенчатых плит, что очень удобно для применения в северных условиях. Недостаток конструкции — повышенный расход материалов.

В 1961 г. в Ленинграде над одним из лабораторных зданий возведен гладкий монолитный купол диаметром 76 м с подъемом 17 м. Толщина оболочки купола меняется от 100 до 360 мм у опорного кольца и 150 мм — у верхнего фонарного кольца. Очертание срединной поверхности купола — эллипсоид вращения. Бетон марки 300 укладывался в опалубку поярусно, кольцами. Приведенная толщина бетона составляет 21,5 см, расход стали — 20,6 кг на 1 м².

Над цирком в Киеве в 1961—1962 гг. возведен сборный железобетонный купол диаметром 42,3 м, с подъемом 7,72 м и центральным фонарем диаметром 13,3 м (рис. 6, а). Купол собран из пяти ярусов плоских трапециевидных ребристых панелей. Толщина, плиты — 40 мм, высота ребер — 240 мм, максимальный вес — 8 т. Число плит в ярусе — 32 шт., марка бетона 300. Опорное кольцо купола выполнено монолитным. Приведенная толщина бетона — 16,5 см, расход стали — 32,6 кг на 1 м².

Купол монтировался поярусно с помощью вращающейся радиальной фермы-шаблона, использованной также для крепления снизу звукопоглощающего потолка. Плиты монтируемого яруса удерживались при помощи системы стоек и оттяжек, располагаемых на смонтированной части купола. Такие же купола были возведены над зданиями цирков в Минске и Туле.

При строительстве подобного цирка в Красноярске было принято решение об изменении способа разрезки оболочки на сборные элементы (рис. 6, б). Было изготовлено 144 ребристые плиты шести типоразмеров с переломом посередине длины, что позволило осуществить монтаж купола без лесов или подмостей (важно при строи-

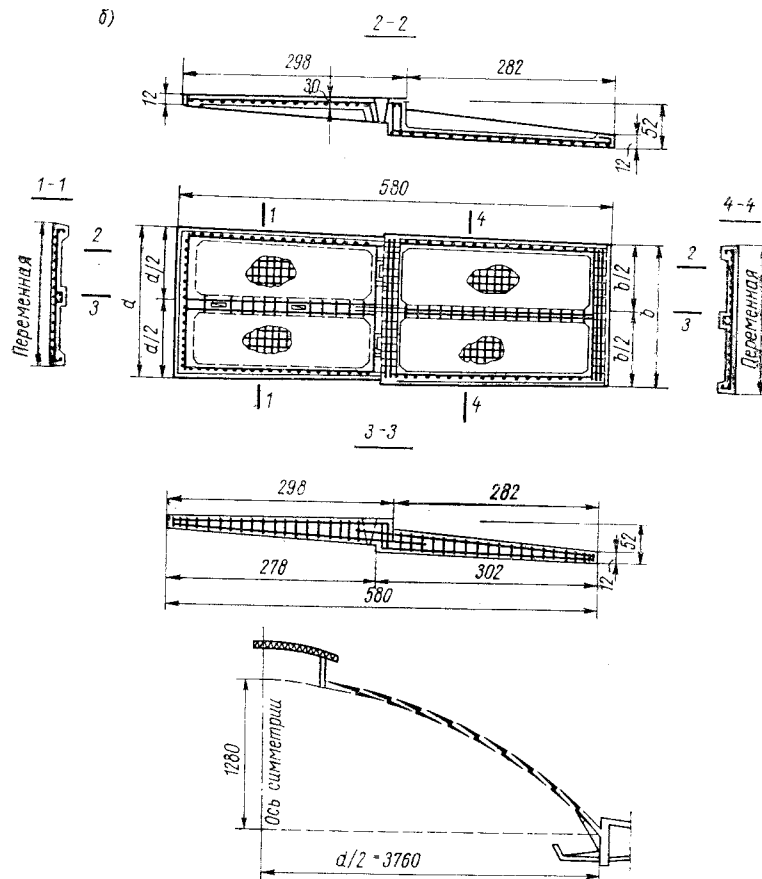
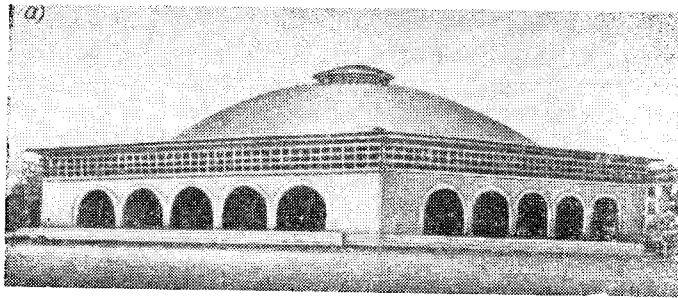


Рис. 5. Покрытие над Дворцом спорта в Тбилиси
а — общий вид; б — разрез, деталь плиты

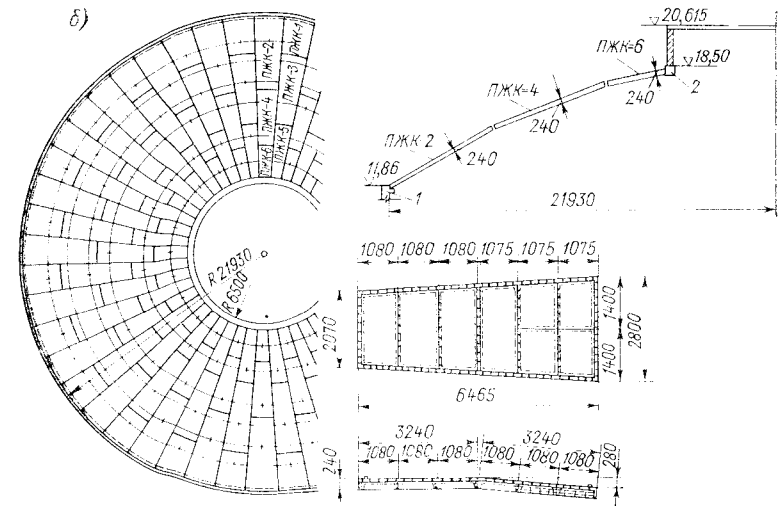
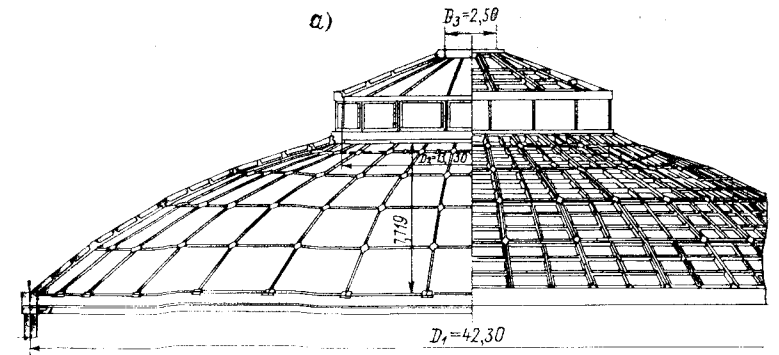


Рис. 6. Купола
а — над цирком в Киеве (общий вид); б — над цирком в Красноярске (план, разрез и детали плиты)

тельстве в северных условиях). Плиты первого яруса устанавливались с временными опорами через одну. Между образовавшимися выступами монтировались плиты следующего яруса и прикреплялись в четырех точках к ранее смонтированной части при помощи сварки. Замоноличивание швов осуществлялось после сборки купола. Приведенная толщина бетона составляет 14,25 см, расход стали — 28 кг на 1 м².

В Донецке над зданием рынка в 1963 г. был возведен сборный сферический купол диаметром 37,1 м с подъемом 13,18 м. Купол разрезан на 15 ярусов из 48 одинаковых плоских ребристых плит каждый. Толщина плит — 40 мм, высота ребер — 270 мм. Купол

опирается на монолитную кольцевую балку. Приведенная толщина бетона купола — 18 см, расход стали — 14,1 кг на 1 м².

Некоторый недостаток конструкции — большое число мелких сборных элементов. В условиях Севера рекомендуется применять более крупные плиты.

Монтаж осуществлялся поярусно, без лесов, с помощью переставных шпренгельных опор.

В гор. Темиртау над зданиями радиальных сгустителей Карагандинского металлургического комбината по проекту Ленинград-

a)

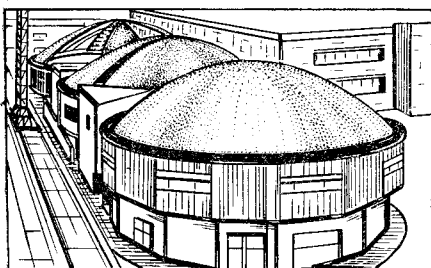


Рис. 7. Сферические купола над зданиями радиальных сгустителей в Темиртау

a — общий вид; б — схема купола

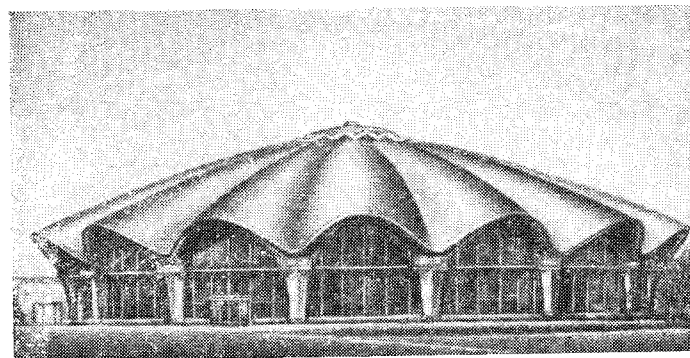
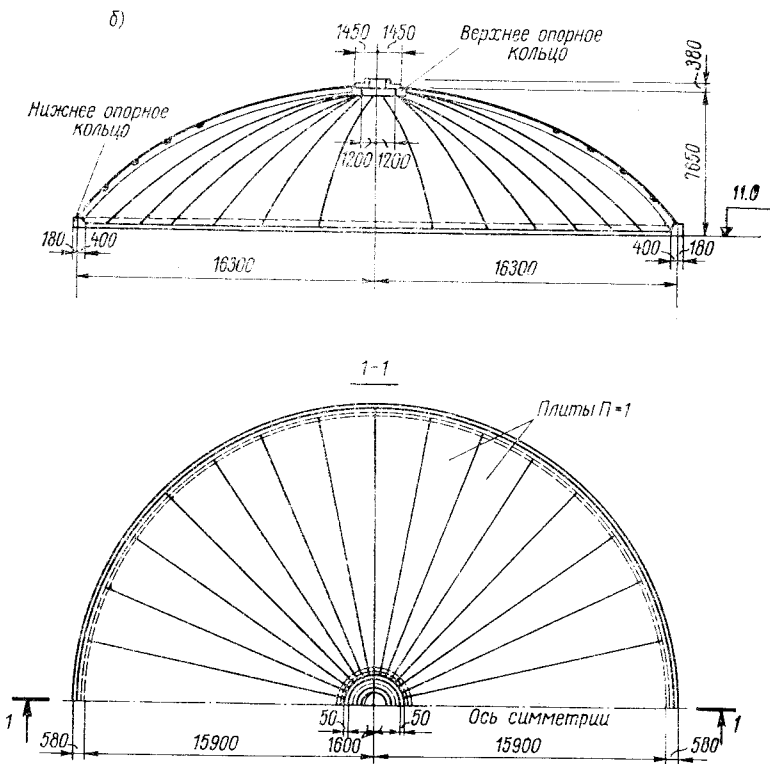


Рис. 8. Покрытие цирка в Бухаресте

ского Промстройпроекта в 1963 г. построено несколько сборных куполов диаметром 32,5 м, высотой 7,1 м (рис. 7).

Купола собраны из 32 окаймленных ребрами сферических секторов-панелей длиной 16,6 м и шириной у опорного кольца 3,2 м. Толщина плиты — 30 мм, высота ребер — 300 мм, марка бетона 300. Опорное кольцо выполнено монолитным с арматурой класса АIIIв, напряженной электротермическим методом. Приведенная толщина бетона — 8,4 см, расход стали — 16,2 кг на 1 м².

Монтаж осуществлялся при помощи центральной опоры, поддерживающей верхнее кольцо купола. Панели-секторы устанавливались одновременно на нижнее и верхнее кольца купола по двум противоположным диаметрам, чтобы избежать одностороннего давления на центральную опору. Во избежание деформации опорного кольца на период монтажа оно было раскреплено несколькими диаметрными растяжками.

Аналогичные купола диаметром 40 м возведены над зданиями шламбассейнов на Красноярском и Сухоложском цементных заводах.

Строительство сборных куполов за рубежом осуществляется редко. Из сборных конструкций можно отметить купол диаметром 41 м и стрелой подъема 12 м над рынком в Сиди-Бель-Аббес (Алжир), собранный из четырнадцати ярусов трапециевидных ребристых плит [48].

Строительство волнистых куполов зонтичного типа представляет значительный архитектурный интерес благодаря выразительности конструкций. Из осуществленных за рубежом зонтичных куполов можно назвать покрытие рынка в Руайане (Франция) и цирка в Бухаресте (рис. 8). Купол цирка имеет диаметр 60 м и высоту 20,3 м. Очертание волн параболическое, купол выполнен монолитным в деревянной опалубке с опиранием на 16 колонн, связанных поверху железобетонным кольцом. Толщина плиты купола переменная — от 7 до 12 см.

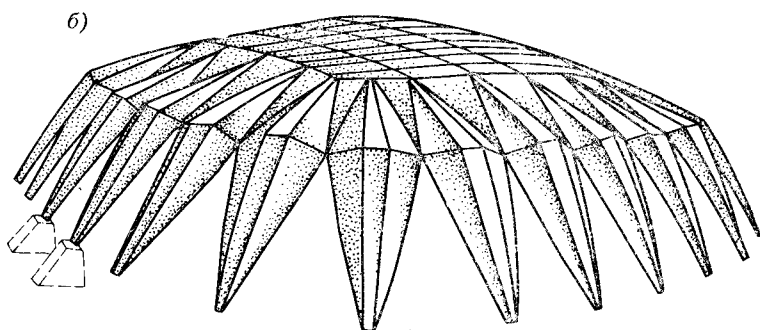
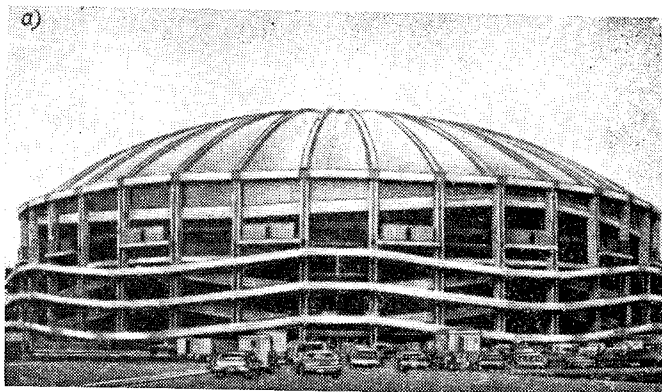


Рис. 9. Большепролетные купола

а — купол над стадионом в Сиэтле; б — купол над спортивным залом на Центральном стадионе им В. И. Ленина в Москве

Наибольшим из известных железобетонных куполов является монолитный купол диаметром 201,6 м и высотой 33,5 м, возведенный в 1976 г. (рис. 9, а) над стадионом в Сиэтле (США). Очертание купола принято по гиперболе. Купол из 40 секторов гиперболического очертания бетонировался на стальных, перемещающихся по кругу подмостях. Одновременно бетонировались четыре взаимно перпендикулярных сектора с массой одного сектора 1000 т. Купол оперт на железобетонное предварительно-напряженное кольцо шириной 7,3 м, покоящееся на 40 железобетонных колоннах. Купол снабжен 40 ребрами жесткости высотой 1,83 м, размещенных на стыках секторов. Толщина гиперболической оболочки сектора купола — 127 мм.

В суровых условиях Севера возведение монолитных куполов ограничивается коротким периодом положительных температур и необходимостью бетонирования в холодные периоды — с применением электропрогрева или противоморозных добавок. Для таких

сооружений необходимо тщательно проработать и неуклонно соблюдать график строительства.

В Москве на Центральном стадионе им. В. И. Ленина заканчивается строительство универсального спортивного зала для Олимпийских игр 1980 г. Здание в плане представляет собой квадрат со скругленными углами. Сторона квадрата — 88 м. Несущие конструкции здания представляют собой железобетонный купол-оболочку, также квадратную, со скругленными углами и стороной 48 м. Купол покоится на 28 железобетонных ромбических складчатых опорах. Высота сооружения до центра купола — 26 м. Вся конструкция собрана из ребристых цилиндрических плит. Ромбические опоры перед подъемом и установкой укрупнялись на уровне земли (рис. 9, б).

Приведенная толщина бетона сооружения — 23 см, расход стали — 50 кг на 1 м².

В заключение остановимся на оригинальной конструкции монолитных куполов (рис. 10) диаметром до 30 м, возводимых индустриальным методом при помощи пневматической опалубки системы «Бинишеллс» (Италия).

Последовательность работ по возведению купола:

1. Подготовка территории, включающая устройство сплошного жесткого пола на всей площади будущего купола, кольцевого фундамента и заглубленного в грунт кольцевого трубопровода, к которому крепится пневматическая опалубка.

2. Устройство станции нагнетания из вентиляторов низкого давления мощностью 10—15 кВт с подводом под полем купола труб из поливинилхлорида, подающих воздух под опалубку.

3. Укладка пневмоопалубки из армированного нейлоном неопрена, обладающего способностью упругого удлинения. Опалубка крепится к кольцевому трубопроводу с обеспечением плотного соединения.

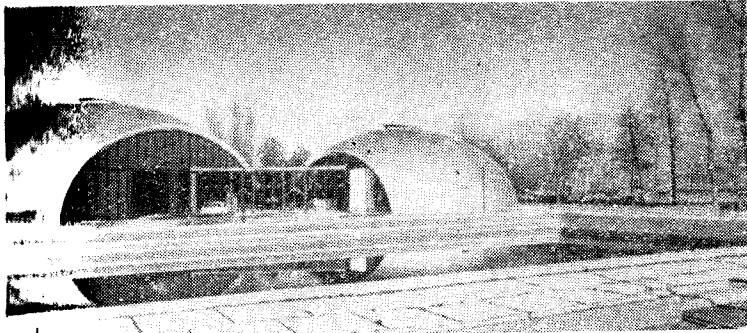
4. Укладка арматуры из стержней диаметром 4—8 мм попарно (с нахлестом) в проволочные спирали, способные растягиваться. Концы спиралей с арматурой прикрепляются к кольцевой арматуре фундамента, при надувании опалубки спирали растягиваются, а стержни, скользя внутри них, занимают проектное положение, обеспечивая необходимый нахлест в середине. Арматура веерообразно расходится из нескольких точек, равномерно размещенных по контуру, образуя сетку, покрывающую поверхность оболочки.

Назначение проволочных спиралей — обеспечение проектного положения арматуры, толщины бетона оболочки, предотвращение сползания бетона при подъеме и вибрировании, регулировка правильности формы будущего купола. При необходимости утепления плиты утеплителя раскладываются по неопреновой опалубке до укладки арматуры. В дальнейшем они сцепятся с бетоном.

5. Бетонирование заармированной поверхности подвижной бетонной смесью на мелком заполнителе с водоцементным отношением 0,5 и добавкой замедлителя схватывания.

6. Укладка по выровненной бетонной поверхности защитной пленки из поливинилхлорида, по контуру прикрепляемой к фундаменту. Назначение пленки — защита свежесложенного бетона от дождя и солнечной радиации, а также удержание его от сползания при подъеме и вибрации.

7. Укрепление в центре купола поверх защитной пленки поверхностных вибраторов, способных перемещаться по поверхности купола на роликовых шасси, так, чтобы обслуживаемые ими сек-



торы перехлестывались и можно было провибрировать всю поверхность оболочки.

8. Включение насосных установок, подающих воздух между полом и неопреновой опалубкой до тех пор, пока купол не примет необходимую форму.

9. Включение поверхностных вибраторов. Схватывание бетона осуществляется между двумя мембранами (верхней и нижней); при этом применяются устройства, регулирующие испарение воды и сроки схватывания. В результате получается плотная железобетонная оболочка без усадочных трещин.

10. Постепенный выпуск воздуха из-под купола после отверждения бетона. После этого опалубка и верхняя защитная пленка могут быть сняты. В готовой оболочке могут быть вырезаны циркулярной пилой отверстия — окна, двери. При необходимости обрамить отверстия арматуру закладывают заранее.

Купола такой конструкции могут быть сооружены как на уровне земли, так и на другой необходимой отметке. Весь процесс возведения купола осуществляется за 5—7 дней бригадой из 6—10 человек, что является особенно удобным для северных условий. Неопреновая опалубка может быть использована до 40—50 раз, необходимое оборудование можно привезти автотранспортом.

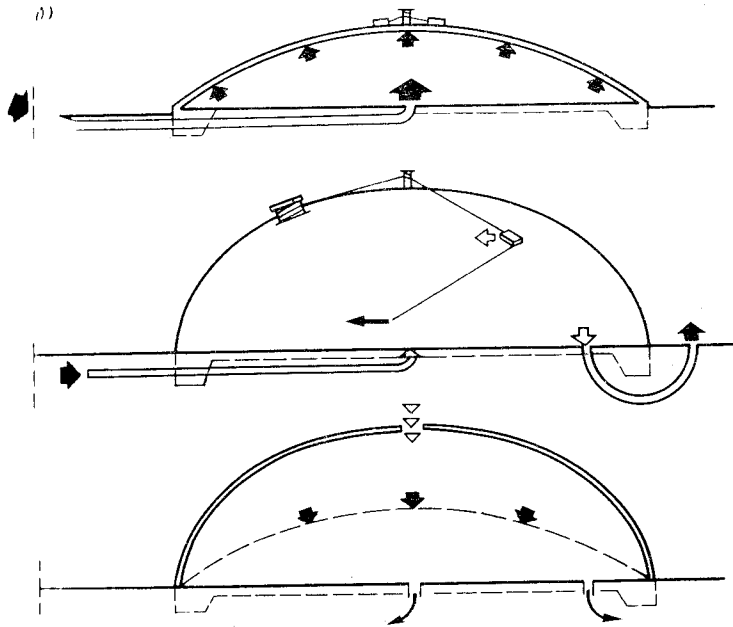


Рис. 10. Купола системы «Бинишеллс», возводимые на пневматической опалубке
a — общий вид; *b* — схема возведения

**ПОЛОГИЕ ОБОЛОЧКИ
ОТРИЦАТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ**

**§ 1. Геометрические характеристики некоторых
поверхностей с отрицательной гауссовой кривизной**

Поверхности с отрицательной гауссовой кривизной привлекают внимание инженеров и архитекторов не только оригинальностью, разнообразием и выразительностью архитектурных форм, но и замечательными свойствами, присущими этим поверхностям, главным из которых является линейчатость.

Будем называть поверхность линейчатой, если она может быть образована непрерывным скольжением прямой линии по некоторым направляющим. Простейшими примерами линейчатых поверхностей являются плоскость, цилиндр, конус.

Прямолинейные образующие позволяют набирать криволинейную поверхность опалубки из прямолинейных элементов — досок или брусков, уплотнять бетон в форме при помощи прямолинейной виброрейки, осуществлять вдоль них предварительное напряжение прямолинейной же арматуры, что весьма важно для современных железобетонных конструкций.

В целом линейчатые оболочки с поверхностями отрицательной гауссовой кривизны позволяют совместить преимущества пространственной работы тонкостенной конструкции двойкой кривизны с конструктивными удобствами, присущими поверхностям, обладающим прямолинейными образующими.

Наибольший интерес среди линейчатых поверхностей с отрицательной гауссовой кривизной представляют две поверхности второго порядка — гиперболический параболоид и однополостный гиперболоид вращения.

Гиперболический параболоид

Поверхность, выражаемая в прямоугольной системе координат уравнением

$$z = f_1 x^2/a^2 - f_2 y^2/b^2, \quad (III.1)$$

называется гиперболическим параболоидом (гипаром).

При $f_1 = f_2$ уравнение (III.1) приобретает вид

$$z = f(x^2/a^2 - y^2/b^2). \quad (III.1a)$$

Выражения (III.1) и (III.1a) являются уравнениями гиперболического параболоида, отнесенного к своим главным осям, xOz и yOz

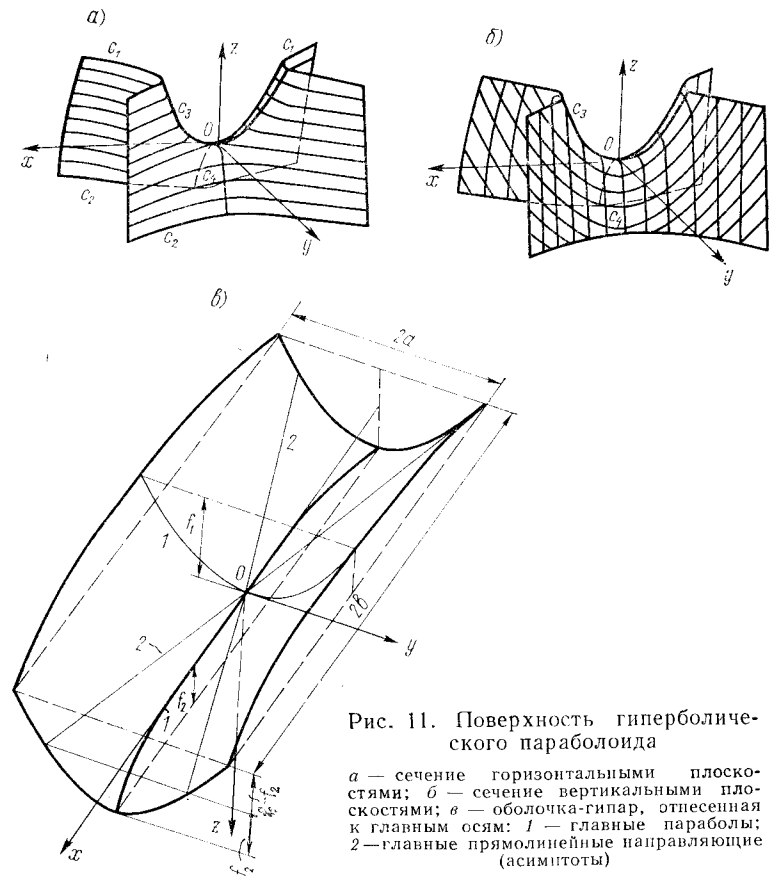


Рис. 11. Поверхность гиперболического параболоида

a — сечение горизонтальными плоскостями; b — сечение вертикальными плоскостями; θ — оболочка-гипар, отнесенная к главным осям; 1 — главные параболы; 2 — главные прямолинейные направляющие (асимптоты)

являются плоскостями симметрии, Oz — осью симметрии или осью гипара. Вершина гипара находится в начале координат.

Горизонтальная плоскость xOy пересекает поверхность гипара по двум прямым:

$$y = \pm kbx/a; z = 0, \quad (III.2)$$

где $k = \sqrt{f_1/f_2}$.

Горизонтальные плоскости $z = h_1, h_2, h_3, \dots$ параллельные xOy , пересекают поверхность по гиперболам C_1 , для которых прямые (III.2) являются асимптотами.

Такие же плоскости $z = -h_1, -h_2, -h_3, \dots$ пересекают гипар по гиперболам C_2 , сопряженным с предыдущими, причём прямые (III.2) по-прежнему являются их асимптотами (рис. 11).

Плоскость xOz пересекает поверхность (III.1) по параболе C_3 :

$$z = f_1 x^2/a^2. \quad (III.3)$$

Осью параболы является ось Oz ; вершина ее лежит в начале координат.

Сечение поверхности плоскостями, параллельными xOz , $y = y_1$, y_2 , $y_3 \dots$ и $y = -y_1, -y_2, -y_3 \dots$ приводит к семейству парабол конгруэнтных (III.3):

$$z = f_1 x^2 / a^2 - Z_{y_n}, \quad (III.3a)$$

где $Z_{y_n} = f_2 y_n^2 / b^2$.

Оси этих парабол параллельны Oz и пересекают Oy .

Точно так же плоскость yOz пересекает поверхность гиперболического параболоида по параболе C_4 :

$$z = -f_2 y^2 / b^2 \quad (III.4)$$

с осью Oz и вершиной в начале координат. Сечение поверхности плоскостями, параллельными yOz , также дает семейство парабол, конгруэнтных (III.4), оси которых параллельны Oz и пересекают Ox .

Уравнение этих парабол имеет вид

$$z = Z_{x_n} - f_2 y^2 / b^2, \quad (III.4a)$$

где $Z_{x_n} = f_1 x_n^2 / a^2$.

Вершины парабол (III.4a) расположены на главной параболе (III.3), в то время как вершины парабол (III.3a) расположены на главной параболе (III.4): поверхность может быть образована параллельным скольжением одной главной параболы по другой (рис. 11, б).

Плоскости обоих семейств парабол взаимно перпендикулярны, а оси их параллельны и противоположно направлены, поверхность гипара является поверхностью параллельного переноса, что позволяет бетонировать оболочку с помощью скользящего по криволинейным направляющим шаблона постоянного профиля.

Ниже без выводов приведены основные свойства прямолинейных образующих гипара (прямолинейной образующей называется прямая, все точки которой лежат на заданной поверхности):

1. Поверхность может быть образована скольжением прямой линии (образующей) по скрещивающимся в пространстве прямолинейным же направляющим.

Совокупность всех прямолинейных образующих, связанных с данными направляющими, называется семейством.

2. Поверхность гипара может быть образована двумя семействами взаимно пересекающихся прямолинейных образующих, причем прямые одного семейства служат направляющими для другого.

3. Две любые прямолинейные образующие одного семейства скрещиваются между собой.

4. Две любые прямолинейные образующие разных семейств пересекаются друг с другом.

5. Через любую точку поверхности гипара можно провести две и только две прямолинейные образующие, принадлежащих двум разным семействам.

6. Все прямолинейные образующие одного семейства параллельны направляющей плоскости, проходящей через одну из асимптот (III.2) и ось Oz .

Таким образом, две плоскости, проходящие через асимптоты (III.2) и ось гипара, характеризуют направление обоих семейств прямолинейных образующих.

Уравнение этих плоскостей

$$y = \pm kxb/a. \quad (III.5)$$

Уравнение плоскостей, параллельных (III.5), в которых лежат прямолинейные образующие, имеет вид

$$y = \pm kxb/a + c, \quad (III.6)$$

где c — произвольная величина.

Уравнение собственно прямолинейных образующих находится совместным решением уравнений (III.6) и (III.1).

На рис. 11, в изображена поверхность гиперболического параболоида (III.1), отнесенного к его главным осям. Здесь a и b — главные полуоси заданной поверхности; f_1 и f_2 — стрелки обенх главных парабол

$$z = f_1 x^2 / a^2 \text{ и } z = f_2 y^2 / b^2.$$

Если $f_1 = f_2 = f$, то уравнение поверхности приобретает вид (III.1a), а уравнение асимптот $y = \pm xb/a$; $z = 0$, т. е. асимптоты, являющиеся главными прямолинейными образующими, пройдут через углы участка поверхности, ограниченного полуосями a и b .

Если $a = b$ и $f_1 = f_2$, имеем равносторонний гиперболический параболоид; его асимптоты $y = \pm x$ располагаются под прямым углом друг к другу и под углом 45° к осям x и y .

Представляет значительный интерес уравнение гипара, отнесенного к косоугольной системе координат $x_* y_* z$, где оси x_* и y_* направлены вдоль обеих асимптот поверхности.

Тогда (рис. 12):

$$x = \cos \alpha (x_* + y_*); \quad y = -\sin \alpha (x_* - y_*);$$

$$\cos^2 \alpha = a^2 / (a^2 + b^2 f_1 / f_2) \text{ и } \sin^2 \alpha = (b^2 f_1 / f_2) / (a^2 + b^2 f_1 / f_2).$$

Подставив полученные значения в (III.1), получим уравнение гипара, отнесенного к асимптотам;

$$z = 4f_1 x_* y_* / (a^2 + b^2 f_1 / f_2) = \xi x_* y_*. \quad (III.7)$$

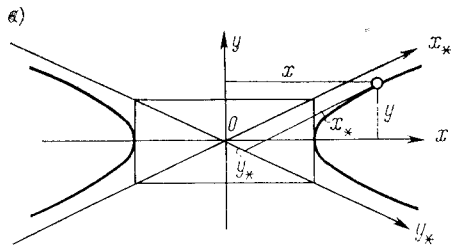
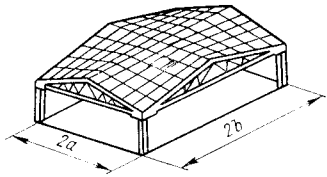


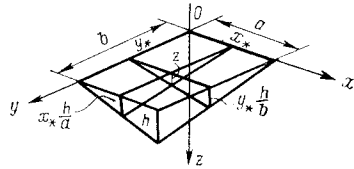
Рис. 12. Гипары, отнесенные к асимптотам

a — гипербола в косоугольной системе асимптотических координат (xOy — старая система координат; x_*Oy_* — новая система координат); *б* — покрытие на прямоугольном плане, состоящее из четырех конгруэнтных частей равностороннего гипара; *в* — геометрические обозначения

б)



в)



Это уравнение непосредственно показывает, что в поверхности гипара лежат два семейства прямых, параллельных координатным плоскостям x_*Oz и y_*Oz .

Как было сказано выше, асимптоты равностороннего гипара расположены под прямым углом друг к другу. Уравнение такого гипара, отнесенного к асимптотам, оказывается заданным в прямоугольной системе координат и имеет вид

$$z = hxy/(ab). \quad (III.8)$$

Обозначения показаны на рис. 12, б и в.

Площадь поверхности гипара, отнесенного к главным осям (рис. 11, в), может быть приближенно определена по формуле

$$F = 4ab [1 + (f_1^2/a^2 + f_2^2/b^2)/3]. \quad (III.9)$$

То же, для поверхности, отнесенной к асимптотам (рис. 12, в):

$$F = ab [1 + h^2 (1/a^2 + 1/b^2)/6]. \quad (III.10)$$

Однополостный гиперboloид вращения

Поверхность, образованная вращением гиперболы вокруг ее мнимой оси, называется однополостным гиперboloидом вращения. Его уравнение относительно центра имеет вид

$$x^2/r^2 + y^2/r^2 - z^2/c^2 = 1. \quad (III.11)$$

Если обозначить основные размеры гиперboloида по рис. 13, то уравнение (III.11) можно преобразовать:

$$x^2 + y^2 - (d^2 - r^2) z^2/a^2 = r^2. \quad (III.12)$$

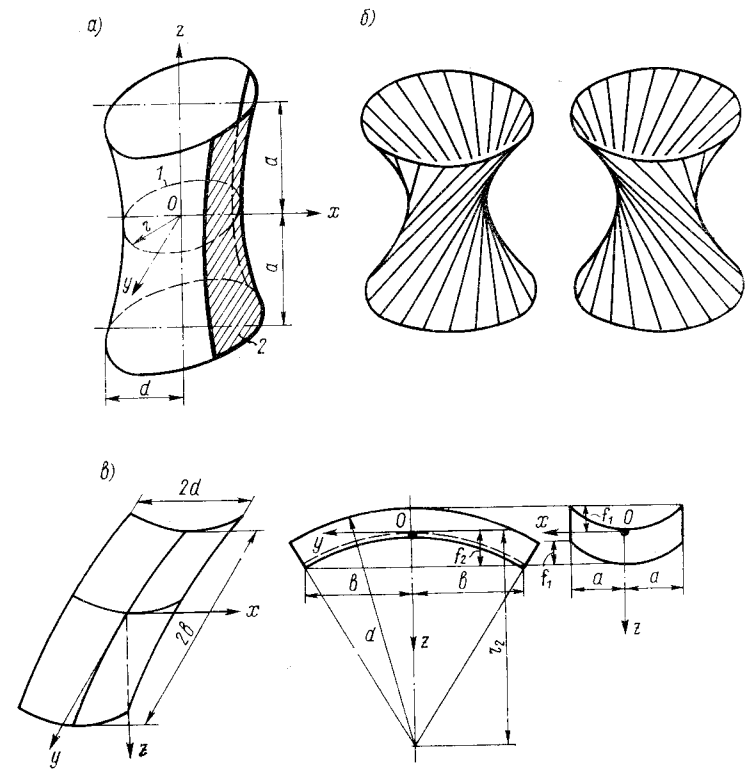


Рис. 13. Однополостный гиперboloид вращения

a — поверхность гиперboloида; *1* — горловой круг; *2* — часть поверхности, вырезанной двумя меридиональными сечениями; *б* — правое и левое семейства прямолинейных образующих; *в* — общий вид и ортогональные проекции поверхности, отнесенной к главным осям

Так как уравнениям (III.11) и (III.12) удовлетворяют точки с координатами $(\pm x, \pm y, \pm z)$ при любой комбинации знаков плюс и минус, то эта поверхность симметрична относительно любой плоскости, проходящей через ось Oz , и относительно плоскости xOy . Она является поверхностью вращения или кругового переноса в отличие от гиперболического параболоида, имеющего поверхность параллельного переноса.

Начало координат является центром симметрии гиперboloида, или просто его центром. Сечение его плоскостью xOy дает круг радиусом r , называемый горловым кругом; сечение плоскостями, параллельными xOy с ординатами $z = z_1, z_2, \dots, z_n$, дает круги радиусами

$$r_{z_n} = \sqrt{r^2 + (d^2 - r^2) z_n^2/a^2}. \quad (III.13)$$

Горловой круг является наименьшим из круговых сечений. Плоскость, проходящая через ось гиперboloида, пересекает его по образующей гиперболе

$$x^2 - (d^2 - r_2^2) z^2 / a^2 = r^2. \quad (\text{III.14})$$

Ордината x в (III.14) применена условно для случая, когда секущая плоскость совпадает с главной координатной плоскостью xOz .

Гиперboloид вращения является линейчатой поверхностью. Ниже без выводов приводятся основные свойства прямолинейных образующих на его поверхности:

1. Гиперboloид вращения может быть образован скольжением наклонной прямой по направляющим окружностям или, что то же самое, вращением наклонной прямой вокруг оси гиперboloида.

Поверхность может быть образована вращением прямой с левым и с правым наклоном (рис. 13, б) так, что все левые образующие составляют одно семейство, а все правые — другое.

2. Через каждую точку однополостного гиперboloида проходят, пересекаясь, две и только две его прямолинейные образующие, принадлежащие к разным семействам.

3. Две прямолинейные образующие, принадлежащие к разным семействам, лежат в одной плоскости и параллельны только в том случае, если проходят через диаметрально противоположные точки горлового круга.

4. Две прямолинейные образующие, принадлежащие к одному семейству, скрещиваются.

Гиперboloид вращения, как и гипар, применяется для многоволновых покрытий. Одна волна такого покрытия представлена на рис. 13, в. Если начало координат перенести в центр оболочки и направить оси так, как показано на рис. 13, в, то уравнение гиперboloида вращения примет вид

$$z^2 - 2r_2 z + y^2 - (d^2 - r_2^2) x^2 / a^2 = 0. \quad (\text{III.15})$$

Исходными размерами при проектировании обычно являются пролет $2b$, ширина волны $2a$ и стрелки кривых f_1 и f_2 .

Необходимые для составления уравнения (III.15) величины могут быть вычислены по формулам

$$\left. \begin{aligned} r_2 &= (b^2 + f_2^2) / (2f_2); \\ d &= r_2 + f_1. \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.16})$$

Прямолинейные образующие, проходящие через центр оболочки, будем называть главными. Уравнение их получим сечением поверхности (III.15) плоскостью $z = 0$:

$$y = \pm x \sqrt{d^2 - r_2^2} / a = \pm x \sqrt{2r_2 f_1 + f_1^2} / a. \quad (\text{III.17})$$

Если $b \geq \sqrt{d^2 - r_2^2}$, то главные прямолинейные образующие пересекают наружные края оболочки в четырех точках с координатами

$$x = \pm a; \quad y = \pm \sqrt{d^2 - r_2^2} = \pm \sqrt{2r_2 f_1 + f_1^2}.$$

Если $b < \sqrt{d^2 - r_2^2}$, то образующие пересекают контур оболочки

$$\text{в точках } x = \pm a b r_2 / [(r_2 - f_2) \sqrt{d^2 - r_2^2}]; \quad y = \pm b r_2 / (r_2 - f_2).$$

Тор

Поверхность тора при пологих оболочках весьма близка по очертанию к поверхности однополостного гиперboloида вращения. Образуется вращением круга вокруг оси, лежащей в его плоскости. Тор — поверхность переменной кривизны, внешняя часть ее имеет положительную кривизну, внутренняя — отрицательную.

