

Министерство образования Российской Федерации
Вологодский государственный технический университет

И.С. Казакова

**ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ
ПОКРЫТИЙ ЗДАНИЙ**

**Утверждено редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия**

Вологда 2002

УДК 624.014

ББК 38.54-02

К14

Рецензенты:

Кафедра «Строительных конструкций и архитектуры» инженерно-технического института Череповецкого государственного технического университета (ЧГТУ)

Зав. кафедрой, кандидат технических наук В.Н. Ворожбянов

Ведущий специалист технического отдела ОАО «Вологдаагропроект»

Ю.Б. Полугин

Казакова И.С.

К14 Пространственные металлические конструкции покрытий зданий:

Учебное пособие – Вологда: ВоГТУ, 2002. - 120 с.

JSBN 5 - 87851

В учебном пособии приводятся конструктивные решения и методики расчета пространственных металлических конструкций покрытий зданий. Рассматриваются структурные, сводчатые, купольные и висячие покрытия.

Пособие предназначено для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» и «Архитектура», а также для инженерно-технических работников проектных организаций.

УДК 624.014

ББК 38.54-02

JSBN 5 - 87851

© ВоГТУ, 2002

© Казакова И.С.,

2002.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Учебное пособие по пространственным металлическим конструкциям покрытия предназначено для изучения дисциплины «Большепролетные здания и сооружения» студентами специальности «Промышленное и гражданское строительство» и дисциплины «Конструкции гражданских и промышленных зданий» студентами специальности «Архитектура». Пособие может использоваться для практических занятий, в курсовом и дипломном проектировании. Оно написано в соответствии с рабочими программами курсов.

Пособие состоит из 4 глав.

В первой главе рассматриваются вопросы конструирования и расчеты структурных покрытий.

Вторая глава посвящена сводчатым покрытиям. В ней содержатся материалы по формообразованию сводчатых покрытий, рассмотрены вопросы конструирования узлов. Приведена методика расчета.

В третьей главе представлены купольные покрытия. Приведены принципы образования поверхности куполов, узловые соединения, методики расчета. Рассмотрены ребристые, ребристо-кольцевые и сетчатые купола.

Четвертая глава посвящена висячим покрытиям. Представлены конструктивные решения однопоясных, двухпоясных покрытий, конструкции седловидных напряженных сеток и мембранных покрытий, методики расчета покрытий.

В конце каждой главы приведены вопросы для самоконтроля.

В приложении к пособию представлены справочные материалы для выполнения расчетов покрытий.

Основные буквенные обозначения приняты общими для всех глав и пояснены в тексте.

В пособии использован материал из учебников, учебных пособий, нормативной, справочной отечественной и зарубежной литературы. Дополнительную информацию по отдельным вопросам, рассмотренным не достаточно полно, можно найти в литературе, список которой приведен в конце пособия.

ВВЕДЕНИЕ

В пособии рассматриваются прогрессивные пространственные металлические конструкции, которые используются при проектировании гражданских зданий. Возможность перекрывать большие пролеты и работа несущих конструкций покрытий в трехмерном пространстве делает их экономичными с точки зрения расхода материалов. Разнообразие возможных форм придает зданиям архитектурную выразительность и индивидуальность. Однако в настоящее время недостаточно литературы, в которой были бы в логической последовательности изложены вопросы расчета пространственных конструкций покрытий.

В пособии рассматриваются структурные, сводчатые, купольные и висячие покрытия. Материал проанализирован и систематизирован, приведен в логической последовательности. В начале каждой главы дается описание конструктивного решения покрытий, способы формообразования поверхностей, расчеты изложены в доступной форме, раскрывающей напряженное состояние всех несущих элементов и помогающей студенту рассчитать и законструировать основные типы конструкций. Имеются необходимые схемы, рисунки, таблицы. В конце каждой главы приведены вопросы для самоконтроля.

Предварительно перед работой с пособием необходимо изучить основной курс металлоконструкций, основные понятия и терминологию. Изложенный в пособии материал основан на действующих строительных нормах и правилах.

1. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СТЕРЖНЕВЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1 Общие положения

В современной строительной практике наиболее часто применяются структурные пространственные плиты, образованные из «кристаллов» типа пентаэдр (рис. 1.1, а) или тетраэдр (рис. 1.1, б).

В первом случае – это ортогональные сетки с квадратной ячейкой со стороной «а», во втором – сетки с треугольной ячейкой из равносторонних треугольников со стороной «а».

Очертание плана, перекрываемого структурной плитой, должно отвечать геометрии построения структуры. При использовании «пентаэдров» план должен быть составлен из квадратов или прямоугольников, геометрические размеры которых необходимо делать кратными размеру поясной ячейки. При использовании «тетраэдров» очертание плана может быть в виде треугольника, шестиугольника, трапеции или фигуры, составленной из них.

При проектировании следует учитывать, что из-за смещения в горизонтальной плоскости верхних и нижних сеток относительно друг друга, кромки структурной плиты не вертикальны.

Наибольшая эффективность структурной плиты с точки зрения пространственной работы обеспечивается при отношении длинной и короткой

стороны $\frac{l_g; l'_g}{l_k; l'_k} = 1 \div 1,2$ (рис. 1.2). Если отношение превышает 1,2, при-

менение структурной плиты лишено смысла.

1.1.1. Опирание структурных плит

Варианты опирания стержневых структурных плит представлены на рис. 1.2.

По экономическим соображениям наиболее целесообразно опирание плит по контуру (рис. 1.2, а). Расстояние «с» между опорами принимается

кратным размеру ячейки поясных сеток «а». При отношении $\frac{l_k; l_g}{c} \geq 5 \div 6$

опирание по контуру можно считать непрерывным.

Дополнительный экономический эффект получается при внутриконтурном размещении опор (рис 1.2, б). Размеры консольных свесов прини-

маются $d \leq \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) \ell'_k$ и способствуют существенному перераспределению усилий в элементах структуры.

Только в угловых точках (рис. 1.2, в) опирание плиты наименее экономично, т. к. в этом случае, в основном, работают стержни структуры, расположенные в приконтурных зонах. Такая схема опирания может быть рекомендована только при $\ell_k, \ell_g \leq 18 \div 24$ м.

Более экономичным при точечном опирании является решение с консольными свесами (рис.1.2, г). При свесах $d = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{5}\right) \ell'_k$ расстояния между опорами ℓ'_k, ℓ'_g могут достигать 30-36 м.

Улучшение условий работы плиты, опертой по угловым точкам, может быть достигнуто созданием дополнительных элементов опирания за счет развития структуры под или над плитой (рис. 1.3) в виде утолщений структурной плиты на участках между точками опирания.