Тороидальные поверхности могут применяться в многоволновых покрытиях. Такие поверхности не являются линейчатыми и прямолинейных образующих не имеют. По очертанию тороидальная поверхность аналогична поверхности однополостного гиперboloида вращения, (рис. 13, в) и отличается от нее тем, что обе кривые, изображенные на рисунке, являются окружностями радиусами r_1 и r_2 .

Тор — поверхность четвертого порядка, уравнение его в системе координат, показанной на рис. 13, в, имеет вид

$$x^2 + y^2 + z^2 - 2r_2 z + 2r_2^2 + 2r_1 r_2 = 2(r_1 + r_2) \sqrt{y^2 + (r_2 - z)^2}. \quad (\text{III.18})$$

Радиусы r_1 и r_2 связаны со стрелками кривых и размерами оболочки в плане следующими соотношениями:

$$\left. \begin{aligned} r_2 &= (b^2 + f_2^2) / (2f_2); \\ r_1 &= (a^2 + f_1^2) / (2f_1). \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.19})$$

Круговая поверхность параллельного переноса

Тор, подобно однополостному гиперboloиду, является поверхностью вращения или кругового переноса. Можно представить себе также круговую поверхность параллельного переноса, близкую по очертанию к поверхности гиперболического параболоида

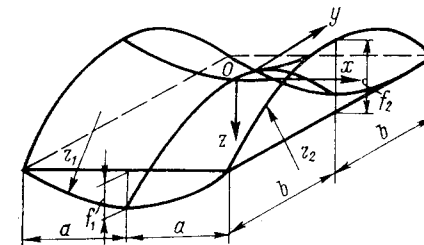


Рис. 14. Круговая поверхность переноса с отрицательной кривизной на прямоугольном плане

(рис. 14), где один круг является направляющим, другой — образующим поверхность.

Уравнение этой поверхности (также четвертого порядка) имеет вид

$$z = r_1 - r_2 - \sqrt{r_1^2 - x^2} - \sqrt{r_2^2 - y^2}. \quad (\text{III.20})$$

Стрелки окружностей и размеры оболочки в плане связаны с радиусами кривизны формулами (III.19).

§ 2. Оболочки с отрицательной гауссовой кривизной, применяемые в строительстве

Гипары, отнесенные к асимптотам

Покрытия с поверхностями равностороннего гиперболического параболоида, отнесенного к асимптотам, могут быть образованы из одного, двух и четырех конгруэнтных элементов, как показано на рис. 15.

Конструкции такого вида удобны для перекрытия помещений с квадратным или прямоугольным планом и могут набираться из повторяющихся однотипных элементов в виде прямоугольных или квадратных в плане плит — «скрученных» прямоугольников, окаймленных прямолинейными ребрами. Оболочка снабжается по контуру или по диагоналям затяжками, обеспечивающими общую неизменяемость системы. При значительных размерах покрытия используются треугольные контурные фермы (см. рис. 12, б). В этих оболочках контурные или диагональные затяжки обычно выполняются предварительно-напряженными.

Основным преимуществом этого вида покрытий является простота изготовления: опалубка плит может быть набрана из прямолинейных элементов, все контурные ребра также прямолинейны. Формование плит — «скрученных» прямоугольников — осуществляется с помощью прямолинейной виброрейки или вибронасадки.

Примеры, приведенные на рис. 15, далеко не исчерпывают всех возможностей оболочек описываемого вида. Кроме оболочек с поверхностями равносторонних гипаров, применяются также оболочки, в которых асимптоты пересекаются под любым углом. Покрытие может быть скомпоновано из пяти и более ромбовидных элементов. Такие покрытия применяются для индивидуальных проектов зданий с многоугольным планом. В зданиях с прямоугольным планом ромбические линейчатые панели могут быть использованы также в сводчатых покрытиях по типу, показанному на рис. 16.

Оболочки-гипары, отнесенные к главным осям

Седлообразные оболочки применяются главным образом в качестве элементов многоволновых покрытий (рис. 17, а) и при $b/a \geq 4$ обладают рядом преимуществ. Оболочки с поверхностью

переноса могут бетонироваться с помощью виброшаблона постоянного профиля; стык соседних волн совпадает с гребнем, что облегчает отвод воды и обеспечивает места стыков от протечки, а также позволяет применять безрулонные кровли; наличие прямолинейных образующих дает возможность осуществлять предварительное напряжение гипаров.

Многоволновые покрытия подразделяются на два вида — распорные оболочки, снабженные затяжками по линии опор, и балоч-

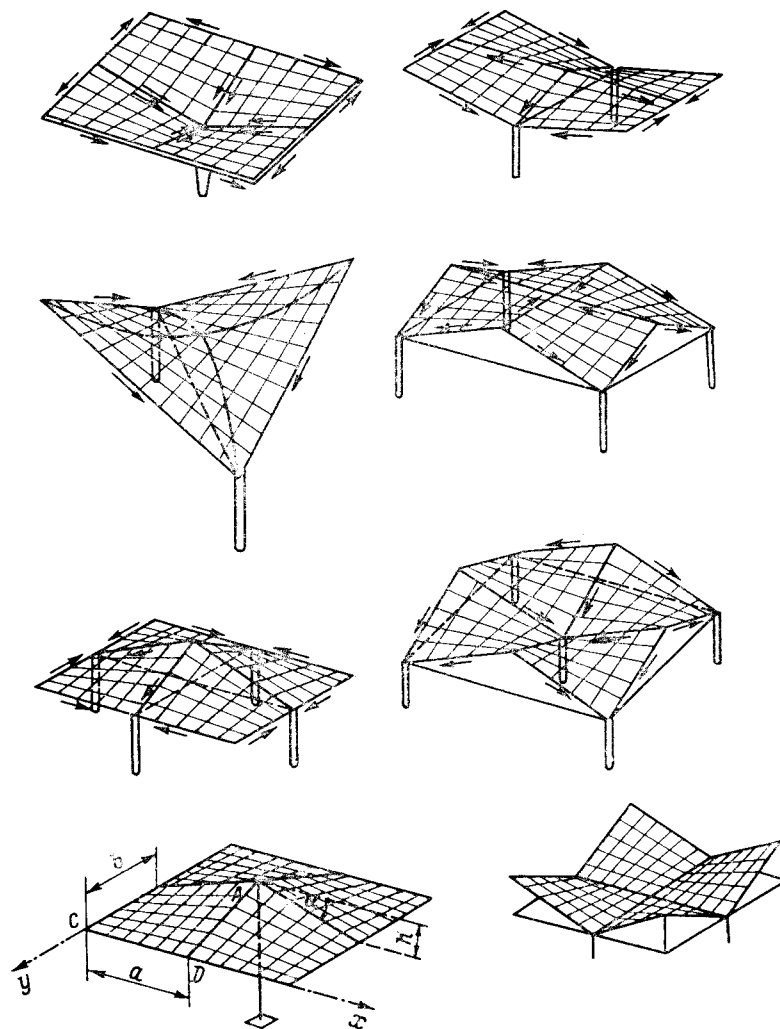


Рис. 15. Покрытия, компонуемые из одного или нескольких гипаров, отнесенных к асимптотам

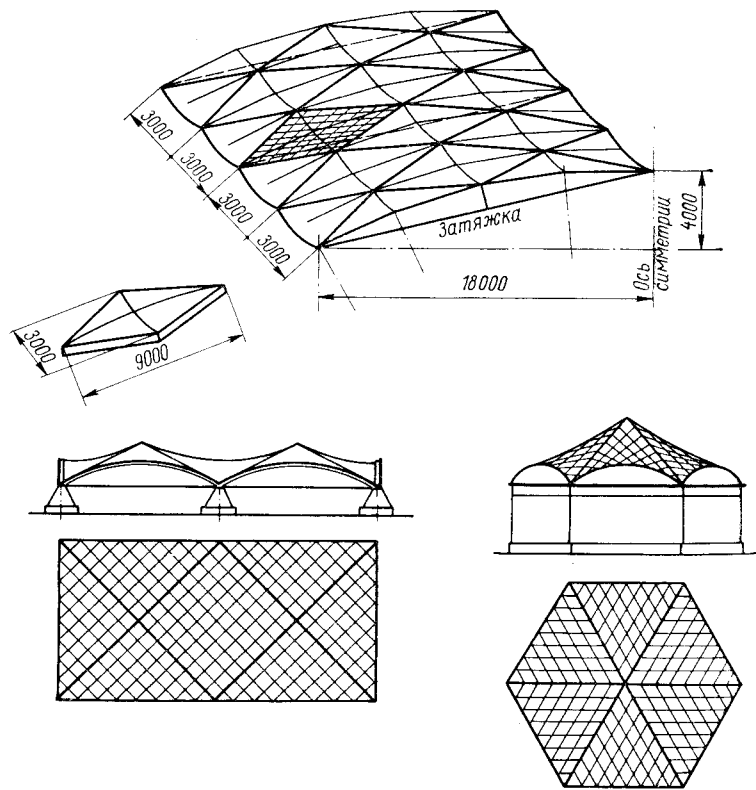


Рис. 16. Примеры сложных покрытий, скомпонованных из гиперболических поверхностей

ные панели-оболочки с предварительным напряжением, не имеющие затяжек. Применяется также промежуточный вид — «килевые» панели, снабженные затяжкой, обетонированной в вертикальном продольном ребре-киле. Наличие ребра-киля позволяет уменьшить общую толщину оболочки за счет переноса напрягаемой арматуры в киль, и, кроме того, увеличивает расчетную высоту панели.

Выбирая поверхность седлообразных оболочек, следует иметь в виду, что некилевые напрягаемые оболочки обязательно должны иметь прямолинейные образующие, т. е. их поверхность должна быть либо гиперболическим параболоидом, либо гиперболоидом вращения. Первая является поверхностью параллельного переноса, вторая — кругового. Выбор той или иной поверхности зависит главным образом от способа бетонирования — типа профилера. На выбор вида поверхности может повлиять также очертание опорной кривой. Так, например, в поверхностях параллельного пере-

носа опорные кривые (парабола или круг) вертикальны, тогда как в поверхностях вращения опорные кривые (гипербола или круг) наклонены так, что образуют прямой угол с касательной к продольной оси оболочки.

Поверхности вращения (гиперболоид, тор) удобно применять в тех случаях, когда оболочка набирается из нескольких одинаковых элементов, т. е. когда волна очерченной по радиусу оболочки рассекается на элементы меридиональными сечениями. При достаточно пологих очертаниях поверхности все три кривые — парабола, гипербола и круг — практически сливаются. Таким образом, при

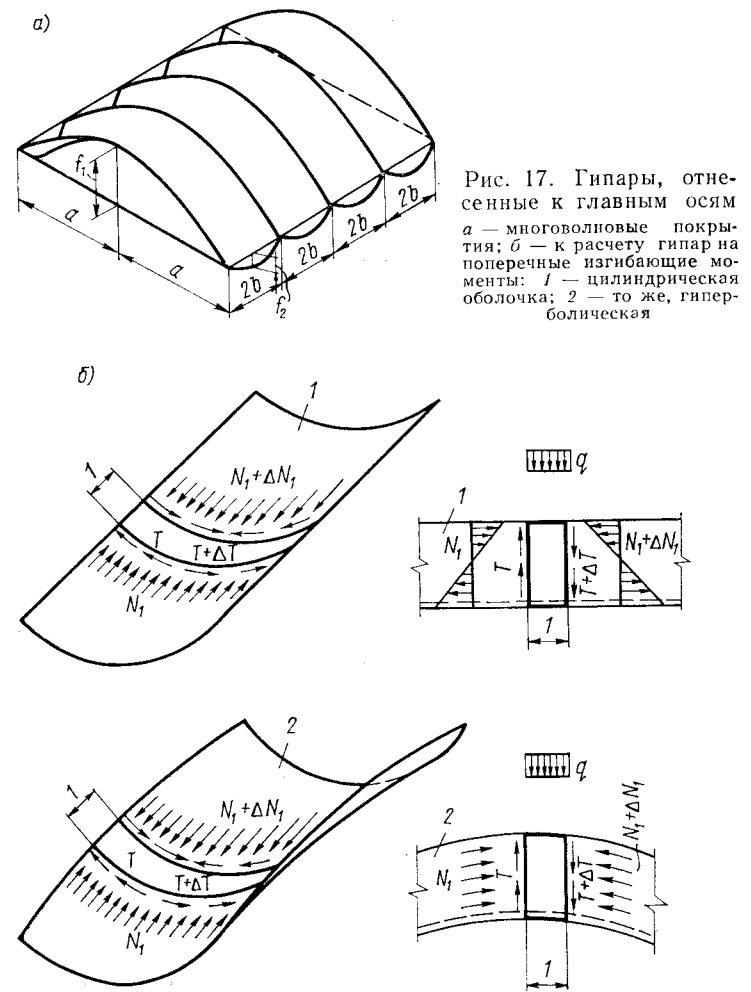


Рис. 17. Гипары, отнесенные к главным осям a — многоволновые покрытия; b — к расчету гипар на поперечные изгибающие моменты: 1 — цилиндрическая оболочка; 2 — то же, гиперболическая

$a/f_1 \geq 3$ и $b/f_2 \geq 3$ оболочку можно рассчитывать как гиперболический параболоид, а конструировать как тор.

В оболочках с напрягаемой арматурой, расположенной вдоль прямолинейных образующих, рекомендуется в соответствии с расчетными положениями выполнять поверхность гиперболической.

§ 3. Расчет ползгих оболочек с поверхностью отрицательной гауссовой кривизны. Устойчивость оболочек

Ниже рассматривается расчет пологих оболочек отрицательной кривизны, ибо пологие покрытия чаще применяются в строительстве, чем подъемистые, так как они позволяют свести к минимуму неиспользуемый объем здания в пределах оболочки. Кроме того, при пологих покрытиях нет опасности сползания кровельного ковра на крутых скатах в теплое время года.

Важно и то, что при расчете пологих оболочек исходные дифференциальные уравнения существенно упрощаются, соответственно упрощаются и расчетные формулы.

Пологой мы будем называть такую оболочку, стрела подъема которой невелика по сравнению с ее линейными размерами:

$$f_1 \ll a/5 \quad \text{и} \quad f_2 \ll b/5.$$

Тогда

$$(\partial z / \partial x)^2 \ll 1 \quad \text{и} \quad (\partial z / \partial y)^2 \ll 1.$$

Пренебрегая квадратами производных и их произведениями, мы тем самым вводим предположение о равенстве геометрии криволинейной поверхности и ее проекции на горизонтальную плоскость, т. е. полагаем $ds_1 \approx dx$ и $ds_2 \approx dy$. Условия равновесия пространственного элемента приближенно заменяются условиями равновесия его горизонтальной проекции.

Оболочки с отрицательной кривизной могут быть рассчитаны по моментной или безмоментной теории.

Общая теория расчета пологих гиперболических оболочек по моментной теории разработана В. З. Власовым. В основу теории расчета положены следующие предпосылки:

рассчитываются пологие оболочки, в которых размерность по кривой отождествляется с ее проекцией;

главные кривизны оболочки постоянны, т. е. $K_1 = C_1$ и $K_2 = C_2$, где C_1 и C_2 — константы.

Решение приводит к системе из шести дифференциальных уравнений четвертого порядка относительно некоторой функции $F(x, y)$, которая, в свою очередь, определяется уравнением восьмого порядка.

Решая это уравнение, необходимо задать условия закрепления оболочки на контуре, что позволяет найти восемь постоянных интегрирования искомой функции $F(x, y)$. Если контур является

жестким в вертикальной плоскости и податливым в горизонтальной при шарнирном закреплении оболочки к контуру, то решение получается в виде двойных тригонометрических рядов, аналогичное полученному В. З. Власовым для пологих оболочек с положительной кривизной. По безмоментной теории расчет гиперболических оболочек значительно упрощается, и это является главной причиной довольно широкого применения этого метода. К сожалению, метод этот весьма несовершенен, о чем будет сказано ниже.

В соответствии с безмоментной теорией дифференциальные уравнения равновесия пологой оболочки, находящейся под действием равномерно распределенной вертикальной нагрузки, имеют вид:

$$N_1 = \partial^2 F / \partial y^2; \quad N_2 = \partial^2 F / \partial x^2; \quad S = \partial^2 F / (\partial x \partial y), \quad (\text{III.21})$$

где N_1 и N_2 — нормальные усилия, действующие параллельно осям x и y ; S — сдвигающие усилия.

Неизвестная функция F , определяющая все усилия, может быть найдена из уравнения

$$\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \cdot \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} - 2 \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \cdot \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} + q_z = 0. \quad (\text{III.22})$$

Расчет гипара, отнесенного к главным образующим (асимптотам)

Для равностороннего гипара (III.8), отнесенного к асимптотам, легко видеть, что:

$$\partial^2 z / \partial x^2 = \partial^2 z / \partial y^2 = 0 \quad \text{и} \quad \partial^2 z / (\partial x \partial y) = h / (ab), \quad (\text{III.23})$$

откуда (III.22) принимает вид

$$-\partial^2 F / (\partial x \partial y) \cdot 2h / (ab) = -q_z,$$

или

$$S = -q_z ab / (2h). \quad (\text{III.24})$$

Сдвигающая сила оказывается постоянной по всей поверхности оболочки. Интегрируя третью формулу (III.21) по y , имеем

$$\partial F / \partial x = -Sy + f_1(x),$$

откуда

$$N_2 = \partial^2 F / \partial x^2 = \partial f_1(x) / \partial x = [F_1(x)]; \quad (\text{III.25})$$

$$N_1 = F_2(y).$$

аналогично

Усилия N_1 и N_2 оказываются произвольными функциями, зависящими только от одной ординаты. Усилия N_1 , действующие параллельно оси x , зависят только от ординаты y . Следовательно, для некоторой закрепленной ординаты y усилия должны сохранять постоянное значение от одного края оболочки до другого. Аналогичный вывод справедлив для усилий N_2 .

Если положить, что контур оболочки весьма податлив в горизонтальной плоскости, то на контуре оболочки, а следовательно, по всей ее поверхности нормальные усилия обращаются в ноль.

Итак, полагая гиперболическая оболочка под действием равномерно распределенной вертикальной нагрузки находится в напряженном состоянии, характеризуемом только сдвигающими усилиями постоянной интенсивности (чистый сдвиг). Отсюда следует, что главные напряжения по интенсивности равны сдвигающим и направлены под углом 45° к ним, т. е. параллельны направлениям главных парабол. По направлению выпуклой параболы действуют сжимающие усилия, а по направлению вогнутой — растягивающие.

Рассмотрим усилия, действующие в контурном элементе оболочки. В соответствии с напряженным состоянием на контуре оболочки действуют только сдвигающие усилия; в результате контурный элемент испытывает продольное сжатие или растяжение. В системе, изображенной на рис. 12, б и состоящей из четырех конгруэнтных гипаров, контурные элементы сжаты в направлении к опорам. На рис. 15 стрелки показывают направление сжимающих усилий. Усилие сжатия наружного контурного ребра a на рис. 12, б меняется от нуля на оси симметрии системы до максимального значения у опоры

$$\left. \begin{aligned} N_{ак}^{\max} &= Sa \sqrt{1 + (h/a)^2}; \\ N_{бк}^{\max} &= Sb \sqrt{1 + (h/b)^2}. \end{aligned} \right\} \quad (III.26)$$

Расположенные по осям симметрии ребра системы испытывают сжатие, изменяющееся от нуля у конька контурной фермы до максимального значения в центре системы, равного:

$$\left. \begin{aligned} N_{ac}^{\max} &= Sa; \\ N_{bc}^{\max} &= Sb. \end{aligned} \right\} \quad (III.27)$$

В контурных затяжках усилия могут быть получены из условия равновесия опорного узла — растяжение в затяжке равно горизонтальной составляющей сжимающего усилия в контурном ребре:

$$\left. \begin{aligned} H_a &= Sa = qa^2b/(2h); \\ H_b &= Sb = qab^2/(2h). \end{aligned} \right\} \quad (III.28)$$

Интересно отметить, что тот же результат может быть получен, если усилие в затяжках определить как для трехшарнирной арочной системы пролетом $2a$ и $2b$ и стрелой подъема h .

Арматура в плите оболочки подбирается по главным растягивающим усилиям так, чтобы воспринять их полностью.

Удобно стержни арматурной сетки направлять параллельно образующим поверхности оболочки. Раскладывая главные растягивающие усилия по направлениям образующих, получим сетку,

в которой стержни каждого из двух взаимно перпендикулярных направлений должны быть рассчитаны на восприятие полных растягивающих усилий:

$$F_a = 100N_{г.р}/R_a = 100q_2ab/(2hR_a), \quad (III.29)$$

где F_a — сечение арматуры одного направления.

Боковые грани ребер панелей, передающих в стыках сдвигающие усилия, рекомендуется снабжать выступами, образующими бетонные шпонки при замоноличивании.

Расчет шпонок ведется по формулам:

на смятие

$$\left. \begin{aligned} Q_{сдв} &\leq R_{пр}b_{ш}\delta_{ш}n_{ш}; \\ Q_{сдв} &\leq 2R_{р}b_{ш}l_{ш}n_{ш}. \end{aligned} \right\} \quad (III.30)$$

на срез

где $b_{ш}$ — ширина шпонки; $\delta_{ш}$ — глубина; $l_{ш}$ — длина; $n_{ш}$ — число шпонок.

При равномерной и одинаковой нагрузке на все четыре элемента гиперболоида система оказывается уравновешенной.

При неравномерной или односторонней нагрузке система не может быть уравновешена средствами безмоментной теории. Не следует, однако, думать, что при симметричной равномерно распределенной нагрузке удовлетворяются все условия равновесия и неразрывности деформаций оболочек. Особенно сильно несовершенство безмоментной теории сказывается на контуре оболочки. Рассмотрим напряженное состояние двух соседних точек, одна из которых принадлежит контуру, а другая — оболочке: первая испытывает сжатие, тогда как вторая не может, согласно безмоментной теории, испытывать сжимающих напряжений вдоль образующей. Условия неразрывности напряжений и деформаций оказываются неудовлетворенными.

В системе, изображенной на рис. 12, рассмотрим средние контурные ребра четырех поверхностей. Согласно безмоментной теории собственный вес этих ребер не может быть уравновешен усилиями в оболочке (край оболочки не воспринимает поперечную нагрузку), а нормальные усилия в оболочке должны быть равны нулю (иначе окажется невозможным равновесие на ее наружном контуре). В центре системы уравновесить вес средних ребер нормальными усилиями невозможно еще и потому, что здесь оболочка примыкает к ребрам горизонтально и, если бы нормальные к ребрам усилия могли возникнуть, они должны были бы бесконечно возрасти. Очевидно, что эти зоны являются существенно моментными.

Рассматривая конструкции, показанные на рис. 15, легко увидеть аналогичные несоответствия, к которым приводит безмоментная теория при их расчете.

Из сказанного следует, что системы подобного типа необходимо проектировать с большой осторожностью, тщательно взвешивая условия равновесия, жесткости и неизменяемости конструкции

в целом. Неверно, однако, делать вывод об изменяемости и недопустимости применения таких конструкций, ибо они неоднократно строились и успешно испытывались, в том числе и на действие односторонней нагрузки. Очевидно, расчета таких систем по безмоментной теории недостаточно. Если эта теория неплохо подтверждается практикой в средней зоне оболочки при равномерной нагрузке, то вблизи контура расчет по безмоментной теории приводит к существенным несоответствиям даже при равномерной нагрузке. При действии на оболочку односторонней или сосредоточенной нагрузки пользоваться безмоментной теорией нельзя.

При проектировании систем, аналогичных изображенным на рис. 12 и 15, следует пользоваться более точной моментной теорией расчета [1] или использовать опыт ранее возведенных конструкций и результаты проведенных экспериментов.

Расчет оболочек с поверхностями отрицательной гауссовой кривизны, отнесенными к главным осям

Оболочки с поверхностями отрицательной кривизны, отнесенными к их главным осям, применяются главным образом для многоволновых покрытий.

При отношении $b/a \geq 4$ (рис. 14) такие оболочки могут быть рассчитаны как линейные конструкции: балки, двух- или трехшарнирные арки с затяжками. Двух- или трехшарнирные многоволновые распорные своды с затяжками или несмещаемыми шарнирными опорами могут быть рассчитаны по гл. V работы [21].

Рассмотрим расчет многоволновых или одиночных оболочек с гиперболической поверхностью и напряжением вдоль прямолинейных образующих. Как сказано выше, для таких конструкций целесообразно применять поверхности гипара или однополостного гиперболоида вращения. Они обладают двумя семействами прямолинейных образующих, вдоль которых может быть размещена напрягаемая арматура.

Выбирая геометрию гипара, удобно придать ему такую кривизну, чтобы центр напрягаемой арматуры в середине пролета проходил через центр оболочки (начало ее координат), а у опор пересекал центр тяжести ее сечения (балочную ось оболочки). Тогда положение центра тяжести напрягаемой арматуры относительно криволинейной оси оболочки будет по ее длине меняться по параболе, т. е. пропорционально эпюре изгибающих моментов от равномерно распределенной нагрузки (рис. 18). Оболочку можно рассматривать как пологую арку с затяжкой или же как прямолинейную балку с криволинейной напрягаемой арматурой (рис. 18, б, в).

В оболочке с поверхностью гиперболоида вращения положение арматуры относительно оси оболочки меняется по пологой окружности. Очертание пологой параболы мало отличается от окружности, т. е. практически применение обеих поверхностей равноценно. В тонкостенной оболочке — гипаре — необходимо выяснить во-

прос о величине поперечных изгибающих моментов. Рассмотрим изгиб в поперечном направлении двух оболочек — цилиндрической и гиперболического параболоида (рис. 17, б). Для этого вырежем из каждой оболочки элемент длиной, равной единице. Он находится в равновесии под действием внешней нагрузки, сдвигающих и нормальных сил. Сдвигающие силы, действующие на элемент по обоим его сечениям, направлены противоположно и меняются по величине пропорционально перерезывающей силе. Будем учитывать не абсолютную величину сдвигающих сил, действующих на элемент, а только приращение ΔS , равное их разности по обоим се-

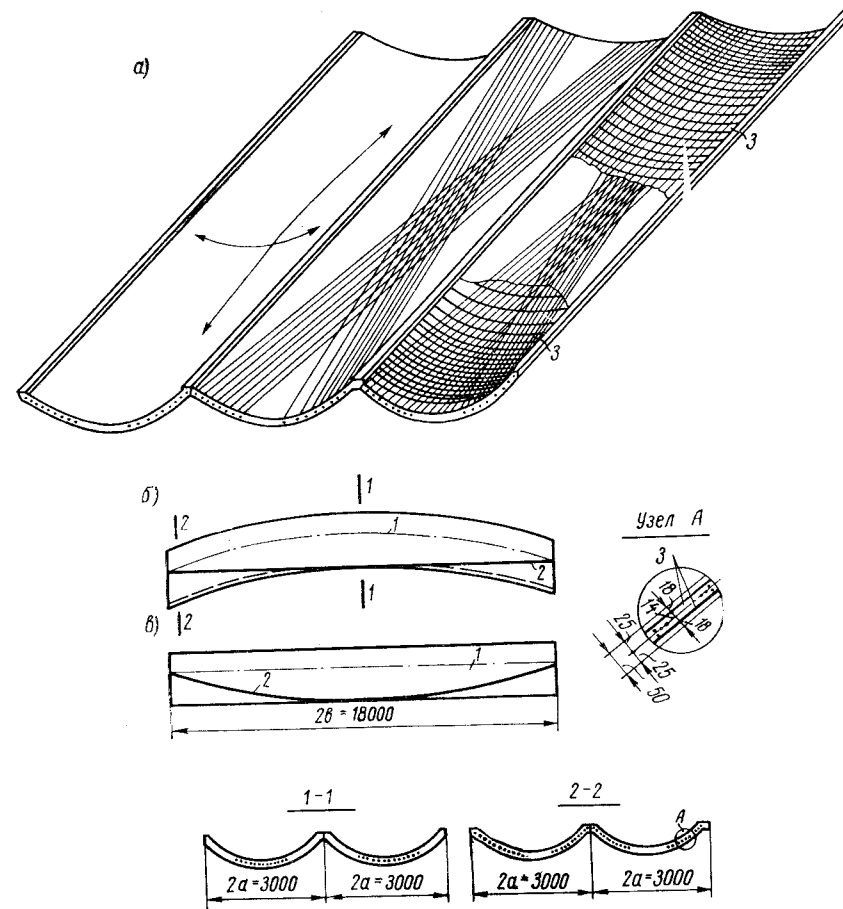


Рис. 18. Гипары размером 3×18 м

а — аксонометрия и характер армирования; б — вид гипара сбоку — аналогия с пологой аркой и затяжкой; в — аналогия гипара с прямолинейной балкой и криволинейной напрягаемой арматурой; 1 — геометрическая ось панели; 2 — центр напрягаемой арматуры; 3 — арматурные сетки

чениям элемента. Приращение не зависит от положения элемента; при равномерно распределенной нагрузке оно одинаково для всех элементов длины оболочки.

Равновесие сил, действующих на элемент цилиндрической оболочки, рассмотрено в работе [21] и может быть сформулировано так: внешняя нагрузка, приходящаяся на элемент длины оболочки, уравнивается проекциями сдвигающих сил ΔS на вертикальную ось. Нормальные силы N в условии равновесия не входят. Поперечные изгибающие моменты в любом сечении элемента есть сумма моментов внешней нагрузки и сдвигающих сил, действующих с одной стороны этого сечения.

Аналогичные рассуждения могут быть приведены и для гипара. Однако в этом случае нормальные силы благодаря кривизне оси оболочки также входят в уравнение равновесия. В сечении оболочки действует существенная по величине сжимающая сила, уравнивающая почти всю внешнюю нагрузку. Если рассматривать оболочку как пологую арку с практически нерастяжимой (за счет предварительного напряжения и связи с бетоном) затяжкой, то очевидно, что равномерная нагрузка уравнивается нормальными силами, сжимающими тело арки, которая при равномерной нагрузке почти не испытывает ни изгибающих моментов, ни соответствующих им поперечных сил. При неравномерной нагрузке в теле арки возникают перерезывающие силы, уравнивающие соответствующую долю внешней нагрузки. В результате в сечении волны возникают поперечные изгибающие моменты.

Рассмотрим одностороннюю снеговую нагрузку, действующую на половине длины оболочки, заменив ее суммой двух равномерно распределенных по длине нагрузок: симметричной и обратносимметричной. Поперечные силы в арке возникнут только под действием обратносимметричной нагрузки. Последняя не вызывает усилий в затяжке: арка работает как балка на изгибающие моменты и перерезывающие силы. Если интенсивность обратносимметричной нагрузки есть $p_{o,c}$, то и приращение поперечной силы на единице длины оболочки $\Delta Q = p_{o,c} \cdot l$.

Распределение сдвигающих сил по поперечному сечению оболочки с достаточной для практики точностью можно принимать по закону Журавского: $\Delta T = \Delta QS/(2l)$.

Поперечные изгибающие моменты вычисляются от действия внешней нагрузки $p_{o,c}$ и от приращения сдвигающих сил ΔT . Сдвигающие усилия, а соответственно, и изгибающие моменты в гипаре в несколько раз меньше, чем в цилиндрической оболочке; это позволяет выполнять гиперболические оболочки гладкими — без ребер, обычно обеспечивающих поперечную жесткость оболочек.

Следует отметить, что гладкие напряженные оболочки — гипары неоднократно испытывались как за рубежом [79], так и в Советском Союзе (работы НИИСК, г. Киев). При испытаниях были подтверждены достаточная жесткость оболочек и весьма малые поперечные изгибающие моменты.

Как было показано, оболочки отрицательной кривизны испытывают в направлении выпуклых кривых сжатие, а в направлении вогнутых — растяжение. Устойчивость гиперболических оболочек практически обеспечена, так как растянутые волокна удерживают сжатые от потери устойчивости. Рассматриваемые конструкции не нуждаются в устройстве ребер, обеспечивающих устойчивость сжатых тонкостенных оболочек нулевой и положительной кривизны.

§ 4. Указания по конструированию

Оболочки, отнесенные к асимптотам

Сборные оболочки — гипары, отнесенные к асимптотам, удобно собирать из прямоугольных в плане плит — «скрученных» прямоугольников, окаймленных ребрами, обеспечивающими их жесткость при транспортировке и монтаже. Толщину плиты следует принимать не менее 25 мм. Окаймляющие ребра рекомендуется выполнять с выступами и шпонками, передающими сдвигающие усилия. Для удобства сборки панели оболочки снабжают закладными элементами, свариваемыми до замоноличивания швов. Возможно также соединение панелей на болтах. Плита может быть армирована сварными сетками с прямоугольным размещением стержней из холоднотянутой проволоки, ребра — плоскими сварными арматурными каркасами.

Примыкание плиты к ребрам следует делать с плавным утолщением, все углы рекомендуется скруглять.

Затяжки оболочек малых пролетов можно выполнять стальными из стержневой арматуры. При этом следует, однако, помнить, что не защищенные бетоном затяжки снижают общую огнестойкость покрытия. При значительных пролетах оболочек затяжки рекомендуется выполнять железобетонными предварительно-напряженными.

Затяжки должны быть тщательно центрированы в опорных узлах, особенно там, где сходятся затяжки двух взаимно перпендикулярных направлений.

Для оболочек рекомендуется применять бетон марки не ниже 300, для предварительно-напряженных элементов — бетон марки не ниже 400.

Толщину монолитных оболочек следует принимать не менее 50 мм при марке бетона не ниже 250.

Оболочки, отнесенные к главным осям

Толщина оболочки выбирается в зависимости от толщины арматурного пакета с учетом необходимого защитного слоя, но не менее 35 мм. Если напрягаемая арматура располагается в скорлупе

оболочек вдоль прямолинейных образующих гипара, то толщина плиты выбирается не менее 50 мм.

Вдоль наружных продольных краев оболочки рекомендуется предусматривать утолщения, обеспечивающие необходимую площадь сжатого бетона и облегчающие устройство стыка двух соседних волн. Соединение соседних волн следует выполнять с помощью сварки закладных элементов и выпусков арматуры в шов между оболочками.

В качестве напрягаемой арматуры рекомендуется использовать пряди малого диаметра или струны. Для килевых оболочек можно применять пряди, двухпрядные канаты и стержневую арматуру.

Для ненапрягаемой арматуры применяют обычно сварные сетки из проволоки диаметром 3—4 мм. Вблизи опор шаг поперечных стержней в сетках рекомендуется уменьшать.

При необходимости устройства в оболочках отверстий диаметром до 700 мм их располагают так, чтобы не перерезать напрягаемую арматуру и не нарушать сжатую зону бетона. Вокруг отверстия следует ставить кольцевую арматуру и делать усиливающий бетонный бортик.

На многоволновых оболочках обычно устраивают зенитные фанари, располагая полосы остекления между волнами.

§ 5. Примеры осуществленных оболочек с поверхностями отрицательной гауссовой кривизны

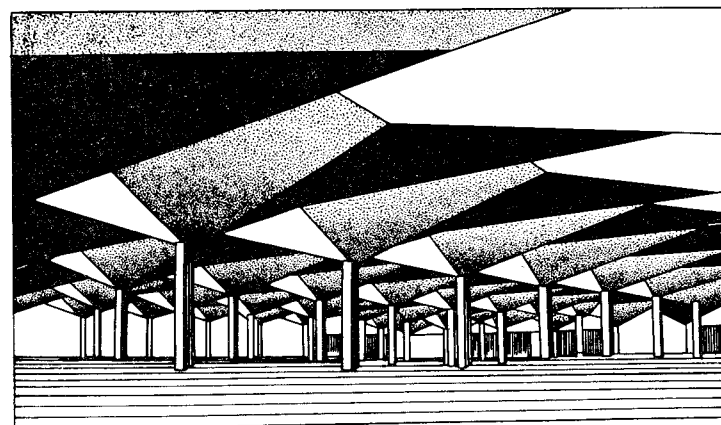
Изучая опыт строительства гиперболических покрытий, нельзя пройти мимо оригинальных конструкций, разработанных и осуществленных в монолитном железобетоне проф. Феликсом Кандела (Мексика), построившим большое количество разнообразных сооружений, среди которых видное место занимают оболочки с поверхностями гиперболических параболоидов.

На рис. 19, а показано покрытие склада в Мехико, выполненное в виде системы монолитных грибовидных оболочек, опертых на стойки, расположенные в их вершинах. Освещение здания осуществляется через остекление, расположенное в перепадах высот соседних оболочек.

Оригинальное решение имеет конструкция грибовидного покрытия текстильной фабрики в Тулансинга (Мексика), рис. 19, б. Грибовидные оболочки использованы не только для покрытия здания: аналогичная конструкция применена для фундаментов под колонны. Размер оболочек покрытия принят $13,2 \times 6,6$ м при толщине 38 мм; оболочки фундамента при толщине 100 мм имеют размер в плане 3×3 м. Фундаменты выполнены на глинистом основании, которому при отрывке грунта придана необходимая форма.

На рис. 20, а показаны выставочные павильоны в Ростке (ГДР). Павильоны размером 28×28 м покрыты монолитной гиперболической оболочкой толщиной 70 мм из бетона марки 450. Расход стали составил 10 кг на 1 м^2 .

а)



б)

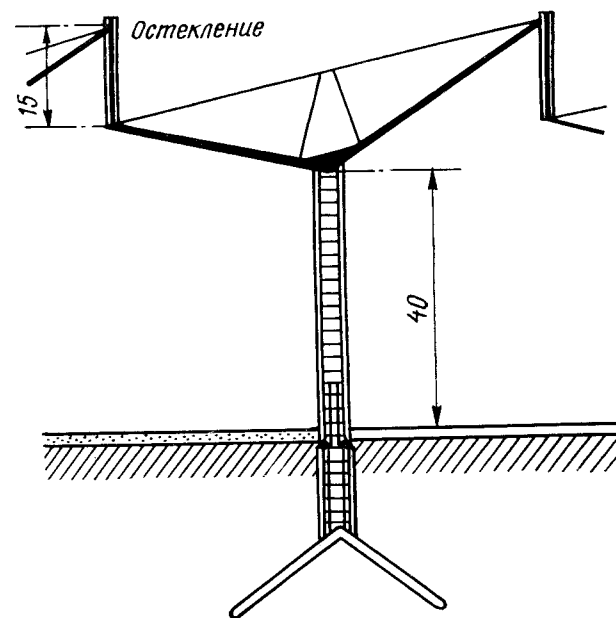


Рис. 19. Гиперболические покрытия
а — грибовидные оболочки покрытия склада в Мехико; б — покрытие и фундаменты текстильной фабрики в Тулансинга (Мексика)

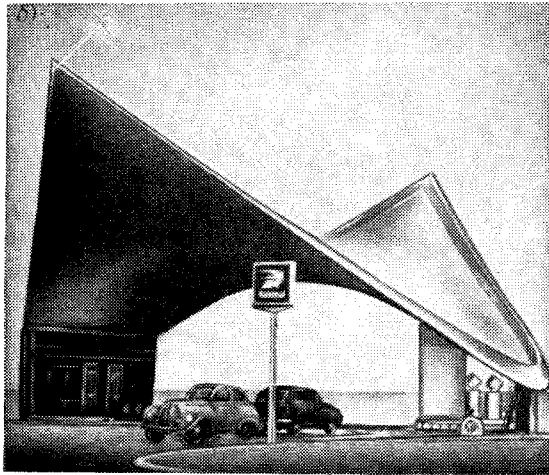


Рис. 20. Монолитные гиперболические оболочки
а — выставочные павильоны в Ростке (ГДР); б — автозаправочная станция в Мершем-Муре (Англия)

Монолитное покрытие автозаправочной станции в Мершем-Муре (Англия) изображено на рис. 20, б. Покрытие выполнено подъемистым, окаймлено утолщенным контуром, обеспечивающим жесткость и устойчивость оболочки.

Одной из первых в Советском Союзе была возведена монолитная гиперболическая оболочка — навес для вертолетной станции в Баку по проекту Бакгипрогора. Размер оболочки 20×20 м, толщина переменная — от 50 мм у края до 80 мм — к середине. Оболочка оперта на четыре железобетонные стойки. Приведенная толщина покрытия 10,6 см, расход стали 7,9 кг на 1 м^2 .

Учитывая сложность возведения монолитных оболочек в условиях Севера, следует рекомендовать преимущественно сборные конструкции.

За последние несколько лет разработан и осуществлен ряд сборных и сборно-монолитных конструкций оболочек с поверхностями отрицательной гауссовой кривизны.

На рис. 21 показан монтаж оболочек в виде гипаров, отнесенных к асимптотам, при устройстве покрытия цеха железобетонных изделий в г. Черногорске Красноярского края. Это первая сборная конструкция такого типа, осуществленная в Советском Союзе в 1961 г., по проекту Ленинградского Промстройпроекта. Размер оболочек соответствует сетке колонн 6×18 м, подъем составляет 1,95 м. Каждая оболочка собирается из четырех однотипных криволинейных плит — «скрученных» прямоугольников размером в плане 3×9 м. Оболочка по контуру стянута стальными затяжками из арматуры класса АIIIв. Плиты панелей толщиной 30 мм по периметру окаймлены ребрами сечением 60×350 мм. Панели выполнены из бетона марки 400 и армированы сеткой из холоднотянутой арматуры. При расчетной нагрузке, равной 400 кгс/м^2 , приведенная толщина бетона оболочки составляет 6,2 см, расход стали — 9,2 кг на 1 м^2 .

Оболочки допускают укрупнительную сборку секции размером 6×18 м из четырех криволинейных плит и четырех контурных затяжек на специальном переносном кондукторе. Собранная секция массой около 17 т устанавливается краном в проектное положение. В процессе строительства укрупнительная сборка почти не производилась. Оболочки собирали на переставных стоечных опорах. Панели складировали и перевозили, опирая по двухконсольной схеме.

Испытания, проведенные НИИЖБом, показали большую жесткость конструкции, в том числе на одностороннюю и сосредоточенную нагрузки.

Недостатком рассмотренной конструкции является ее малая ширина — 6 м. При такой ширине и подъеме оболочки 1,95 м уклон кровли вблизи опор довольно крутой, а воронки по среднему ряду располагаются слишком часто, что усложняет отвод атмосферной воды.

Аналогичная конструкция из оболочек размером 12×18 м применена там же, в г. Черногорске, для покрытия домостроительного комбината. Оболочка собрана из двух типов криволинейных плит размером 3×9 м в плане.

Благодаря большей ширине оболочки покрытие свободно от недостатков, упомянутых выше (рис. 21, б). Приведенная толщина бетона рассматриваемых оболочек — 6,9 см, расход стали — 11,2 кг на 1 м^2 .

Значительный интерес представляет конструкция оболочек-гипаров, разработанная Московским Промстройпроектом для покрытия зданий с квадратной сеткой колонн.

Для покрытия одного из цехов Щекинского комбината искусственного волокна с сеткой колонн 18×18 м применены гиперболические оболочки из квадратных в плане плит размером 3×3 м, образующих четыре одинаковых гиперболических параболоида каждый размером в плане 9×9 м. По контуру оболочка оперта на треугольные железобетонные фермы. Приведенная толщина

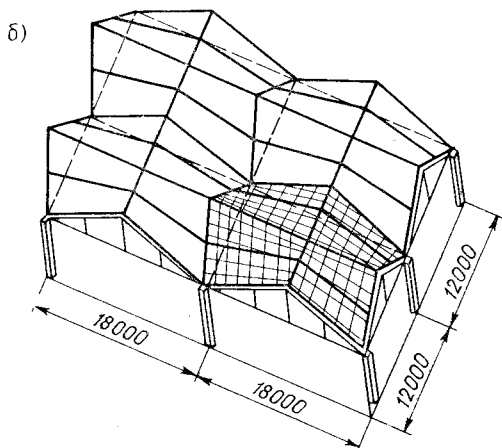
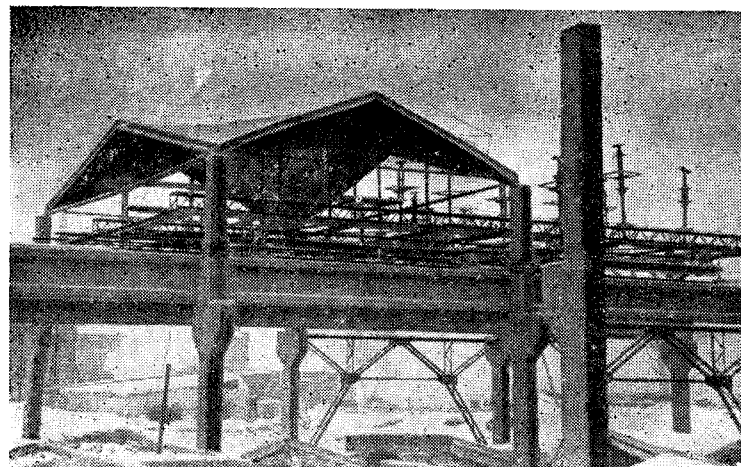
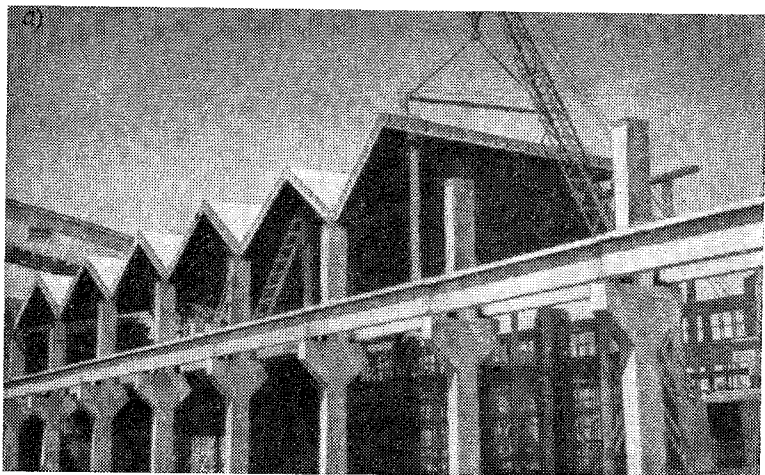


Рис. 21. Сборные гиперболические оболочки

a — монтаж гиперболических параболоидов размером 6×18 м в Черногорске; *б* — схема покрытия размером 12×18 м в Черногорске; *в* — монтаж покрытия 12×18 м

бетона покрытия — 8 см, расход стали — 13 кг на 1 м^2 . Оболочка успешно прошла натурные испытания, в том числе и на нагрузку, действующую на одну четверти оболочки.

В Ачинске Красноярского края по проекту Московского Промстройпроекта и Сиборгтехстроя осуществлено строительство гаража с покрытием в виде восьми четырехлепестковых гиперболических оболочек размером 30×30 м каждая (рис. 22). Здание гаража разделено температурным швом на два блока размером 60×60 м, каждый из которых покрыт четырьмя оболочками. Оболочки собираются из плит 3×3 м и опираются по контуру на треугольные фермы-диафрагмы с предварительно-напряженным нижним поясом.

Для того чтобы избежать устройства сплошных подмостей, плиты укрупняли в блоки по 5 шт.: блок размером 3×15 м, подкрепленный стальной монтажной фермой, устанавливался одним концом на контурную ферму, другим — на передвижную стальную раму. По окончании установки всех плит, замоноличивания и набора бетоном швов 70% проектной прочности вспомогательные стальные фермы демонтировались, а поддерживающая рама опускалась и передвигалась в следующую ячейку.

В последнее время как в Советском Союзе, так и за рубежом, особенно в ФРГ и ГДР, значительное развитие получили многоярусные оболочки отрицательной гауссовой кривизны, собираемые из крупноразмерных седлообразных панелей. Общая площадь таких покрытий превысила 10 млн. м^2 . Ширина панелей составляет

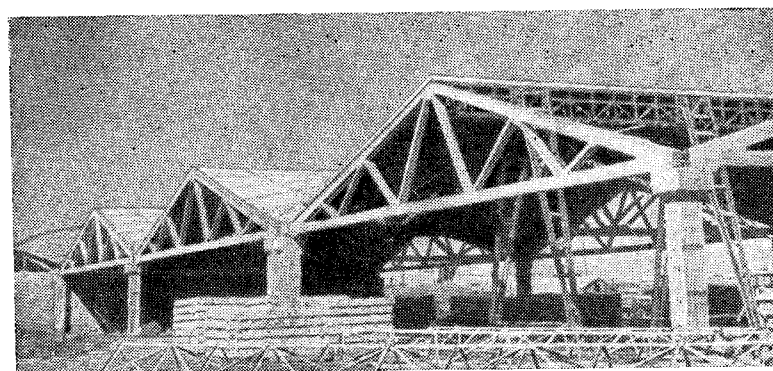
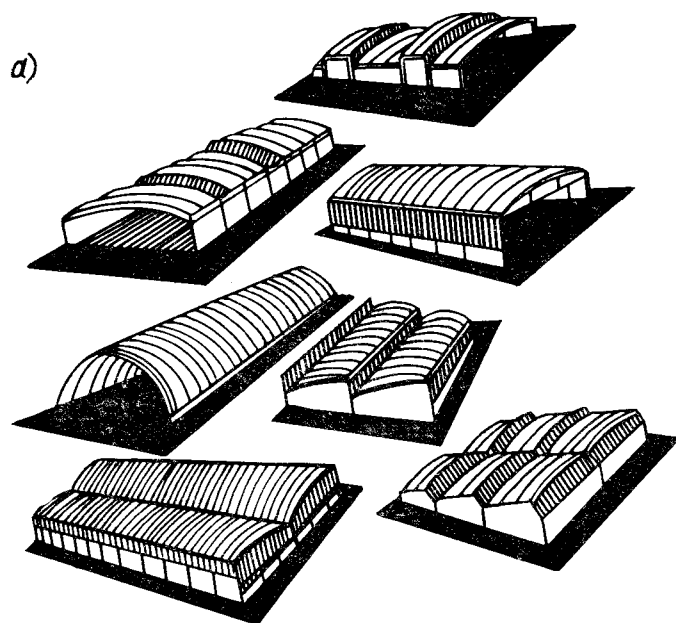


Рис. 22. Монтаж гиперболических оболочек размером 30×30 м в Ачинске

обычно 2,5 м, длина (пролет) колеблется в пределах 11—20 м. В Советском Союзе в соответствии с единой системой унификации ширина панелей принята 3 м, а пролет — 12, 15, 18 и 24 м.

Панели изготавливаются на заводах железобетонных конструкций и поставляются в готовом виде на строительство. Применяются

птицефабрики и ряд других зданий в Ленинграде и Ленинградской области. Для покрытия птицефермы в Кипени применены гладкие панели толщиной 50 мм из бетона марки 400 с высотой волны 700 мм. Оболочки напряжены двумя группами 7-проволочных прядей диаметром 9 мм, натянутых вдоль прямолинейных образующих ги-



железобетонные панели в довольно разнообразных сочетаниях, (рис. 23, а).

Наиболее распространены три типа гиперболических панелей (рис. 23, б): гладкие предварительно-напряженные, гладкие напрягаемые стальной затяжкой (тросом), проходящей вне тела оболочки, и килевые — с продольным предварительно-напряженным железобетонным ребром.

Примеры производственных зданий с фонарями показаны на рис. 24.

В Советском Союзе аналогичные конструкции оболочек разработаны Киевским НИИСКом и Ленинградским Промстройпроект-ом. Оболочки имеют ширину 3 м, пролеты 12, 15, 18 и 24 м. Толщина плит с килем и затяжками принята 35—40 мм, гладких — 50 мм. Приведенная толщина плит колеблется в пределах 4,5—6,2 см, расход стали в зависимости от пролета, нагрузки, наличия фонарей и подвешеного транспорта, а также класса арматуры составляет 6,8—13,4 кг на 1 м².

Оболочками-гипарами размером 3 × 18 м и перекрыты по проекту Ленинградского Промстройпроекта два корпуса Кипенской

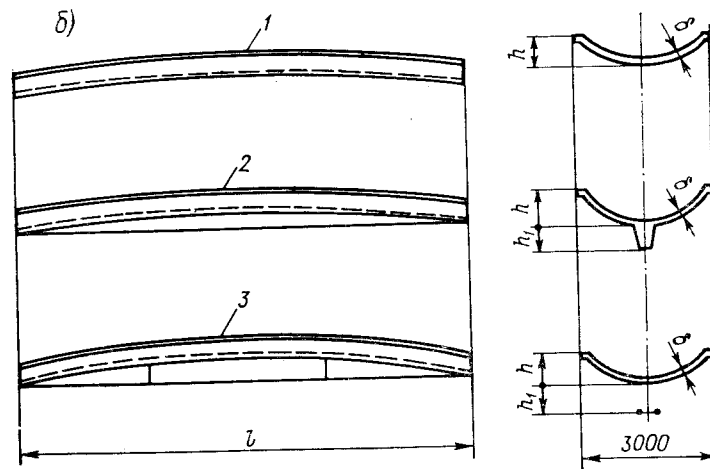


Рис. 23. Панели-гипары
а — примеры применения; б — варианты панелей

Размеры оболочек, мм

Тип оболочки	Пролет, м			
	12	18	24	
1. Гладкие с напрягаемой арматурой в теле оболочки	h	500	700	—
	δ	50	50	—
2. С ребром (килем)	h	—	500	700
	h_1	—	500	800
	δ	—	35	40
3. С затяжкой	h	—	—	700
	h_1	—	—	800
	δ	—	—	40

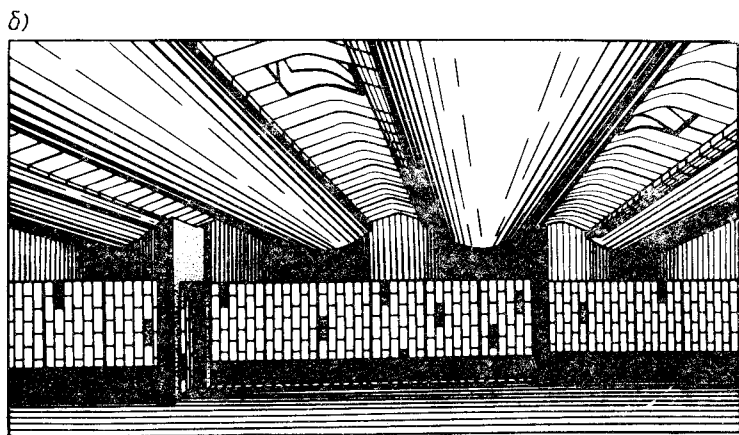
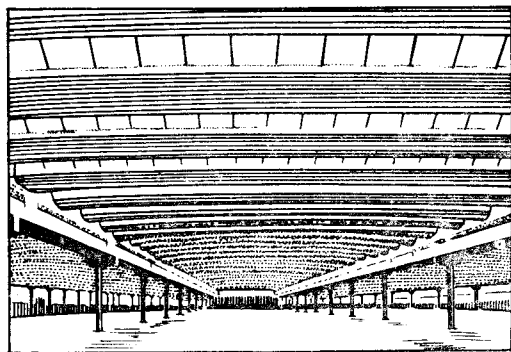
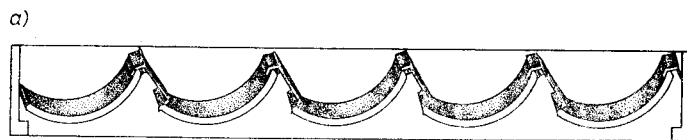


Рис. 24. Применение оболочек-гипаров с фонарями (ФРГ)
 а — покрытие шедового типа; б — покрытие с зенитными фонарями

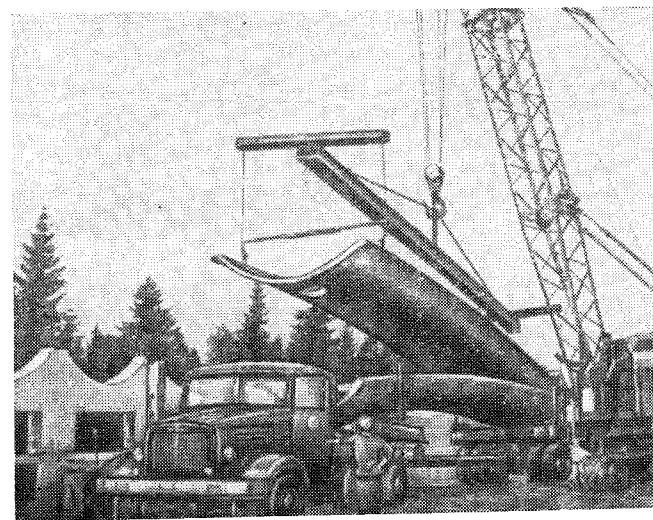


Рис. 25. Монтаж панелей-гипаров при строительстве Кипенской птицефабрики

пара. Панели оперты непосредственно на стены здания, которым по верху придана необходимая форма (рис. 25).

Гипары изготавливаются в Ленинграде на одном из заводов ЖБИ Главзапстроя в железобетонных матрицах, снабженных паровыми регистрами. Формовка осуществляется специальной машиной (разработана киевским институтом Гипростроммашина), снабженной вибропрофилером.

Гиперболические панели-оболочки применены для покрытия завода железобетонных изделий Минпромстроя в Киеве и на ряде других объектов, а также в Донецке, Черновцах и Кишиневе.

Оболочки с гиперболическими поверхностями представляют значительный интерес как для архитекторов благодаря широким возможностям формообразования, так и для инженеров из-за хороших технико-экономических показателей, простоты и индустриальности изготовления и монтажа.

Оболочки, отнесенные к асимптотам, могут быть скомпонованы из системы «скрученных» прямоугольников, ромбов и треугольников как на прямоугольном, так и на сложном многоугольном плане (см. рис. 15 и 16), что весьма существенно для зданий общественного назначения.

Для зданий производственного назначения удобно использовать конструкции, показанные на рис. 21 и 22.

Изготовление сборных элементов таких оболочек облегчается благодаря наличию прямолинейных образующих криволинейной поверхности. Прямолинейные образующие позволяют осуществить

вдоль них предварительное напряжение оболочки, а также производить вибрирование поверхности прямолинейной виброрейкой.

Оболочки, отнесенные к главным осям, особенно предварительно напряженные панели-гипары, обладают малой строительной высотой, благодаря чему снижается объем перекрываемого здания, уменьшаются ограждающие поверхности стен, а, следовательно, и эксплуатационные расходы на отопление, что весьма важно для строительства в северных районах страны.

Выбор того или иного вида панелей-оболочек (гладких, с килем или с затяжкой) может быть решен в зависимости от пролета, нагрузки, наличия или отсутствия подвешного транспорта, а также от условий, связанных с изготовлением и монтажом покрытия.

С развитием в стране производства сборного железобетона оболочки с поверхностями отрицательной гауссовой кривизны получают все большее распространение в строительстве.

ГЛАВА IV

ВИСЯЧИЕ (ВАНТОВЫЕ) ОБОЛОЧКИ

§ 1. Виды и характеристика висячих оболочек, применяемые материалы

Висячие (вантовые) оболочки применяются для покрытия производственных и гражданских зданий различного назначения с разнообразным очертанием в плане. Наиболее употребительны покрытия прямоугольные, круглые и овальные.

Висячей оболочкой называется монолитное или сборное (с последующим замоноличиванием) железобетонное покрытие, опертое на систему висячих вант, вантовых ферм или сетей. При возведении оболочки рабочими элементами ее пролетной конструкции являются стальные ванты; после замоноличивания, в эксплуатационной стадии, оболочка работает совместно с вантами.

Вантовые конструкции подразделяют на плоские и пространственные. Плоские (гибкие нити, вантовые фермы) используются как самостоятельно, так и в качестве элементов пространственных систем, радиальных вантовых покрытий и различного вида сетей.

Вантовая оболочка опирается на опорный контур, воспринимающий горизонтальные и вертикальные реакции. Опорный контур желательнее выполнять замкнутым; в этом случае горизонтальные реакции покрытия (распор) погашаются внутри контура и на нижележащую часть сооружения передаются только вертикальные нагрузки. Если опорный контур не замкнут, то усилия распора передаются через подкосы, контрфорсы, оттяжки с анкерами, рамы и т. д. на фундаменты. Системы оттяжек, анкеров и контрфорсов испытывают значительные усилия от распора вант и требуют большого расхода материалов.

Для прямоугольных в плане зданий обычно применяют системы из параллельных вант или вантовых ферм: оболочка имеет при этом цилиндрическую форму, ванты или фермы опираются на продольные балки-подборы, а те, в свою очередь, — на опорные рамы с анкерами или контрфорсы. Такие системы могут быть однопролетными и многопролетными, причем последние более экономичны, так как опорные конструкции располагаются только по краям системы (рис. 26, а). Промежуточные стойки целесообразно проектировать качающимися, для того чтобы при неравномерной нагрузке смежных пролетов не передавать на них горизонтальных усилий, вызывающих значительные изгибающие моменты.

При проектировании незамкнутых прямоугольных в плане систем целесообразно в качестве контрфорсов использовать поперечные стены боковых пристроек, трибуны для зрителей и др. Для

круглых в плане зданий применяются висячие системы в виде радиально расположенных вант или вантовых ферм, обладающие важным свойством: при равномерной нагрузке на покрытие такие системы не вызывают изгиба в сжатом наружном кольце. Благодаря полному использованию материала (растянутые ванты и сжатое опорное кольцо) эти системы весьма эффективны по своим технико-экономическим показателям. Они могут проектироваться не только однопролетными, но и многопролетными — в виде двух или более концентрических окружностей в плане. В этом случае промежуточные опорные кольца работают на разность усилий, передаваемых вантами смежных кольцевых пролетов. Покрытия рекомендуются

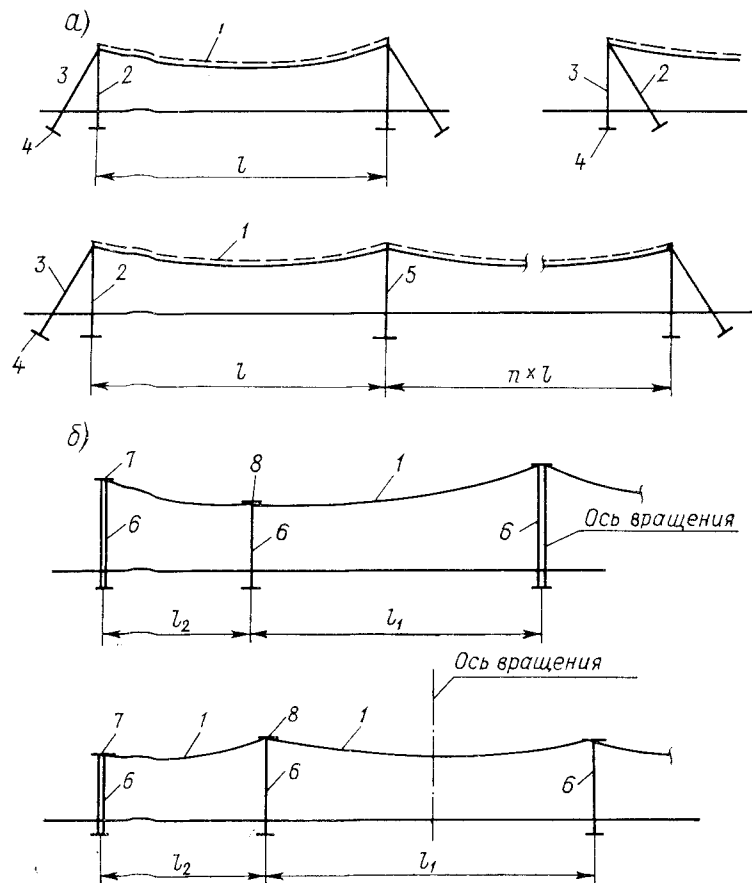


Рис. 26. Схемы висячих покрытий

a — однопролетные и многопролетные здания с прямоугольным планом: 1 — покрытие; 2, 3 — сжатая и растянутые стойки; 4 — анкерный фундамент; 5 — промежуточные стойки
б — круглые в плане здания: 6 — стойки; 7 — наружное сжатое кольцо; 8 — промежуточное кольцо

проектировать так, чтобы обеспечить в кольцах небольшое сжатие (рис. 26, б), что позволит выполнять их из железобетона.

При эллиптическом или овальном плане обычно применяются системы перекрестных вант (сети), достаточно разнообразные как по очертанию и кривизне поверхности, так и по конструкции контурных элементов и характеру сеток. Поверхность оболочки может быть вогнутой (с положительной гауссовой кривизной), выпукло-вогнутой или седлообразной (с отрицательной кривизной). В первом случае оба перекрестных семейства вант провисают, во втором — одно семейство вант провисает, другое — выгибается вверх.

Контур систем с перекрестными сетками может быть жестким или гибким: жесткий выполняется в виде замкнутого эллиптического в плане пространственного кольца или плоских контурных арок и др., гибкий — в виде систем мощных вант — подборов, передающих усилие на опорную конструкцию. Системы с гибким контуром обладают повышенной деформативностью, поэтому мало пригодны для создания жестких железобетонных оболочек. Такие конструкции могут иметь весьма сложную конфигурацию как в плане, так и в разрезе.

Висячие оболочки испытывают значительное растяжение, в результате чего в них могут возникнуть трещины. Во избежание появления трещин и выключения оболочки из работы ее рекомендуется подвергнуть предварительному напряжению, что резко уменьшает ее деформативность.

Предварительное напряжение оболочек достигается следующими способами:

натяжением вант домкратами на затвердевший бетон оболочки, для чего ванты располагаются в каналах или гибких трубках; после напряжения каналы должны быть инъецированы раствором под давлением;

пригрузкой, укладываемой на незамоноличенные плиты или подвешиваемой к покрытию снизу и снимаемой после достижения бетоном замоноличивания необходимой прочности; пригрузку можно также осуществить натяжением талрепов подвесок, закрепленных за силовой пол;

натяжением контрвантами с помощью домкратов или талрепов; иногда этот вид напряжения осуществляется натяжением талрепами соединительных подвесок двухпоясной системы.

Первые два способа напряжения оболочки применяются для однопоясных систем, третий — для систем двухпоясных. Можно также пригружать однопоясные системы с помощью контрвант с последующим их демонтажом после отвердения бетона замоноличивания.

Использование высокопрочных материалов в комбинации с предварительным напряжением позволяет при относительно небольших затратах материала перекрывать висячими оболочками значительные пролеты.

Материалом для плиты оболочки и опорных конструкций служит бетон марки 200—400 (для предварительно-напряженных элементов — не ниже 300). Плита оболочки армируется обычными сет-

ками из холоднокатаной проволоки или горячекатаной арматуры по СНиП II-21—75.

Материалом вант служат:

арматурные стержни периодического профиля, упрочненные вытяжкой, из стали АIV, АIVв, AV*;

арматурные пучки и пряди из высокопрочной проволоки по ГОСТ 7348—63, 8480—63 и 7372—66;

канаты стальные, удовлетворяющие требованиям ГОСТ 3241—66*, сюда входят канаты спиральные однопрядные (ГОСТ 3062—69, 3063—66, 3064—66 и 3065—66), канаты двойной свивки — тросы (ГОСТ 3066—66, 3067—74, 3068—74, 3081—69 и 7669—69*); канаты спиральные закрытые (ГОСТ 3090—73, 7675—73, 7676—73);

канаты стальные двухпрядные $\left(\text{по } \frac{\text{ЧМТУ}}{\text{ЦНИИЧМ}} 258-60 \right)$.

Не допускается применение канатов и прядей из проволоки диаметром менее 1 мм, а также канатов с неметаллическим сердечником. Канаты из оцинкованной проволоки и закрытые канаты могут использоваться только при соответствующем технико-экономическом обосновании.

Таблица 3

Расчетные сопротивления двухпрядных канатов

по $\frac{\text{ЧМТУ}}{\text{ЦНИИЧМ}} 258-60$

Обозначение канатов	Конструкция канатов	Диаметры		Номинальная площадь поперечного сечения проволоки, см ²	Нормативные сопротивления канатов, кгс/см ²	Расчетные	
		канатов	проволок			усилия канатов, кгс	сопротивления канатов, кгс/см ²
2×7 (1,5)	2×7	9	1,5	0,254	19 000	2 710	10 700
2×7 (2,0)	2×7	12	2,0	0,452	18 000	4 560	10 100
2×7 (2,5)	2×7	15	2,5	0,708	18 000	7 150	10 100
2×7 (3,0)	2×7	18	3,0	1,018	17 000	9 690	9 500
2×19(1,5)	2×19	15	1,5	0,680	19 000	7 220	10 700
2×19(2,0)	2×19	20	2,0	1,206	18 000	12 150	10 100
2×19(2,5)	2×19	25	2,5	1,886	18 000	18 990	10 100
2×19(3,0)	2×19	30	3,0	2,716	17 000	25 820	9 500

Для уменьшения неупругих деформаций стальные канаты и пряди следует подвергать предварительной обтяжке усилием, равным 1,1 расчетного, в продолжение 30 мин. Для таких канатов потери напряжения от релаксации принимаются равными 0,05 от контролируемого напряжения; для необтянутых канатов потери принимают равными 0,1 от контролируемого напряжения.

* При отсутствии арматуры класса АIV и AV допускается использование арматуры класса АIII, упрочненной вытяжкой.

Небетонированные тросы следует тщательно защищать от коррозии путем окраски защитными лаками, оцинковки, покрытия пластмассами и другими способами.

Если среда, в которой будут эксплуатироваться тросы, не является агрессивной, то достаточно очистить их от смазки уайт-спиритом и затем окрасить за 2 раза свинцовым суриком на натуральной олифе; третий слой окраски — декоративный.

Расчетное сопротивление и модули упругости арматуры и проволоки для пучков и прядей принимаются по СНиП II-21—75. Расчетные усилия стальных канатов из светлой канатной проволоки принимают равными 65%, канатов из оцинкованной проволоки — 60% от среднего разрывного усилия каната. Расчетное сопротивление равно расчетному усилию, поделенному на площадь поперечного сечения каната. Для двухпрядных стальных канатов расчетные сопротивления приведены в табл. 3.

Расчетные модули упругости для однопрядных и двухпрядных спиральных канатов составляют $1,8 \times 10^6$, для канатов двойной свивки и спиральных закрытых — $1,6 \times 10^6$ кгс/см².

Расчет висячих оболочек производится по следующим предельным состояниям:

по несущей способности — при достижении вантами, контурной конструкцией расчетного сопротивления по прочности (с учетом продольного изгиба) с проверкой устойчивости формы равновесия конструкции;

по предельным деформациям — если их величина может ограничить возможность эксплуатации сооружения или в случае выключения вант из работы;

по образованию и раскрытию трещин — для железобетонной плиты оболочки и опорных конструкций (для предварительно-напряженных, с учетом категории трещиностойкости).

Расчет по первому и третьему предельным состояниям производится для условий изготовления, монтажа и эксплуатации, по второму — только для условий эксплуатации. Расчет по прочности производится на действие расчетных нагрузок, по деформациям — на действие нормативных нагрузок.

Расчет по образованию трещин в конструкциях I и II категории трещиностойкости в соответствии с табл. 16 СНиП II-21—75 ведется на расчетные нагрузки, расчет по раскрытию трещин — для II и III категорий трещиностойкости выполняется на нормативные нагрузки.

Сборные, сборно-монолитные и монолитные висячие оболочки рассчитываются в две стадии — на монтажные нагрузки (до приобретения монолитным бетоном заданной прочности) и на эксплуатационные нагрузки (после отвердения монолитного бетона). Опорная конструкция, кроме того, должна быть проверена на сдвиг, выдергивание, опрокидывание, на расчетные нагрузки с учетом СНиП II-6—74. Распределение ветровой и снеговой нагрузок принимается по СНиП II-6—74; в отдельных сложных случаях следует проводить аэродинамические испытания на моделях.

Усилия предварительного напряжения принимаются с коэффициентом точности натяжения $m_t = 1,1$ или $m_t = 0,9$ в зависимости от того, какой из двух коэффициентов является невыгодным при данном сочетании нагрузок. Расчетные характеристики материалов должны умножаться на коэффициенты условий работы, принимаемые по СНиП, и m , приведенные ниже:

	m
Ванты из стальных канатов с анкерами в виде втулок, залитых баббитом	0,9
То же, при заливке цинковым сплавом, а также со стальными анкерами и заливкой бетоном	0,8
Стальные канаты с гильзоклиновыми анкерами	0,9
Стальные канаты диаметром до 35 мм с концевыми петлями-коушами	0,8
То же, при диаметре канатов 35—50 мм	0,75
Ванты из параллельных пучков проволоки	0,9
Ванты из стержней при анкеровке гайками, втулками, сваркой	1,0
Ванты при наличии перегиба с диаметром перегиба 12—15 диаметров ванты	0,9
То же, при диаметре перегиба 8—12 диаметров ванты	0,8
Ванты, подвергающиеся обжатию в узлах при проверке на выносливость	0,8
Расчетные детали крепления покрытия к вантам	0,8

Перемещения вантовых систем подразделяются на упругие, вызываемые удлинением вант под нагрузкой, и кинематические, вызываемые изменением характера нагрузки и соответственно формы кривой провисания. Вертикальные перемещения определяют при следующих загрузках покрытий: полной нагрузкой, только постоянной нагрузкой и наиболее невыгодной (с точки зрения кинематических перемещений) неравномерной временной нагрузкой.

В отдельных случаях следует рассматривать также вопрос о динамическом воздействии ветровых нагрузок на висячую систему. Однопоясные системы обладают малой жесткостью, что может при малом весе покрытия и действии порывистых ветровых нагрузок висячая система может получить нежелательные колебания.

Влияние динамических нагрузок тем меньше, чем жестче конструкция покрытия и чем больше ее масса. Для железобетонных оболочек опасность расстройств кровли резко уменьшается, а опасность вывертывания оболочки (хлопка) практически перестает быть актуальной, так же как опасность колебания системы в горизонтальном направлении. Тем не менее при проектировании однопоясных висячих систем, особенно в районах значительных ветровых воздействий, в горных районах, а также при большой высоте сооружения, рекомендуется определять период собственных колебаний системы при действии ветровой нагрузки [46].

§ 2. Расчет гибких нитей и предварительно-напряженных струн

Гибкой нитью называется элемент весьма малого по сравнению с пролетом поперечного сечения, жесткость которого на изгиб пренебрежимо мала. Нить не в состоянии воспринимать ни изгибающих и крутящих моментов, ни сжимающих сил, она работает только на растяжение.

Рассмотрим нить, свободно подвешенную к двум опорам, расположенным на одном уровне, которая находится под действием равномерно распределенной по ее длине нагрузки (рис. 27). Такими нагрузками являются собственный вес нити и в ряде случаев нагрузка от веса кровли. Расстояние между опорными точками будем называть пролетом нити. Если отнести нагрузку не к длине нити, а к ее пролету, то величина нагрузки будет меняться: в середине пролета она будет q , во всех остальных точках $q_x = q/\cos \alpha$, где α — угол наклона оси нити к горизонту. Нерастяжимая нить под действием такой нагрузки провисает по закону цепной линии. Точный расчет нити весьма сложен. Однако при относительно малых провесах косинус угла наклона нити без большой погрешности можно принять равным единице и рассчитывать пологую нить на действие нагрузки, равномерно распределенной по пролету. Будем называть нить пологой, если отношение стрелы провеса ее не превышает $1/8$ пролета. В этом случае погрешность при определении усилий составит не более 5%.

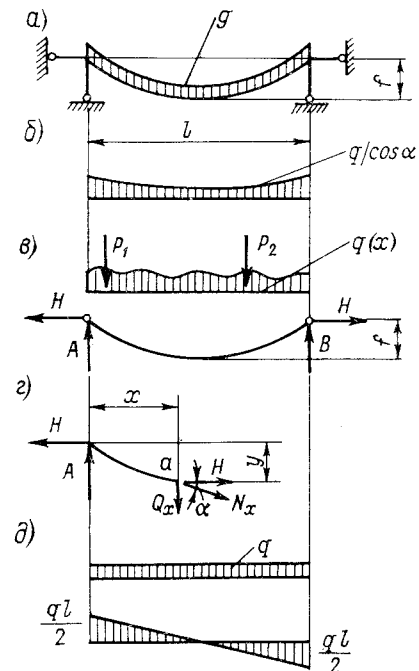
Рассмотрим пологую гибкую нерастяжимую нить, подвешенную к двум опорам, расположенным на одном уровне. Нить находится под действием произвольной вертикальной нагрузки $q = q(x)$, которая может быть как непрерывной, так и прерывной функцией.

Дифференциальное уравнение равновесия нити имеет вид

$$d^2y/dx^2 = -q(x)/H. \quad (IV.1)$$

Рис. 27. К расчету нерастяжимой гибкой пологой нити с опорами, расположенными на одном уровне

a — расчетная схема нити при нагрузке, равномерно распределенной по ее длине; b — равномерно распределенная по длине нити нагрузка, отнесенная к горизонтальной проекции нити; c — схема усилий, действующих на нить; d — эпюра «балочных» перерезывающих сил при равномерно распределенной по пролету нагрузке



Проинтегрировав дважды это выражение, получим уравнение нити

$$y = M(x)/H, \quad (IV.2)$$

где $M(x)$ — изгибающий момент в шарнирно опертой балке пролетом l под действием нагрузки $q(x)$, в дальнейшем называемый балочным моментом; H — распор нити (горизонтальная составляющая действующего в ней усилия).

Угол наклона оси нити в любой точке легко может быть найден по формуле (IV.1), если проинтегрировать это уравнение один раз:

$$\operatorname{tg} \varphi = dy/dx = Q(x)/H, \quad (IV.3)$$

здесь $Q(x)$ — балочная поперечная сила, вычисленная для той же однопролетной балки, что и момент.

Вертикальные составляющие опорных реакций нити равны опорным реакциям однопролетной балки. При вертикальной нагрузке распор нити H — величина постоянная по всей ее длине. Если известна ордината y хотя бы одной точки нити, то определить распор не представляет труда.

Вычислив для известной нами точки балочный момент, на основании уравнения (IV.2) получим

$$H = M(x)/y. \quad (IV.4)$$

То же будем иметь из рассмотрения условий равновесия нити, рассеченной по заданной точке (рис. 27, з).

Уравнение моментов всех сил относительно точки a :

$$Ax - \sum M_{qa} - Hy = 0,$$

откуда, учитывая что балочный момент в точке a

$$M_x = Ax - \sum M_{qa},$$

получим формулу (IV.4).

Если известен провес нити f , т. е. положение наинизшей точки нити, совпадающей с местом максимального балочного момента, то

$$H = M_{\max}/f.$$

При равномерно распределенной нагрузке

$$H = ql^2/(8f). \quad (IV.4a)$$

Полное усилие в растянутой нити в произвольном сечении

$$N_x = \sqrt{H^2 + Q_x^2}. \quad (IV.5)$$

Минимальное усилие в нити равно распору и имеет место в наинизшей точке, где поперечная сила обращается в ноль (рис. 27, д). Максимальное усилие (в точках подвеса нити) равно

$$N_A = \sqrt{H^2 + A^2} \quad \text{и} \quad N_B = \sqrt{H^2 + B^2}. \quad (IV.6)$$

При равномерно распределенной нагрузке максимальное усилие в пологой нити

$$N_{\max} = H \sqrt{1 + 16/n^2} \approx H(1 + 8/n^2). \quad (IV.6a)$$

Длина пологой нити при равномерной нагрузке может быть приближенно вычислена по формуле

$$S = \sqrt{l^2 + 16f^2/3} \approx l[1 + 8/(3n^2)], \quad (IV.7)$$

где $n = l/f$.

При произвольной вертикальной нагрузке определить распор и длину нити по формуле (IV.4) непосредственно нельзя, необходимо вычислить провес нити, связав его с ее длиной и уравнением кривой провисания.

Уравнение оси нити под действием вертикальной нагрузки принимаем по формуле (IV.2).

В уравнении (IV.2) известны моменты, а ордината y и распор неизвестны; необходимо составить выражение, связывающее уравнение нерастяжимой нити с ее длиной, вычисляемой с помощью линейного интеграла:

$$S = \int_0^s ds = \int_l \sqrt{(dx)^2 + (dy)^2} = \int_l \sqrt{1 + (dy/dx)^2} dx.$$

Для пологих нитей $(dy/dx)^2 \ll 1$ и длина нити может быть приближенно найдена разложением в ряд с удержанием в нем всего двух членов:

$$S \approx \int_l [1 + 1/2 (dy/dx)^2] dx = l + 1/2 \int_l (dy/dx)^2 dx. \quad (IV.8)$$

С учетом (IV.3)

$$S \approx l + H^2/2 \int_l Q^2(x) dx = l + D/(2H^2), \quad (IV.9)$$

где $D = \int_l Q^2(x) dx$ или, что то же:

$$D = \int M q dx. \quad (IV.10)$$

Это выражение связывает длину нити с нагрузкой. Сравнивая между собой (IV.7) и (IV.9), получим

$$S = l(1 + \kappa/n^2), \quad (IV.7a)$$

где $\kappa = Dn^2/(2lH^2) = lDl/(2M_0^2)$; M_0 — максимальный балочный изгибающий момент.

Характеристика нагрузки D вычисляется непосредственным интегрированием или «перемножением» эпюр по методу Верещагина.