Облегчение работы плиты при точечном опирании обеспечивается устройством в верхней части колонны стержневой капители (заменой стойки стержневой опорной пирамидой) (рис. 1.4).

При разреженном опирании по контуру с расстояниями $c \leq 12 \div 18$ м целесообразно устройство угловых консольных свесов для улучшения условий работы плиты (рис. 1.2, д).

При больших размерах плана (если стороны превышают 40-50 м) целесообразно кроме наружных вводить и систему внутренних опор. Если это не противоречит функциональным и архитектурным соображениям, то наилучшим решением будет схема с регулярным опиранием по наружным и внутренним опорным контурам.

Внутренними опорными контурами плита разбивается на отсеки. Рассматривая каждый отсек как самостоятельную плиту, необходимо соблюдать оптимальные соотношения между сторонами опорных контуров $\left(\frac{\bar{\ell}_g}{\bar{\ell}_k} = 1 \div 1,2\right)$. По внутренним контурам плита может считаться неразрезной.

Возможно опирание плиты вдоль наружных контуров на колонны, отстоящие на большое расстояние друг друга (от 18 до 30 м), и в отдельных

точках внутри контура (рис. 1.2, ж). Дополнительный экономический эффект получается при наличии консольного свеса плиты за наружный опорный контур. При расстоянии между точками опирания 30 м и более вводятся дополнительные элементы, образующие утолщения плиты между точками опирания (рис. 1.3).

Для формирования архитектурного образа здания или сооружения можно использовать комбинированную схему опирания структурной плиты, вводя дополнительные конструктивные элементы арочного или висячего типа (рис. 1.5).

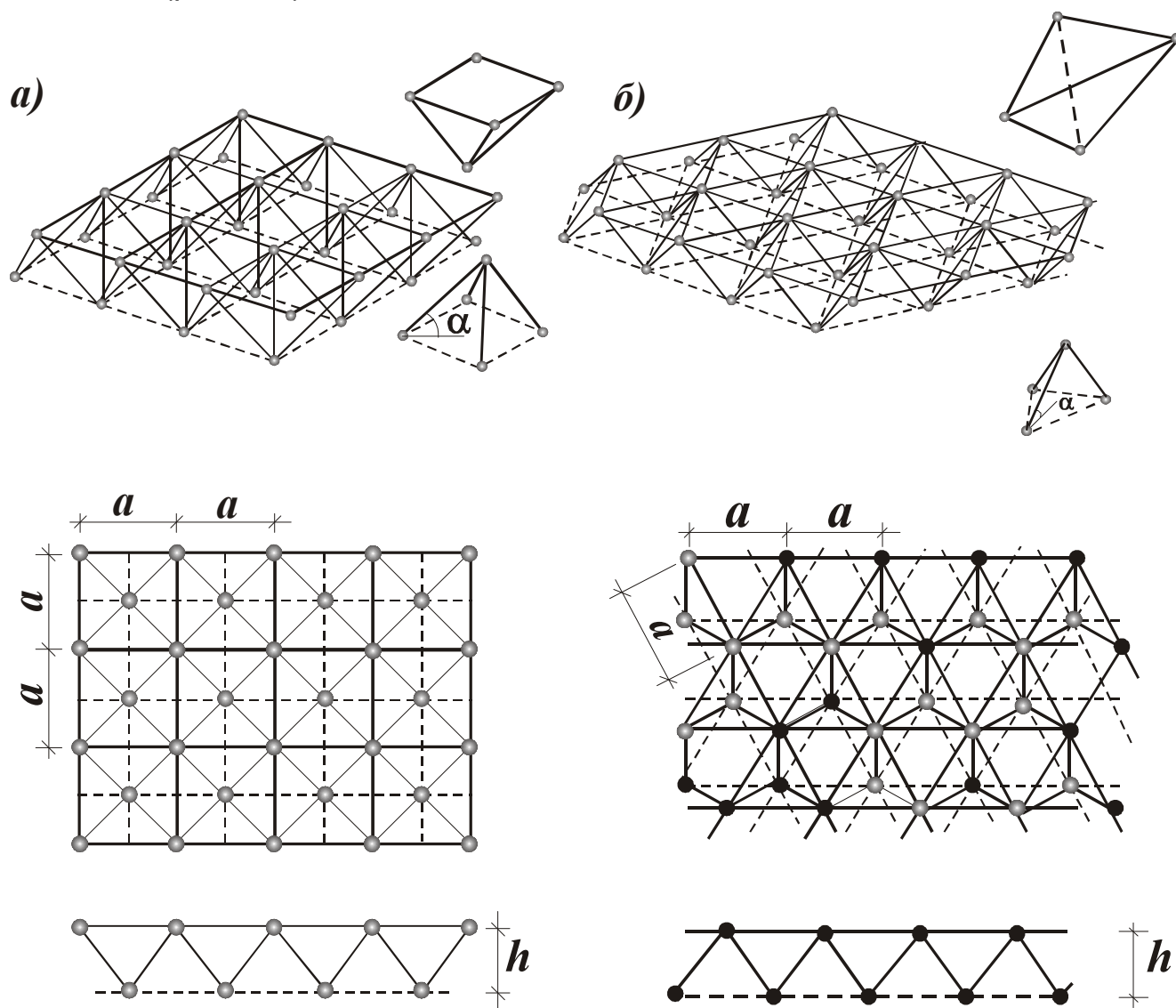


Рис. 1.1. Аксонометрические изображения и виды в плане

- стержневых структурных плит:**
а) из «кристаллов» типа пентаэдр
 (пирамида с квадратным основанием);
б) из «кристаллов» типа тетраэдр
 (пирамида с треугольным основанием)