Вычислим характеристику равномерно распределенной нагрузки (рис. 27, д):

$$D = \frac{ql}{2} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{ql}{2} \cdot 2 = \frac{q^2 l^3}{12}.$$

Аналогично определяются характеристики других нагрузок (табл. 4). При сложной нагрузке, являющейся комбинацией двух или более простых, характеристика ее не равна сумме характеристик составляющих нагрузок, а вычисляется по закону квадрата двучлена. Пусть мы имеем $q = q_1 + q_2$, тогда $Q = Q_1 + Q_2$ и

$$D = \int_l Q^2 dx = \int_l (Q_1 + Q_2)^2 dx = \int_l Q_1^2 dx + 2 \int_l Q_1 Q_2 dx + \int_l Q_2^2 dx. \quad (IV.11)$$

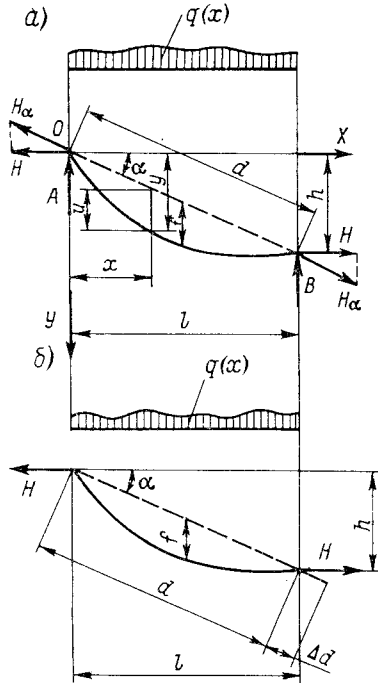
Если число составляющих простых нагрузок равно трем, то формула соответственно приобретает вид квадрата трехчлена и т. д.

Пользуясь (IV.9), можно, зная длину нити S , нагрузку и ее характеристику D , вычислить распор

$$H = \sqrt{D/[2(S-l)]}. \quad (IV.12)$$

Если задана не длина нити, а ее провес, то формулу (IV.12) легко преобразовать при помощи выражения (IV.7):

$$H = \sqrt{3lD/(4f)} = \sqrt{lD/(2\kappa)/f}. \quad (IV.13)$$



Имея распор, кривую провисания нити получим из уравнения (IV.2).

Рассмотрим нерастяжимую нить, подвешенную к точкам, расположенным на разных уровнях (рис. 28). Удобно по-прежнему полагать распор равным горизонтальной составляющей усилия в нити. Тогда, как и прежде, распор в нити с вертикальной нагрузкой остается постоянным по длине. Значение опорных реакций:

$$A = A_0 + H \operatorname{tg} \alpha = A_0 + Hh/l,$$

$$B = B_0 - H \operatorname{tg} \alpha = B_0 - Hh/l;$$

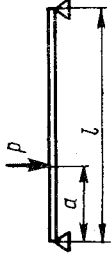
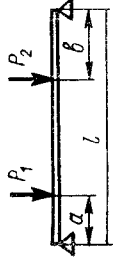
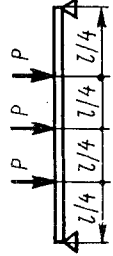
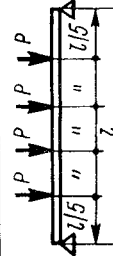
здесь A_0 и B_0 — балочные опорные реакции.

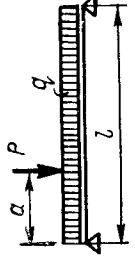
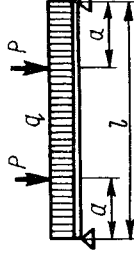
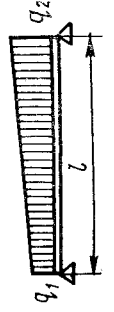
Рис. 28. К расчету нерастяжимой нити с опорами, расположенными в разных уровнях

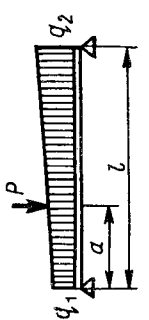
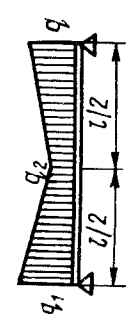
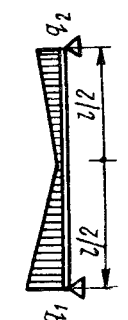
a — схема нити; b — к расчету нити при смещении опоры

Характеристика нагрузки $D = \int_l Q^2 dx$

№ п/п	Схема нагрузки	Характеристика	
		Общий случай	Частный случай
1		$\frac{q^2 l^3}{12}$	—
2		$\frac{q^2 l^3}{12} [1 + (4 - 3\alpha) \alpha^3 \gamma^2 + (6 - 4\alpha) \alpha^2 \gamma]$	При $a = l/2$ $\frac{q^2 l^3}{12} (1 + 0,313 \gamma^2 + \gamma)$
3		$\frac{q^2 l^3}{12} [1 + (12\alpha - 12\alpha^2 - 2\beta) \beta^2 \gamma^2 + (12\alpha - 12\alpha^2 - \beta^2) \beta \gamma]$	При $a = l/2$ $\frac{q^2 l^3}{12} [1 + (3 - 2\beta) \beta^2 \gamma^2 + (3 - \beta^2) \beta \gamma]$
4		$\frac{q^2 l^3}{12} [4\alpha^2 (1 - \alpha/2)^2 + \alpha^2/2 + 3\alpha^4 (1 - \alpha)]$	При $a = l/2$ $\frac{5}{192} q^2 l^3$

№ п/п	Схема нагрузки	Характеристика	
		Общий случай	Частный случай
5		$P^2 l [\alpha (1 - \alpha)]$	При $a = l/2$ $\frac{P^2 l}{4}$
6		$\left[\frac{P_1(l-a) + P_2 b}{l} \right]^2 a +$ $+ \left[\frac{P_1 a + P_2(l-b)}{l} \right]^2 b +$ $+ \left[\frac{P_1 a + P_2(l-b)}{l} - P_2 \right]^2 [l - (a+b)]$	При $a = b, P_1 = P_2$ $2P^2 a$
7		$1,25P^2 l$	—
8		$2P^2 l$	—

№ п/п	Схема нагрузки	Характеристика	
		Общий случай	Частный случай
9		$\frac{q^2 l^3}{12} [12\alpha\gamma_1 (1 - \alpha) (1 + \gamma_1) + 1]$	При $a = l/2$ $\frac{q^2 l^3}{12} [9\gamma_1 (1 + \gamma_1) + 1]$
10		$-\frac{q^2 l^3}{12} + 2P^2 a + 2Pq(l-a)a$	—
11		$\frac{l^3}{180} (4q_1^2 + 4q_2^2 + 7q_1 q_2)$	При $q_2 = q_1; q_1 = 0$ $\frac{q^2 l^3}{45}$

№ п/п	Схема нагрузки	Характеристика	
		Общий случай	Частный случай
12		$P^2/\alpha(1-\alpha) + \frac{l^3}{180}(4q_1^2 + 4q_2^2 + 7q_1q_2) + \frac{Pq_1}{3} l^2 \alpha(1-\alpha)(2-\alpha) + \frac{P^2}{3} \times q_2 \alpha(1-\alpha)(1+\alpha)$	При $q_2 = q_1$; $q_1 = 0$ $P^2/\alpha(1-\alpha) + \frac{q_1^2 l^3}{45} + \frac{1}{3} P l^2 q_1 \alpha(1-\alpha^2)$
13		$\frac{l^3}{240}(3q_1^2 + 8q_2^2 + 9q_1q_2)$	При $q_2 = 0$ $\frac{q_1^2 l^3}{80}$
14		$\frac{l^3}{2880}(13q_1^2 + 10q_1q_2 + 13q_2^2)$	При $q_2 = 0$ $\frac{13}{2880} q_1^2 l^3$

Примечание. Здесь $\alpha = a/l$; $\beta = b/l$; $\gamma = p/q$; $\gamma_1 = P/(q_1 l)$.

Уравнение оси нити

$$y = M(x)/H + hx/l. \quad (IV.14)$$

Если отсчет ординат вести от наклонной линии, соединяющей опорные точки, то

$$u = M(x)/H, \quad (IV.14a)$$

что не отличается от (IV.2). Угол наклона нити получим, продифференцировав уравнение ее оси:

$$\operatorname{tg} \varphi = dy/dx = Q(x)/H + h/l, \quad (IV.15)$$

где $M(x)$ и $Q(x)$ — изгибающий момент и поперечная сила в однопролетной балке. Максимальные усилия в нити в точках подвеса по-прежнему определяются формулами (IV.6).

Для пологих нитей при $f/l \leq 1/8$ и $h/l \leq 1/2$ действительна приближенная формула, связывающая длину нити с распором и нагрузкой [34]:

$$S \approx d + D \cos^3 \alpha / (2H^2). \quad (IV.16)$$

Формулы (IV.16) и (IV.14a) позволяют решить задачу о нерастяжимой гибкой нити под действием произвольной вертикальной нагрузки:

$$H = \sqrt{D \cos^3 \alpha / [2(S-d)]}. \quad (IV.17)$$

Если известен провес нити, то выражение для распора принимает вид

$$H = \sqrt{3lD/(4f)}, \quad (IV.18)$$

при этом длину нити определяют по формуле

$$S \approx d(1 + \kappa f^2 \cos^2 \alpha / d^2), \quad (IV.19)$$

где κ находят из уравнения (IV.7a).

Формулы для расчета пологих нерастяжимых нитей дают весьма неточные результаты, и пользоваться ими можно только при ориентировочных расчетах или в тех случаях, когда конечная длина нити или ее провес под нагрузкой известны. Расчет пологих нитей следует вести с учетом их упругого удлинения, которое существенно влияет на величины провеса и распора. Это влияние тем больше, чем нить положе.

Расчет весьма пологих нитей, струн и предварительно-напряженных висячих систем без учета удлинений недопустим. Расчет упругой нити — нелинейная задача: деформации нити непропорциональны нагрузке, ибо с ростом удлинений растет провес нити.

Если нагрузку на ранее нагруженную нить удвоить, то распор нити от второй части нагрузки будет меньше распора ее от первой части, так как первоначальный провес нити изменится под дейст-

вием второй части нагрузки. Иными словами, при расчете упругой нити принцип независимости действия сил неприменим.

Рассмотрим упругую нить с опорами в одном уровне под действием произвольной вертикальной нагрузки (рис. 27). Обозначим жесткость нити на растяжение $\omega = EF$.

Удлинение нити постоянного по длине сечения

$$\Delta S = 1/\omega \int_s N_x ds = H/\omega \int_i 1/\cos \varphi_x \sqrt{1 + (dy/dx)^2} dx.$$

Так как

$$1/\cos \varphi_x = ds/dx = \sqrt{1 + (dy/dx)^2},$$

то с учетом (IV.3)

$$\Delta S = H/\omega \int_l [1 + Q_x^2/H^2] dx = H(l + D/H^2)/\omega = (Hl + D/H)/\omega. \quad (IV.20)$$

Несложным преобразованием уравнение (IV.20) можно привести к виду

$$\Delta S \approx Hlm^2/\omega, \quad (IV.21)$$

где $m = S/l$.

Учитывая упругое удлинение, установим новую зависимость между нагрузкой, распором и длиной нити. Обозначим начальную длину невесомой нити S . После удлинения

$$S_1 = S + \Delta S. \quad (IV.22)$$

Нить находится в равновесии под действием вертикальной нагрузки $q(x)$ и распора. Длина ее может быть выражена через формулу (IV.9). Правую часть равенства (IV.22) запишем при помощи уравнений (IV.7) и (IV.21):

$$l + D/(2H^2) = l + 8l/(3n^2) + Hlm^2/\omega. \quad (IV.23)$$

Искомое выражение после необходимых упрощений получим в виде кубического уравнения

$$H^3 + 8\omega H^2/(3n^2 m^2) = D\omega/(2lm^2). \quad (IV.24)$$

Несколько более точное выражение предложено Р. Н. Мацелинским [49]:

$$H^3 + 8\omega H^2/(3n^2 m^3) = D\omega/(2lm^3). \quad (IV.24a)$$

Кубическое уравнение может быть решено при помощи специальных таблиц или путем подбора.

В выражение (IV.24) входит величина $n = lf$: если провес нити неизвестен, а известна лишь ее начальная длина, то уравнение (IV.24a) может быть преобразовано:

$$H^3 + (m-1)\omega H^2/m^3 = D\omega/(2lm^3). \quad (IV.24б)$$

Если задан свободный провес нити f , а длина ее неизвестна, то выражение (IV.24a) можно привести к виду

$$H^3 + 8\omega H^2/(3n^2 + 6\kappa) = D\omega/[2l(1 + 6\kappa/n^2)]. \quad (IV.24в)$$

Формулы для нити с опорами в разных уровнях приведены ниже без вывода.

Удлинение наклонной нити

$$\Delta S = (Hd/\cos \alpha + D \cos^3 \alpha/H)/\omega \approx Hdm_1^3/(\omega \cos \alpha), \quad (IV.25)$$

где $m_1 = S/d$.

Уравнение упругой наклонной нити

$$H^3 + (m_1 - 1)\omega \cos \alpha H^2/m_1^3 = D\omega \cos^4 \alpha/(2dm_1^3), \quad (IV.26)$$

или

$$\begin{aligned} H^3 + 8\omega f^2 \cos^3 \alpha H^2/(3d^2 + 6\kappa f^2 \cos^2 \alpha) = \\ = D\omega \cos^4 \alpha/[2d[1 + 2\kappa f^2 \cos^2 \alpha/(d^2)]]. \end{aligned} \quad (IV.26a)$$

Формулой (IV.26) удобно пользоваться, если известна начальная длина нити, формулой (IV.26a) — если задан ее начальный провес.

В практике встречаются задачи в такой постановке: упругая нить загружена нагрузкой с грузовой характеристикой D_1 ; распор H_1 определен с помощью (IV.24); впоследствии нить нагружается дополнительно так, что суммарная грузовая характеристика нагрузок становится D_2 . Необходимо определить распор H_2 от суммарной нагрузки.

Длина нити с опорами в одном уровне после вторичного нагружения

$$S_2 = S_1 + \Delta S.$$

На основании формул (IV.9) и (IV.21) имеем

$$l + D_2/(2H_2^2) = l + D_1/(2H_1^2) + (H_2 - H_1)lm^2/\omega.$$

Кубическое уравнение относительно искомого распора H_2 получим после необходимых преобразований:

$$H_2^3 + [D_1\omega/(2lH_1^2 m^2) - H_1]H_2^2 = D_2\omega/(2lm^2). \quad (IV.27)$$

Если опоры расположены на разных уровнях, то уравнение приобретает вид

$$H_2^3 + [D_1\omega \cos^4 \alpha/(2H_1^2 dm_1^2) - H_1]H_2^2 = D_2\omega \cos^4 \alpha/(2dm_1^2). \quad (IV.28)$$

Перемещение опоры, даже незначительное, вызывает существенное изменение провеса нити и распора. На усилия, действующие в упругой нити, влияет также изменение температуры: с повышением температуры нити длина ее и провес возрастают, а распор соответственно уменьшается.

Рассмотрим влияние смещения опоры на наклонную упругую нить, нагруженную вертикальной нагрузкой $q(x)$ (рис. 28, б) с грузовой характеристикой D . Будем учитывать ту составляющую смещения, которая направлена вдоль прямой, соединяющей опорные точки. Составляющей, нормальной к этой линии, будем пренебрегать, так как она незначительно изменяет угол наклона нити и практически на усилиях в ней не отражается.

Распор, действующий в нити, и ее длину до смещения опоры обозначим через H_1 и S_1 , после смещения — через H_2 и S_2 :

$$S_2 = S_1 + \Delta S_1. \quad (\text{IV.29})$$

На основании уравнения (IV.16):

$$S_1 = d + D \cos^3 \alpha / (2H_1^2)$$

и

$$S_2 = d + \Delta d + D \cos^3 \alpha / (2H_2^2).$$

Грузовую характеристику нагрузки D во втором выражении следовало бы вычислить не для пролета l , а для пролета $l + \Delta l$, т. е. с учетом смещения опоры. Однако смещение весьма мало по сравнению с пролетом, и влиянием его на грузовую характеристику можно пренебречь. Удлинение нити найдем, пользуясь формулой (IV.25).

$$\Delta S_1 = (H_2 - H_1) dm_1^2 / (\omega \cos \alpha).$$

Подставив результаты уравнения в (IV.29), получим выражение для распора в виде кубического уравнения

$$H_2^3 + [D\omega \cos^4 \alpha / (2H_1^2 dm_1^2) - H_1 - \omega \cos \alpha \Delta l / (dm_1^2)] H_2^2 = D\omega \cos^4 \alpha / (2dm_1^2). \quad (\text{IV.30})$$

При расположении опор в одном уровне выражение принимает вид

$$H_2^3 + [D\omega / (2H_1^2 l m^2) - H_1 - \omega \Delta l / (l m^2)] H_2^2 = D\omega / (2l m^2). \quad (\text{IV.31})$$

Знак минус перед третьим членом, заключенным в скобки, в обеих формулах получен в предположении, что при смещении опоры пролет нити увеличился; если пролет уменьшится, то перед третьим членом следует ставить плюс.

При изменении температуры наклонной нити исходное уравнение также принимает вид (IV.29), а выражение для начальной, длины S_1 остается без изменений. После изменения температуры

$$S_2 = d + D \cos^3 \alpha / (2H_2^2).$$

Если температура нити возросла на Δt , то

$$\Delta S = \eta \Delta t S + (H_2 - H_1) dm_1^2 / (\omega \cos \alpha),$$

где η — коэффициент линейного расширения нити.

После подстановки значения ΔS в формулу (IV.29) и необходимых преобразований получаем:

$$H_2^3 + [D\omega \cos^4 \alpha / (2H_1^2 l m_1^2) - H_1 + \omega \eta \Delta t \cos \alpha / m_1] H_2^2 = D\omega \cos^4 \alpha / (2l m_1^2). \quad (\text{IV.32})$$

Для нити с опорами в одном уровне

$$H_2^3 + [D\omega / (2H_1^2 l m^2) - H_1 + \omega \eta \Delta t / m] H_2^2 = D\omega / (2l m^2). \quad (\text{IV.33})$$

При уменьшении температуры нити на Δt знак перед третьим слагаемым в скобках изменяется на минус.

Рассмотрим наклонную струну, т. е. нить, начальная длина которой равна расстоянию между точками подвеса d . Для решения воспользуемся уравнением (IV.26), имея в виду, что $S = d$ и $m_1 = S/d = 1$. Тогда

$$H = \sqrt[3]{D\omega \cos^4 \alpha / (2d)}; \quad (\text{IV.34})$$

для горизонтальной струны

$$H = \sqrt[3]{D\omega / (2l)}. \quad (\text{IV.35})$$

Рассмотрим струну, предварительно напряженную усилием N_n , направленным по линии, соединяющей опорные точки. Длина струны после загрузки будет

$$S = d - \Delta S_N + \Delta S,$$

изменение длины струны от предварительного напряжения

$$\Delta S_N = N_n d / \omega.$$

На основании формул (IV.16) и (IV.25) имеем

$$d + D \cos^3 \alpha / (2H^2) = d - N_n d / \omega + H d / (\omega \cos \alpha),$$

откуда

$$H^3 - N_n \cos \alpha H^2 = D\omega \cos^4 \alpha / (2d). \quad (\text{IV.36})$$

Для горизонтальной предварительно-напряженной струны

$$H^3 - N_n H^2 = D\omega / (2l). \quad (\text{IV.37})$$

Если принять напрягающую силу равной нулю, то получим уравнения (IV.34) и (IV.35). Если напряженная струна после первого нагружения подвергается вторичному нагружению, то новый распор вычисляется так же, как для ненапряженных нитей, т. е. при помощи формул (IV.27) и (IV.28).

Распор напряженной струны при смещении опоры находится из уравнения (IV.30) и (IV.31), а в случае изменения температуры — по (IV.32) и (IV.33).

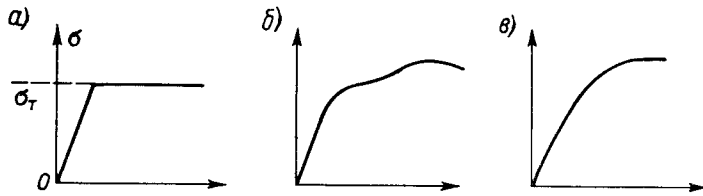


Рис. 29. К расчету гибких нитей за пределами упругости
 а — диаграмма идеального упругопластического тела (диаграмма Прандтля); б — диаграмма удлинения мягкой стали; в — то же, твердой стали

Расчет упругих нитей по прочности производится на расчетные нагрузки, а по деформациям — на нормативные. Расчет на оба вида нагрузок необходимо вести дважды: использование переходного коэффициента для нелинейных систем невозможно.

Наметим возможный путь расчета нити за пределами упругости. Для этого воспользуемся диаграммой удлинения идеального упругопластического тела (рис. 29), предложенной Прандтлем. Стержень при растяжении следует закону Гука до достижения предела текучести, дальнейшее удлинение происходит без роста напряжений. Приблизительно примем, что в полой нити усилие постоянно по длине и равно распору.* Нить, достигшая под нагрузкой предела текучести, окажется в равновесии при некотором провесе и распоре. Дальнейшего роста длины нити не последует, так как в этом случае произошло бы увеличение ее провеса и уменьшение действующего в ней усилия, которое упало бы ниже соответствующего пределу текучести. Более того, нить можно продолжать нагружать; под действием дополнительной нагрузки длина ее и провес будут возрастать, а напряжение по-прежнему будет равно пределу текучести. Сталь можно считать материалом, подчиняющимся закону упругопластического тела лишь до известного предела, за которым в растянутом стержне появляется шейка, вслед за чем наступает разрушение.

Выраженным пределом текучести обладают только мягкие стали (рис. 29, б), для твердых, диаграмма удлинения которых показана на рис. 29, в, принимается условный предел текучести, равный 80% временного сопротивления. Предельное относительное удлинение при разрыве различно для разных марок стали. Относительное удлинение твердых сталей (пучки высокопрочной проволоки, пряди, тросы и др.) колеблется в пределах 1,5—2,5%, мягких — 3÷6%. Предел допустимого удлинения следует принимать в 1,5—2 раза ниже этих значений: для мягких сталей можно допускать удлинение 2—3, для твердых — 1÷1,5%.

* Можно представить и другую модель в упругопластической стадии, а именно: пологую нить с нагрузкой, нормальной к ее оси. Тогда усилие по всей ее длине будет постоянным. При достаточно полой нити нормальную нагрузку можно приблизительно отождествить с вертикальной.

Расчет мягких сталей, упрочненных вытяжкой, вести по предлагаемой ниже методике не следует, так как почти все предельное удлинение стали уже выбрано при ее калибровке — упрочненная сталь почти не имеет зоны пластических деформаций.

Обозначим предельно допустимое относительное удлинение для данной стали $\epsilon_{пр}$. Будем иметь

$$S_{пр} = S(\epsilon_{пр} + 1). \quad (IV.38)$$

Рассмотрим пологую упругопластическую нить с опорами в одном уровне под действием вертикальной нагрузки, которую будем пропорционально увеличивать до достижения нитью предельно допустимого удлинения. Усилие в нити полагаем постоянным по длине и равным распору, а напряжение — равным пределу текучести:

$$H_{\tau} = F\sigma_{\tau}. \quad (IV.39)$$

Нить подчиняется уравнению (IV.9), связывающему ее длину с распором и нагрузкой. Предельная длина и распор нити известны из выражений (IV.38) и (IV.39), остается определить из (IV.9) характеристику нагрузки, которую нить способна выдержать:

$$D_{пр} = 2[S(\epsilon_{пр} + 1) - l]H_{\tau}^2. \quad (IV.40)$$

Отсюда получим значение предельной и расчетной нагрузок, задавшись коэффициентом запаса по отношению к пределу текучести, равным 1,3. Если расчет ведется для равномерно распределенной нагрузки, то с учетом коэффициента запаса 1,3 из выражения (IV.40) вычислим допускаемую расчетную нагрузку:

$$q = 3,8H_{\tau} \sqrt{m\epsilon_{пр} + m - 1}/l. \quad (IV.41)$$

Обратимся к нити с опорами в разных уровнях и предельной длиной, определяемой по формуле (IV.38).

Предельное усилие направим вдоль линии, соединяющей опорные точки:

$$N_{\tau} = H/\cos \alpha = F\sigma_{\tau}. \quad (IV.42)$$

Воспользуемся уравнением (IV.16), откуда

$$\begin{aligned} D &= 2[S(\epsilon_{пр} + 1) - d]H^2/\cos^3 \alpha = \\ &= 2[S(\epsilon_{пр} + 1) - d]F^2\sigma_{\tau}^2/\cos \alpha. \end{aligned} \quad (IV.43)$$

При равномерно распределенной нагрузке и коэффициенте запаса 1,3 получим

$$q = 3,8F\sigma_{\tau} \sqrt{m_1\epsilon_{пр} + m_1 - 1}/(l \cos \alpha). \quad (IV.44)$$

При расчете нити в пластической стадии с учетом изменения температуры на Δt считаем известными нагрузку, распор и провес троса. При уменьшении температуры усилие в нити будет по-прежнему $F\sigma_t$, провес троса и его длина не изменятся, так как укорочение нити от понижения температуры компенсируется ее пластическим удлинением. Учитывая возможное понижение температуры, допустимое удлинение троса под нагрузкой следует ограничить

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{пр} - \eta \Delta t.$$

При нагревании длина нити возрастет, а усилие уменьшится за счет увеличения провеса. При разгрузке напряжение в упруго-пластическом стержне изменяется по закону Гука; задача решается при помощи формул, применяемых для расчета упругих нитей.

§ 3. Расчет плоских вантовых ферм

Применение параллельных систем тросов ограничивается их деформативностью, особенно при легких кровлях. С целью уменьшения деформативности применяют плоские вантовые фермы: простейшие их виды показаны на рис. 30.

Элементами вантовых ферм являются несущий трос, стабилизирующий, или напрягающий, трос, стойки (растяжки), связываю

щие оба троса. Несущий и стабилизирующий тросы могут соединяться между собой в одной или двух точках соединительными шарнирами или крестом решеткой. Введение в фермы соединительных шарниров или решетки повышает жесткость конструкции при работе на односторонние нагрузки.

Фермы по рис. 30, а удобны тем, что при таком очертании проще организовать водосток, а распор обоих тросов передается в одну точку, что упрощает решение опорных конструкций. В то же время эти фермы неустойчивы в монтаже и, во избежание переворачивания, нуждаются в устройстве вертикальных связей, стойки в такой системе сжаты, что ведет к увеличению их веса; устройство соединительных шарниров в таких фермах исключается.

Фермы по рис. 30, б, в имеют всегда растянутые стойки, они обладают устойчивостью и не могут перевернуться ни при монтаже, ни в период эксплуатации. Вантовые фермы могут применяться для покрытия зданий с прямоугольным планом при параллельном расположении (рис. 30, е) и в зданиях с круглым планом при радиальном расположении (рис. 30, ж). В последнем случае фермы в центре соединяются между собой кольцом или барабаном. Фермы проектируются предварительно-напряженными; величина напряжения подбирается так, чтобы при полной нагрузке в напрягающем (стабилизирующем) тросе оставалось усилие, эквивалентное 10—15% этой нагрузки. Иначе стабилизирующий трос может выключиться из работы раньше, чем несущий достигнет предельного состояния по прочности. Тогда фермы, изображенные на рис. 30, б, в или д, в предельном состоянии приобретают повышенную деформативность, но прочность покрытия не уменьшается.

В фермах же по рис. 30, а или г в результате выключения стабилизирующего троса может наступить недопустимое расстройство кровли, во избежание чего стабилизирующий трос следует напрягать с таким расчетом, чтобы выключение его из работы произошло одновременно с достижением предельного состояния в несущем тросе.

Расчет ферм ведется на основе приближенной теории пологих нитей. Очертание поясов следует выбирать в зависимости от характера главной части нагрузки. При параллельном расположении ферм основная нагрузка распределяется вдоль фермы равномерно и очертания поясов выбираются по квадратной параболе. При радиальном расположении ферм нагрузка действует по закону треугольника, а очертания поясов задают по кубической параболе. Шаг ферм назначают в зависимости от шага поперечных конструкций, размера кровельных плит и пр.

При расчете ферм будем пренебрегать деформациями стоек или решетки ферм и принимать опоры фермы несмещающимися. Так же как и расчет гибких нитей, расчет ферм не может быть осуществлен по линейной теории. Расчетной комбинацией для несущего троса является полная расчетная нагрузка на ферму. При этом на несущий трос, кроме внешней нагрузки, действует усилие в стабили-

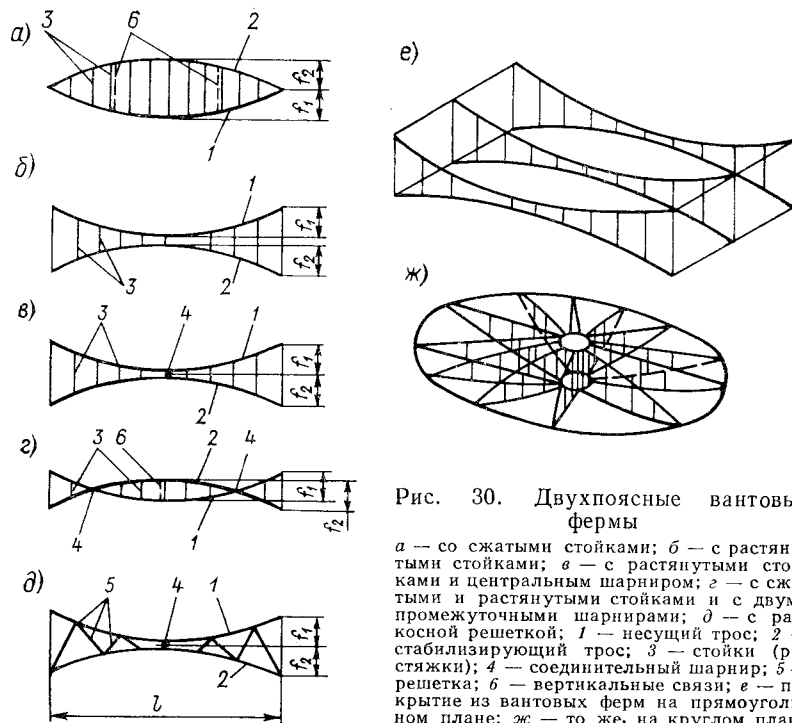


Рис. 30. Двухпоясные вантовые фермы

а — со сжатыми стойками; б — с растянутыми стойками; в — с растянутыми стойками и центральным шарниром; г — с сжатыми и растянутыми стойками и с двумя промежуточными шарнирами; д — с раскосной решеткой; 1 — несущий трос; 2 — стабилизирующий трос; 3 — стойки (растяжки); 4 — соединительный шарнир; 5 — решетка; 6 — вертикальные связи; е — покрытие из вантовых ферм на прямоугольном плане; ж — то же, на круглом плане

зирующем тросе, передающееся от сосредоточенных грузов в точках крепления стоек. При выводе расчетных формул будем полагать, что стойки распределены равномерно и весьма часто по длине фермы, а следовательно, передают на соединяемые ими ванты распределенную нагрузку, что не отражается на точности расчета, но упрощает вывод формул.

При действии на ферму полной нагрузки усилие в стабилизирующем тросе минимальное. Для этого троса расчетной комбинацией нагрузок является момент его предварительного напряжения; если ферма напрягается до приложения нагрузки, то расчетное усилие в тросе может оказаться значительным. Для его уменьшения напряжение лучше осуществлять после укладки плит кровли. Тогда нагрузкой на ферму для расчета напрягающего троса является вес плит кровли в сочетании с ветровым отсосом. Предварительное напряжение ферм можно производить также в два этапа: первый — до начала монтажа, второй — после укладки плит кровли или окончания монтажа. Рассчитывая ферму, необходимо определить максимальные расчетные усилия в ее элементах, длины вант в рабочем состоянии и при их заготовке, кинематические перемещения характерных точек ферм при различных сочетаниях нагрузок в условиях монтажа и эксплуатации, а также при температурных воздействиях.

Вантовая ферма является статически неопределимой системой. Рассчитать ее можно, если заранее задаться сечениями обоих тросов. Сечение несущего троса легко принять, если считать исходным состояние фермы под действием полной расчетной нагрузки. Задав в этом состоянии стрелки провеса обоих тросов, по формулам (IV.4) и (IV.4a) получим усилие в несущем тросе.

Влияние на несущий трос натяжения стабилизирующего троса учитывается увеличением расчетной нагрузки на 10—15%. Сечение стабилизирующего троса следует задать; если окажется, что размеры сечения приняты неудачно, то расчет необходимо повторить. Стрелу провеса несущего троса принимают в пределах $1/10—1/20$ пролета, провес стабилизирующего троса целесообразно задавать несколько меньшим. Сечение его принимают в пределах $0,2—0,4$ от сечения несущего троса.

В исходном состоянии, имея сечение и провесы обоих тросов, а также действующие нагрузки, можно определить их длину по формулам (IV.7a) и (IV.9), а длину их заготовок — по формуле (IV.20) или (IV.21).

Определим усилия в ферме при снятии всей нагрузки или ее временной части. Ферма находится под действием части внешней нагрузки, характер которой соответствует общему ее характеру и очертанию поясов ферм.

Нагрузка на несущий трос

$$q_n = q + q_c, \quad (IV.45)$$

где q_c — неизвестная нагрузка, воспринимаемая стабилизирующим тросом и передаваемая через стойки на несущий.

Определим значения максимальных балочных изгибающих моментов от этих нагрузок, имеющих один и тот же характер в силу соответствия его характеру полной нагрузки и очертанию фермы:

$$M_n = M_0 + M_c, \quad (IV.46)$$

или

$$H_n f_n = M_0 + H_c f_c. \quad (IV.47)$$

Здесь известен только балочный момент от внешней нагрузки: распоры и провесы обоих тросов изменились с уменьшением нагрузок.

Перепишем уравнение (IV.47):

$$(H_n - \Delta H_n)(f_n - x) = M_0 + (H_c + \Delta H_c)(f_c + x), \quad (IV.48)$$

где x — искомое приращение провесов обоих тросов; в силу нерастяжимости стоек перемещения обоих тросов по вертикали равны между собой в любой точке фермы.

В выражении (IV.48) величины H_n , f_n , H_c и f_c — известные распоры и провесы обоих поясов в исходном состоянии при полной нагрузке. При увеличении провеса приращение его длины равно разности между длинами кривой в обоих состояниях:

$$\Delta S = l + \kappa(f + x)^2/l - l - \kappa f^2/l = \kappa(2f + x)x/l. \quad (IV.49)$$

При уменьшении провеса

$$\Delta S = -\kappa(2f - x)x/l, \quad (IV.49a)$$

где k принят по формуле (IV.7a).

На основании формулы (IV.21)

$$\Delta S = \Delta H l m^2 / \omega. \quad (IV.50)$$

Приравнивая между собой правые части формул (IV.49) и (IV.50), получаем приращение распора

$$\Delta H = \kappa \omega (2f + x)x / S^2. \quad (IV.51)$$

При уменьшении провеса

$$\Delta H = -\kappa \omega (2f - x)x / S^2. \quad (IV.51a)$$

Подставляя результат в уравнение (IV.48) и выполнив преобразование, имеем:

$$(A_n + A_c)x^3 - 3(A_n f_n - A_c f_c)x^2 + (H_n + H_c + 2A_n f_n^2 + 2A_c f_c^2)x - (H_n f_n - H_c f_c - M_0) = 0, \quad (IV.52)$$

где $A_n = k\omega_n / S_n^2$ и $A_c = k\omega_c / S_c^2$.

Выражение $H_n f_n - H_c f_c$ есть балочный момент полной расчетной внешней нагрузки $M_{0,n}$. Итак, свободный член уравнения является разностью балочных моментов двух состояний — исходного и того, которое нас интересует; это балочный момент «снимае-

мой» нагрузки. Если нас интересует ферма без нагрузки, то свободный член обращается в $M_{6.п.}$

Определив приращение провеса, можно найти значение провесов обоих тросов в новом состоянии; по формуле (IV.49) или (IV.49a) вычисляем приращение их длины, а по формуле (IV.51) или (IV.51a) — приращение распоров. Вычисление ординат, а следовательно, перемещений любой точки тросов при известном распоре выполняется по формуле (IV.2).

Задача об определении усилий в вантовой ферме при изменении температур по своему характеру аналогична задаче об изменении длины тросов $\Delta S_t = \eta \Delta t S$ или о смещении опоры и может быть решена сходным методом.

Имея распор, провесы и сечения обоих поясов до изменения температуры, рассмотрим случай уменьшения их длин на величину ΔS_t , при котором распор в обоих тросах возрастает. Провес более мощного несущего троса уменьшится на величину x , а провес стабилизирующего троса возрастет на ту же величину. По аналогии с предыдущим решением

$$(H_n + \Delta H_n)(f_n - x) = M_6 + (H_c + \Delta H_c)(f_c + x). \quad (IV.53)$$

Так как внешняя нагрузка и ее балочный момент не изменились, то с учетом (IV.47)

$$\Delta H_n(f_n - x) - H_n x = \Delta H_c(f_c + x) + H_c x. \quad (IV.54)$$

Изменение длины троса из геометрических соображений находим по формулам (IV.49) и (IV.49a). В то же время

$$\Delta S = \Delta H S m / \omega - \Delta S_t. \quad (IV.55)$$

Приравняем значения ΔS по обеим формулам и вычислим приращения распора:

$$\Delta H_n = B_n - A_n(2f_n - x), \quad (IV.56)$$

$$\Delta H_c = B_c + A_c(2f_c + x), \quad (IV.57)$$

где $B_n = \omega_n \Delta S_t / (l m_n^2)$ и $B_c = \omega_c \Delta S_t / (l m_c^2)$.

После подстановки и необходимых упрощений получаем

$$(A_n + A_c)x^3 - 3(A_n f_n - A_c f_c)x^2 + (H_n + H_c + B_n + B_c + 2A_n f_n^2 + 2A_c f_c^2)x - (B_n f_n - B_c f_c) = 0. \quad (IV.58)$$

При возрастании температуры дополнительный провес получает обратный знак:

$$(A_n + A_c)x^3 + 3(A_n f_n - A_c f_c)x^2 + (H_n + H_c - B_n - B_c + 2A_n f_n^2 + 2A_c f_c^2)x - (B_n f_n - B_c f_c) = 0. \quad (IV.59)$$

Обратимся к расчету вантовой фермы на одностороннюю нагрузку, которую представим в виде суммы симметричной и обратносимметричной частей, как показано на рис. 31, а, б, для нагрузок равномерной и треугольной. Приближенно положим, что распор нити определяется только симметричной нагрузкой, так как балочный момент обратносимметричной нагрузки посередине пролета равен нулю и на величину распора не влияет. Это предположение для расчета упругой нити несправедливо, поскольку средняя точка при несимметричной нагрузке смещается и по вертикали, и по горизонтали. Вертикальное перемещение в большинстве практических случаев незначительно; это дает возможность пренебречь им и применить к решению нелинейной задачи принцип независимости действия сил. Величина погрешности, вводимой данным предположением, определяет границы применимости метода. В качестве примера воспользуемся значениями грузовых характеристик D для несимметричной и D_1 для симметричной нагрузки:

$$D = q^2 l^3 (1 + 0,313\gamma^2 + \gamma) / 12;$$

$$D_1 = q^2 l^3 (1 + 0,25\gamma^2 + \gamma) / 12;$$

где $\gamma = p/g$.

Выражения отличаются коэффициентами при γ^2 , что и определяет погрешность в грузовой характеристике при пользовании выражением D_1 вместо D . При вы-

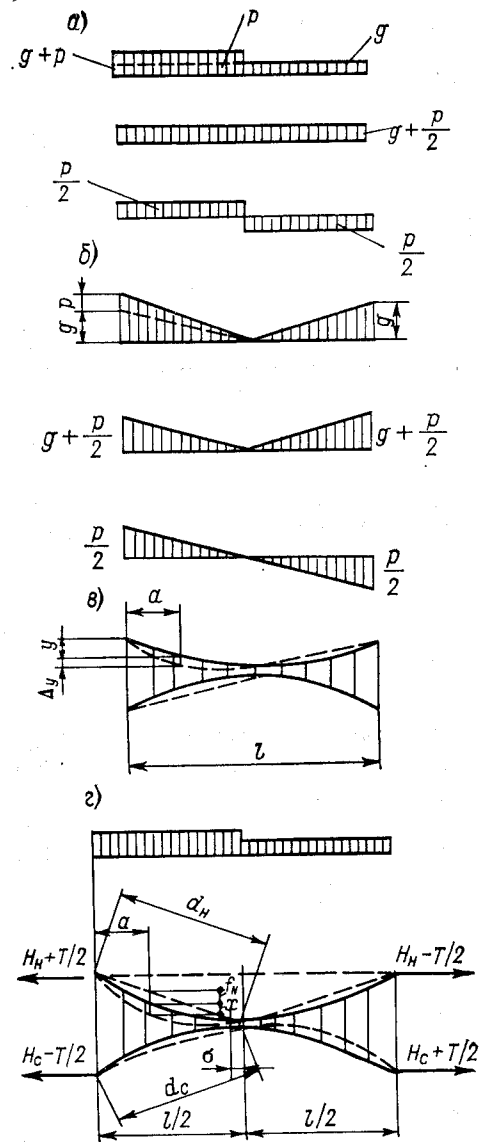


Рис. 31. К расчету двухпоясных ферм на несимметричные нагрузки
а — разложение несимметричной равномерно распределенной нагрузки на симметричную и обратносимметричную части; б — то же, для нагрузки, изменяющейся по закону треугольника; в — деформация вантовой фермы под действием несимметричной нагрузки; г — то же, при ферме с соединительным шарниром

числении распора погрешность всегда меньше квадратного корня из отношения обеих грузовых характеристик, так как D входит в свободный член кубического уравнения распора (IV.24):

$$\xi < \sqrt{\frac{1 + 0,313\gamma^2 + \gamma}{1 + 0,25\gamma^2 + \gamma}}$$

Аналогично при треугольной нагрузке (рис. 31, б)

$$\xi_1 = \sqrt{\frac{1 + 0,361\gamma^2 + \gamma}{1 + 0,25\gamma^2 + \gamma}}$$

Ниже приведены значения величин ξ и ξ_1 в зависимости от γ .

$\gamma = p/g$	0	0,5	1	2	3	4
ξ	1	1,005	1,013	1,032	1,045	1,055
ξ_1	1	1,009	1,025	1,055	1,080	1,095

При равномерной нагрузке погрешность в определении распора не превышает 5% при $\gamma \leq 4$. В большинстве практических случаев это отношение меньше 1 и обеспечивает удовлетворительную точность предлагаемого метода. Если погрешность оказалась велика, то следует пользоваться методом последовательных приближений или же формулами, приведенными в [56].

Итак, распор и провес тросов посередине пролета определяются из решения для симметричной нагрузки. Надо определить геометрию по всей длине тросов с учетом обратносимметричной части нагрузки и нагрузку, действующую на правые и левые ветви тросов.

Условие равновесия (рис. 31, в) в произвольной точке фермы на расстоянии a от левой опоры по аналогии с (IV.46)

$$M_{ан} = M_{аб} + M_{ас}, \quad (IV.60)$$

или

$$H_n(y_n + \Delta y) = M_{аб} + H_c(y_c - \Delta y); \quad (IV.61)$$

здесь H_n и H_c — распоры тросов, известные из задачи о симметричной нагрузке; y_n и y_c — соответствующие ординаты тросов в точках с абсциссой a ; $M_{аб}$ — балочный момент от внешней нагрузки в той же точке.

Определим неизвестное перемещение точки a из уравнения (IV.61):

$$\Delta y = (M_{аб} + H_c y_c - H_n y_n) / (H_n + H_c). \quad (IV.62)$$

Представим $M_{аб}$ как сумму моментов от симметричной и обратносимметричной нагрузок:

$$M_{аб} = M_a^c + M_a^{o.c.}$$

Момент симметричной нагрузки уравнивается произведениями распоров на соответствующие провесы тросов, т. е.

$$M_a^c - H_n y_n + H_c y_c = 0.$$

Тогда окончательно

$$\Delta y = M_a^{o.c.} / (H_n + H_c). \quad (IV.63)$$

Максимальное значение Δy совпадает с максимальным балочным моментом обратносимметричной нагрузки; в этой точке и следует определять кинематическое перемещение. Зная Δy , определяем интенсивность нагрузок, действующих на оба троса, и проверяем правильность решения, пользуясь уравнением $q_{ан} = q_a + p_a + q_{ас}$. В правой половине фермы перемещение симметричной точки с ординатой $l-a$ равно $-\Delta y$. Зная величину нагрузки на каждый трос, с помощью (IV.2) получим уравнение изогнутой оси. Для определения горизонтального смещения средних точек тросов воспользуемся выражениями (IV.9) и (IV.16). Представим его как разность длин двух кривых, первая из которых показана на рис. 31, в пунктиром (пролет ее равен полупролету фермы, разность отметок — провесу троса), вторая — сплошной линией (ее длина равна половине длины троса).

$$\Delta x = d + D_1 \cos^3 \alpha / (2H^2) - d - D_0 \cos^3 \alpha / (2H^2) = (D_1 - D_0) \cos^3 \alpha / (2H^2), \quad (IV.64)$$

где $\cos \alpha = 2d/l$; D_1 — грузовая характеристика, взятая по полупролету от всей нагрузки на несущий трос; D_0 — то же, от симметричной части нагрузки.

Взаимное смещение средних точек обоих тросов равно по формуле (IV.64) сумме смещений каждого.

Рассмотрим ферму, в которой средние точки тросов соединены между собой (рис. 31, з). В точке соединения при несимметричной нагрузке приложена горизонтальная сила взаимодействия тросов T ; при симметричной нагрузке $T = 0$ и ферма с соединительным шарниром в центре не отличается от фермы без соединения. Нагрузку по-прежнему представим в виде суммы симметричной и обратносимметричной частей. При расчете на кососимметричную нагрузку положим, что средняя точка фермы перемещается только по горизонтали — вертикальный провес посередине пролета не меняется. Горизонтальное перемещение направлено к пригружаемой части кососимметричной нагрузки (см. рис. 31, з — влево). Усилие T изменяет величину распора тросов: распор несущего троса увеличивается на $T/2$ в той половине фермы, где кососимметричная нагрузка пригружает систему, и уменьшается на ту же величину там, где нагрузка ее разгружает. В стабилизирующем тросе, наоборот, распор возрастает на $T/2$ в той половине фермы, где нагрузка разгружает систему, и уменьшается в пригруженной половине.

Изложенное верно при условии, что $T/2 < H$, т. е. усилие в обоих тросах всегда сохраняет свой знак. Рассмотрим сечение левой по-

ловины фермы на расстоянии a от опоры, полагая, что обратносимметричная нагрузка пригружает ее. Условия равновесия удобно записать в виде (IV.47) для точки с максимальным балочным моментом и максимальным провесом f_n , хотя аналогичное рассуждение справедливо для любой точки:

$$(H_n + T/2)(f_n + x) = M_0 + (H_c - T/2)(f_c - x). \quad (IV.65)$$

В сечении определяется момент для балки пролетом $l/2$; стрелки f вычисляются от наклонных прямых, соединяющих опорные точки тросов с серединой фермы. Момент представим в виде суммы моментов от симметричной и кососимметричной частей нагрузки:

$$M_0 = M_0^c + M_0^s.$$

Имея в виду, что $M_0^c - H_n f_n + H_c f_c = 0$, получим уравнение, связывающее приращение провеса и силу взаимодействия тросов T :

$$T(f_n + f_c) = 2M_0^s - 2x(H_n + H_c). \quad (IV.66)$$

Остальные величины, входящие в уравнение (IV.66), известны из решения для симметричной нагрузки.

Второе уравнение, связывающее те же величины, получим из геометрических соображений. Приращение длины левой половины несущего троса

$$\begin{aligned} \Delta S_n &= d_n + \kappa(f_n + x)^2 \cos^2 \alpha_n / d_n - d_n - \kappa f_n^2 \cos^2 \alpha_n = \\ &= \kappa \cos^2 \alpha_n (2f_n x + x^2) / d_n. \end{aligned} \quad (IV.67)$$

Это приращение — результат удлинения троса от увеличения распора на $T/2$ и перемещения середины фермы на δ :

$$\Delta S_n = \delta + T d_n m_{1n}^2 / (2\omega_n \cos \alpha_n). \quad (IV.68)$$

Приравняв выражения (IV.67) и (IV.68), получим

$$\delta = \kappa \cos^2 \alpha_n (2f_n x + x^2) / d_n - T d_n m_{1n}^2 / (2\omega_n \cos \alpha_n). \quad (IV.69)$$

Аналогично

$$\delta = \kappa \cos^2 \alpha_c (2f_c x + x^2) / d_c + T d_c m_{1c}^2 / (2\omega_c \cos \alpha_c). \quad (IV.69a)$$

Приравняв правые части (IV.69) и (IV.69a), получаем искомое выражение:

$$\begin{aligned} \kappa \cos^2 \alpha_n (2f_n x + x^2) / d_n - \kappa \cos^2 \alpha_c (2f_c x - x^2) / d_c = \\ = T [d_n m_{1n}^2 / (2\omega_n \cos \alpha_n) + d_c m_{1c}^2 / (2\omega_c \cos \alpha_c)]. \end{aligned} \quad (IV.70)$$

Решив совместно уравнения (IV.66) и (IV.70), получим дополнительный провес тросов и усилие их взаимодействия в ключе фермы.

Перемещение ключа фермы определим по формуле (IV.69). Проверкой правильности решения является условие равновесия (IV.45).

§ 4. Расчет висячих систем с круглым планом

Наиболее полно преимущества висячих систем выявляются на сооружениях с круглым планом. Передача распора на замкнутый безмоментный контур, не требующий ни оттяжек, ни анкеров, обеспечивает наиболее полное использование материала, когда стальные ванты работают на растяжение, а железобетонное контурное кольцо — на сжатие. Системы такого рода благодаря малому расходу материала и простоте возведения обладают высокими экономическими показателями.

Висячие покрытия зданий с круглым планом могут быть в зависимости от архитектурных, конструктивных и технологических требований выполнены в виде однопоясных или двухпоясных радиальных систем с центральным фонарем и без него. Основные виды однопоясных систем показаны на рис. 32. Это системы провисающие — без средней опоры и шатровые — со средней качающейся или упругой опорой. Применение жестких средних опор не рекомендуется, ибо при несимметричной загрузке покрытия на вершину центральной опоры передается значительная горизонтальная сила, вызывающая ее изгиб.

Двухпоясные покрытия рекомендуется выполнять в виде радиально расположенных ферм преимущественно по типу, показанному на рис. 30, ж. В этом случае проще отводятся атмосферные воды с кровли и нет необходимости в устройстве двух контурных колец.

Однопоясные системы могут осуществляться с предварительным напряжением или без него. Предварительно-напряженные системы предпочтительны, так как они менее деформативны; напряжение может создаваться пригрузкой или иным способом. Двухпоясные системы выполняются только предварительно-напряженными.

При расчете круговых систем введем следующие упрощающие предположения:

1. Заменим центральное растянутое кольцо узловой точкой, в которой закреплены ванты.

2. Отдельные нити будем полагать несвязанными между собой в кольцевом направлении.

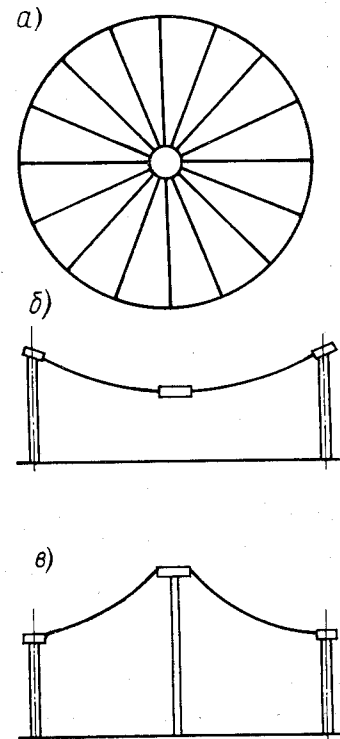


Рис. 32. Примеры однопоясных висячих систем при круглом плане

a — план покрытия; b — разрез системы без средней стойки (провисающая система); c — то же, со средней стойкой (шатровая система)

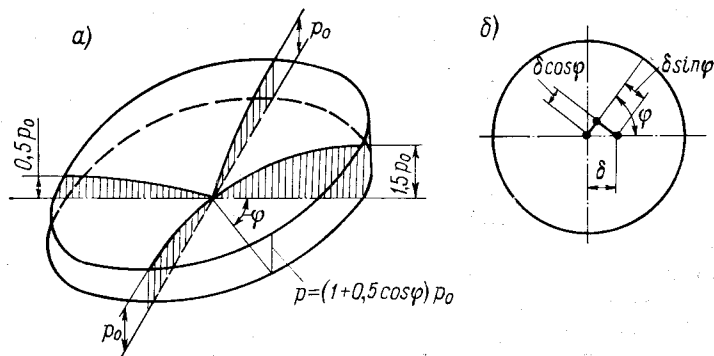


Рис. 33. К расчету круглых шатровых вантовых систем
 а — характер односторонней снеговой нагрузки; б — схема горизонтального смещения центральной опоры

3. Наружное опорное кольцо при расчете вант будем считать недеформируемым.

4. При расчете шатровой системы будем пренебрегать продольными деформациями центральной стойки.

Рассмотрим однопоясную провисающую систему (рис. 32, а, б). При осесимметричной нагрузке рассчитывается отдельная гибкая нить. Обратимся к расчету системы на действие односторонней снеговой нагрузки и рассмотрим ее характер.

Резкие перепады снеговых отложений при пологих кровлях и отсутствии перепадов по высоте на покрытии не наблюдаются в практике и могут быть исключены из рассмотрения. Наблюдения над пологими висучими покрытиями двух видов (шатровыми и провисающими), осуществленные НИИЖБом [44], показали, что перераспределение снеговой нагрузки осуществляется весьма плавно. Наиболее близко кривая односторонних снеговых отложений может быть описана косинусоидой.

Для покрытий шатрового типа ЦНИИСК рекомендует принимать нагрузку по закону

$$p = \sqrt[3]{r/R} (1 + 0,5 \cos \varphi) p_0 \quad (\text{VI.71})$$

Для провисающих покрытий можно рекомендовать аналогичную формулу (без уменьшения нагрузки к центру покрытия)

$$p = (1 + 0,5 \cos \varphi) p_0 \quad (\text{IV.72})$$

где φ — угловая координата; r — полярная координата; R — радиус покрытия.

Здесь (рис. 33, а) максимальное значение снеговой нагрузки составляет $1,5 p_0$, минимальное — $0,5 p_0$.

В формулах (IV.71) и (IV.72) первый член нагрузки представляет собой осесимметричную, а второй — ее полярно кососимметричную часть, подчиняющуюся тригонометрическому закону, что позволяет применить предложенный А. И. Сегалем метод расчета циклических систем.

Первый член снеговой нагрузки может быть просуммирован с осесимметричной постоянной нагрузкой от веса покрытия. В результате расчета системы на осесимметричную нагрузку получим распор, усилия в тросах, уравнение кривой и максимальный провес в центре.

При обратносимметричной нагрузке будем суммировать результаты расчета с усилиями от симметричной нагрузки, т. е. предположим, что распор определяется только симметричной нагрузкой. Как показано в предыдущем параграфе, погрешность при таком расчете характеризуется величиной ξ (см. стр. 92).

В нашем случае отношение односторонней снеговой нагрузки к симметричной $\gamma = 0,5$. Учитывая симметричную нагрузку от веса покрытия, приходим к выводу, что погрешность, даже для самых легких кровель, не превысит 1%. При обратносимметричной нагрузке средняя точка троса получает горизонтальное смещение: провесы пригружаемой половины троса возрастают, а разгружаемой — уменьшаются на одну и ту же величину. Горизонтальное смещение средней точки отдельного троса можно определить по формуле (IV.64).

Определим влияние остальных тросов системы на перемещение рассматриваемого троса. За начало отсчета примем «нулевой» трос, являющийся осью симметрии нагрузки; он несет максимальную по абсолютной величине кососимметричную нагрузку. Центральная точка будет перемещаться на величину δ вдоль нулевого троса к пригружающей части нагрузки. Перемещение средней точки произвольного троса, направленного под углом φ к нулевому, общее для всей системы, также равно δ и направлено вдоль нулевого троса. Нас будет интересовать только та составляющая (см. рис. 33, б), которая направлена вдоль троса, т. е. $\delta_\varphi = \delta \cos \varphi$. Составляющей, направленной нормально к оси троса, будем пренебрегать из-за ее малости.

Согласно циклической теории радиальные усилия и перемещения элементов, нагруженных циклической нагрузкой, подчиняются тому же циклическому закону. Значит, горизонтальное перемещение средней точки троса, расположенного под углом φ к нулевому и нагруженного кососимметричной нагрузкой $q_0 \cos \varphi$, равно $\delta \cos \varphi$, т. е. при циклической нагрузке тросы не взаимодействуют друг с другом и усилие, передаваемое системой на любой ее трос, равно нулю.

Расчет любого троса на действие кососимметричной нагрузки можно вести независимо от системы, как для отдельного троса. Следовательно, достаточно рассчитать нулевой трос; усилия и перемещения остальных тросов могут быть получены умножением интере-

сующих нас величин, полученных при расчете нулевого троса на $\cos \varphi$. Рассмотрим действие кососимметричной нагрузки на наружное кольцо. Усилие, передаваемое тросом на контур, разложим на две составляющие — горизонтальную и вертикальную. Если распор не меняется под действием обратносимметричной нагрузки, то необходимость в проверке опорного кольца в его плоскости отпадает — оно оказывается равномерно сжатым. Вертикальная составляющая усилия под влиянием рассматриваемой нагрузки изменяет свою величину. Максимум она достигает в месте подвески пригруженного конца нулевого троса.

Проверка опорного кольца в вертикальной плоскости необходима, если оно оперто не на сплошную стену, а на отдельные расположенные по периметру здания колонны.

Перейдем к рассмотрению шатровых систем с центральной опорой (рис. 32, в). Рекомендуется выбирать провес тросов так, чтобы угол их наклона у наружного кольца при максимальной нагрузке был равен или близок нулю. Если провес задать больше, то это затруднит удаление атмосферной воды с кровли, если же меньше — возрастут усилия в тросах и нагрузка на центральную опору, возникнет опасность отрыва контурного кольца от несущих конструкций: в точках крепления тросов к кольцу появится составляющая усилия, направленная вверх. Вертикальная нагрузка на контур не передается, если трос подходит к кольцу горизонтально. Вся она воспринимается центральной колонной, контур работает только на сжатие.

Центральную опору можно выполнить качающейся, жесткой или упругосмещающейся. При жесткой опоре (например, силосного типа) необходимо обеспечить возможность радиальной и тангенциальной подвижки контурного кольца. В противном случае на центральную опору и на наружные колонны будут передаваться значительные горизонтальные усилия, особенно при несимметричной снеговой нагрузке. При упругосмещающейся опоре на нее также передается горизонтальная реакция покрытия от односторонней снеговой нагрузки. Эта реакция тем больше, чем больше жесткость опоры. С целью упрощения и облегчения конструкции наружного контура, центральной опоры и фундаментов рекомендуется центральную опору делать подвижной (качающейся или упругосмещающейся при минимальной жесткости).

Расчет тросов шатровой системы на осесимметричную нагрузку осуществляется по формулам § 2. Несимметричную снеговую нагрузку будем принимать по формуле (IV.71). Под действием симметричной нагрузки во всех тросах устанавливается одинаковый распор. При приложении кососимметричной нагрузки будем по-прежнему считать, что распор не изменится, а произойдет горизонтальное смещение центральной опоры. Система, так же как и предыдущая, может быть приближенно решена раздельно на оба вида нагрузки. Зная распор и нагрузку, определим дополнительный провес нити

$$\Delta f = M_{\max}^0 / H, \quad (\text{IV.73})$$

где M_{\max}^0 — наибольший момент от обратносимметричной нагрузки; H — распор, вычисленный при осесимметричной нагрузке. Как и ранее, приращение провесов положительно на пригружаемом тросе и отрицательно на разгружаемом.

Горизонтальное смещение центральной опоры, определяемое смещением нулевых тросов, можно вычислить по формуле (IV.16). Так как распор не изменился, полагаем и длину троса неизменной. Тогда

$$d + D^0 \cos^3 \alpha / (2H^2) = d - \delta \cos \alpha + D' \cos^3 \alpha / (2H^2),$$

откуда

$$\delta = (D' - D^0) \cos^2 \alpha / (2H^2), \quad (\text{IV.74})$$

где D^0 — грузовая характеристика симметричной нагрузки (на пролете, равно радиусу покрытия); D' — то же, суммарной нагрузки; угол α из-за малости смещения считаем неизменным.

В шатровой системе сила взаимодействия между радиальной системой и любой парой тросов, так же как и в предыдущем случае, равна нулю. Так как тросы подходят к контурному кольцу горизонтально, а распор не изменился, то оно в дополнительной проверке не нуждается. С точки зрения расчета опорного кольца наиболее невыгодной может оказаться другая нагрузка, а именно, следующий (первый отброшенный нами) член в формуле разложения нагрузки по косинусам, имеющий вид $A_2 \cos 2\varphi$. Такая нагрузка вызывает изгиб кольца в его плоскости по двухволновой схеме. Если мы имеем замкнутое оболочку, то этим членом ($A_2 \cos 2\varphi$) можно пренебречь как в силу его малости, так и потому, что работе кольца на изгиб помогает примыкающая к нему оболочка.

Рассмотрим кольцевую систему из двухъярусных ферм, изображенную на рис. 30, ж. Она может быть снабжена центральным барабаном двух видов: нежестким — если верхнее и нижнее кольца барабана соединяются между собой только сжатыми стойками, что допускает взаимное горизонтальное смещение этих колец друг относительно друга, и жестким — если барабан, кроме стоек, снабжен раскосами, — работающим подобно ключевому шарниру в фермах (см. рис. 31, з). Если покрытие выполняется из ферм, как показано на рис. 30, в, то в центре ставится только одно кольцо: система имеет ключевой шарнир. Расчет отдельно стоящих вантовых ферм изложен в § 3.

Если мы будем принимать несимметричную нагрузку на кольцевую систему изменяющейся по косинусу, например по формулам (IV.71) или (IV.72), то расчет такой системы не представит затруднений. Взаимодействие фермы с остальной системой, так же как и при одноярусных системах, равно нулю. Усилия и деформации от кососимметричной нагрузки в ферме, расположенной под углом φ , могут быть определены из решения нулевой фермы умножением всех величин на $\cos \varphi$. Горизонтальное смещение центрального кольца системы равно горизонтальному смещению средней точки нулевой фермы.

Замечания, сделанные выше и касающиеся расчета на прочность опорных колец одноярусных систем, полностью относятся к расчету опорных колец двухъярусных систем. Сжатые опорные кольца должны быть проверены на устойчивость с учетом влияния вантовой системы, играющей роль упругого основания, поддерживающего кольцо. При учете упругого основания форма потери кольцом устойчивости может оказаться не двухволновой, как при свободном кольце, а многоволновой. Значение сжимающей критической силы в кольце $P_{кр}$ взято из работы [38] и приводится без вывода:

$$P_{кр} = [1 + \sqrt{1 + cR^2/(EI_{кр})}] 2EI_{кр}/R^2, \quad (IV.75)$$

где коэффициент упругого основания

$$c = P/[\xi + (m_1^2 - 1)/\cos^2 \alpha], \quad (IV.76)$$

P — усилие, сжимающее кольцо; $\xi = H/\omega$ — относительное удлинение ванты; α — угол наклона линии, соединяющей опорные точки троса.

§ 5. Ортогональные системы с замкнутым контуром

Вантовые системы, образуемые взаимно перекрещивающимися тросами, называются сетями. Применяются сети ортогональные, ромбические (сеть Чебышева), геодезические,* полугеодезические и др., при этом ванты могут опираться на жесткий контур или поддерживаться тросами — подборами.

В настоящем параграфе рассматриваются наиболее употребительные при проектировании всяких оболочек системы — ортогональные сети, опертые на жесткий замкнутый криволинейный контур (рис. 34). Ортогональными называются сети из двух семейств вант, направленных взаимно перпендикулярно. Ванты каждого семейства расположены в плане параллельно друг другу. Одно семейство вант имеет провес вниз (несущие), другое — выпуклость вверх (стабилизирующие, или пригружающие). Предварительное напряжение системы создается натяжением стабилизирующих вант. Все ванты одного семейства расположены с одинаковым шагом в параллельных друг другу вертикальных плоскостях. При равномерно распределенной нагрузке на покрытие и параллельном расположении пологих вант последние получают форму конгруэнтных парабол, отличающихся только ординатой вершин; мы имеем поверхность гиперболического параболоида:

$$z = -4f_n x^2/l_n^2 + 4f_c y^2/l_c^2, \quad (IV.77)$$

где, как и повсюду в дальнейшем, индекс «н» соответствует несущим вантам, а индекс «с» — стабилизирующим.

* Геодезическая линия — кратчайшая линия, соединяющая две произвольные точки поверхности. Эту форму принимает нить, натянутая на гладкую криволинейную поверхность без трения.

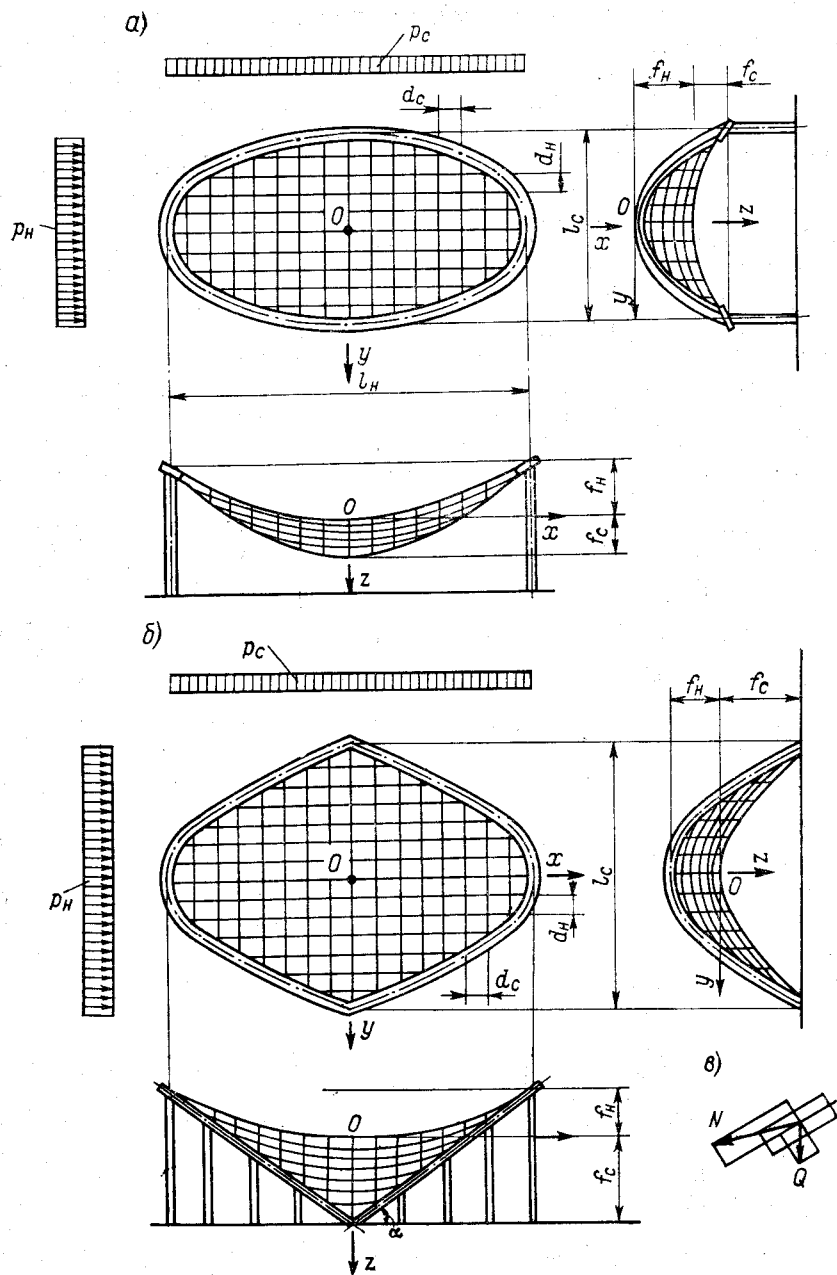


Рис. 34. Ортогональные висячие системы
а — с эллиптическим опорным контуром; б — с контуром в виде двух плоских арок; в — нагрузки, действующие на контурные арки

Будем рассчитывать систему, принимая за исходное состояние покрытие при действии на него полной расчетной нагрузки. По исследованиям В. К. Качурина [34], поверхность ортогональной системы после изменения нагрузки на сеть приобретает очертание, несколько отличающееся от поверхности гиперболического параболоида: кривые провисания вант отличаются от парабол, а нагрузка, передаваемая стабилизирующими вантами на несущие, несколько отличается от равномерно распределенной.

Учитывая, что усилия в стабилизирующих вантах относительно невелики и при полной расчетной нагрузке (исходное состояние) поверхность точно отвечает сделанным предположениям, этой погрешностью можно пренебречь и полагать, что при изменении величины внешней равномерной нагрузки нагрузка, действующая на все ванты системы, равномерно распределена по их проекции, а кривые их провисания — квадратные параболы.

Рассмотрим систему с эллиптическим опорным контуром (рис. 34, а). Так как все параболы одного семейства конгруэнтны, то распоры в них от одинаковой равномерной нагрузки равны между собой. В таком случае реакция одного семейства вант, передающаяся на контур, может быть принята в виде некоторой равномерно распределенной погонной нагрузки, равной:

$$p_n = H_n/d_n \text{ и } p_c = H_c/d_c. \quad (IV.78)$$

Уравнение эллипсовидного контура имеет вид

$$4x^2/l_n^2 + 4y^2/l_c^2 = 1. \quad (IV.79)$$

При расчете сети будем предполагать, что ванты упругие, а контур — абсолютно жесткий.

Провисающие ванты несут полную расчетную нагрузку от покрытия и дополнительную нагрузку от натяжения стабилизирующих вант в размере 10—15% от этой нагрузки. Провесы главных тросов f_n и f_c будем считать заданными для исходного состояния системы. Тогда усилия в главной несущей и главной стабилизирующей вантах, а следовательно, и во всех других могут быть определены по формулам § 2 настоящей главы:

$$H_n = q_n d_n l_n^2 / (8f_n) \text{ и } H_c = q_c d_c l_c^2 / (8f_c).$$

Это позволяет подобрать сечение несущих вант. Сечением стабилизирующих вант необходимо задаться и в ходе дальнейшего расчета проверить его.

Сечение стабилизирующих вант задают в следующих пределах:

$$\omega_c = (0,2 \div 0,4) \omega_n d_c / d_n. \quad (IV.80)$$

За расчетное состояние принимают либо сеть без нагрузки (пренебрегая собственным весом), либо нагрузку ее весом незамоноличенных плит при ветровом отсосе.

Рассмотрим условие равновесия сети при снятии части нагрузки

$$q_n = q_1 + q_c, \quad (IV.81)$$

где q_1 — внешняя нагрузка в новом состоянии системы, а q_n и q_c — нагрузки, воспринимаемые вантами соответствующих направлений, отнесенные к единице проекции площади.

Значение нагрузки на ванту получим из балочного момента, представив его как произведение распора на провес ванты. Распор несущей ванты при снятии части нагрузки уменьшится, так же как ее провес:

$$q_n = 8M_n / (d_n l_n^2) = 8(H_n - \Delta H_n)(f_n - x) / (d_n l_n^2), \quad (IV.82)$$

где x — неизвестное приращение провеса.

Аналогично

$$q_c = 8(H_c - \Delta H_c)(f_c + x) / (d_c l_c^2). \quad (IV.83)$$

Приращение распоров ΔH_n и ΔH_c по формулам (IV.51) и (IV.51a):

$$\Delta H_n = 8\omega_n(2f_n - x)x / (3l_n^2 m_n^2); \quad (IV.84)$$

$$\Delta H_c = 8\omega_c(2f_c + x)x / (3l_c^2 m_c^2). \quad (IV.84a)$$

Подставим полученные выражения в формулы (IV.82) и (IV.83), а затем в (IV.81). Решение получим в виде кубического уравнения относительно приращения провеса:

$$(B_{1n} + B_{1c})x^3 - 3(B_{1n}f_n - B_{1c}f_c)x^2 + (A_{1n} + A_{1c})x + 2B_{1n}f_n^2 + 2B_{1c}f_c^2)x - (q - q_1) = 0, \quad (IV.85)$$

где

$$A_{1n} = 8H_n / (l_n^2 d_n); \quad A_{1c} = 8H_c / (l_c^2 d_c);$$

$$B_{1n} = 64\omega_n / (3l_n^4 d_n m_n^2); \quad B_{1c} = 64\omega_c / (3l_c^4 d_c m_c^2);$$

q — полная нагрузка исходного состояния.

Определим усилия в сети при изменении температуры на $\Delta t = (t - t_1)$, считая, что провесы главных вант и действующие в них до изменения температуры усилия известны. Положим, что при уменьшении температуры провес главной несущей ванты уменьшится на величину x , а провес главной стабилизирующей ванты возрастет на ту же величину. Распоры вант обоих направлений при уменьшении температуры увеличатся.

Так как относительное укорочение всех вант одного направления одинаково, одинаковым будет и приращение распоров в них, что можно рассматривать и как результат приращения нагрузки.

Уравнение равновесия по аналогии с предыдущим имеет вид (IV.81), а значения нагрузок:

$$\left. \begin{aligned} q_n &= 8 (H_n - \Delta H_n) (f_n - x) / (d_n l_n^2); \\ q_c &= 8 (H_c + \Delta H_c) (f_c + x) / (d_c l_c^2), \end{aligned} \right\} \quad (IV.86)$$

где x — приращение провеса главных вант.

По условиям равновесия до изменения температуры

$$8H_n f_n / (d_n l_n^2) = q + 8H_c f_c / (d_c l_c^2).$$

Тогда при подстановке уравнения (IV.86) в (IV.81) имеем

$$[\Delta H_n (f_n - x) - H_n x] / (d_n l_n^2) = [\Delta H_c (f_c + x) + H_c x] / (d_c l_c^2). \quad (IV.87)$$

При уменьшении температуры на Δt и коэффициенте линейного расширения η удлинение тросов

$$\Delta S = \Delta H m S / \omega - \eta \Delta t S.$$

На основании уравнения (IV.49)

$$\Delta S_n = -8x (2f_n - x) / (3l_n); \quad \Delta S_c = 8x (2f_c + x) / (3l_c).$$

Приравняв друг к другу правые части этих выражений, вычислим приращение распоров:

$$\left. \begin{aligned} \Delta H_n &= -8\omega_n (2f_n - x) x / (3S_n^2) + \eta \Delta t \omega_n / m_n, \\ \Delta H_c &= 8\omega_c (2f_c + x) x / (3S_c^2) + \eta \Delta t \omega_c / m_c. \end{aligned} \right\} \quad (IV.88)$$

Подставив в формулу (IV.87) значения ΔH_n и ΔH_c из (IV.88), получим кубическое уравнение относительно приращения провеса

$$(B_{1n} - B_{1c}) x^3 / 8 - (B_{1n} f_n - B_{1c} f_c) 3x^2 / 8 + [B_{1n} f_n^2 / 4 + B_{1c} f_c^2 / 4 + C_n + C_c + H_n / (d_n l_n^2) + H_c / (d_c l_c^2)] x - (C_n f_n - C_c f_c) = 0, \quad (IV.89)$$

где $C_n = \eta \Delta t \omega_n / (d_n l_n^2 m_n)$ и $C_c = \eta \Delta t \omega_c / (d_c l_c^2 m_c)$; B_{1n} и B_{1c} приняты по (IV.85).

При возрастании температуры в системе выражение (IV.89) приобретает вид

$$(B_{1n} - B_{1c}) x^3 / 8 + (B_{1n} f_n - B_{1c} f_c) 3x^2 / 8 + [B_{1n} f_n^2 / 4 + B_{1c} f_c^2 / 4 - C_n - C_c + H_n / (d_n l_n^2) + H_c / (d_c l_c^2)] x - (C_n f_n - C_c f_c) = 0. \quad (IV.89a)$$

Обратимся к расчету контура, испытывающего сжатие с изгибом в плане и в вертикальной плоскости. Кручения кольца можно избежать, центрируя ванты на его ось. Изгиб в вертикальной плоскости от вертикальных составляющих усилий в вантах воспринимается кольцом, опертым на расположенные по контуру здания опоры; при расположении кольца на сплошной стене изгиб его в вертикальной плоскости вообще отсутствует. Основное внимание следует уделить расчету контура в плане, сведя нагрузку на него к двум группам равномерно распределенных в плане нагрузок, соответствующих распору в несущих и стабилизирующих вантах. Очертания контура надо выбирать так, чтобы в плане не возникали изгибающие моменты, т. е. контур был безмоментным. Как показано в работе [43], наиболее выгодным является эллипсовидный контур, причем условие его безмоментности имеет вид

$$q_c = q / (f_n / f_c - 1) \quad (IV.90)$$

или

$$q_n = q [1 + f_c / (f_n - f_c)]. \quad (IV.91)$$

Условие безмоментности контура может быть достигнуто надлежащим выбором провесов главных вант и соотношением нагрузок, приходящихся на несущие и стабилизирующие тросы, только при некоторой определенной нагрузке. При ее изменении меняются провесы вант и безмоментное состояние контура нарушается.

Безмоментное состояние контура выгодно подобрать для нагрузки, промежуточной между постоянной и максимальной, например для постоянной и половины снеговой нагрузки. При этом моменты в контуре возникают как при отсутствии снега, так и при полном снеге, но по абсолютной величине оказываются минимальными.

Расчет изгибаемого контура на действие равномерно распределенных в плане нагрузок удобно вести методом сил. Замкнутое кольцо трижды статически неопределимо. Введя шарниры в двух диаметрально противоположных сечениях (например, на пересечениях оси кольца с осью Ox), превратим его в статически определимое. По условиям симметрии третье неизвестное — перерезывающие силы в шарнирах — обращается в нуль, а нормальные давления — в $p_c l_n / 2$. Незвестные моменты в шарнирах также равны между собой. Решение системы сводится к одному уравнению метода сил с одним неизвестным — изгибающими моментами в шарнирах. Максимальные по абсолютной величине изгибающие моменты в контурном кольце возникают в сечениях, расположенных на главных осях эллипса.

Рассмотрим систему, приведенную на рис. 34, б.

Сеть, как и ранее, имеет поверхность гиперболического параболоида (IV.77), опира на две плоские наклонные арки параболыического очертания. Уравнение плоскости, в которой лежит арка:

$$z = 2 (f_1 + f_2) / l_n - f_2.$$

Решая это выражение совместно с (IV.77), получим уравнение оси арки относительно центра сети. Удобно преобразовать его так, чтобы начало координат лежало в ключе арки, а ось x была направлена по оси ее симметрии. В этом случае уравнение оси арки примет вид

$$2f_n \cos^2 \alpha \bar{x}^2 / l_n + (4f_n \cos \alpha / l_n - \sin \alpha) \bar{x} = 4f_c \bar{y}^2 / l_c^2. \quad (\text{IV.92})$$

Если в этом выражении положить

$$2\bar{x} \cos \alpha / l_n = \eta; \quad 2\bar{y} / l_c = \xi \quad \text{и} \quad f_n / f_c = \lambda,$$

то оно примет вид

$$\lambda \eta^2 + (1 - \lambda) \eta = \xi^2, \quad (\text{IV.93})$$

где ξ имеет действительные значения при $1 + \lambda(\eta - 1) \geq 0$.

Так как η изменяется в пределах от нуля до единицы, то при $\eta \rightarrow 0$ условие действительности обращается в $\lambda \leq 1$ или $f_n \leq f_c$.

В общем случае уравнение арки представляет собой параболическую кривую второго порядка, которая при $\lambda = 1$ обращается в прямую линию. Рекомендуется принимать значения $\lambda = 1/2 \div 1/3$.

Расчет сети может быть приближенно выполнен так же, как и в предыдущем случае. Контурные арки рассчитываются на действие равномерно распределенных нагрузок p_n и p_c . Нагрузки от вант раскладываются на две составляющие — одна в плоскости опорной арки, другая — нормально к ней (рис. 34, в).

Ограничение $\lambda < 1$ вызвано чисто геометрическими соображениями — очертание арки должно быть выбрано так, чтобы по всей длине пересекаться с поверхностью сети (IV.77).

Условие это несовместимо с условием безмоментности контура (IV.90). Действительно, если q_c составляет 10—20% от q , то на основании (IV.90) $\lambda = 5 \div 10$. Очевидно, что контурные арки существенно моментны.

Определение усилий, действующих в контурных арках, может быть выполнено методом сил. При этом в качестве основной системы удобно рассматривать трехшарнирные арки, вводя шарниры на главных осях контура.

Так как усилия в противоположных шарнирах при равномерной нагрузке попарно равны, то задача решается системой из двух канонических уравнений.

Для облегчения вычисления коэффициентов при неизвестных и свободных членах канонических уравнений определим изгибающие моменты в любом сечении контурной арки в основной системе.