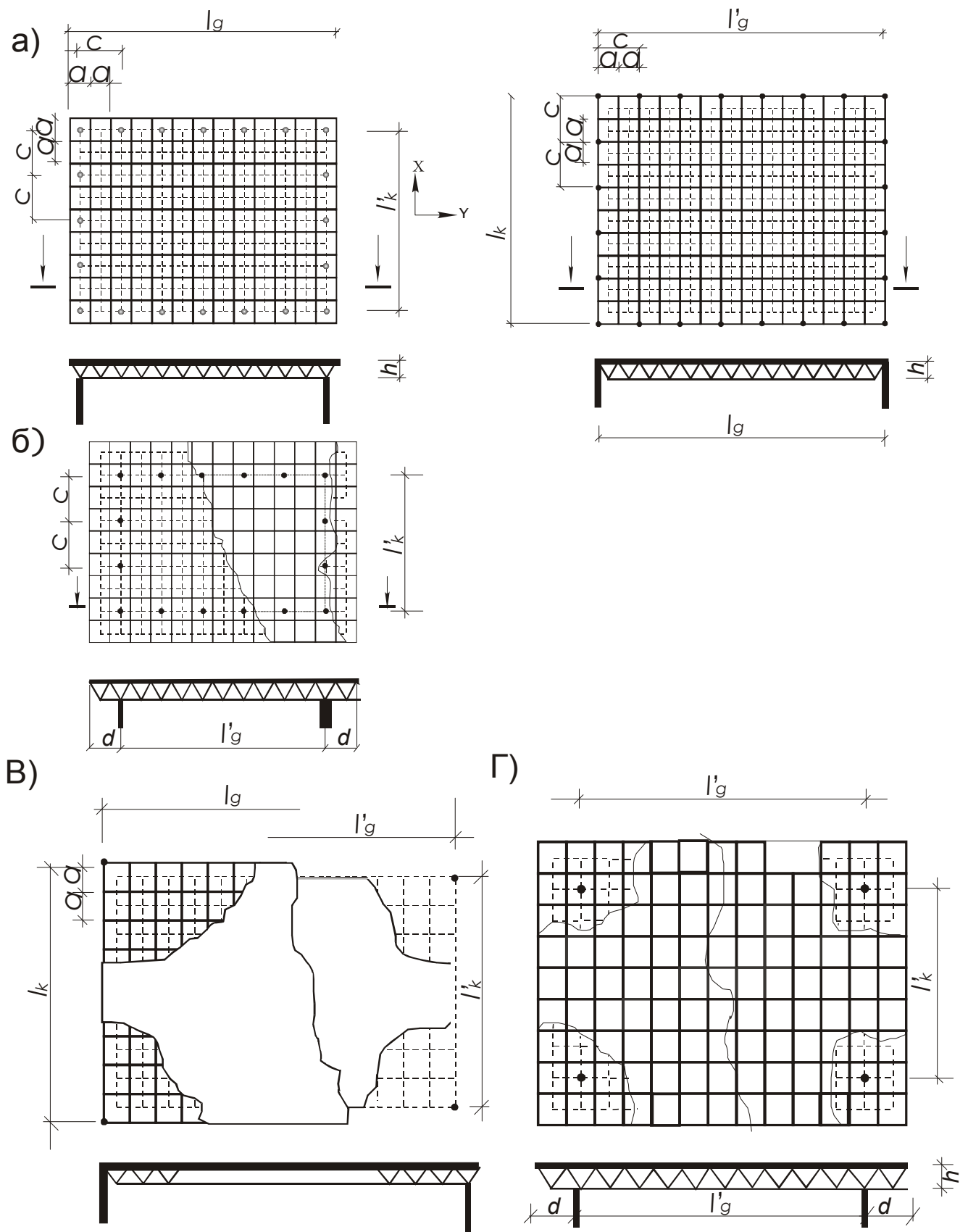


Рис. 1.2. Возможные схемы опирания стержневой структурной плиты на колонны:

**а) непрерывное по контуру; б) непрерывное с консолями
в, г) точечное без консолей и с консолями**

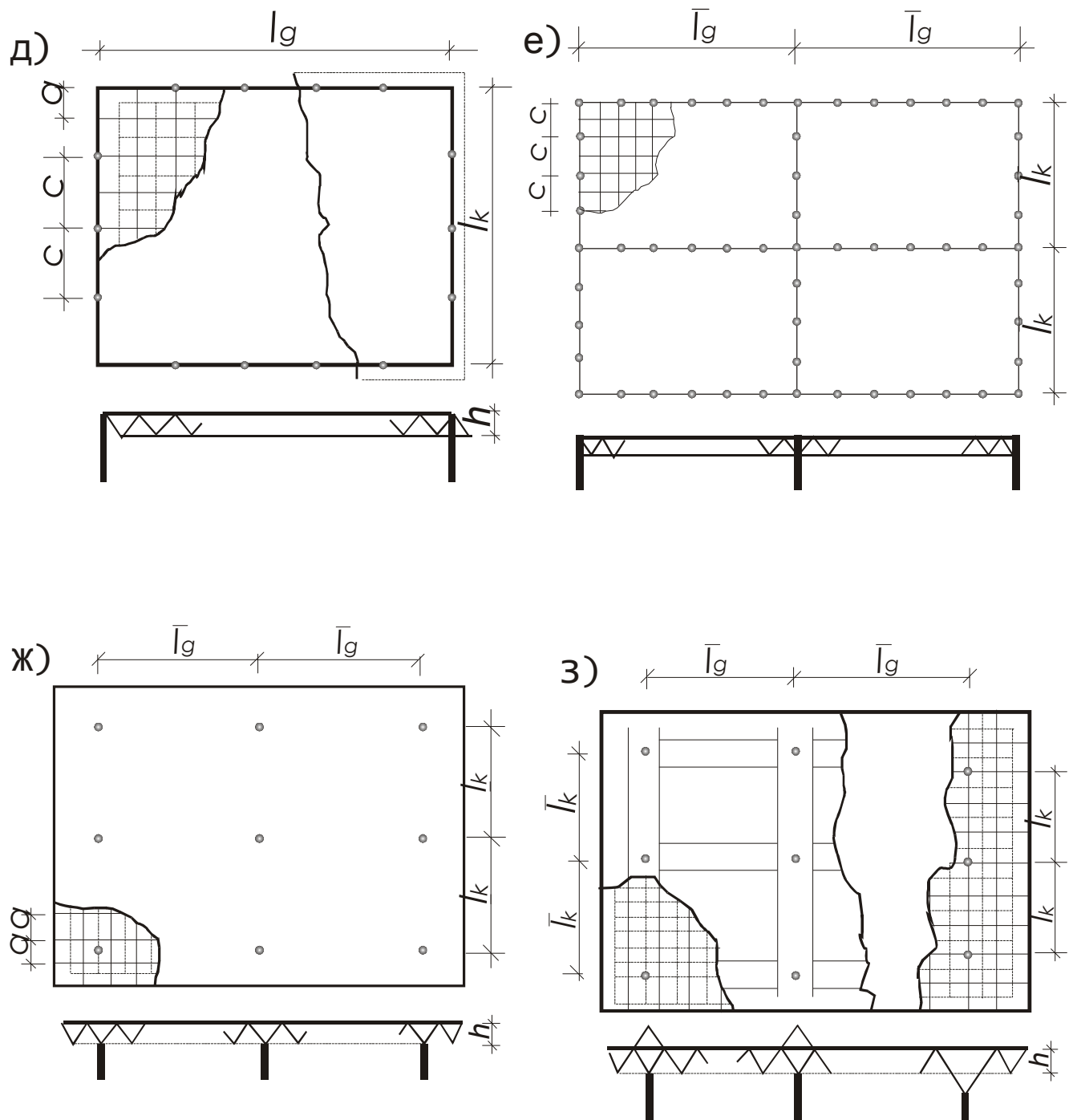
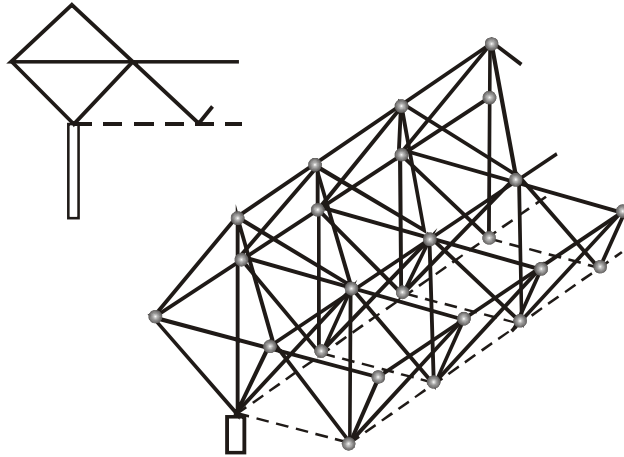