Из условий равновесия полуарки нормальное усилие в ключевом шарнире

$$N_{ш} = p_n l_n^2 \cos \alpha / (4l_c) + p_c l_n / (4 \cos \alpha). \quad (\text{IV.94})$$

Усилия, действующие в плоскости арки:

$$p_n = q_n l_n^2 \cos \alpha / 8f_n,$$

$$p_c = q_c l_c^2 \cos \alpha / 8f_c.$$

Изгибающий момент в арке для точки с координатами (x, y)

$$M_x = N_{ш} x - p_n y^2 / 2 - p_c x^2 / 2.$$

Подставив в эту формулу значение $N_{ш}$ из (IV.94), произведя все необходимые упрощения и переходя к обобщенным координатам η и ξ , получим

$$M_x = l_n^2 l_c^2 (q_n \cos \alpha + q_c / \cos \alpha) (1 - \eta) \eta / 64 f_c = \\ = (p_n l_c^2 \lambda + p_c l_n^2 / \cos^2 \alpha) (1 - \eta) \eta / 8. \quad (\text{IV.95})$$

От единичного момента в опорном шарнире арки

$$\bar{M}_1 = \eta. \quad (\text{IV.96})$$

То же, от момента в ключевом шарнире:

$$\bar{M}_2 = (1 - \eta). \quad (\text{IV.97})$$

Наклон арки и провесы тросов выгодно подобрать так, чтобы составляющие усилий N , направленные вверх нормально к плоскости арки, уравновешивались составляющей ее веса Q . Тогда арки работают только в своей плоскости, а поддерживающие их стойки включаются в работу лишь при изменении нагрузки. Кроме изложенного расчета на равномерно распределенную нагрузку, существуют другие методы, позволяющие рассчитать систему на более сложные виды нагрузок, например на неравномерную снеговую нагрузку. Нелинейную задачу расчета системы можно заменить линейной, ввести одну поправку, учитывающую удлинение, затем вторую и так далее, до тех пор, пока не будет получена удовлетворительная сходимость результатов.

Применение метода последовательных приближений к расчету сетей приводит к решению значительного количества систем линейных уравнений с большим числом членов и может быть осуществлено только на ЭВМ [42].

Решение системы нелинейных уравнений может быть также заменено рекуррентной последовательностью линейных уравнений с меняющимися коэффициентами, когда нагрузка прикладывается к системе малыми порциями [26, 11].

Приведем несколько замечаний о динамическом расчете висячих систем. Висячие покрытия, особенно однопоясные, обладают малой изгибной жесткостью. При малом весе покрытия и порывистых ветровых нагрузках система может получить нежелательные колебания, ведущие к расстройству кровли. Влияние динамических воздействий тем меньше, чем большую жесткость имеет кон-

струкция. Если висячая система проектируется в сочетании с железобетонной оболочкой, то опасность расстройтва кровли резко уменьшается, в частности, опасность вывертывания оболочки под действием отрицательной ветровой нагрузки (хлопок) практически перестает быть актуальной, исключается опасность колебания системы в плоскости, перпендикулярной к плоскости провисания вант. Значительно уменьшаются колебания системы и ее деформативность при наличии предварительного напряжения.

Тем не менее, даже при наличии железобетонной оболочки при проектировании висячих покрытий рекомендуется определить период собственных колебаний системы и возможную перегрузку ее под влиянием динамических воздействий ветра. Указания о методах динамического расчета висячих систем приведены в работе [46].

§ 6. Проектирование железобетонных оболочек висячих покрытий

Выше рассматривался расчет собственно вантовых систем. Между тем после устройства железобетонной плиты покрытия система работает совместно — как железобетонная оболочка, армированная напряженными вантами. Предварительное напряжение вант создает обжатие оболочки, что в эксплуатационной стадии позволяет ей вместе с вантами участвовать в работе висячей системы на растяжение. В висячих системах предварительное напряжение обычно осуществляют до замоноличивания оболочки, так чтобы при полной расчетной нагрузке оставалось незначительное сжатие. Предварительное напряжение однопоясных систем создают пригрузкой или натяжением временных вант. После замоноличивания швов и набора монолитным бетоном прочности вызывающая натяжение вант пригрузка снимается, несущие ванты укорачиваются и обжимают железобетонную плиту. Теперь при расчете усилий и деформаций системы следует учитывать суммарную жесткость несущих вант и железобетонной оболочки

$$\omega_n = E_n F_n + E_6 F_6, \quad (IV.98)$$

где $E_6 F_6$ — жесткость железобетонной оболочки на участке между двумя соседними вантами.

Также учитывается работа оболочки в двухпоясных системах, когда поверхность ее совпадает с несущими тросами (рис. 30, б, в, д). Если фермы выполнены, как показано на рис. 30, а, с оболочкой в уровне стабилизирующих тросов, то замоноличивание швов выполняется без пригрузки, для того чтобы при укладке утеплителя и появлении снеговой нагрузки в оболочке появились усилия сжатия.

Жесткость стабилизирующего пояса

$$\omega_c = E_c F_c + E_6 F_6. \quad (IV.99)$$

Если в оболочке при какой-либо комбинации нагрузок (например, при действии ветрового отсоса) возникает растяжение, то ее следует проверить на образование или раскрытие трещин. При проектировании радиальных систем жесткость оболочки приближенно может быть учтена по формулам (IV.98) и (IV.99), где F_6 — среднее значение площади бетона.

Следует помнить, что в круглых в плане системах радиальные и кольцевые деформации оболочки неразрывно связаны: оболочка, обжатая в радиальном направлении, может оказаться растянутой по кольцам. В этом случае она проверяется в кольцевом направлении по раскрытию трещин. При проектировании ортогональных сетей оболочка, обжатая в направлении несущих вант, может оказаться растянутой в направлении стабилизирующих. Тогда жесткость системы в направлении несущих вант учитывается по формуле (IV.98), а в направлении стабилизирующих — по (IV.99) только в пределах трещиностойкости. Если трещиностойкость оболочки не обеспечивается, то за пределами трещиностойкости учитывается только жесткость самих вант, которые в этом случае должны быть надежно защищены от коррозии, а оболочка проверена по ширине раскрытия трещин.

Итак, железобетонная плита оболочки в эксплуатационной стадии проверяется на сжатие или по раскрытию трещин при растяжении; на поперечные нагрузки плиты рассчитываются с учетом их опирания на ванты. В стадии изготовления, транспортирования и монтажа плиты проверяют обычными методами.

Анкерные устройства

Ванты закрепляют в опорной конструкции при помощи анкеров таким образом, чтобы на одном из концов каждой ванты обеспечивалась возможность регулировки ее длины, что позволит в известных пределах изменять провес и натяжение вант.

Для изготовления анкеров применяют твердые стали марок 45х, 45, 40 и др. Твердость анкерных элементов повышают путем их термической обработки.

Ванты из стержневой стали проще всего закрепить при помощи нарезных хвостовиков, снабженных гайкой. Материал хвостовиков выбирают с расчетным сопротивлением не ниже, чем у основного материала ванты, для того чтобы приваривать хвостовик к стержню ванты контактной стыковой сваркой (рис. 35, а). Удобно также крепить стержневые ванты привариваемыми нарезным втулками (рис. 35, б). Оба способа позволяют легко регулировать длину вант. При анкеровке с помощью приваренных коротышей (рис. 35, в) или втулок (рис. 35, г), так же как и в случае приварки концов вант к стальным деталям или выпускам, закрепленным в опорной конструкции, регулировка длины вант невозможна.

Отдельные куски стержневых вант следует стыковать на контактных стыковых машинах или с помощью ванной или ванно-

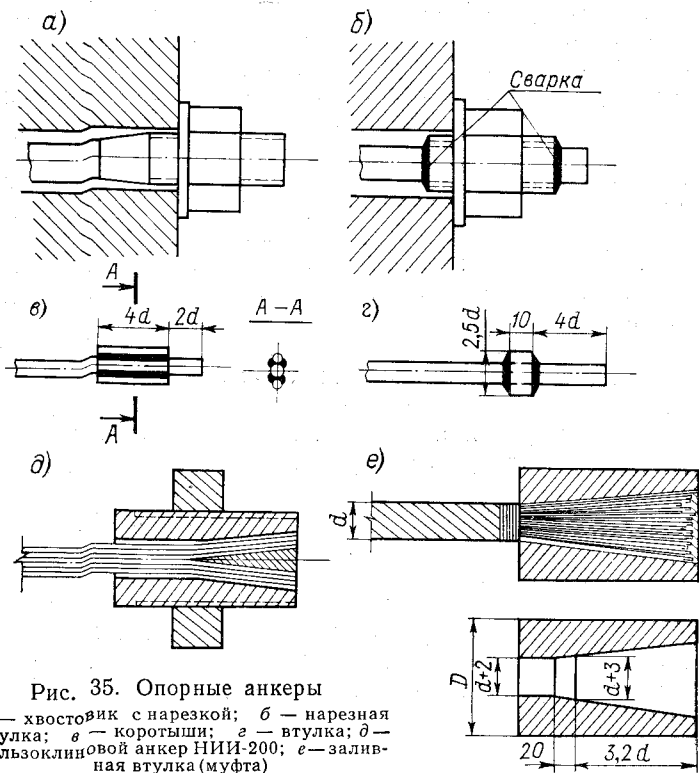


Рис. 35. Опорные анкеры

а — хвостовик с нарезкой; б — нарезная втулка; в — коротыши; г — втулка; д — гильзоклиновой анкер НИИ-200; е — заливная втулка (муфта)

шовной сварки. Ванты из стержневой арматуры подвергаются силовой калибровке (упрочнению вытяжкой) после их сварки и приварки хвостовиков, что позволяет одновременно с калибровкой проверить прочность сварных соединений.

Ванты из параллельных пучков высокопрочной проволоки рекомендуются закреплять при помощи гильзостержневых анкеров типа НИИ-200, ванты из мощных пучков — при помощи анкеров стаканного типа с забетонированными загнутыми концами проволок. Оба эти типа анкеров широко применяются в предварительнонапряженных конструкциях, хорошо известны и проверены на практике.

Для закрепления вант из стальных канатов можно применять гильзоклиновые анкеры типа НИИ-200 (рис. 35, д) или втулки (муфты), заливаемые специальным сплавом с температурой плавления около 45°C (рис. 35, е). Оба типа крепления при наличии нарезки на наружной поверхности гильзы или втулки позволяют регулировать длину ванты. Для закрепления спиральных однопрядных канатов могут применяться стаканые анкеры, заливаемые бетоном марки 500—600. Применение концевых петель с коушами

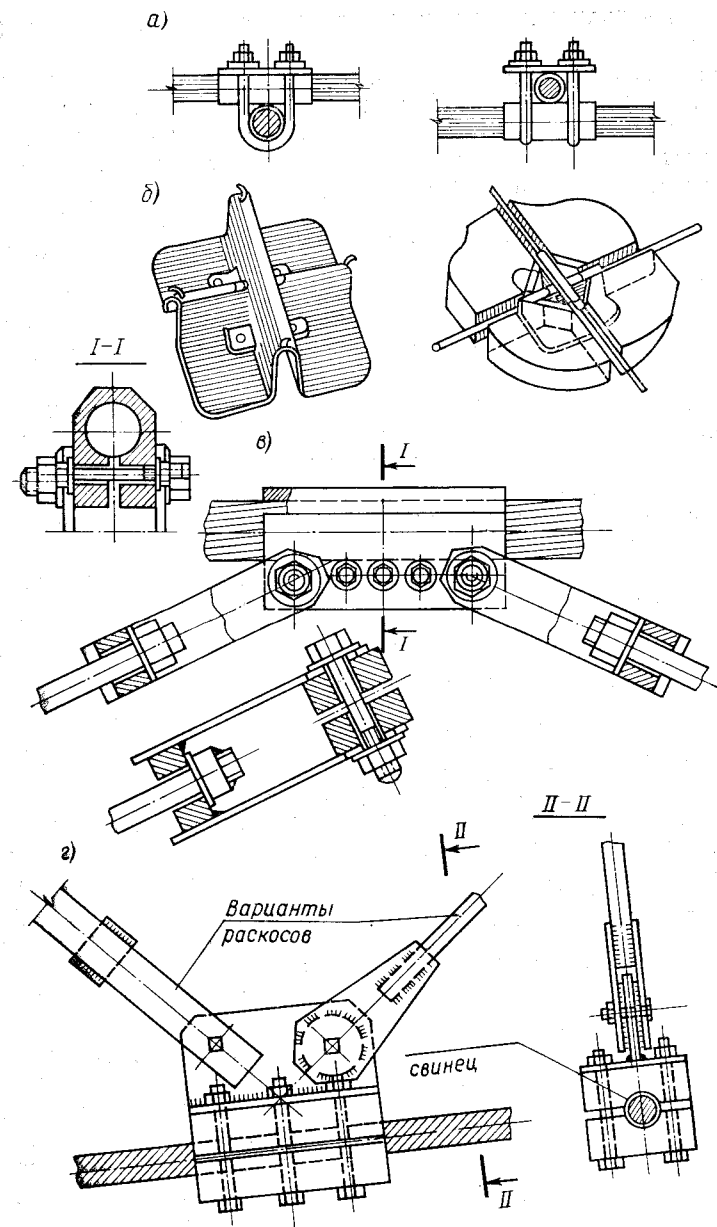


Рис. 36. Детали узлов тросовых ферм и сетей

а — соединение пересекающихся тросов хомутами; б — то же, на штампованной косынке; в, г — узловое соединения двухпоясных ферм

может быть допущено только для сооружений с небольшим сроком службы.

Все ванты следует испытывать предварительной обтяжкой после устройства анкеров. Для уменьшения потерь от релаксации стали и удаления рыхлых деформаций троса ванты из тросов рекомендуется подвергать предварительной вытяжке в течение 2 ч усилием, превышающим расчетное на 20%.

Узлы вантовых конструкций

В вантовых сетях необходимо соединять пересекающиеся ванты. Зачастую конструкция такого соединения должна обеспечивать взаимную неподвижность вант в плоскости покрытия, т. е. от действия касательных сил. На рис. 36, а, б показаны узлы соединения пересекающихся вант и узловые соединения двухпоясных ферм. В узле, изображенном на рис. 34, б, применена штампованная стальная косынка, используемая для опирания железобетонных плит покрытия. В узлах двухпоясных ферм (рис. 36, в, г) для предотвращения тангенциального смещения ванты обжимается хомутом или узловыми болтами со свинцовой прокладкой.

Крепление железобетонных плит оболочки к вантам может быть осуществлено выпусками арматуры в виде крючков, как показано на рис. 37.

Опорные конструкции и анкерные фундаменты

На рис. 38 показано несколько вариантов решения опорных конструкций, воспринимающих распор висячих покрытий с незамкнутым контуром. К их числу относятся: контрфорсы, или поперечные стены, жесткие рамы, трибуны, упирающиеся в ванну бассейна или иное жесткое основание, наклонные или вертикальные анкерные оттяжки, в которых удерживающие силы слагаются из веса стены и усилия в анкере.

Эффективны и просты в работе анкеры в виде винтовых свай (рис. 38, е). Они не требуют больших объемов земляных работ, необходимых при применении анкерных плит; завинчивание свай производится машиной МЭС-13. В качестве анкеров могут приме-

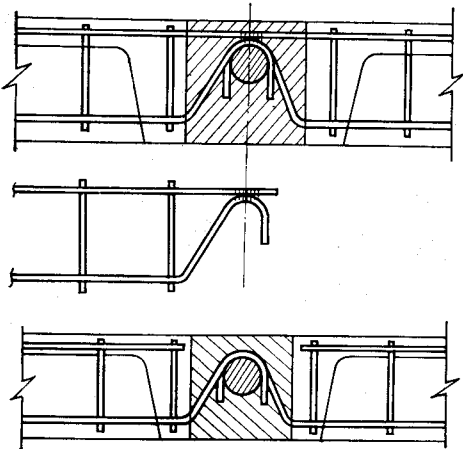


Рис. 37. Крепление сборных плит оболочки к вантам

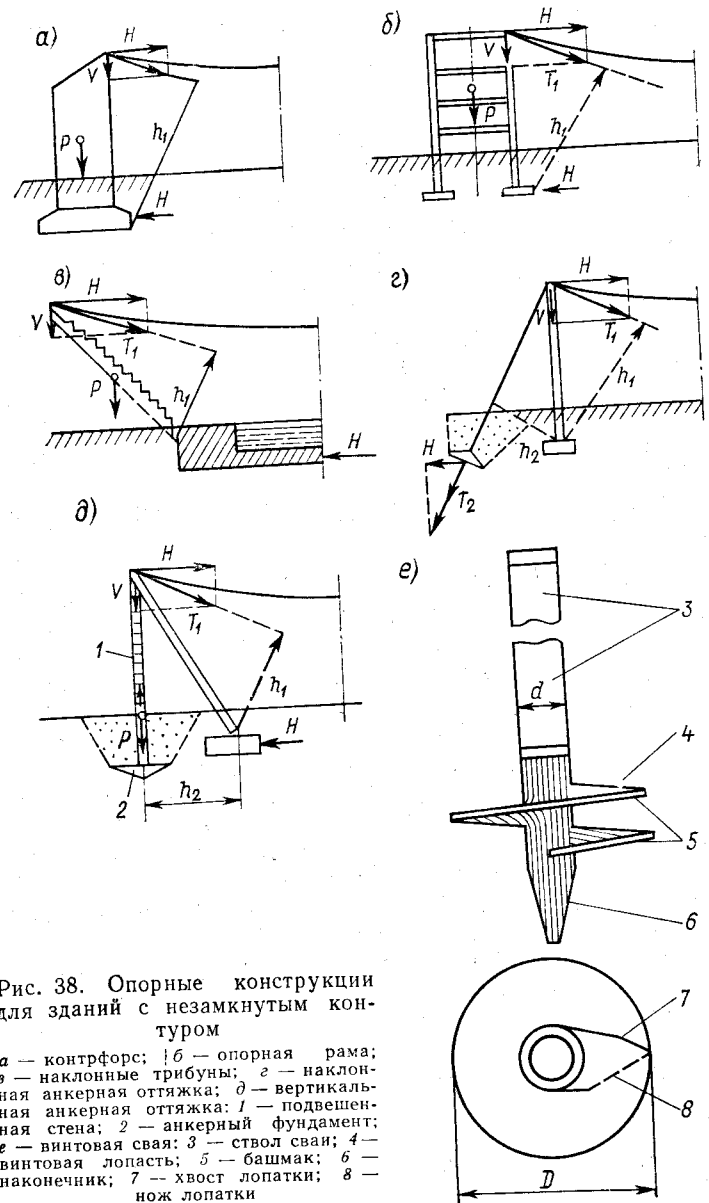


Рис. 38. Опорные конструкции для зданий с незамкнутым контуром

а — контрфорс; б — опорная рама; в — наклонные трибуны; г — наклонная анкерная оттяжка; д — вертикальная анкерная оттяжка; 1 — подвешенная стена; 2 — анкерный фундамент; е — винтовая свая; 3 — ствол свай; 4 — винтовая лопасть; 5 — башмак; 6 — наконечник; 7 — хвост лопатки; 8 — нож лопатки

няться также буровые сваи с уширенной пятой, камуфлетные сваи, в которых уширение создается после взрыва заряда в скважине, и обычные висячие забивные сваи. Последние не имеют уширения на конце и обладают относительно небольшой несущей способностью на выдергивание. В качестве анкера могут быть применены плоская или ребристая плита или, что более экономично, конический тарельчатый анкер, подобный примененному в конструкции здания гаража в Красноярске (рис. 39, а). Такой анкер рассчитывается как коническая оболочка. Анкеровка оттяжек в скальных породах осуществляется при помощи буровых скважин.

Сваи с винтовым наконечником или с уширенным основанием другого рода должны погружаться на глубину не менее $4D$ в глинистые грунты и не менее $6D$ — в песчаные; при этом глубину их заложения следует принимать больше глубины промерзания грунта на величину диаметра уширения D и не менее 3 м. Ось свай должна совпадать с направлением выдергивающей силы. Расстояние между осями соседних свай принимают не меньше $2,5D$, количество винтовых свай в кусте ограничивают двумя; как предел можно применять четыре сваи, вводя при этом понижающий коэффициент условий работы.

Расчет анкерных свай на выдергивание производится на основании специальных нормативных документов.

§ 7. Примеры висячих конструкций

Ниже приведено несколько примеров зданий различного назначения, перекрытых висячими конструкциями с прямоугольным, круглым и эллипсовидным планами, осуществленных преимущественно в северных условиях.

В Красноярске возведено висячее покрытие гаража пролетом 78 м (рис. 39) и с двумя боковыми пролетами по 12 м длиной 84 м. Шаг несущих треугольных рам — 12 м. Здание решено целиком в сборном железобетоне с учетом северных условий и необходимости сокращения затрат труда на площадке. Несущие ванты приняты из арматуры класса АIIIв диаметром 40 мм. Шаг вант — 1,5 м, провес — переменный с продольным уклоном к краям здания для обеспечения стока воды.

Ванты несут сборные железобетонные плиты размером $1,5 \times 1,5$ м толщиной 25 мм, опертые на выпуски арматуры, в виде крюков. Для создания предварительного напряжения оболочки плиты перед замоноличиванием пригружались нагрузкой, эквивалентной весу утеплителя, кровли и снега. Ванты закреплены за 12-метровые наклонные балки-подборы, опертые на несущие треугольные рамы. Наклонные оттяжки рам предварительно-напряженные, анкеры выполнены в виде конических оболочек диаметром 9 м. Каждый анкер собирался из четырех одинаковых квадратов. Монтаж покрытия осуществлялся башенными кранами без применения лесов или подмостей.

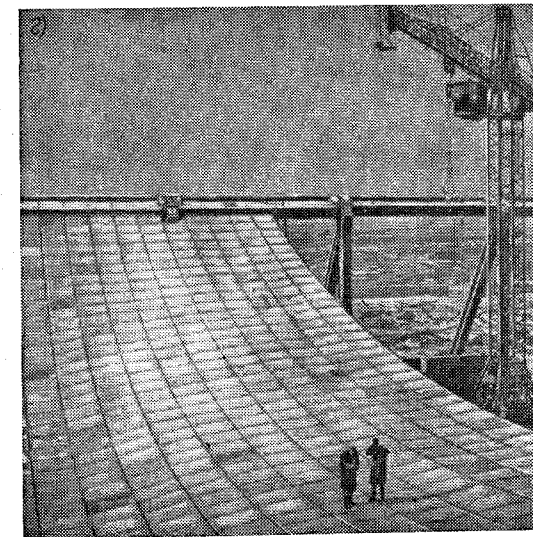
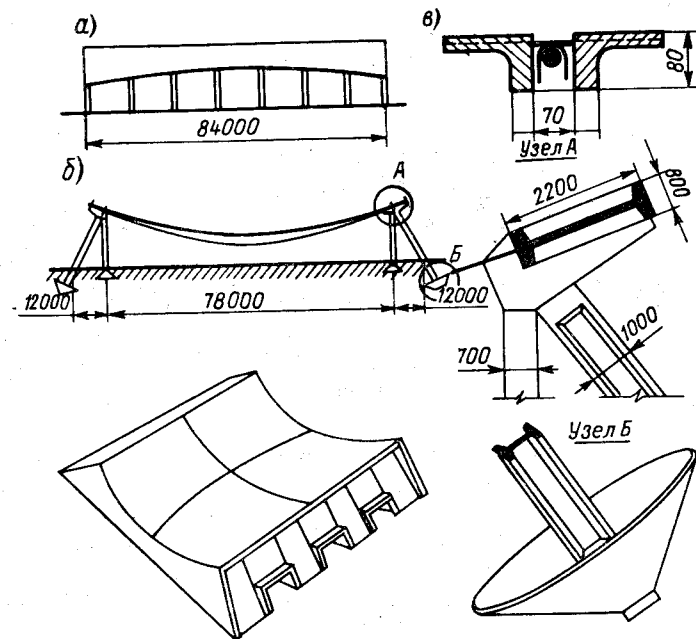


Рис. 39. Гараж в Красноярске

а — продольный разрез; б — поперечный разрез; в — детали навески плит на ванты; г — монтаж висячего покрытия

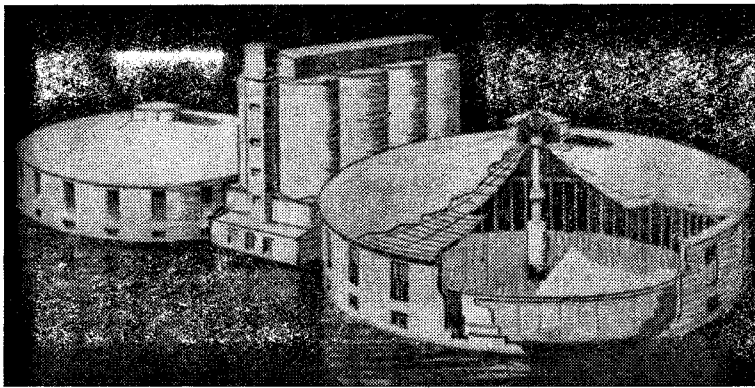


Рис. 40. Покрытие над шламбассейнами Еманжелинского цементного завода

В 1962 г. в Еманжелинске (Челябинская область) на цементном заводе сооружены покрытия двух круглых зданий диаметром 40 м, в которых размещены шламбассейны (рис. 40). Шатровое покрытие оперто в центре через стальное кольцо диаметром 2 м на качающуюся железобетонную стойку; сферический шарнир в стойке выполнен на уровне верхнего уступа колонны. Разница уровней центрального и наружного колец составляет 5 м. Провес вант выполнен так, чтобы к наружному железобетонному кольцу они подошли горизонтально, что обеспечивает нормальный сток воды. Железобетонное кольцо работает только на центральное сжатие: вся вертикальная нагрузка передается на центральную стойку. Покрытие выполнено из ребристых железобетонных плит, опертых на 40 радиальных вант из стержней класса АIIIв диаметром 32 мм. Монтаж осуществлен без лесов и подмостей, замоноличивание производилось в теплое время года.

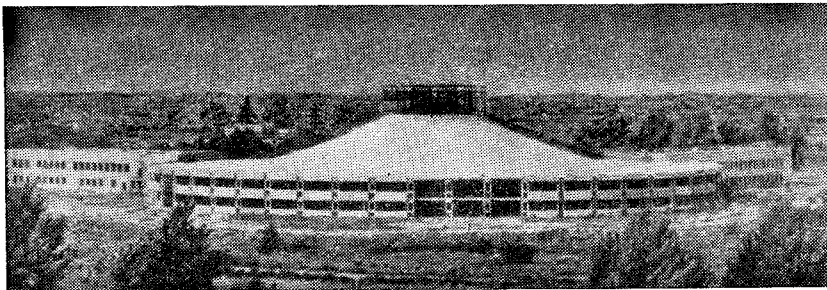


Рис. 41. Гараж в Новгороде

Приведенная толщина бетона покрытия, включая опорное кольцо, — 7,1 см, расход стали — 13,9 кг на 1 м².

За последние годы построено несколько круглых в плане гаражей большого диаметра с висячими покрытиями шатрового типа. Шатровые конструкции с круговым безыгбным контуром просты в производстве работ и экономичны, а большепролетные бесколонные залы удобны для расстановки и маневрирования автомашин. Такого рода гаражи-стоянки возводятся в районах с различными климатическими условиями, в том числе и на Севере.

В Киеве построен гараж автобусного парка диаметром 161 м. Однопоясное покрытие шатрового типа собрано из железобетонных плит, опертых на стальные ванты закрытого типа. Центральная опора выполнена в виде жесткого силового диаметром 8 м. Наружное железобетонное кольцо в виде сборных лотков с заполнением монолитным бетоном оперто на колонны с шагом 6 м. Показатели висячей оболочки: приведенная толщина бетона — 10,3 см, расход стали — 21 кг на 1 м².

Гараж с висячим шатровым покрытием диаметром 102 м возведен в Новгороде (рис. 41). Железобетонные сборные плиты опертые на ванты из стержневой арматуры класса АIIIв. Центральная опора выполнена стальной, качающейся. Приведенная толщина бетона покрытия — 14,1 см, расход стали — 23,1 кг на 1 м².

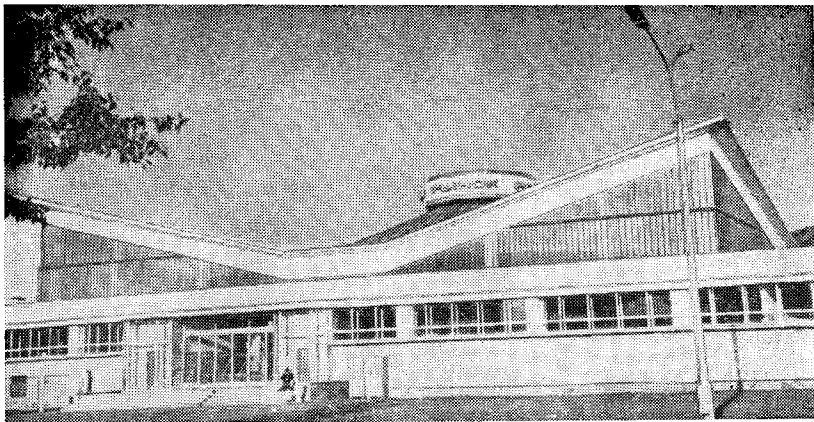
Начато строительство гаража с шатровым покрытием диаметром 200 м в Усть-Илимске (Братская область). Для покрытия применена тонколистовая мембрана толщиной 6 мм. В качестве наружного кольца использовано сборно-монолитное железобетонное покрытие кольцевой обстройки гаража шириной 9 м.

Интересным сооружением является шатровое покрытие рынка, возведенное в 1972—1973 гг. в Красноярске. Покрытие центрального зала имеет в плане форму квадрата размером 40 × 40 м. Шатровое покрытие с центральной стойкой имеет стальное кольцо диаметром 38 м, подвешенное на вантах в углах здания к вваренному железобетонному контуру (рис. 42). Модель этого оригинального покрытия была испытана трестом Оргтехстрой Главкрасноярскстроя. При возведении покрытия, кроме центральной стойки, использовались четыре временные опоры, поддерживающие на период монтажа стальное кольцо. Приведенная толщина бетона покрытия, включая контурные балки и карниз, — 13,7 см, расход стали — 40,6 кг на 1 м².

В 1975—1976 гг. аналогичная конструкция была повторена при строительстве рынка в Череповце.

В Саарбрюккене (ФРГ) построено здание плавательного бассейна с вантовым покрытием на эллипсоидном плане. Размер здания — 35 × 47 м.

Поверхность покрытия — гиперболический параболоид — образована двумя семействами взаимно пересекающихся тросов из высокопрочной проволоки. Шаг несущих тросов — 60 см, стабилизирующих — 1 м. Плита оболочки выполнена из вермикулито-



б)

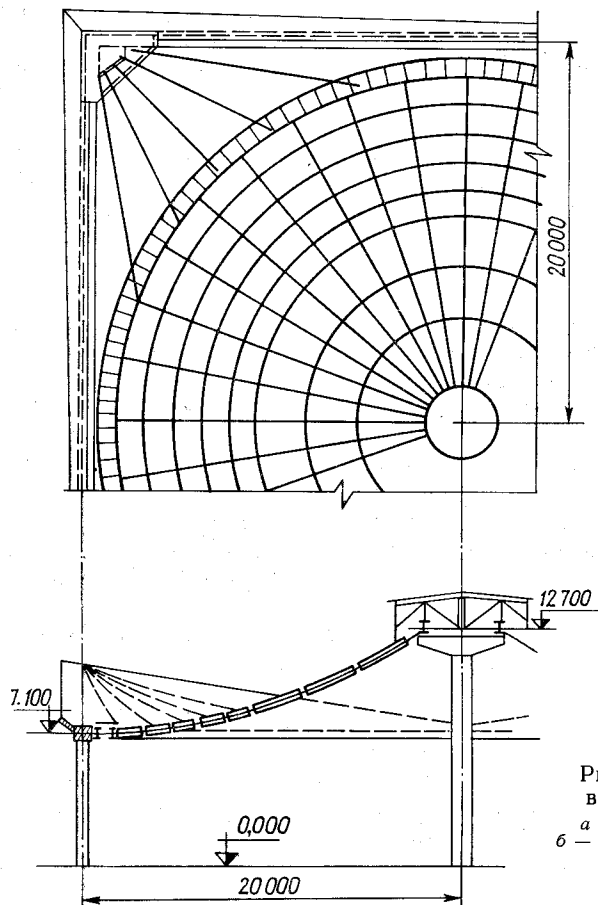


Рис. 42. Рынок
в Красноярске
а — общий вид;
б — схема сооружения

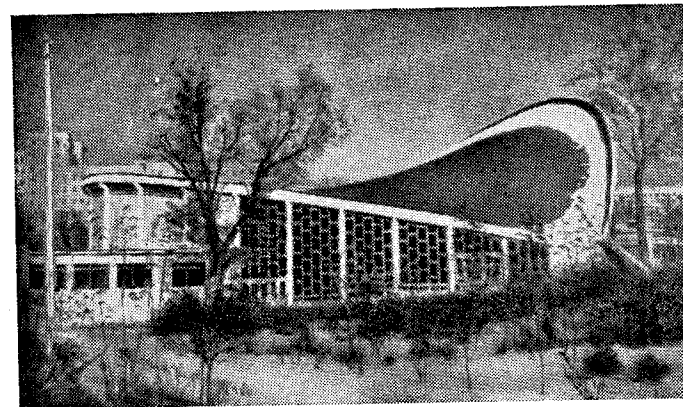


Рис. 43. Концертный зал в Харькове

бетона. Мощный железобетонный предварительно-напряженный контур имеет поперечное сечение $5 \times 0,4$ м и покоится на размещенных по периметру несущих стойках.

В 1963—1964 гг. в Харькове возведен концертный зал размером 45×48 м (рис. 43). Гиперболическая ортогональная система вант с шагом 1 м имеет покрытие из сборных армоцементных плит. Несущие ванты — пучки высокопрочной проволоки, пригружающие — тросы.

Ванты подвешены к двум монолитным железобетонным аркам, наклоненным под разными углами. Сечение арок — $2 \times 0,5$ м. Арки оперты на мощные фундаменты-контрфорсы, воспринимающие распор системы, и на несущие стойки с шагом 4 м.

Следует отметить простоту укладки сборных плит на заранее смонтированную стальную сетку тросов. Это позволяет рекомендовать применение перекрестных вантовых систем на Севере.

Большой интерес представляют стальные оболочки-мембраны, опертые на жесткий железобетонный контур. Эти конструкции получили значительное развитие в строительстве в последние годы. Применяются стальные мембраны для перекрытий весьма больших пролетов. В качестве примеров можно назвать универсальную спортивную арену диаметром 160 м в Ленинграде, ряд сооружений Московской Олимпиады-80 (эллиптический велотрек в Крылатском размером 168×138 м, универсальный стадион на пр. Мира с эллиптической мембраной размером 224×183 м, спортивный комплекс в Измайлово размером 72×66 м), ранее упомянутый гараж в Усть-Илимске и ряд других сооружений.

Перечисленные висячие конструкции не имеют железобетонных оболочек, более подробное их описание читатель найдет в специальной литературе.

Висячие покрытия позволяют проектировщику создать выразительные по архитектурному облику и в то же время экономичные покрытия.

Наилучшие показатели имеют висячие оболочки с замкнутым, круглым или эллиптическим контуром. В этом случае отпадает необходимость устройства дорогостоящих анкеров, опорных рам, контрфорсов и др. — распор погашается внутри замкнутого контура. Наличие жесткой железобетонной оболочки обеспечивает малые деформации системы и уменьшает влияние изгибающих моментов на криволинейный контур.

В висячей системе материал несущих вант работает только на растяжение, вследствие чего используется полностью. В таких системах выгодно использовать стальные тросы с высокими прочностными показателями.

Опыт применения висячих оболочек как в Советском Союзе, так и за рубежом свидетельствует о том, что этим конструкциям принадлежит большое будущее.

В последнее время получают все большее распространение комплексные металложелезобетонные пространственные конструкции.

Комплексные покрытия целесообразно применять для достаточно больших пролетов вместо стальных конструкций. При пролетах до 24—30 м более целесообразны сооружения из чистого железобетона. Применение комплексных конструкций позволяет резко снизить расход стали по сравнению со стальными конструкциями, повысить капитальность возводимого сооружения, уменьшить его стоимость и при этом не слишком увеличивать собственный вес самого покрытия (за счет применения тонкостенных железобетонных элементов).

Обычно комплексная конструкция пространственного покрытия состоит из сборной или монолитной железобетонной оболочки, опертой на стальные диафрагмы в виде балок, ферм, арок и т. д. В этом случае тонкостенная железобетонная оболочка выполняет ограждающие и несущие функции, а стальные диафрагмы — функции несущих элементов, работающих совместно с оболочкой и обеспечивающих общую жесткость и устойчивость конструкции. В период монтажа стальные элементы нередко могут быть использованы для укладки по ним сборных железобетонных панелей оболочки до их замоноличивания, благодаря этому отпадает необходимость в сооружении лесов или подмостей.

Комплексные конструкции широко применяются в мостостроении. В мостах, как правило, обеспечивается совместная работа железобетонной плиты с поддерживающими ее стальными балками. Примером элементов комплексных конструкций могут служить трубобетонные конструкции; как известно, сжатая трубобетонная стойка выдерживает значительно большую нагрузку, чем сумма нагрузок, воспринимаемых отдельно стальной трубой и бетонным сердечником.

Примером осуществленной пространственной конструкции является покрытие здания Конаковской электростанции пролетом 45 м, выполненное в 1966 г. по проекту института ТЭП с участием НИИЖБа. Конструкция представляет собой многоволновую армоцементную оболочку положительной кривизны с ячейками 12×45 м. Армоцементные цилиндрические плиты размером $1,5 \times 12$ м уложены по стальным решетчатым фермам-диафрагмам пролетом 45 м с шагом 12 м. Фермы были использованы в качестве

Рис. 44. Схема усреднительного склада руды на Орско-Халиловском металлургическом комбинате

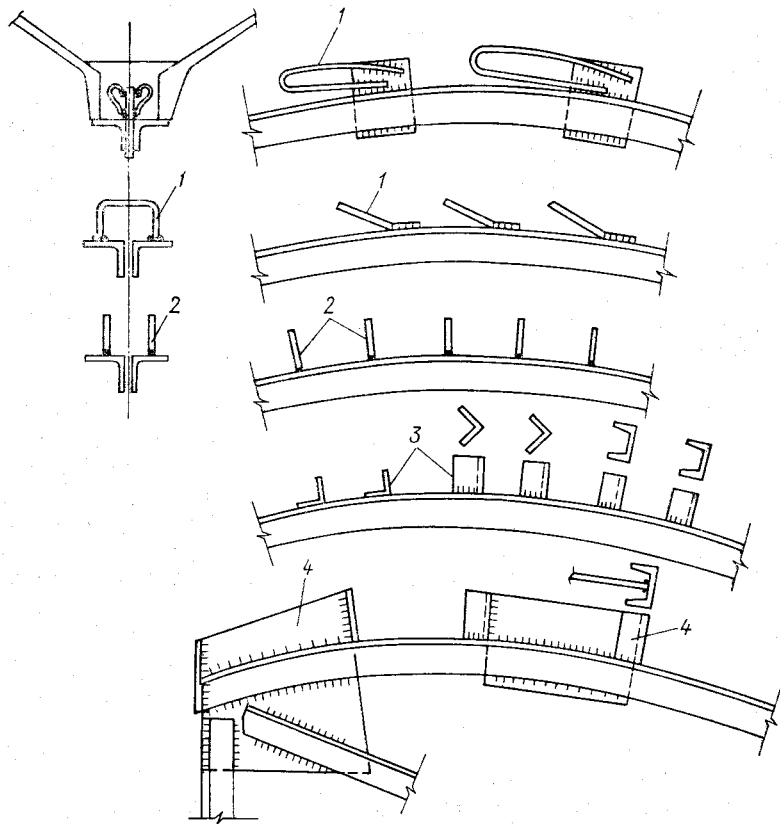
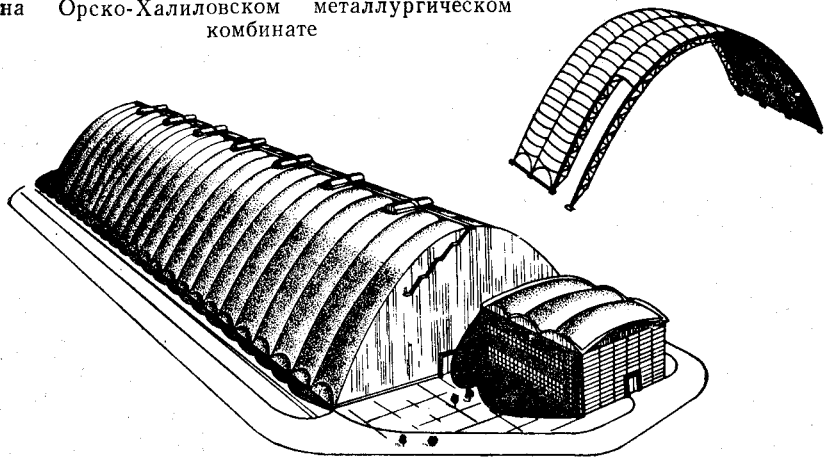


Рис. 45. Соединение стальных и железобетонных элементов комплексной конструкции
1 — петли; 2 — штыри; 3 — коротыши; 4 — опоры

подмостей для сборки оболочки до ее замоноличивания. Приведенная толщина бетона покрытия — 4,7 см, расход стали — 43,2 кг на 1 м². Конструкция аналогичных железобетонных оболочек — длинных цилиндрических и положительной кривизны — приведена в работе [2. 1].

Представляет интерес комплексная конструкция арочного многоволнового свода пролетом 96 м, разработанная институтом Ленпромстройпроект для покрытия усреднительного склада руды аглофабрики Орско-Халиловского металлургического комбината (рис. 44). Покрытие собирается из железобетонных цилиндрических панелей размером 3 × 12 м, укладываемых по стальным решетчатым двухшарнирным аркам с шагом 12 м. Крайние торцевые панели каждой волны свода имеют более сложную форму, ибо снабжены сплошной торцевой диафрагмой. Железобетонные плиты укладываются по заранее установленным стальным аркам одновременно с двух сторон — от опор к ключу арки. Такая система монтажа уменьшает изгибающие моменты в сечениях стальной арки.

После установки и выверки плит их приваривают к верхним поясам арок, а затем все продольные и поперечные швы между плитами и арками замоноличивают. Совместная работа оболочки свода и стальной диафрагмы обеспечивается также специальными анкер-

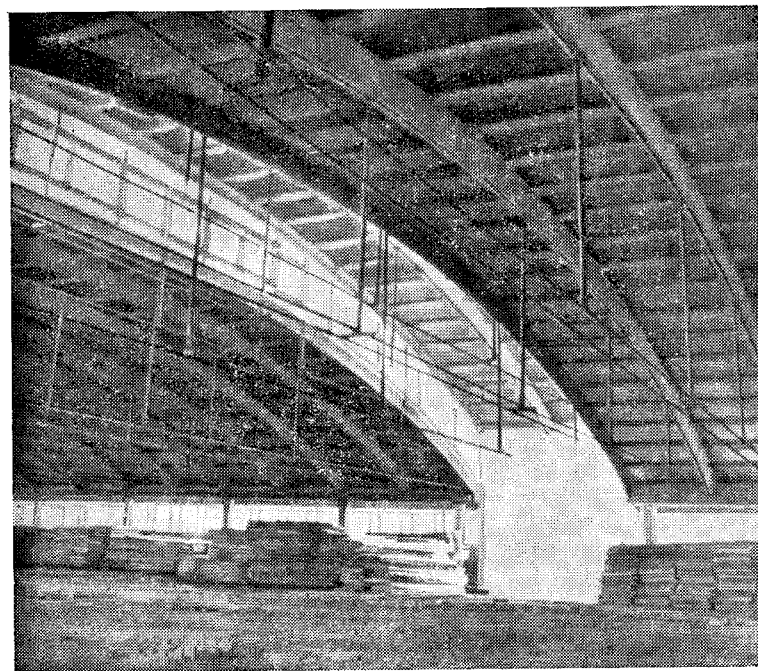


Рис. 46. Сборные своды со стальными затяжками

ными петлями, приваренными к верхним поясам арок и заделанными в монолитный бетон шва (рис. 45). Кроме того, боковые ребра железобетонных плит снабжены шпонками, способными воспринимать сдвигающие усилия. Приведенная толщина бетона покрытия — 9,3 см, расход стали — 38 кг на 1 м², аналогичные показатели с учетом фундаментов, воспринимающих распор свода: 15 см и 39,7 кг на 1 м².

Комплексными конструкциями можно назвать также железобетонные своды, снабженные стальными затяжками. Такие конструкции по проекту Ленпромстройпроекта нашли довольно широкое применение преимущественно для зданий сельскохозяйственного назначения. Своды собираются из цилиндрических железобетонных плит шириной 3 м с продольными ребрами высотой 500 мм. Длина плит — 9÷15 м.

Сочетание плит различной длины позволяет собирать своды пролетом от 18 до 42 м (рис. 46). Приведенная толщина бетона сводов в зависимости от нагрузки и пролета составляет 8,2—9 см, расход стали — 13÷16 кг на 1 м².

Киевским НИИСКом разработана комплексная конструкция коротких цилиндрических оболочек пролетом до 36 м, в которой арки-диафрагмы снабжены стальными затяжками и подвесками, что снижает их вес в 2 раза и упрощает монтаж. Стоимость стале-железобетонных диафрагм оказалась на 20—31% ниже стоимости железобетонных.

Одной из конструктивных особенностей комплексных оболочек являются швы соединений, расположенные по линии контакта двух материалов. Наиболее интересен шов соединения железобетонных плит оболочки со стальной диафрагмой. Как правило, вдоль этого шва действуют значительные сдвигающие силы, достигающие максимума вблизи опор.

Сдвигающие силы могут передаваться через сварные швы закладных элементов железобетонных плит с поясом диафрагмы, специальными штырями, коротышами, петлями, приваренными к тем же поясам.

Швы между закладными элементами и поясом диафрагмы используются главным образом как фиксирующие, так как через них можно передать лишь небольшие сдвигающие силы. Возникающие по всей длине шва сдвигающие усилия воспринимают размещенные вдоль шва арматурные петли, штыри, коротыши. Вблизи опор, т. е. там, где сдвигающие силы максимальны, или на участках возникновения значительных местных усилий следует устраивать специальные стальные упоры.

Проектирование оболочек и разрезка их на сборные элементы должны вестись с учетом требований, налагаемых на конструкции условиями их индустриального изготовления и скоростного монтажа, а также с учетом удобства транспортирования и хранения готовых элементов.

В настоящей главе кратко изложены наиболее употребительные методы и приемы изготовления, хранения, перевозки, монтажа и замоноличивания сборных оболочек преимущественно для северных районов.

§1. Изготовление элементов сборных оболочек

Ниже рассматриваются методы изготовления отдельных элементов, из которых собирается криволинейная поверхность оболочки (панели). Элементы диафрагм в виде плоских балок, ферм, арок и затяжек изготавливаются обычными методами в стальных формах.

Производство элементов оболочек может быть организовано как на заводе железобетонных изделий, так и на приобъектном полигоне. Полигонное изготовление является сезонным, так как с наступлением морозов многие операции существенно затрудняются. Для ответственных конструкций в суровых климатических условиях производство следует организовать в закрытом помещении.

Процесс изготовления железобетонных элементов распадается на четыре основных этапа: заготовку арматуры, формование (со смазкой формы и установкой арматуры), термовлажностную обработку и распалубку.

Различают два основных метода изготовления — поточно-агрегатный и стандовый. При поточно-агрегатном бетонизирующая машина (формующий агрегат) стоит на месте, а форма, в которой изготавливается изделие, движется от поста к посту, проходя последовательно операции очистки, смазки, установки арматуры и формования, после чего поступает в камеру, где происходит набор прочности в процессе термообработки. После приобретения необходимой прочности изделие распалубливается и поступает на склад готовой продукции.

При стандовом методе формы закреплены стационарно, а формующий агрегат движется вдоль них, последовательно формируя одно изделие за другим. Термообработка совершается непосредственно в форме с двойным дном — паровой рубашкой — или же забето-

нированными в тело матрицы паровыми регистрами при железобетонных матрицах.

Так как в рассматриваемом случае форма в течение всего цикла занимает место в цехе, то для организации производства стендовым методом требуется больше производственных площадей, чем при поточно-агрегатном изготовлении: стендовый метод менее выгоден.

По данным Гипростроммаша, съем изделий с 1 м^2 производственной площади типового цеха железобетонных изделий при поточно-агрегатной технологии составляет 67 м^2 покрытий в год, при стендовой технологии — $45 \div 50 \text{ м}^2$.

Стендовый метод обычно применяют при полигонном производстве, когда нет необходимости экономить производственную площадь, а также для изготовления длинномерных или тяжелых изделий, когда грузоподъемность крана оказывается недостаточной для транспортирования поддона с изделием в пропарочную камеру или изделия громоздки и не обеспечивают необходимого заполнения камер.

При поточно-агрегатном способе формы выполняют из металла, для того чтобы увеличить срок их службы, уменьшить массу и обеспечить при этом необходимую прочность и жесткость. Форма для плит (в том числе и криволинейных) может быть выполнена в виде двух отдельных элементов — поддона, на котором собственно формируется плита, и бортоснастки, или съемных стенок плиты. Такая система позволяет уменьшить расход стали на формы, так как один комплект бортоснастки может обслужить весь парк поддонов.

Обычно бортоснастка устанавливается стационарно под формующим агрегатом или на вибростоле, а поддоны с арматурой последовательно закрепляются в ней. В пропарочную камеру поступают изделия на поддоне; соответственно должна быть подобрана грузоподъемность действующего в цехе крана. При стендовом методе можно применять стальные формы или железобетонные матрицы, которые, как правило, обходятся дешевле. Преимуществом железобетонных матриц является простота, с которой ее поверхности может быть придана криволинейная форма.

Деревянные и деревометаллические формы применяются реже, при небольших объемах производства. Недостатком деревянных форм является их малая прочность и значительная деформативность, особенно под воздействием пропаривания, в результате чего элементы, изготовленные в одной и той же форме, могут отличаться друг от друга.

Арматурные изделия следует проектировать так, чтобы их можно было изготавливать в виде плоских каркасов и сеток, свариваемых на многоточечных автоматических машинах. Так как на многоточечных сварочных автоматах сваривают сетки шириной до 3 м, то целесообразно несколько одинаковых каркасов объединять в одну широкую сетку, а затем разрезать их. Сетки и каркасы следует проектировать так, чтобы шаг и диаметр стержней были по-

стоянными и кратными модулю 100 мм; при переменном шаге возникает необходимость переналадки машины. При необходимости изменить шаг или диаметр стержней в тех зонах, где требуется дополнительная арматура, рекомендуется рядом с основными ставить дополнительные каркасы или сетки. Следует использовать гостовские сварные сетки.

Для обеспечения необходимого защитного слоя при установке каркасов и сеток пользуются пластмассовыми или иными фиксаторами. Иногда фиксаторы выполняются в виде арматурных крючков, заранее приваренных к каркасам.

Формование криволинейных изделий может быть осуществлено такими же или аналогичными механизмами, что и формование плоскостных изделий: могут быть применены виброрейки, вибронасадки, скользящие виброштампы, вибропрофилеры, крупногабаритные виброштампы, вибростолы.

Формование криволинейных элементов на вибростолах возможно только при пологих плитах с подъемом до $1/15$ пролета; при более крутых подъемах может произойти сползание бетона в процессе вибрирования. Формование на вибростолах характерно для поточно-агрегатной технологии.

Виброрейка представляет собой жесткий прямолинейный элемент, скользящий вдоль изделия по направляющим, копирующим его очертания. При этом виброрейка разравнивает и уплотняет бетонную массу. Если ввиду значительного уклона поверхности изделия наблюдается сползание бетонной смеси позади виброрейки, то к ней может быть прикреплен «шлейф» (лист с пригрузом, препятствующим сползанию бетона). При значительных уклонах изделия следует применять жесткие смеси. Уклонов более $25\text{--}30^\circ$ следует избегать. Виброрейка является простейшим формующим механизмом. Из-за относительно малой жесткости она не обеспечивает точного соблюдения заданной толщины изделия. Передви-

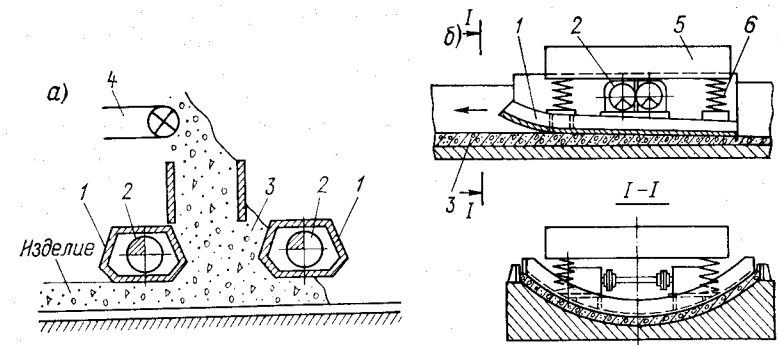


Рис. 47. Формующие агрегаты

а — схема вибронасадки; б — схема скользящего виброштампа; 1 — формующая плита; 2 — вибратор; 3 — бетонная смесь; 4 — транспортер-питатель; 5 — пригруз; 6 — амортизатор

жение рейки вдоль изделия может при малых размерах производиться вручную или при помощи лебедки.

Формующие машины, снабженные вибронасадкой или скользящим виброштампом, как правило, имеют собственный механизм передвижения и подъема формующей части. Вибронасадка представляет собой две снабженные вибраторами формующие плиты, совершающие поступательное движение по направляющим, копирующим форму изделия (рис. 47, а). Бетонная масса подается из бункеров в промежутки между плитами при помощи транспортеропитателя. Машины с вибронасадками для изготовления криволинейных плит отличаются от аналогичных для плоских плит тем, что имеют дополнительный механизм вертикального перемещения.

Скользкий виброштамп представляет собой формующую плиту с плавно приподнятым, как у саней, передним краем. Штамп, снабженный пригрузом и вибраторами, совершает поступательное движение по направляющим, разравнивая и уплотняя уложенный впереди него бетон. Если изделие имеет вторую кривизну постоянного профиля (поверхность переноса), то скользящему виброштампу может быть придана соответствующая криволинейная форма, в результате получается штамп-вибропрофилер (рис. 47, б).

Одним из способов формования криволинейных элементов является применение крупногабаритных виброштампов. Такой штамп не скользит по форме, а штампует изделие целиком, уплотняя и перераспределяя бетонную массу, при этом на бетон передается весьма значительное динамическое воздействие, обеспечивающее высокую плотность изделия. Этот способ позволяет формовать элементы разнообразной формы и произвольной, в том числе переменной, кривизны.

При изготовлении криволинейных изделий применяют также пневмобетон; мелкозернистый бетон подается в этом случае по трубам под давлением и наносится на форму тонким слоем через сопло, подобно торкрет-бетону.

Тонкие безреберные криволинейные плиты иногда с целью экономии производственной площади и уменьшения числа матриц бетонируют послойно друг на друге, прокладывая между плитами слой промасленной бумаги. Такой способ позволяет изготовить до пяти—шести элементов на одной форме. Формование может быть осуществлено вибропрофилером. Способ этот не позволяет производить послойную термообработку; практически приходится выжидать естественного созревания элементов. Термовлажностная обработка тонкостенных ребристых плит осуществляется обычно по следующей схеме: подъем температуры до 70—80° С за 3—4 ч, изотермический прогрев — 6 ч и остывание — 3 ч. Распалубка изделий может осуществляться после достижения бетоном 50—70% проектной прочности, но не менее 200 кгс/см².

Напрягаемую арматуру следует перерезать попарно — симметрично относительно оси сечения. При этом во избежание передачи удара на изделие концы напрягаемой арматуры рекомендуется

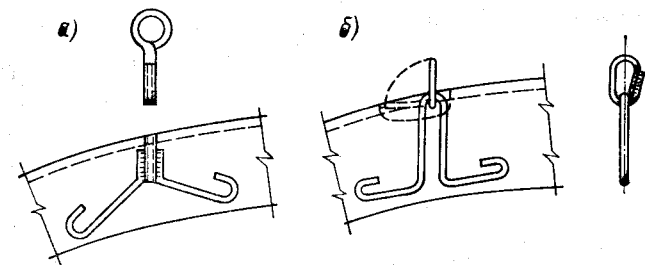


Рис. 48. Петли для подъема изделий
а — ввинчивающаяся петля; б — «падающая» петля

предварительно разогреть. Для съема изделия с формы его снабжают специальными закладными деталями; чтобы не мешать работе формующей машины, они не должны выступать над поверхностью изделия. Для этого можно закладывать в ребра изделия трубки с внутренней нарезкой. На время бетонирования в отверстие трубки ввинчивается стальная пробка со шлицем. После бетонирования на место пробки ввинчивается стальной рым, снабженный кольцом для захвата крюком (рис. 48, а). Нередко применяется также так называемая «падающая петля» (рис. 48, б).

Изделия с большой поверхностью (ребристые) из-за присоса с трудом отрываются от формы; иногда в ребрах в результате неравномерного отрыва появляются трещины. В таких случаях следует производить отрыв сначала одного конца панели, затем — другого.

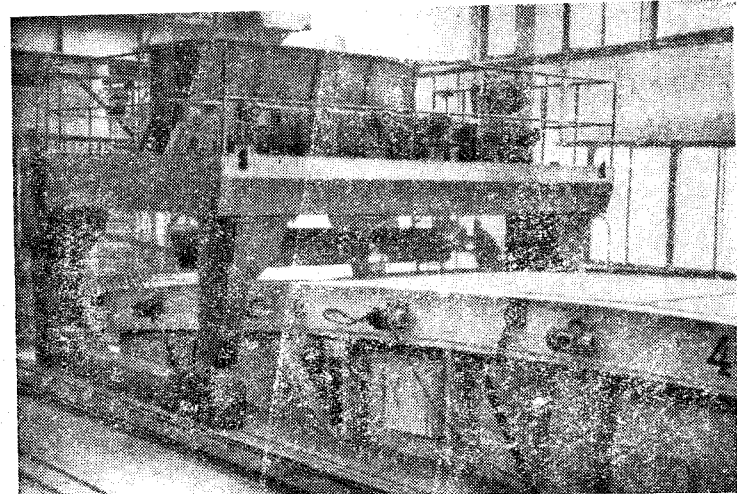


Рис. 49. Изготовление цилиндрических плит

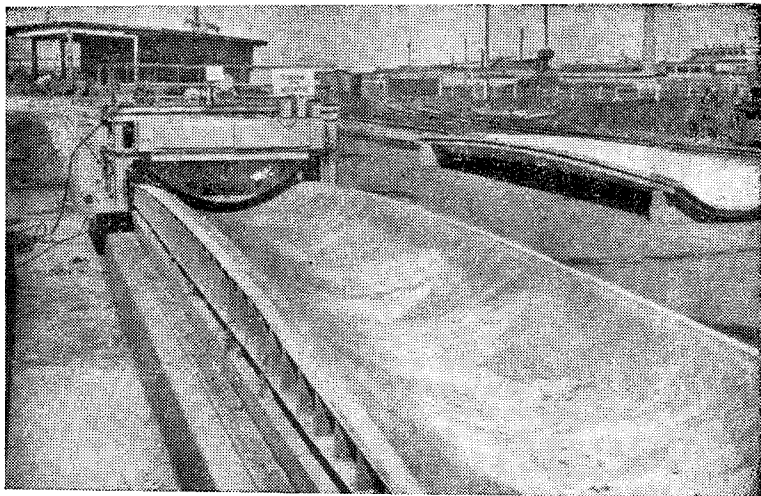


Рис. 50. Формование панелей-гипаров размером 3×18 м

В днище формы целесообразно предусматривать отверстия для подсоса воздуха. Иногда используют гидровыткатыватели или применяют пневматический способ отрыва панели от формы — путем подачи сжатого воздуха между формой и изделием.

Контроль качества изделий рекомендуется вести неразрушающими методами, в частности радиометрическим и акустическим [8].

На рис. 49 показано стендовое изготовление цилиндрических плит размерами 3×12 и 3×15 м для сводчатых покрытий сельскохозяйственных зданий на Парголовском сельскохозяйственном комбинате (ССК) в Ленинграде. Формование осуществляется вибронасадкой в стальных формах. На рис. 50 показано полигонное изготовление предварительно-напряженных гипаров размером 3×18 м на заводе «Металлострой» в Ленинграде. Формование осуществляется вибропрофилером в железобетонных матрицах, снабженных паровыми регистрами. Предварительное напряжение преждевой арматуры создается домкратами на матрицу.

§ 2. Перевозка и хранение элементов оболочек

Перевозка и хранение элементов оболочек обычно осуществляется по одной и той же статической схеме. Количество одновременно перевозимых плит лимитируется грузоподъемностью транспортных средств; количество плит, складываемых в штабель для хранения, ограничивается высотой штабеля и обычно не превышает 4—6.

Чем больше размеры изделия, тем важнее тщательно проработать характер его опирания. Удобным способом хранения изделий

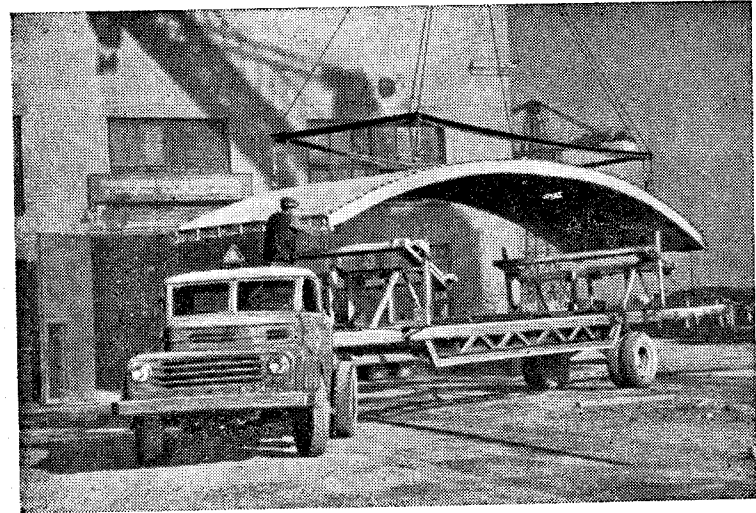


Рис. 51. Перевозка панели с использованием балансирующих опор

является опирание по двухконсольной схеме так, чтобы уравнять опорный и пролетный моменты. При гибких ребрах возможно использование балансирующих опор, распределяющих давление по каждому ребру не на две, а на четыре точки (рис. 51). Это особенно целесообразно при транспортировке изделий, когда панель испытывает динамические перегрузки. Для уменьшения динамических воздействий при перевозке рекомендуется опорные прокладки делать эластичными, например обивать их резиной, для чего могут быть использованы старые автопокрышки.

Криволинейные панели при транспортировке и складировании нередко укрепляют временными затяжками, благодаря чему панель работает как двухшарнирная арка с затяжкой. Однако такой способ имеет недостаток: затяжки затрудняют укладку плит друг на друга. Более целесообразно в таких случаях хранить панели по арочной схеме, передавая распор не на затяжки, а на инвентарные упоры. Укладывая плиты друг на друга, следует прокладывать между ними доски, обитые резиной. Тонкие безреберные панели (например, гипары размером 3×18 м) рекомендуется хранить и перевозить с опиранием на фасонные опоры, повторяющие очертания изделия. Прокладки выполняют из обрезков досок, прикрепленных к резиновой ленте. В этих случаях они получают гибкими и принимают форму изделия (рис. 52, б).

Крупноразмерные панели перевозят на специальных панелевозах, оборудуемых прицепами. Опирание элементов при транспортировке должно обязательно производиться по статически определенной схеме во избежание их повреждения от динамических нагрузок и неравномерного колебания опорных точек (рис. 53, а).

При перевозке элементов конструкций автотранспортом необходимо соблюдать «Правила дорожного движения» МВД СССР (1973 г.), в соответствии с которыми следует согласовывать с Госавтоинспекцией перевозку всех грузов, возвышающихся более чем на 3,8 м над проезжей частью, имеющих ширину более 2,5 м или выступающих более чем на 2 м за габарит транспортного средства.

Согласованию подлежит также перевозка тяжелых или крупногабаритных грузов, требующих организации специального подвижного состава и автопоездов, длина которых с одним прицепом (или полуприцепом) превышает 20, а с двумя прицепами — 24 м.

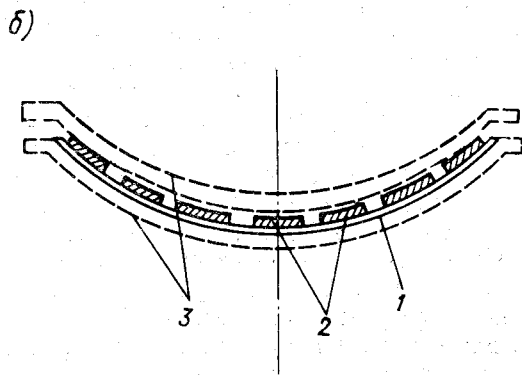
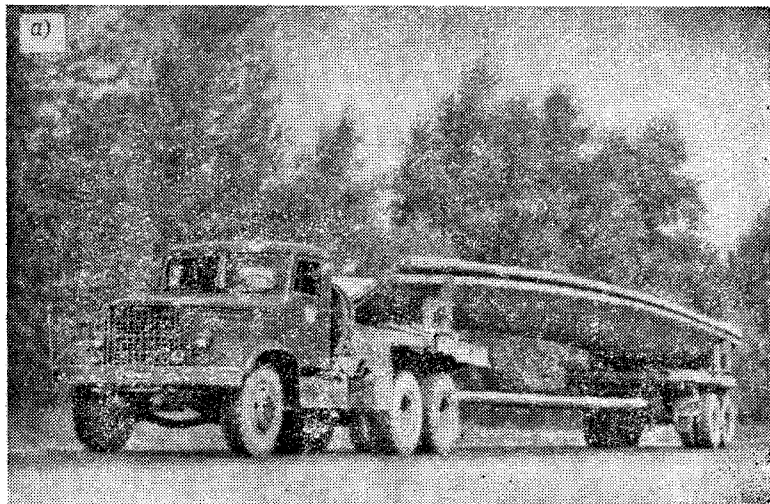


Рис. 52. Транспортировка гипаров

а — перевозка безреберных панелей-гипаров размером 3 × 18 м; *б* — схема прокладки: 1 — резиновые ленты; 2 — деревянные бруски; 3 — криволинейные панели

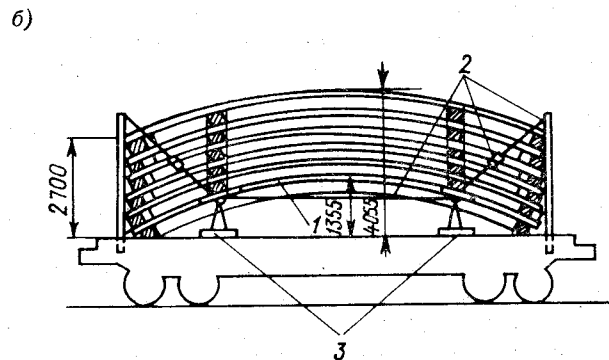
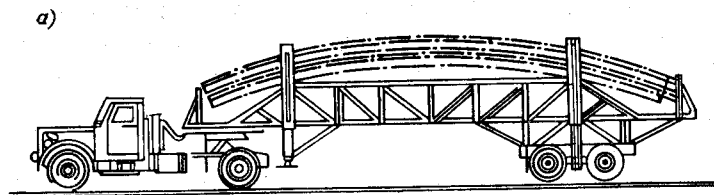


Рис. 53. Транспортировка цилиндрических плит

а — перевозка плит автопанелевозом; *б* — то же, на железнодорожной платформе; 1 — плиты; 2 — растяжки; 3 — козловые опоры

ГОСТ 9314—59 «Автомобили и автопоезда. Весовые параметры и габариты» регламентирует габаритные размеры транспортных средств. При перевозке крупногабаритных строительных элементов, размеры которых превышают предусмотренные ГОСТом, трассу провоза их необходимо согласовать с Главным управлением шоссейных дорог.

При перевозке железнодорожным транспортом следует особенно строго соблюдать требования к габаритности перевозимых грузов. Надо помнить, что на железнодорожную платформу нельзя, например, грузить плиты шириной, соответствующей габариту подвижного состава: необходимо предусмотреть запас 100—150 мм с каждой стороны для постановки стоек, удерживающих груз в пути в заданном положении. Точно так же при установке высоких вертикальных элементов следует предусматривать подкладки под грузом и стяжки по верху. Статическую схему опирания элементов на железнодорожную платформу следует принимать такой же, как и при перевозке автотранспортом.

§ 3. Монтаж пространственных покрытий

Методика монтажа сборных пространственных покрытий зависит как от типа и размеров собираемой конструкции, так и от характера ее членения на сборные элементы, от их размера и формы, от конструкции стыков.

При проектировании пространственных покрытий и членении их на сборные элементы следует стремиться к максимальному упрощению и облегчению монтажа (без лесов и подмостей, непосредственно с транспортных средств).

Поясним это положение конкретными примерами монтажа различных оболочек.

Первыми сборными оболочками, осуществленными в Советском Союзе, являются оболочки положительной кривизны на квадратном плане, разработанные ленинградским ПИ-1. В начале массового применения эти оболочки собирались из плоских плит размером 3×3 м и контурных диафрагм в виде сегментных железобетонных ферм.

Монтаж таких оболочек первоначально осуществляли на лесах, а затем на переставных кружально-сетчатых кондукторах, повторяющих очертания оболочки. Применение сборочного кондуктора, который не нужно разбирать и собирать в каждой ячейке, позволило довести затраты труда до 1,2—1,56 чел.-ч на 1 м^2 , однако этот показатель нельзя признать удовлетворительным. Для сравнения укажем, что при сборке плоскостных покрытий затраты труда составляют 0,25—0,41 чел.-ч на 1 м^2 . Дальнейшее уменьшение затрат труда было достигнуто укрупнением сборных плит до 6×3 и 12×3 м, что позволило упростить и облегчить сборочный кондуктор и уменьшить количество замоноличиваемых швов. Так, для сборки оболочек шириной 18 м из плит размером 3×6 м кондуктор превратился в две параллельные фермы, расположенные на расстоянии 6 м друг от друга. Для сборки оболочек шириной 24 м из плит размером 3×12 м достаточно установить одну промежуточную ферму посередине пролета.

Наконец, с введением укрупнительной сборки был осуществлен бескондукторный метод монтажа: три плиты по 6 м стягиваются затяжкой в единый блок размером 3×18 м и краном подаются в проектное положение. Трудоемкость монтажа оболочек при этом была снижена до 0,38 чел.-ч на 1 м^2 , что следует признать хорошим показателем (рис. 54).

Этот пример свидетельствует о том, что тщательная проработка как самой конструкции, так и методов ее монтажа приводит к резкому снижению затрат труда, а следовательно, к сокращению сроков возведения.

Монтаж длинных цилиндрических оболочек размером 24×12 м из плит 3×6 м осуществлен в Канске. Конструкция оболочек описана в работе [21]. Монтаж осуществлялся на двух нитках стальных подмостей. Предварительно две плиты размером 3×6 м укрупняли до 3×12 м и связанные временными затяжками устанавливали на подмости. Крайние плиты, кроме того, на специальном кондукторе соединяли с торцевой затяжкой, там же выполняли натяжение арматуры затяжек и инъектирование бетона в каналы. По окончании установки на подмости и выверки укрупненных секций выпуски сваривали и швы оболочки замоноличивали. После

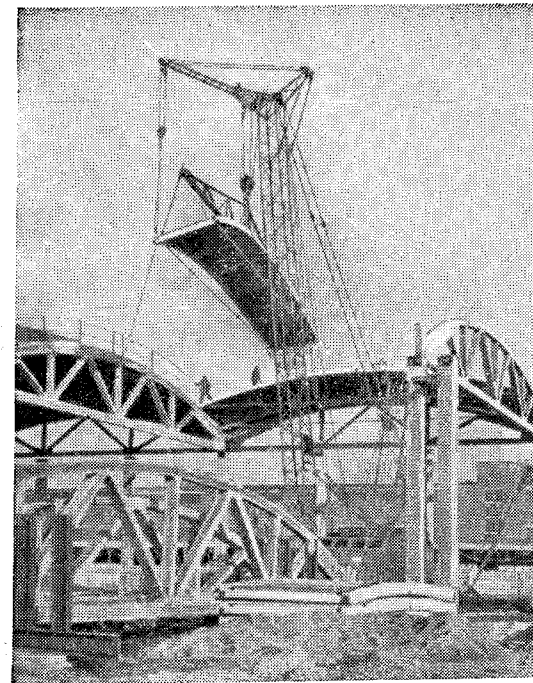


Рис. 54. Бескондукторный монтаж оболочек положительной кривизны размером 18×24 м

набора бетоном швов 70% проектной прочности в продольные каналы оболочки заводилась напрягаемая арматура, производилась ее натяжение и инъектирование бетона в каналы. Замоноличенную оболочку при помощи домкратов опускали в проектное положение на колонны, а освобожденные подмости перекатывали в следующую секцию. Затраты труда при монтаже оболочек составили 1,52 чел.-ч на 1 м^2 вследствие того, что на монтаже осуществлялись такие трудоемкие работы, как натяжение арматуры на бетон и инъектирование раствора в каналы, а сам монтаж производился на подмостях с предварительной укрупнительной сборкой.

Другая конструкция длинных цилиндрических оболочек размером 24×12 м, собираемых из криволинейных плит 3×12 м, укладываемых по предварительно-напряженным бортовым элементам — балкам, монтировалась в Ленинграде и Ачинске [21]. Монтаж осуществлялся в следующем порядке. На колонны устанавливались бортовые элементы, которые на период монтажа подгибались временными стойками в четвертях пролета. После этого на бортовые элементы укладывались цилиндрические плиты. Крайние плиты предварительно укрупнялись внизу с торцевыми предварительно-напряженными затяжками; средние плиты снабжались

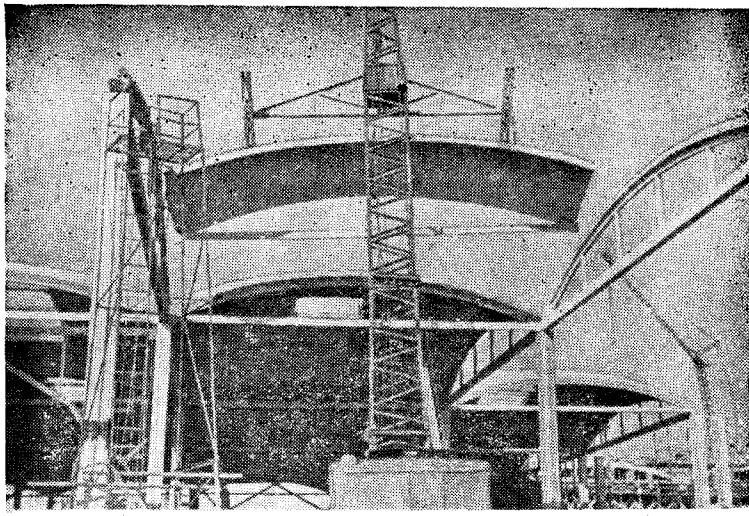


Рис. 55. Монтаж оболочек шириной 12 м

временными стальными затяжками из круглой стали. После выверки всех элементов, сварки выпусков и закладных частей замоноличивались все продольные и поперечные швы. После отвердения бетона швов временные стойки и стальные затяжки плит снимались. Затраты труда при таком методе монтажа составили 0,36 чел.-ч на 1 м².

Аналогичный метод монтажа был применен в Пскове для оболочек двойкой кривизны размером 18 × 12 м, собираемых из цилиндрических плит 3 × 12 м, укладываемых по диафрагмам арочного типа [21]. Монтаж осуществлялся так же, как и в предыдущем случае (с той лишь разницей, что арочные диафрагмы не нуждаются в дополнительных опорах на период монтажа), сборка оболочек производилась без каких бы то ни было опор или подмостей, непосредственно с транспортных средств (рис. 55). Затраты труда составили 0,35 чел.-ч на 1 м².

Таким образом, показатели всех описанных оболочек практически сравнялись с затратами труда на монтаж плоскостных конструкций.

Монтаж коротких цилиндрических оболочек также осуществляется без лесов и подмостей. Конструкция их, состоящая из ребристых плит размером 3 × 12 м, укладываемых по фермам-диафрагмам, описана в работе [21]. Монтаж их практически не отличается от монтажа плоскостных покрытий, но требует дополнительной установки и сварки арматуры, обеспечивающей неразрезность плит на опорах и совместную работу оболочки с диафрагмами. Кроме того, как и во всякой оболочке, эта конструкция нуждается в надежном замоноличивании всех швов.

Конструкции многоволновых сводов весьма разнообразны [21]. Столь же различны и методы их монтажа. Так, своды конструкции Киевского НИИСКА монтируются с помощью укрупнительной сборки. Волна свода собирается на стальном кондукторе и устанавливается краном на заранее смонтированные подстропильные балки. Многоволновый свод ЦНИИСКА, собранный из плоских прокатных плит в совхозе «Звенигородский», монтировался из отдельных элементов на катучих деревянных подмостях.

Многоволновые своды из крупных криволинейных панелей могут сооружаться почти без лесов. Так, покрытие катка в Калифорнии (США) пролетом 30,5 м монтировалось из двух элементов с помощью средних опор. Многоволновые покрытия в виде гипаров (см. рис. 25) монтируются непосредственно по стенам или подстропильным балкам без лесов и подмостей, трудоемкость монтажа минимальная.

Покрытие стадиона в Овьедо (Испания), армоцементный свод в Красноярске и свод пролетом 96 м на ДСК в Автове (Ленинград) монтировались на ригельно-стоечных подмостях. Такой метод монтажа требует значительных затрат труда.

При монтаже покрытий автобусного парка № 5 в Ленинграде с волнами размером 12 × 96 м использовались два комплекта переставных лесов: нижний ярус лесов переставлялся, а верхний — перекачивался по нижнему. Такой способ позволил ускорить монтаж и уменьшить затраты труда по сравнению со сводом в Автове до 1,28 чел.-ч на 1 м² [8, 21]. Довольно большие затраты труда на монтаж этих конструкций объясняются применением подмостей, а также тем, что предварительное натяжение затяжек сводов осуществлялось в процессе монтажа в три приема. По-видимому, монтаж сводов конструкции Ленпромстройпроекта потребует меньших затрат труда, ибо монтажные опоры могут понадобиться только для установки диафрагм, предварительное напряжение которых осуществляется на заводе-изготовителе. Укладка цилиндрических плит производится краном без монтажных опор.

Монтаж гипаров, отнесенных к асимптотам, зависит как от размеров оболочек, так и от размеров плит, из которых они собираются. Так, оболочки размером 6 × 18 м, возведенные в Черногогорске из четырех плит 3 × 9 м, собирались на опорных стойках-подмостях (см. рис. 21, а). Аналогичные оболочки размером 12 × 18 м из плит 3 × 9 м монтировались там же с помощью катучих подмостей, передвигаемых по подкрановым балкам (см. рис. 21, б). Затраты труда на монтаж составили 0,74 чел.-ч на 1 м².

Гиперболические оболочки размером 30 × 30 м сооружались в Ачинске при помощи стальной передвижной опоры козлового типа. Плиты укрупнялись в полосы (по пять штук) размером 3 × 15 м, которые удерживались в проектном положении верхними монтажными фермами (см. рис. 22). Для сборки одной оболочки размером 30 × 30 м необходим комплект из 20 монтажных ферм. При такой системе монтажа затраты труда составили 1,5 чел.-ч на 1 м².

Монтаж всячих оболочек обычно прост и не требует устройства лесов или подмостей: после навески и выверки вант укладываются сборные железобетонные плиты, после замоноличивания швов — утеплитель и ковер.

Ввиду того, что для всячих конструкций обычно применяются мелкие плиты, количество швов замоноличивания возрастает, соответственно возрастают и затраты труда на монтаже.

§ 4. Замоноличивание швов сборно-монолитных оболочек

Замоноличивание швов сборно-монолитных оболочек — весьма ответственная операция, как правило, с использованием бетона той же марки, что и марка сборных изделий. Наиболее ответственными являются швы замоноличивания, соединяющие диафрагму с плитами оболочек, воспринимающие значительные сдвигающие силы.

Следует уделить особое внимание тому, чтобы все размеры и глубина шпонок в точности отвечали проекту, а бетон замоноличивания обладал однородностью по всей глубине шва, для чего при бетонировании следует применять глубинные вибраторы.

Ниже приводятся данные по расходу бетона на заделку швов (м^3) на 1000 м^2 площади здания для различных конструкций покрытий:

плоскостные покрытия из плит размером $3 \times 12 \text{ м}$ по сегментным фермам	10,2
оболочки двойкой кривизны размером $24 \times 24 \text{ м}$ из плит $3 \times 3 \text{ м}$	12,7
типовые оболочки двойкой кривизны размером $24 \times 18 \text{ м}$ из плит $3 \times 6 \text{ м}$	10,0
длинные цилиндрические оболочки размером $24 \times 12 \text{ м}$ из плит $3 \times 12 \text{ м}$	7,9
короткие цилиндрические оболочки размером $24 \times 12 \text{ м}$ из панелей $3 \times 12 \text{ м}$	12,9

Процесс замоноличивания швов может быть механизирован. Для укладки бетона или раствора в швы применяются пневматические нагнетатели, растворонасосы, винтовые насосы и вибробункеры.