Рис. 1.2 Продолжение

д) непрерывной по контуру со свесом углов; е) схемы с внутриконтурным опиранием;
 ж, з) схемы с внутриконтурным опиранием

а)



б)

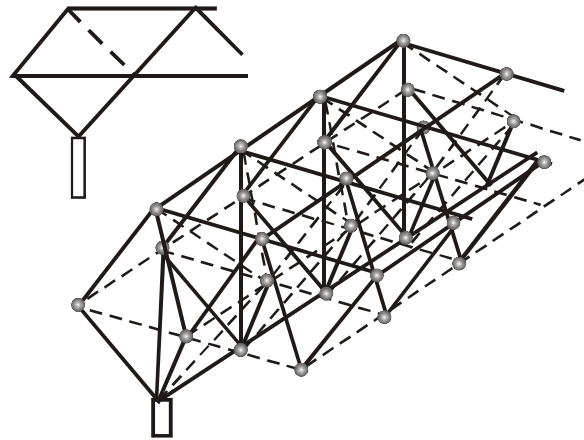


Рис. 1.3. Утолщение структурной плиты по линии опирания:

а) – «наращиванием» плиты сверху;

б) – «наращиванием» плиты снизу

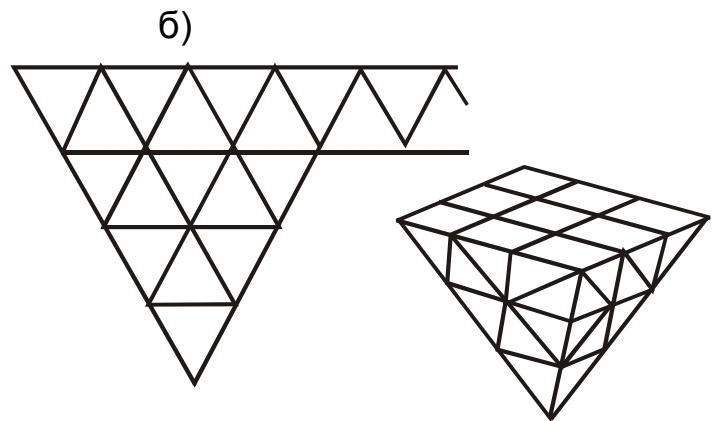
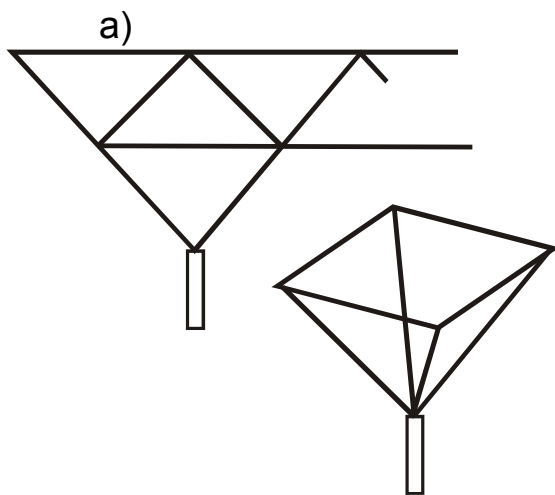


Рис. 4. Развитие точечной опоры:

а) образование стержневой капители;

б) замена стойки стержневой пирамиды

1.1.2. Основные геометрические параметры структурной плиты

При архитектурном проектировании с использованием структурных плит необходимо учитывать специфику их образования и принимать очертание плана, отвечающее геометрии построения структуры.

Геометрические параметры структурных плит приведены в табл. 1.1.

1.1.3. Устройство кровли

По структурным плитам обычно устраивают облегченную кровлю. Несущим элементом кровли служит металлический профилированный настил по прогонам. В качестве прогонов используются прокатные швеллеры или двутавры (см. рис. 1.6). В покрытиях с плитами из прокатных профилей и в некоторых системах с поясами из замкнутых гнутых профилей прямоугольного сечения профилированный настил опирается непосредственно на верхний пояс (см. рис. 1.6 г).

В качестве утеплителя используют минераловатные плиты, по которым укладывают гидроизоляционный ковер, в необходимых случаях с гравийной защитой по мастике.

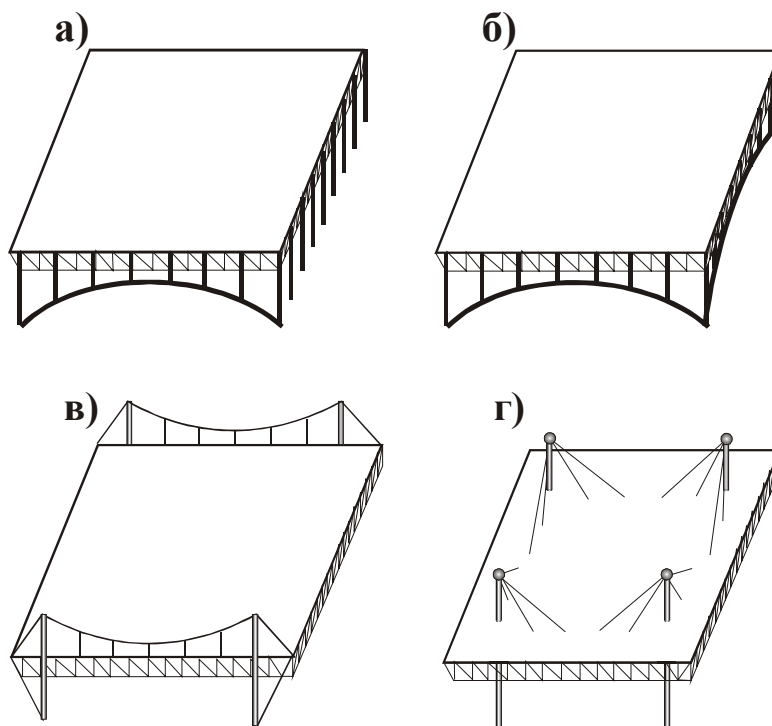


Рис. 1.5. Примеры комбинированных схем опирания:
в), б) - примечание в качестве дополнительных опор арок;
в, г) – применение в качестве дополнительных опор висячих систем