Пневматические нагнетатели работают от компрессора с давлением 6—8 ати. Они создают в сети установившееся движение раствора, облегчающее условия его перекачиваемости. В конструктивном отношении нагнетатель проще растворонасоса и долговечнее его в эксплуатации, так как не имеет трущихся частей.

В зарубежной практике имеются растворотранспортные установки с одновинтовыми насосами непрерывного действия. Насос способен создавать значительное давление, что позволяет подавать смесь как по горизонтали, так и по вертикали.

В нашей стране нашел применение растворонасос конструкции ЦНИИОМТП системы Н. С. Марчукова. Так же как и в пневматических нагнетателях, готовая бетонная смесь транспортируется по

трубопроводам. Смесь перемещается во взвешенном состоянии в струе сжатого воздуха (от компрессора) и выходит из сопла с большой скоростью, чем напоминает действие торкретной установки. Этот растворонасос успешно применялся для замоноличивания швов в оболочках покрытия двух рынков в Москве.

Из средств малой механизации следует отметить вибробункеры. Основные элементы вибробункеров, используемых для заделки горизонтальных швов: бункер, содержащий смесь, вибратор, побуждающий выход смеси из бункера, и вибронож, уплотняющий бетон в шве.

Монтаж и замоноличивание пространственных конструкций необходимо вести круглый год, в том числе и при отрицательных температурах. Период отрицательных температур в северных областях нашей страны нередко превышает 6 месяцев, а морозы достигают $40 \rightarrow 50^\circ \text{С}$. В этих условиях особую важность приобретает правильное решение вопросов замоноличивания оболочек.

Известно два основных метода ведения зимних бетонных работ: с прогревом (в том числе с электропрогревом) и с применением противоморозных добавок. Прогрев целесообразно применять при достаточно больших массивах монолитного бетона. Для узких швов замоноличивания этот метод не может быть рекомендован, потому что недостаточно прогреть собственно бетон шва, необходимо также обеспечить положительную температуру примыкающих массивов сборных элементов, интенсивно отнимающих тепло от бетона шва. Кроме того, прогрев (особенно электропрогрев) узких швов ведет к быстрому высыханию бетона, качество швов при этом получается неудовлетворительным.

Наиболее целесообразно при морозах, достигающих -30°С [31], вести замоноличивание швов с применением противоморозных добавок. Это практически обеспечивает возможность круглогодичной работы на большей части территории Севера.

Противоморозные добавки должны отвечать следующим основным требованиям:

- иметь широкий температурный диапазон их возможного применения;
- обеспечивать достаточно интенсивный рост прочности бетона при отрицательных температурах;
- обеспечивать удобоукладываемость (технологичность) бетона с добавками;
- повышать, во всяком случае, не снижать морозостойкость бетона;
- быть экономичными и доступными.

Наиболее дешевыми и доступными добавками являются смеси хлоридов кальция и натрия (CaCl_2 , NaCl). Однако они не могут быть рекомендованы, так как вызывают коррозию арматуры.

Распространенными противоморозными добавками являются поташ (K_2CO_3) и нитрит натрия (NaNO_2), а также их смеси. Эти добавки способны вызывать щелочную коррозию бетона, кроме того, применение нитрита натрия ведет к некоторому снижению водостойкости и трещиностойкости бетона.

Поташ добавляется в бетон при температурах до $-30 \div -35^\circ \text{C}$, нитрит натрия — до -10°C в следующих количествах (% от массы цемента):

	Поташ	Нитрит натрия
До -5°C	5	5
От -5 до -10°C	10	10
От -10 до -15°C	10	—
От -15 до -30°C	15	—

Наилучшая удобоукладываемость бетона с поташом при добавке его в количестве 20% от массы цемента составляет 2,5—3 ч.

Нередко в зависимости от сорта цемента схватывание бетона с добавкой поташа начинается весьма быстро — через 30 мин. В этих случаях для замедления схватывания целесообразно добавлять в бетон сульфитно-спиртовую барду (ССБ) в количестве до 3% от массы цемента. Из остальных свойств бетона с поташом следует отметить некоторое возрастание прочности, уменьшение коррозии арматуры, незначительное увеличение усадки и уменьшение морозостойкости (при 50 циклах).

Не допускается производить замоноличивание бетоном с добавкой поташа стыков оболочек, работающих при эксплуатации в агрессивных средах, в условиях высокой влажности, при температуре свыше 60°C , а также находящихся вблизи источников тока высокого напряжения.

Бетон с добавкой нитрита натрия обладает хорошей удобоукладываемостью и не нуждается в применении пластификатора ССБ. Прочность бетона несколько возрастает, а коррозия арматуры замедляется.

Во избежание щелочной коррозии бетона, а также необходимости применения пластификаторов ЦНИИОМТП разработаны новые экономичные противоморозные добавки:

НКМ — нитрат кальция и мочевины (карбамид) — в соотношении 3 : 1;
 НКМ — нитрат кальция, нитрит кальция и мочевины — в соотношении 1,5 : 1,5 : 1,0;
 ННХКМ — нитрат кальция, нитрит кальция, хлорид кальция и мочевины — в соотношении 0,75 : 0,75 : 1,5 : 1,0;
 нитрит натрия и хлорид кальция в соотношении 1 : 1.

Все добавки вводятся в количестве 25% от массы воды затвердения или в количестве 10% от массы цемента (при В/Ц = 0,4).

С добавками НКМ и НКМ можно работать при температуре до -20°C , ННХКМ и последней добавкой — до -30°C .

Если после укладки в шов бетона произошло непредвиденное понижение температуры против той, на которую были рассчитаны добавки, то шов следует утеплить до набора бетоном 35% проектной марки, но не ниже 50 кгс/м². После приобретения бетоном указанной прочности понижение температуры ниже расчетной допускается, оно вызывает лишь замедление или временное прекращение набора прочности.

Введение добавок ЦНИИОМТП обеспечивает бетону высокую морозостойкость и не вызывает коррозии арматуры. Добавки целесообразно вводить в бетонную смесь в виде водных растворов рабочей концентрации, последние могут быть быстро приготовлены из концентрированных растворов отдельных солей. Такая система позволяет оперативно изменять состав раствора в зависимости от изменений наружной температуры.

В случае замоноличивания швов при отрицательных температурах полости швов должны быть тщательно очищены от снега, наледей и мусора. Категорически запрещается использовать для этого горячую воду, ибо при этом неизбежно образуется тонкая ледяная пленка, нарушающая сцепление монолитного бетона со сборными элементами. Швы должны очищаться металлическими щетками и продувкой горелкой бензореза. Замораживание стыков не допускается.

При замоноличивании стыков с противоморозными добавками необходимо регулярно проверять:

- состояние стыкуемых поверхностей сборных элементов, чтобы на них не было наледи и следов переувлажнения; поверхности должны быть защищены от атмосферных осадков;
- соответствие расхода добавок температуре наружного воздуха;
- отсутствие кристаллического осадка в таре, содержащей водные растворы добавок;
- обеспечение точности дозировки при изготовлении замесов с учетом применяемой марки цемента;
- степень подвижности и температуру укладываемой смеси, соблюдение сроков ее уплотнения.

Два раза в смену необходимо готовить по три контрольных куба, подлежащих хранению в тех же условиях, что и забетонированные конструкции; кубы испытывают в возрасте 7, 14 и 28 дней через 3—5 ч после подачи в теплое помещение.

Удорожание зимних работ с применением противоморозных добавок не превышает 4 руб. 50 коп. за 1 м³ бетона замоноличивания, в то время как при электропрогреве оно составляет 15—20 руб.

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ОБОЛОЧЕК

Широкое внедрение сборных и сборно-монолитных оболочек в строительство имеет смысл только в том случае, если при этом можно достигнуть определенного экономического эффекта.

Оболочки имеют существенные преимущества по сравнению с плоскостными покрытиями по расходу бетона и стали, а следовательно, и по массе. Однако эти показатели не являются главными при определении эффективности той или иной конструкции. Решающие при оценке пространственной конструкции — показатели ее стоимости и трудоемкости, т. е. экономичность по сравнению с существующими аналогами — плоскостными конструкциями покрытий.

Стоимость всякой конструкции складывается из стоимости материала и из затрат на ее изготовление, транспортирование и монтаж. Не анализируя здесь подробно все компоненты ценообразования (капитальные вложения, амортизационные отчисления, стоимость электроэнергии, пара, вспомогательных материалов и др.), укажем на наиболее существенный показатель, влияющий на стоимость, — трудовые затраты. Сравнительную оценку различных конструкций будем производить не только по расходу бетона и стали, но и по их стоимости и трудоемкости. Последние два показателя следует рассматривать отдельно на стадиях изготовления, транспортирования и монтажа. Для северных районов страны важнейшими показателями конструкции являются построчная стоимость и трудоемкость.

Стоимость и трудоемкость монтажа оболочек, даже если они монтируются без лесов и подмостей, как правило, выше аналогичных показателей монтажа плоскостных покрытий по той причине, что пространственные конструкции нуждаются в дополнительной операции — замоноличивании швов, тогда как в плоскостных конструкциях производится только их заливка. Достаточно, если показатели монтажа оболочек окажутся близки к соответствующим показателям плоскостных покрытий.

Таким образом, снижение стоимости и трудоемкости пространственных конструкций может быть достигнуто, в первую очередь, на стадии изготовления сборных элементов как за счет уменьшения расхода материала, так и за счет механизации всех этапов производства: изготовления и укладки арматурных изделий, натяжения арматуры (в случае необходимости), формования и термообработки изделий, распалубки.

Если для изготовления каркасов могут быть применены высокопроизводительные многоточечные сварочные автоматы, а для армирования — плиты — стандартные сетки, то стоимость и трудоемкость этой операции будет минимальной. Минимальные трудозатраты, а следовательно, и стоимость могут быть получены, если натяжение напрягаемой арматуры производить малым числом прядей, стержней или пакетов проволоки на упоры стенда или на жесткую форму.

Формование изделия выгоднее всего осуществлять по поточно-агрегатной технологии с использованием вибростолов или с помощью специального бетоноукладчика, снабженного скользящим виброштампом или вибронасадкой, как указано в главе VI.

Стоимость и трудоемкость изготовления и монтажа той или иной конструкции в значительной мере зависят от степени механизации и освоения наиболее передовых, экономичных методов труда: на одном и том же предприятии стоимость и трудовые затраты уменьшаются с течением времени по мере совершенствования и освоения методов изготовления или возведения конструкции.

Для того чтобы правильно оценить стоимость и трудовые затраты на производство, транспорт и монтаж новых конструкций, подсчет необходимых затрат следует выполнять для сравниваемых конструкций в сопоставимых условиях (массового высокомеханизированного производства и индустриального монтажа).

Дать единую таблицу технико-экономических показателей различных оболочек не представляется возможным, ибо все они разработаны для различных сеток колонн, рассчитаны на различные нагрузки и отличаются рядом специфических особенностей: условиями подвески кранового оборудования, конструкцией и размерами фонарей, высотой примыкающих стен и перегородок и пр.

К этому необходимо добавить, что технико-экономические сравнения, выполненные отдельными авторами и организациями, несколько отличаются по методике оценки экономичности. Согласно методике Научно-исследовательского института экономики строительства (НИИЭС), решающим показателем экономичности той или иной конструкции, кроме сметной стоимости и затрат труда, являются приведенные затраты, учитывающие не только единовременные затраты на строительство, но и капитальные вложения в производство конструкций и материалов, сроки строительства зданий и расходы на их эксплуатацию. Несмотря на это, приведенные затраты некоторыми авторами не определялись и в настоящей главе не приводятся. Следует отметить также то, что в ряде случаев при сопоставлении оболочек с плоскостными конструкциями не учитывались те или иные второстепенные факторы, например разница в высоте стен и перегородок и т. п.

Таким образом, отобранные и приводимые ниже показатели стоимости, трудоемкости и приведенных затрат следует рассматривать как ориентировочные, но в то же время достаточно близкие к действительности.

Технико-экономические показатели коротких цилиндрических оболочек

Вариант покрытия	Приведенная толщина бетона, см	Расход стали на 1 м ² , кг	Затраты труда на 1 м ² чел.-ч			Приведенные затраты, руб.	Стоимость в дене, руб.
			Всего	В том числе			
				изготовле- ние	мон- таж		
Короткие оболочки со сталежелезобетонными диафрагмами	8,1	18,9	2,37	1,39	0,98	29,58	19,62
	121	57,3	82,6	79,0	88,3	91,2	91,8
Плоскостное покрытие	6,7	33,0	2,87	1,76	1,11	32,44	21,38
	100	100	100	100	100	100	100

Примечание. В числителе — абсолютные показатели, в знаменателе — данные в процентах к аналогу.

Таблица 12

Технико-экономические показатели покрытий из плит КЖС размером 3×18 м

Конструкции покрытия	Приведенная толщина бетона, см	Расход стали на 1 м ² , кг	Число монтажных элементов	Затраты труда на 1 м ² , чел.-ч		Себестоимость строительно-монтажных работ, руб./м ²
				Изготовление	Монтаж	
Плиты КЖС 3×18 м по подстропильным балкам	83,7	74,5	38,6	63,4	63,6	75,7
	10,45	13,81	358	1,88	0,33	10,66
Плоскостные покрытия	100	100	100	100	100	100

18 м и шагом колонн по крайним рядам 6, по средним — 12 м. Плиты КЖС укладываются по подстропильным балкам. В качестве аналога приняты плиты размером 3 × 6 м, укладываемые по сегментным стропильным и подстропильным фермам.

В таблице приводятся данные по себестоимости строительно-монтажных работ; показатели сметной стоимости и приведенных затрат не определялись.

Кроме того, следует отметить, что значительно меньшая по сравнению с сегментными фермами конструктивная высота плит КЖС позволяет при применении плит-оболочек уменьшить высоту продольных стен на 1,2 м, а торцевых — более чем на 2 м. Это приведет не только к снижению сметной стоимости здания, но и к уменьшению эксплуатационных расходов на отопление за счет уменьшения поверхности, через которую теряется тепло. Средняя величина экономии при применении плит КЖС может быть оценена в 5—6 руб/м².

Показатели коротких цилиндрических оболочек (НИИСК и КиевПСР) приведены для конкретного сооружения — корпуса № 3 завода станков-автоматов им. Горького в Киеве (табл. 10). Корпус представляет собой многопролетное здание с сеткой колонн 12 × 24 м и светоаэрационными фонарями. Покрытие выполнено короткими цилиндрическими оболочками серии КП-145. В качестве аналога принято покрытие из унифицированных «зональных» конструкций — плит размером 3 × 12 м серии 1.465-3, уложенных по сегментным фермам серии ПК-01-129/68. В таблице даны также показатели покрытия с применением плит усовершенствованной серии КП-145/73, разработанной с учетом результатов экспериментально-теоретических исследований, проведенных в НИИСКе в 1972—1973 гг. Во всех случаях принималась напряженная арматура класса АIIIв.

Таблица 10

Технико-экономические показатели коротких цилиндрических оболочек

Показатели	Оболочки		Плоскостное покрытие
	КП-145	КП-145/73	
Приведенная толщина бетона, см	9,59	8,9	10,2
	94	87	100
Расход стали на 1 м ² , кг	11,71	10,45	13,89
	84,3	75	100
Суммарные затраты труда на 1 м ² , чел.-ч	1,06	1,04	1,12
	94,6	93	100
Сметная стоимость 1 м ² , руб.	12,89	12,40	13,65
	94,4	91	100
Приведенные затраты на 1 м ² , руб.	22,27	21,43	23,67
	94,1	91	100

Примечание. В числителе — абсолютный показатель, в знаменателе — данные в процентах к аналогу.

Как видно из таблицы, применение коротких цилиндрических оболочек позволяет снизить расход бетона до 13%, стали — до 25% и стоимость — до 9%. Те же короткие цилиндрические оболочки при сетке колонн 36 × 12 м, применяемые в сочетании со сталежелезобетонными фермами-диафрагмами (верхний пояс диафрагм железобетонный, затяжка и раскосы стальные), сопоставлялись со сборными ребристыми плитами размером 3 × 12 м, уложенными по стальным скатным фермам (табл. 11).

Технико-экономические показатели плит КЖС, также представляющих собой короткие цилиндрические оболочки, приводятся в табл. 12 для четырехпролетного бесфонарного цеха с пролетами

Таблица 13

Технико-экономические показатели оболочек из панелей-гипаров размером 3×12 м

Вид покрытия	Приведенная толщина бетона, см	Расход стали на 1 м ² , кг	Сметная стоимость 1 м ² руб.	Затраты труда на 1 м ² , чел.-ч	
				общие	на монтаж
Панели-гипары 3×12 м	4,3	4,17	9,42	0,45	0,35
	37	46	71,5	70,5	97
Т-балки	11,6	9,01	13,2	0,64	0,36
	100	100	100	100	100

Примечание. В числителе приведены абсолютные показатели, в знаменателе — данные в процентах к аналогу.

Таблица 14

Технико-экономические показатели оболочек панелей-гипаров размером 3×24 м

Вид покрытия	Приведенная толщина бетона, см	Расход стали на 1 м ² , кг	Сметная стоимость 1 м ² , руб.	Затраты труда на 1 м ² , чел.-ч	
				общие	на монтаж
Панели-гипары 3×24 м	8,72	11,46	17,13	1,88	0,24
	77,5	74	84,5	65	58,5
Плоскостное покрытие	11,25	15,45	20,25	2,9	0,41
	100	100	100	100	100

Другой вид плит «на пролет» — панели-гипары шириной 3 м и пролетами 12—24 м имеют сходные показатели с плитами КЖС (табл. 13).

В качестве аналога для панелей-гипаров пролетом 12 м принято типовое покрытие школьных зданий из тавровых балок шириной 1 м. Оба вида конструкций укладывают непосредственно на стены.

При сравнении панелей-гипаров размером 3 × 24 м в качестве аналога принято типовое покрытие при сетке колонн 12 × 24 м: из плит размером 3 × 6 м по серии 1.465-1, укладываемых по фермам серии ПК-01-129/68 и подстропильным фермам по серии ПК-01-110/68 (табл. 14).

Следует отметить, что эти показатели получены теоретически и практикой массового строительства не апробированы. В то же время в этих показателях не учтено удешевление строительства за счет уменьшения высоты стен и перегородок.

Складчатые своды конструкции ЦНИИСК имеют относительно небольшое распространение. Сборка их происходит на переставных подмостях. По данным ЦНИИСК, технико-экономические показатели сводов при пролетах 30—60 м следующие: приведенная толщина бетона 7,6—8 см, расход стали — 15÷22 кг на 1 м²; трудоемкость монтажа — 0,11÷0,12 чел.-ч/м². Гиперболические оболочки, отнесенные к асимптомам, имеют незначительное распространение. В табл. 15 приведены технико-экономические показатели оболочек размером 6 × 18 м, сооруженных в Черногорске (Красноярский край). В качестве аналога принято плоскостное покрытие из плит размером 3 × 6 м, уложенных по балкам пролетом 18 м.

Технико-экономические показатели большепролетных сооружений не имеют типовых, утвержденных аналогов. Сравнение же объектов между собой невозможно вследствие разнообразия типов и размеров оболочек, а также действующих на них нагрузок.

В табл. 16 приводятся данные сопоставления трех вариантов решения усреднительного склада руды Орско-Халиловского металлургического комбината (рис. 44). Склад руды имеет пролет 96 м и длину 273 м.

Таблица 15

Технико-экономические показатели гиперболических оболочек размером 6×18 м

Вид покрытия	Приведенная толщина бетона, см	Расход стали на 1 м ² , кг	Сметная стоимость 1 м ² , руб.
	71	74	85
Плоскостное покрытие	87	12,5	21,5
	100	100	100

Примечание. В числителе приведены абсолютные показатели, в знаменателе — данные в процентах к аналогу.

Таблица 16

Сравнение показателей трех вариантов решения усреднительного склада ОХМК

Вариант	Приведенная толщина бетона, см	Расход стали на 1 м ² , кг		Стоимость 1 м ² , руб.	Трудоемкость, чел.-ч/м ²
		Арматура	Прокат		
I	14,0	11,1	25,4	22,80	16,0
II	5,7	1,7	90,0	27,60	40,8
III	18,3	17,1	8,5	34,20	Не определялась

Рассмотрены следующие варианты (с фундаментами):

I. Железобетонный свод-оболочка со стальными диафрагмами.

II. Стальные арки, по ним — прогоны и профилированный настил (цельно-стальной вариант).

III. Железобетонный складчатый свод.

Как видно из таблицы, комплексный вариант (I) имеет значительное преимущество и перед железобетонным, и перед стальным решением как по стоимости, так и по затратам труда.

В настоящей главе приведены технико-экономические данные только по некоторым, наиболее освоенным, видам оболочек, применяемых в массовом строительстве преимущественно для производственных зданий.

Сооружение таких пространственных конструкций (оболочек) позволяет более рационально использовать свойства материала, что при массовом механизированном производстве обеспечивает существенное снижение стоимости и суммарных затрат труда. Экономичность применения оболочек возрастает с увеличением нагрузок и пролетов покрытий.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Практика возведения сборных железобетонных тонкостенных оболочек в северных районах, в частности, в Красноярском крае, показала, что применение этих конструкций в Сибири не только возможно, но экономически и технически целесообразно, ибо обеспечивает существенное снижение капитальных затрат и расхода материалов без удлинения сроков строительства. Однако особенностью северной строительной-климатической зоны налагают ряд условий на изготовление и монтаж сборных и сборно-монолитных оболочек. Элементы оболочек должны производиться в закрытых цехах в условиях стационарных заводов железобетонных изделий с систематическим пооперационным технологическим контролем. Полигонное изготовление должно быть исключено главным образом из-за непродолжительности теплого периода, а также из-за опасности неожиданных заморозков в осенний и весенний периоды. Кроме того, пооперационный контроль технологического процесса в условиях открытого полигона не может быть налажен столь же четко, как при стационарном производстве в условиях закрытого цеха.

При разработке пространственных конструкций следует стремиться к такому членению оболочки на сборные элементы, при котором количество разнотипных по опалубке элементов было бы сведено к минимуму и их можно было применять для ряда пролетов (размеров оболочек), изменяя только характер армирования в зависимости от размеров покрытия и нагрузки на него. Сами сборные элементы следует проектировать по возможности крупноразмерными (в пределах транспортного габарита), чтобы уменьшить число монтажных подъемов и протяженность швов замоноличивания.

При членении оболочки на сборные элементы надо производить разрезку ее таким образом, чтобы монтаж можно было осуществлять без применения лесов или подмостей, устанавливая монтируемые элементы на место непосредственно «с колес».

Изложенное особенно важно для северных районов страны, так как в этом случае необходимо свести к минимуму размеры производственных площадей завода железобетонных изделий и сроки возведения покрытия, включая монтаж и замоноличивание швов.

В северных условиях необходимо четко наладить работы по замоноличиванию швов при отрицательных температурах. Заранее приготовленные концентрированные растворы противоморозных

добавок следует разбавлять непосредственно перед употреблением, оперативно изменяя процент добавок в зависимости от меняющейся температуры наружного воздуха.

Таким же тщательным должно быть изготовление, хранение и испытание контрольных образцов бетона замоноличивания. Только при четкой работе службы зимнего замоноличивания и строительной лаборатории может быть налажен бесперебойный монтаж конструкций в течение всего года.

В качестве материала для оболочек можно, кроме традиционного тяжелого железобетона, рекомендовать также легкие бетоны, в частности керамзитобетон. Применение легких бетонов позволяет не только уменьшить массу несущей части покрытия, но и учесть влияние легкой оболочки при теплотехническом расчете и соответственно уменьшить слой утеплителя. Очевидно, что эффект от применения легких бетонов может быть получен, в первую очередь, в ограждающих элементах оболочки — плитах; что же касается бортовых элементов, диафрагм, затяжек и прочих несущих элементов, где целесообразно использовать предварительное напряжение, то для них следует применять обычный, желателен высокомарочный, бетон.

Другим путем уменьшения массы покрытия является применение сталежелезобетонных конструкций, где в качестве ограждающих элементов оболочки используются железобетонные или легкбетонные плиты, а в качестве диафрагм — стальные конструкции. Комплексные сталежелезобетонные оболочки особенно целесообразны при пролетах покрытия, превышающих 24 м.

При применении сталежелезобетонных конструкций уменьшаются затраты труда на монтаже и сокращаются сроки возведения покрытия, что особенно важно в условиях северных областей.

Наряду с изложенным выше, следует отметить, что основным критерием внедрения пространственных покрытий является их экономичность, и выбор того или иного варианта надо производить только на основе технико-экономических сопоставлений с обязательным учетом специфических местных условий площадки (развития базы стройиндустрии, транспортных коммуникаций, парка монтажных механизмов, климатических условий и др.).

Все эти условия, а также условия эксплуатации законченного покрытия учитываются в экономическом сравнении при вычислении приведенных затрат. Как правило, экономический эффект при применении оболочек, вычисленный по приведенным затратам, выше, чем по сметной стоимости, именно за счет уменьшения эксплуатационных затрат.

Внедрение экономичных, высокоэффективных видов оболочек в массовое строительство — одна из важнейших задач современной строительной техники.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абовский Н. П., Самольянов И. И., Пасько Д. А. Расчет пологих оболочек в матричной форме методом сеток. Красноярск, 1965.
2. Бравинский Э. А. Замоноличивание в зимнее время стыков полносборных сооружений бетонами и растворами с добавками поташа и нитрита натрия. М., Стройиздат, 1966.
3. Битюцкий А. И. Расчет висячих покрытий с предварительно-напряженной ортогональной пространственной сеткой тросов. — В сб.: Пространственные конструкции в СССР. Л., 1964.
4. Васильев В. С., Плаксиев Ю. А., Реусов В. А., Фридган Л. Б. Висячее седлообразное покрытие. Харьков, 1965.
5. Висячие покрытия кругового очертания в плане. Труды НИИЖБа. Вып. 2. Под ред. канд. техн. наук И. Г. Людкового. М., Госстройиздат, 1962.
6. Гликин И. Л. Расчет пологих предварительно-напряженных вантовых ферм по предельному состоянию. — Строительная механика и расчет сооружений, 1965, № 5.
7. Гвоздев А. А., Мурашев В. И., Горнов В. П., Власов В. З. Инструкция по проектированию и расчету монолитных тонкостенных покрытий и перекрытий. М., Госстройиздат, 1937.
8. Глуховской К. А. Технология возведения сборных железобетонных оболочек. Л., Стройиздат, 1974.
9. Гольдберг Д. Ж., Сетлюк А. Устойчивость большепролетных сводов с предварительно-напряженными опорными кольцами. Доклад на Международном симпозиуме по оболочкам. Л., 1966.
10. Гольденвейзер А. Л. Теория упругих тонких оболочек. М. Гостехтеоретиздат, 1953.
11. Гордеев В. Н. Исследование плоских нитяных сетей и тканевых оболочек. Автореф. дис. на соискание учен. степени канд. техн. наук. Киев, 1964.
12. Гордеев В. Н. Расчет висячих покрытий на некоторые виды нагрузок. Труды II Всесоюзной конференции по теории пластин и оболочек. Киев, Изд-во АН УССР, 1962.
13. Горенштейн Б. В. Сборные железобетонные купольные и вантовые покрытия шламбассейнов и радиальных сгустителей. — Бетон и железобетон, 1959, № 5.
14. Горенштейн Б. В. К расчету оболочек вращения с предварительно-напряженным опорным кольцом. — Строительная механика и расчет сооружений, 1960, № 4.
15. Горенштейн Б. В., Штицман Е. И. Здания горизонтальных шламбассейнов. — Бетон и железобетон, 1964, № 7.
16. Горенштейн Б. В. Предварительно-напряженные железобетонные оболочки в виде гиперболических параболоидов. — В сб.: Пространственные конструкции в СССР. Госстройиздат, 1964.
17. Горенштейн Б. В. К расчету плоских вантовых ферм. — Строительная механика и расчет сооружений, 1967, № 1.
18. Горенштейн Б. В. Приближенный расчет пологих ортогональных висячих систем с замкнутым контуром. — Строительная механика и расчет сооружений, 1967, № 5.

19. Горенштейн Б. В. Расчет круглых в плане висячих систем. — В сб.: Строительное проектирование промышленных предприятий (М., 1967).
20. Горенштейн Б. В. Основы расчета гибких нитей с учетом пластических деформаций. — Строительная механика и расчет сооружений, 1969, № 6.
21. Горенштейн Б. В. Железобетонные пространственные покрытия. Л., Стройиздат, 1976.
22. Гохбаум Ф. А. Безмоментные опорные контуры вантовых систем покрытий. — В сб.: Висячие покрытия. Госстройиздат, 1962.
23. Гребенник Р. А. Возведение пространственных конструкций покрытий в промышленном строительстве. М., Стройиздат, 1972.
24. Дишингер Ф. Оболочки. Госстройиздат, 1932.
25. Дмитриев Л. Г., Сосис П. М. Программирование расчета пространственных конструкций. Будівельник, Киев, 1963.
26. Дмитриев Л. Г. Исследование дискретных пологих систем. Автореф. дис. на соискание учен. степени канд. техн. наук. Киев, 1964.
27. Дмитриев Л. Г., Касилов А. В. Вантовые покрытия. Киев, Будівельник, 1968.
28. Загорянский Л. А. Практический способ расчета ортогональных предварительно-напряженных вантовых сеток. — В сб.: Висячие покрытия. Госстройиздат, 1962.
29. Ивьянский Г. Б., Белевич В. Б. Механизированная заделка стыков сборных железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1971.
30. Инструкция по проектированию железобетонных тонкостенных пространственных покрытий и перекрытий. М., 1961.
31. Инструкция по производству бетонных работ при температурах до -40°C с применением комплексных противоморозных добавок. М., 1974.
32. Караджи К. М. Расчет тросовых конструкций по предельному состоянию. — Строительная механика и расчет сооружений. М., 1965, № 4.
33. Кирсанов Н. М. Висячие системы повышенной жесткости. М., Стройиздат, 1973.
34. Качурин В. К. Теория висячих систем. Госстройиздат, 1962.
35. Качурин В. К. О расчете круглого висячего покрытия с радиальным расположением вант. — В сб.: Висячие покрытия. Госстройиздат, 1962.
36. Кузнецов Э. Н. Статический расчет двухпоясных вантовых систем. — Строительная механика и расчет сооружений, 1962, № 5.
37. Кузнецов Э. Н. О геометрии висячих систем с радиальной сеткой вант и безмоментным контурным кольцом. Труды IV Всесоюзной конференции по теории оболочек и пластин. Ереван, 1964.
38. Кузнецов Э. Н. Радиальные вантовые системы, теория и расчет. Стройиздат, 1973.
39. Кузнецов Э. Н. Мгновенножесткие вантовые сети. — Исследования по теории сооружений. Вып. 13. Стройиздат, 1964.
40. Кузнецов Э. Н. К теории мгновенножестких сетей. — Прикладная математика и механика. Т. 29, вып. 3, 1965.
41. Кузнецов Э. Н. К вопросу о рациональном проектировании вантовых систем. Труды Ленинградского симпозиума по большепролетным оболочкам. Л., 1966.
42. Кузнецов Э. Н. Некоторые вопросы статики сетей. — Строительная механика и расчет сооружений, 1966, № 2.
43. Кузнецов Э. Н. Пространственные вантовые системы. Теория и расчет. — Строительная механика и расчет сооружений, 1967, № 3.
44. Лесников В. В., Харитонова Е. П. Экспериментальные исследования висячих оболочек кругового очертания в плане. — В сб.: Висячие покрытия кругового очертания в плане. Госстройиздат, 1962.
45. Либерман А. Д., Янкевич М. А. Сталежелезобетонные цилиндрические оболочки покрытий промышленных зданий. — Бетон и железобетон, 1973, № 7.
46. Лилев А. Р., Селезнева Е. Н. Методы расчета пространственных вантовых систем (пособие для проектировщиков). М., Госстройиздат, 1964.

47. Липницкий М. Е., Горенштейн Б. В., Виноградов Г. Г. Железобетонные пространственные покрытия зданий. Л., Стройиздат, 1965.
48. Липницкий М. Е. Купола. Л., Стройиздат, 1973.
49. Мацелинский Р. Н. Статический расчет гибких висячих конструкций. Госстройиздат, 1960.
50. Милейковский И. Е., Райзер В. Д. Некоторые практические методы расчета складок и оболочек покрытий. Доклад на Международном симпозиуме по оболочкам. Л., 1966.
51. Москалева Н. С. Расчет двухпоясных вантовых ферм. — В сб.: Стальные предварительно-напряженные и тросовые конструкции. М., Стройиздат, 1964.
52. Отто Ф. Висячие покрытия. Их формы и конструкции. Госстройиздат, 1960.
53. Павилайнен В. Я. Расчет оболочек и многоволновых систем. Л., Стройиздат, 1973.
54. Рабинович И. М. Мгновенножесткие системы, их свойства и основы расчета. — В сб.: Висячие покрытия. Госстройиздат, 1962.
55. Райнус Г. Э. Расчет пространственной сетки из тросов. Труды II Всесоюзной конференции по теории пластин и оболочек. Киев, 1962.
56. Райнус Г. Э. Статический расчет ферм из тросов. Л., Стройиздат, 1962.
57. Райнус Г. Э. Принципы расчета висячих покрытий с несущей конструкцией из гибких нитей. — В сб.: Висячие покрытия. Госстройиздат, 1962.
58. Ратинов В. Г., Шестоперов С. В., Чумаков Ю. М., Миткевич Э. М. Некоторые актуальные проблемы промышленного применения новых комплексных противоморозных добавок в бетон. Труды II Международного симпозиума по зимнему бетонированию. Т. 1. М., Стройиздат, 1975.
59. Репман Ю. В. Расчет сферических оболочек по моментной теории на произвольную нагрузку. — В сб.: Пластины и оболочки. Под ред. проф. А. А. Гвоздева. М.—Л., Госстройиздат, 1939.
60. Ржаницын А. Р. Статика и динамика пологой упругой нити. — В сб.: Висячие покрытия. М., Госстройиздат, 1962.
61. Руководство по применению бетона с противоморозными добавками. М., Стройиздат, 1969.
62. Рюле Г. Пространственные покрытия. Т. 1. М., Стройиздат, 1973. Т. 2, 1974.
63. Сахновский К. В., Горенштейн Б. В., Линецкий В. Д. Сборные пространственные и большепролетные конструкции. Л., Стройиздат, 1967.
64. Сеницын А. П. Расчет сеток. Вестник ВИА им. Куйбышева, № 20. Сборник по строительной механике. М., 1937.
65. Сеницын А. П. Динамика гибких покрытий с большими прогибами. — В сб.: Висячие покрытия. Госстройиздат, 1962.
66. Сobotка З. Висячие покрытия. Пер. с чешского канд. техн. наук В. И. Агаджанова. М., Стройиздат, 1964.
67. Соколовский В. В. Расчет сферических оболочек. Доклады АН СССР. Т. 16, № 1, 1937.
68. Сопочко Ю. Л. К расчету предварительно-напряженной круговой вантовой конструкции. — Строительная механика и расчет сооружений, 1960, № 6.
69. Флюгге В. Статика и динамика оболочек. Госстройиздат, 1961.
70. Цубои И. Большепролетные оболочки покрытий в Японии. Доклад на Международном симпозиуме по оболочкам. Л., 1966.
71. Штаерман И. Я. Расчет купола как арки на упругом основании. — Проект и стандарт, 1933, № 9.
72. Шугаев В. В., Ванькевич В. А. Сборная армоцементная оболочка двойкой кривизны с металлическими фермами-диафрагмами. — Бетон и железобетон, 1966, № 8.
73. Щедров В. С. Основы механики гибкой нити. Машгиз. 1961.
74. Яверт Д. Вантовые фермы. Доклад на Международном симпозиуме по оболочкам. Л., 1966.

75. Яверт Д., Шульц Х. Вынужденные колебания висячих покрытий. Доклад на Международном симпозиуме по оболочкам. Л., 1966.

76. Candela F. Structural Applications of Hyperbolic Paraboloidal Shells. ACI Journal, 1955, January.

77. Candela F. The world of shells.— В кн.: Jones C.—Architecture today and tomorrow. N. J.— Toronto—London, 1961.

78. Eras G., Elze H.— Berechnungsverfahren für vorgespannte, doppelt gekrümmte Seilnetzwerke.— Bauplanung und Bautechnik, 1961, No. 7.

79. Haussler E. Über eine neuartige Schalenkonstruktion.— Bau und Bauindustrie, 1959, No. 3.

80. Rivlin R. Networks of Inextensible Cords.— Nonlinear Problems Engineering. N. J.— London. Acad. Press., 1964.

81. Pucher A. Über den Spannungszustand in gekrümmten Flächen.— Beton und Eisen, 1934. No. 19, S. 298.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Введение

Глава I. Некоторые сведения о строительстве железобетонных куполов, оболочек отрицательной кривизны, висячих оболочек и о методах их расчета 5

Глава II. Купола-оболочки 8

§ 1. Виды и формы куполов-оболочек 8

§ 2. Расчет куполов-оболочек 10

§ 3. Расчет куполов в виде вписанных конических оболочек 23

§ 4. Расчет куполов по методу предельного равновесия. Устойчивость куполов 24

§ 5. Примеры осуществленных куполов 25

Глава III. Пологие оболочки отрицательной гауссовой кривизны 34

§ 1. Геометрические характеристики некоторых поверхностей с отрицательной гауссовой кривизной 34

§ 2. Оболочки с отрицательной гауссовой кривизной, применяемые в строительстве 42

§ 3. Расчет пологих оболочек с поверхностью отрицательной гауссовой кривизны. Устойчивость оболочек 46

§ 4. Указания по конструированию 53

§ 5. Примеры осуществленных оболочек с поверхностями отрицательной гауссовой кривизны 54

Глава IV. Висячие (вантовые) оболочки 65

§ 1. Виды и характеристика висячих оболочек, применяемые материалы 65

§ 2. Расчет гибких нитей и предварительно-напряженных струн 71

§ 3. Расчет плоских вантовых ферм 86

§ 4. Расчет висячих систем с круглым планом 95

§ 5. Ортогональные системы с замкнутым контуром 100

§ 6. Проектирование железобетонных оболочек висячих покрытий 108

§ 7. Примеры висячих конструкций 114

Глава V. Комплексные пространственные конструкции 121

Глава VI. Основы возведения оболочек 125

§ 1. Изготовление элементов сборных оболочек 125

§ 2. Перевозка и хранение элементов оболочек 130

§ 3. Монтаж пространственных покрытий 133

§ 4. Замоноличивание швов сборно-монолитных оболочек 138

Глава VII. Техничко-экономические характеристики оболочек 142

Заключение 153

Список литературы 155

БОРИС ВЛАДИМИРОВИЧ ГОРЕНШТЕЙН

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ
ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА
НА СЕВЕРЕ**

Редактор издательства Л. В. Партизенкова

Обложка художника В. П. Дроздова

Технический редактор Г. С. Слауцитайс

Корректор Ю. М. Зислин

ИБ № 1644

Сдано в набор 23.11.78. Подписано в печать 5.04.79. М-18181.
Формат 60×90^{1/16}. Бумага типографская № 1. Гарнитура литературная. Печать
высокая. Усл. печ. л. 10. Уч.-изд. л. 9,5. Тираж 2600 экз. Изд. № 1997 Л.
Заказ № 2597. Цена 65 коп.

Стройиздат. Ленинградское отделение. 191011, Ленинград, пл. Островского, 6

Ленинградская типография № 4 Ленинградского производственного объединения
„Техническая книга“ Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета
Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли.
Ленинград, Д-126, Социалистическая, 14.

Список опечаток

Стр.	Строка	Напечатано	Следует читать
13	1-я снизу	$= \frac{\gamma h r_c}{2}$	$= \frac{\gamma h r_c}{2}$
14	Табл. 1, схема ж	φ	φ_1
20	Формула (II. 26)	$M_1 = +0,104 N'_k r_1^2 / (r_2 k).$	$M_1 = +0,104 N'_k r_1^2 / (r_2 k^2).$
	Формула (II. 31)	$M_2 = E \delta^3 \theta \operatorname{ctg} \alpha / [12 \times$ $\times (1 - \mu^2) r^2] + \mu M_1;$	$M_2 = E \delta^3 \theta \operatorname{ctg} \alpha / [12 \times$ $\times (1 - \mu^2) r_2] + \mu M_1;$
78	Табл. 4, графа 2 (рис. 13)	q	q_1
123	5-я сверху	[2].	[21].