Таблица 1.1

Геометрические параметры структурных плит

Параметры	Способ образования структурной плиты			
	Из пентаэдров	Из тетраэдров		
	на квадратном или прямоугольном плане	на треугольном плане	на круглом плане	на шестиугольном плане
Высота • при непрерывном опирании по контуру (рис. 2, а, д, е)	$h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25} \right) \ell_k$	$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{19} \right) \ell$	$h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{22} \right) D_k$	$h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{22} \right) D_c$
• то же, с консолями (рис. 2, б, з)	$h = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{30} \right) \ell'_k$	$h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{22} \right) \ell$ где ℓ - сторона треугольного плана	$h = \left(\frac{1}{22} \div \frac{1}{26} \right) D_{\varphi_k}$ где D_k - диаметр окружности, прове- денной через точки опорного контура	$h = \left(\frac{1}{22} \div \frac{1}{26} \right) D_c$ где D_c - диаметр ок- ружности (ср. значе- ние между диамет- ром описан. и вписан. окружн.)
• при точечном опи- рании по углам (рис. 2, в)	$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{18} \right) \ell_g$			
• при точечном опи- рании с консолями (рис. 2, г, ж)	$h = \left(\frac{1}{18} \div \frac{1}{20} \right) \ell'_g$			
Длина стержней	$a = \frac{h}{0,707 \operatorname{tg} \alpha}$ при $\alpha = 45^\circ$ $a = 1,41h$	$a = 1,225h$	$a = 1,225h$	$a = 1,225h$

Примечание: «а» принимается кратным 100 мм и назначается в пределах 1,2 ÷ 3 м.

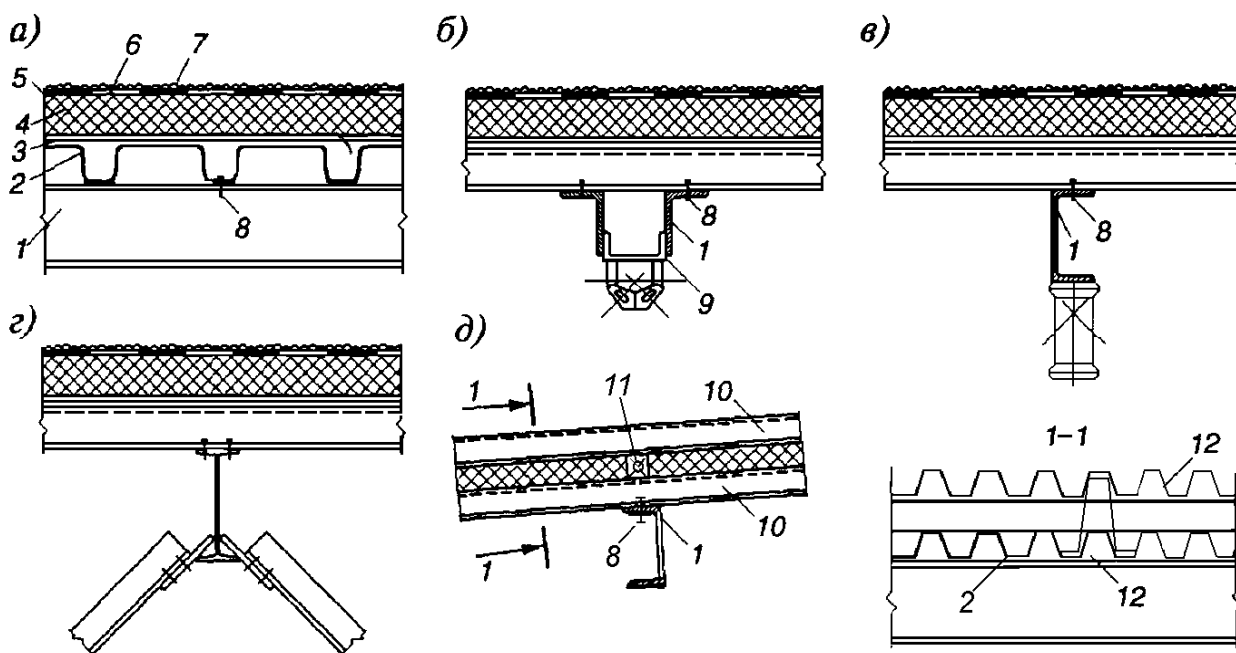


Рис. 1.6. Варианты теплой кровли по структурным плитам покрытий:

- а – общая конструкция кровли; б, в - варианты прогонов; г – беспрогонное устройство кровли (по плите ЦНИИСК); д – пример вентилируемой кровли;
- 1 – прогоны; 2 – профилированный настил; 3 – рулонная пароизоляция; 4 – плитный утеплитель; 5 – защитный слой из стеклоизола; 6 – трехслойный рулонный ковер; 7 – гравийная защита; 8 – самонарезающие болты;
- 9 – опорный столик; 10 – профилированный алюминиевый лист; 11 – прогоны для опирания верхнего профилированного листа; 12 – вентилируемые воздушные прослойки

1.1.4. Узлы структурных плит

В настоящее время в мировой строительной практике насчитывается более 130 различных систем структурных плит, которые отличаются, прежде всего, конструкцией узла сопряжения стержней.

В нашей стране получили распространение лишь несколько систем. Узел структурной системы «Меро» (у нас в стране он несколько усовершенствован в Московском архитектурном институте и назван узлом «МАрХИ») состоит из литого сферического, полусферического либо многогранного элемента - коннектора с отверстиями для болтов по числу примыкающих стержней (рис. 1.7). Болт пропускают в отверстие плоской цилиндрической шайбы, приваренной к торцу трубы. Между торцами коннектора и шайбы размещается поводковая втулка со штифтовым фиксатором. Болт заворачивается в коннектор до обеспечения плотного касания между торцевыми поверхностями и втулкой.

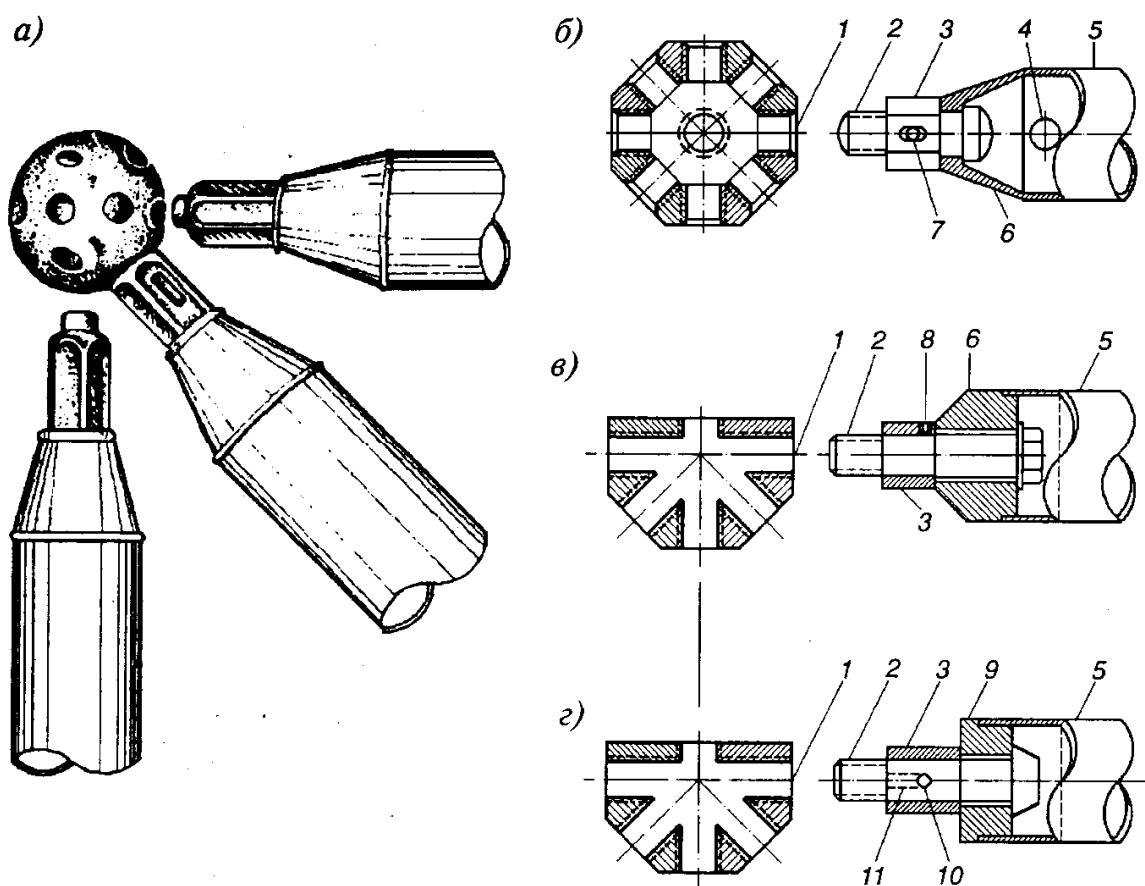


Рис. 1.7. Узловое соединение «Меро» и его модификации:

- а, б – общий вид узла, узловой элемент и детали стержня системы «Меро»;
 в, г – детали трубчатых элементов в соединениях систем «Веймар» и «МАрхИ»;
 1 – отверстие с внутренней резьбой; 2 – болт; 3 – поводковая гайка;
 4 – монтажное отверстие; 5 – труба; 6 – оголовок трубы; 7 – ведущий палец;
 8 – фиксатор; 9 – шайба; 10 – штифт; 11 – прорезь в гайке

В узле «Октоплатт» (ФРГ) применяются шаровые вставки, к которым на монтаже привариваются стержни, обрезанные под прямым углом (рис. 1.8, а). Шар сваривается из двух штампованных половинок на подкладных кольцах.

Узел «Триодетик» (Канада) состоит из узлового цилиндра с прорезями специального профиля. Концы трубчатых стержней, сплюснутые и обработанные соответственно прорезям, вставляются в прорези и зажимаются круглыми шайбами и одним болтом (рис. 1.8, б).

В узле структуры «Берлин» к сплюснутым концам трубчатых стержней привариваются клиновидные калиброванные наконечники, образующие при сборе в узел цилиндр с отверстием внутри (рис. 1.8, в). Торцы цилиндра закрывают стальными крышками с бортами по наружному контуру и стягивают в узле шпильками.

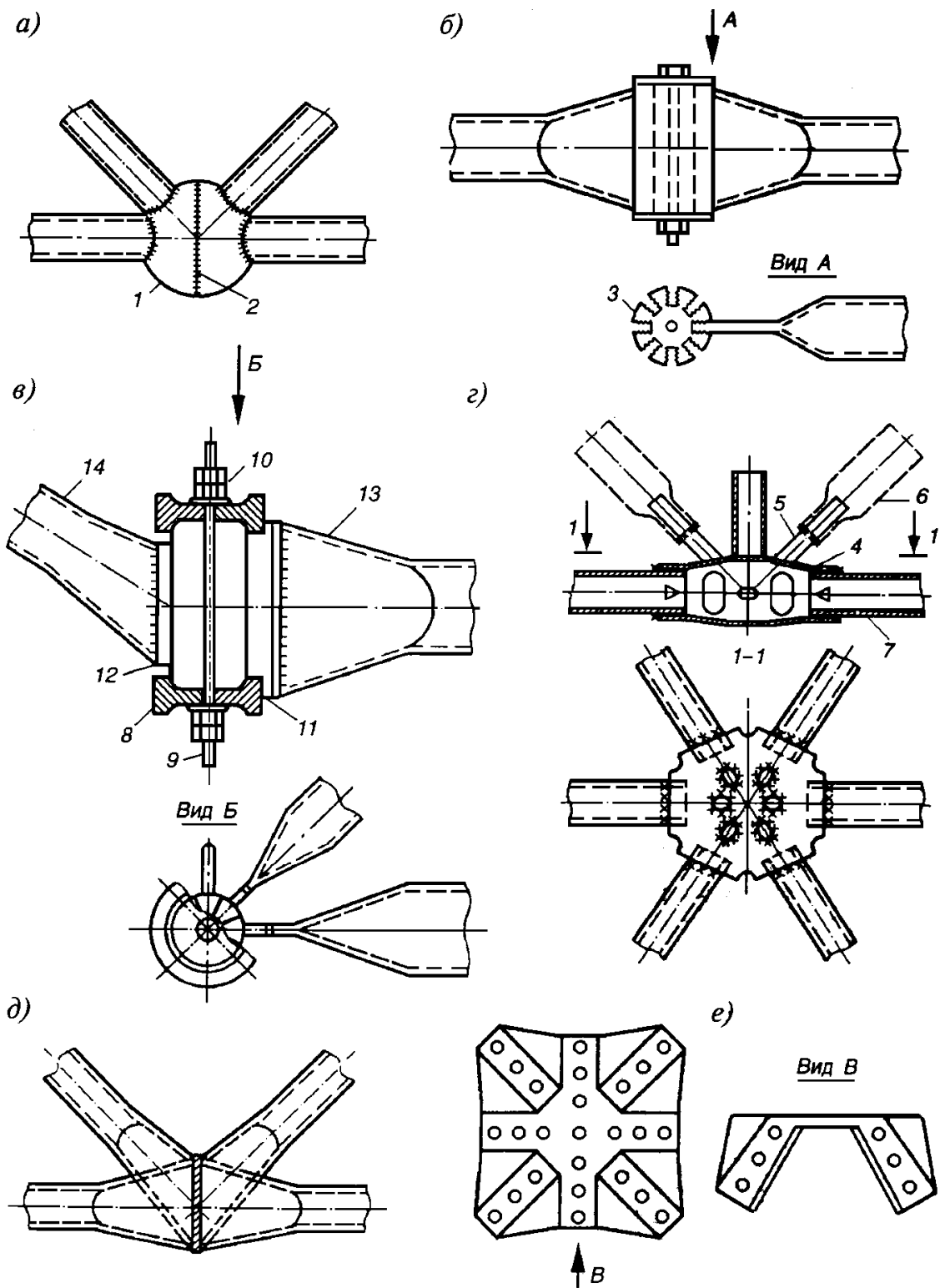


Рис. 1.8. Узлы различных структурных систем:

- а – «Октаплатт»; б – «Триодетик»; в – «Берлин»; г – «Дю Шато»; д – узел ЦНИИСК;
 е – «Юнистрэт»; 1 – шатровая вставка; 2 – сварной шов; 3 – фигурная прорезь;
 4 – крышка; 5 – круглый стержень; 6 – труба раскоса; 7 – труба нижнего пояса;
 8 – крышка; 9 – стяжной стержень; 10 – гайка с контргайкой;
 11 – наконечник с приливом; 12 – то же, без прилива;
 13 – стержень нижнего пояса (труба со сплюснутым концом); 14 – труба раскоса

В узле системы «Дю Шато» (Франция) применяются узловые штампованные фасонки криволинейного очертания (рис. 1.8, г). В каждой из двух фасонки предусмотрены шесть полукруглых отверстий. Фасонки свариваются между собой по наружным линиям касания. Стержни из круглых труб, входящие в эти отверстия, обвариваются. Таким образом, создается сетка верхнего и нижнего поясов. Раскосы и стойки привариваются к наружным поверхностям криволинейных фасонки.

В узле «ЦНИИСК» (рис. 1.8, д) не предусмотрено никаких дополнительных элементов в узле и на концах стержней. Концы труб сплющивают и в раскосах обрезают под нужным углом. Стержни с помощью специальных фиксирующих приспособлений собираются в узел таким образом, что между торцами образуется пространство, которое заполняется расплавленным металлом, полученным при ванной сварке.

В системе «Юнистрэт» (США) используются штампованные фасонки (рис. 1.8, е). При штамповке создается восемь плоскостей (по числу примыкающих стержней). В плоскостях выполняют отверстия для крепления стержней из прокатных или гнутых профилей (уголков, тавров, швеллеров).

Новые конструктивные решения узлов структурных плит, разработанные в последнее время, приведены в работах [12-14].

1.2. Расчет структурной плиты

1.2.1 Общие сведения

Стержневые структурные плиты представляют собой многократно статически неопределимые системы, точный расчет которых осуществляется по специальным программам на компьютере с учетом реальных условий опирания, геометрии структуры и вида загрузки.

В данном пособии рассматривается приближенный метод расчета. Ошибка при определении усилий в стержнях по этому методу не превышает 15-20%.

1.2.2 Сбор нагрузок

Сбор постоянных нагрузок производится в табличной форме.

Расчет постоянной нагрузки на 1 м² покрытия

Таблица 1.2

№	Состав покрытия	Нормативная нагрузка, $H / м^2$	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, $H / м^2$
1	3 слоя стеклоизола на битумной мастике	130	1,3	169
2	Пенопласт толщиной 60мм плотностью 60 кг/м ³ : 60x10x0,06	36	1,2	43
3	Оклеичная пароизоляция	30	1,3	39
4	Стальной профилированный настил Н60-782-08	109	1,05	114
5	Прогоны из стального прокатного швеллера №10	29	1,05	31
6	Стальная решетчатая плита	660*	1,05	693
7	Подвесная осветительная и акустическая аппаратура	30**	1,1	33
	Итого:	$g_n^I = 1024$		$g^I = 1291$

Примечание: *Нормативная нагрузка от массы самой плиты при пролетах 24 – 60 м принимается 300 – 700 $H / м^2$.

**Нормативная нагрузка от осветительной и акустической аппаратуры 30 – 50 $H / м^2$.

Нормативная снеговая нагрузка на 1 м² покрытия определяется по формуле

$$S_n = S_o \cdot \mu, \quad (1.1)$$

где μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова на земле к снеговой нагрузке на покрытие, принимается по приложению 3* [2], для зданий с углом наклона кровли $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1$, для зданий с $\alpha > 60^\circ$ $\mu = 0$, для промежуточных углов наклона кровли коэффициент μ определяется интерполяцией;

S_o - нормативное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемое по табл. 4 [2], снеговой район определяется по карте 1 приложения 5 [2].

Расчетная снеговая нагрузка

$$S = S_n \cdot \gamma_f, \quad (1.2)$$

где γ_f - коэффициент надежности по нагрузке, определяется в зависимости от отношения нормативной нагрузки от собственной массы покрытия к нормативной от снегового покрова: при $\frac{g_n^{\Pi}}{S_o} \geq 0,8$

$$\gamma_f = 1,4; \text{ при } \frac{g_n^{\Pi}}{S_o} < 0,8 \quad \gamma_f = 1,6.$$

Расчетная равномерно-распределенная нагрузка на покрытие:

$$g = g^{\Pi} + S, \quad (1.3)$$

где g^{Π} - из таблицы 1.2;

S - по формуле (1.2).

Ветровая нагрузка учитывается только при угле наклона кровли $\alpha \geq 20^{\circ}$ по п. 6 [2].

1.3. Определение усилий

1.3.1. В квадратных или прямоугольных плитах

Максимальные изгибающие моменты в прямоугольной плите для единичной полосы в зависимости от условий опирания и соотношения

сторон $\frac{l_g}{l_k}$ вычисляются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} M_k &= \alpha_k g l_k l_g \\ M_g &= \alpha_g g l_k l_g \\ V &= \Psi g l_k 10^{-2} \end{aligned} \right\}, \quad (1.4)$$

где α_k , α_g , Ψ - коэффициенты, определяемые по графикам для соответствующей схемы плиты (рис. 1.9).

Значения коэффициентов α_k, α_g, Ψ в случае использования неразрезных многопролетных плит определяются по графикам на рис. XI.28-XI.33 [4].

1.3.2. В треугольных плитах

Максимальные изгибающие моменты и опорные реакции в треугольной плите для единичной полосы в зависимости от соотношения сторон $\frac{l_x}{l_y}$ вычисляют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= (\alpha_x g l_x l_y / 2) \\ M_y &= (\alpha_y g l_x l_y / 2) \\ V &= \Psi g l_x 10^{-2} \end{aligned} \right\} \quad (1.5)$$

α_x, α_y, Ψ - коэффициенты, определяемые по графикам (рис. 1.10).

1.3.3. В круглых плитах

В круглой плите изгибающие моменты и опорные реакции для единичной полосы вычисляют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} M_r &= M_t = 0,1875 g r^2 \\ V &= 0,5 g r \end{aligned} \right\}, \quad (1.6)$$

где M_r - радиальный изгибающий момент;

M_t - тангенциальный изгибающий момент;

r - радиус плиты.

В плитах с опиранием на развитые капители колонн изгибающие моменты снижаются за счет уменьшения расчетного пролета.

Максимальные усилия в стержнях верхних и нижних поясных сеток и опорных раскосов структур, составленных из пентаэдров, могут быть определены по формулам:

$$\left. \begin{aligned} N_{II}^{\max} &= \pm 2,1 \frac{M_{\max} a}{h} \\ N_P^{\max} &= -1,6 \frac{V_c}{2 \sin \alpha} = -\frac{0,8 V_c}{\sin \alpha} \end{aligned} \right\}, \quad (1.7)$$

где M_{\max} - максимальный изгибающий момент со своим знаком на соответствующем участке;

a - размер поясной ячейки;

h - расстояние между поясными сетками;

V - наибольшее значение опорной реакции;

c - расстояние между точками опирания стержневой системы вдоль стороны плиты.

α - угол наклона раскосов к горизонтальной плоскости;

N_P - сжимающее усилие при восходящих раскосах структурной плиты и растягивающее – при нисходящих.

Усилия в поясах и раскосах стержневой структурной плиты, опертой по контуру, вдоль главных осей определяются по следующим зависимостям:

$$N_{II} = N_{II}^{\max} 4x(\ell - x) / \ell^2,$$

$$N_P = N_P^{\max} (0,5\ell - x) / (0,5\ell),$$

где ℓ - расчетный пролет структурной плиты;

x - расстояние от опоры до стержня, в котором определяются усилия.

Определение усилий удобно выполнять в табличной форме (табл. 1.3)

Таблица 1.3

Определение усилий в поясах и раскосах

Расстояние от опоры x , м	Усилия, кН	
	N_{II}	N_P
0	0	$\pm \dots$
a	$\pm \dots$	$\pm \dots$
$2a$	$\pm \dots$	$\pm \dots$
$3a$	$\pm \dots$	$\pm \dots$
и т. д.		
$\ell/2$	$\pm \dots$	0

Для плит, составленных из тетраэдров, максимальные усилия определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} N_{II}^{\max} &= \pm 1,3 \cdot (0,866M_x - 0,289M_y) / h \\ N_P &= \mp 1,6Vc / (n \sin \alpha) \end{aligned} \right\}, \quad (1.8)$$

где n - количество несущих раскосов в точке опирания, зависящее от схемы опирания на колонну (при опирании по контуру на узлы верхней поясной сетки $n=1$, на узлы нижней поясной сетки $n=2$, а при наличии консольных свесов плиты $n=3$).

1.4. Подбор сечений

По значениям усилий подбирается сечение стержней. Принимаются сечения из труб (табл. 1, Приложения) или замкнутых гнутых профилей (табл. 2 Приложения или по приложению 10, 11 [4]).

Для получения большей эффективности структурных покрытий, выполненных из замкнутых гнутых профилей, при расчете можно учитывать технологическое упрочнение и повышение прочностных характеристик последних путем умножения расчетных сопротивлений R_y на коэффициент упрочнения $\alpha_{\Gamma\Pi}$, который принимается по табл. 3 [15].

1.4.1. Подбор сечений сжатых стержней структурной плиты

- 1) Назначается гибкость $\lambda < [\lambda]$. Предварительно принимают $\lambda = 150 - 170$.
- 2) Определяется коэффициент продольного изгиба φ по табл. 72 [1].
- 3) Определяется требуемая площадь сечения $A_{call} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}$,

где R_y - расчетное сопротивление стали по пределу текучести для фасонного проката по табл. 51* [1];

γ_c - коэффициент условий работы по табл. 6* [1].

- 4) Требуемые радиусы инерции:

$$i_x = \frac{l_{efx}}{\lambda}; \quad i_y = \frac{l_{efy}}{\lambda}.$$

$$l_{efx} = l_{efy} = l,$$

где l - расстояние между узлами структурной плиты.

- 5) Подбор сечения по A_{call} , i_{callx} , i_{cally} .

- 6) Проверка сечения

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} < [\lambda],$$

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} < [\lambda],$$

где $[\lambda] = 270 - 60\alpha$, ($\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$, но не менее 0,5);

i_x, i_y - фактические радиусы инерции сечения.

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c,$$

где φ - коэффициент продольного изгиба, принимаемый по наибольшей из гибкостей λ_x или λ_y ;

A - фактическая площадь сечения.

1.4.2. Подбор сечений растянутых стержней структурной плиты

1) Определяется требуемая площадь сечения

$$A_{call} = \frac{N}{R_y \gamma_c};$$

2) Подбор сечения с $A \geq A_{call}$

3) Проверка сечения

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq R_y \gamma_c.$$

1.5. Вопросы для самоконтроля

1. Способы образования структурных плит.
2. Привести наиболее экономичный вариант опирания структурной плиты при различных пролетах.
3. Перечислить основные геометрические параметры структурной плиты. Как они принимаются.
4. Привести вариант устройства кровли по прогонам на структурное покрытие.
5. Изобразить узлы структурных плит (болтовые, сварные).
6. Изобразить конструкцию узла Мархи.
7. В чем заключается приближенный метод расчета структурных плит.
8. Подбор сечений сжатых и растянутых элементов структурной плиты.

2. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СЕТЧАТЫХ СВОДОВ

2.1. Общие положения

Сетчатый свод представляет собой систему перекрещивающихся стержней, образующих цилиндрическую поверхность (рис. 2.1), опоры которых расположены вдоль нижних образующих цилиндра.

Ограничение поверхности сетчатого свода «естественными» сечениями дает возможность без изменения напряженного состояния оболочки получить разнообразные композиционные решения покрытий, характеризующиеся архитектурной выразительностью (рис. 2.1, д-м).

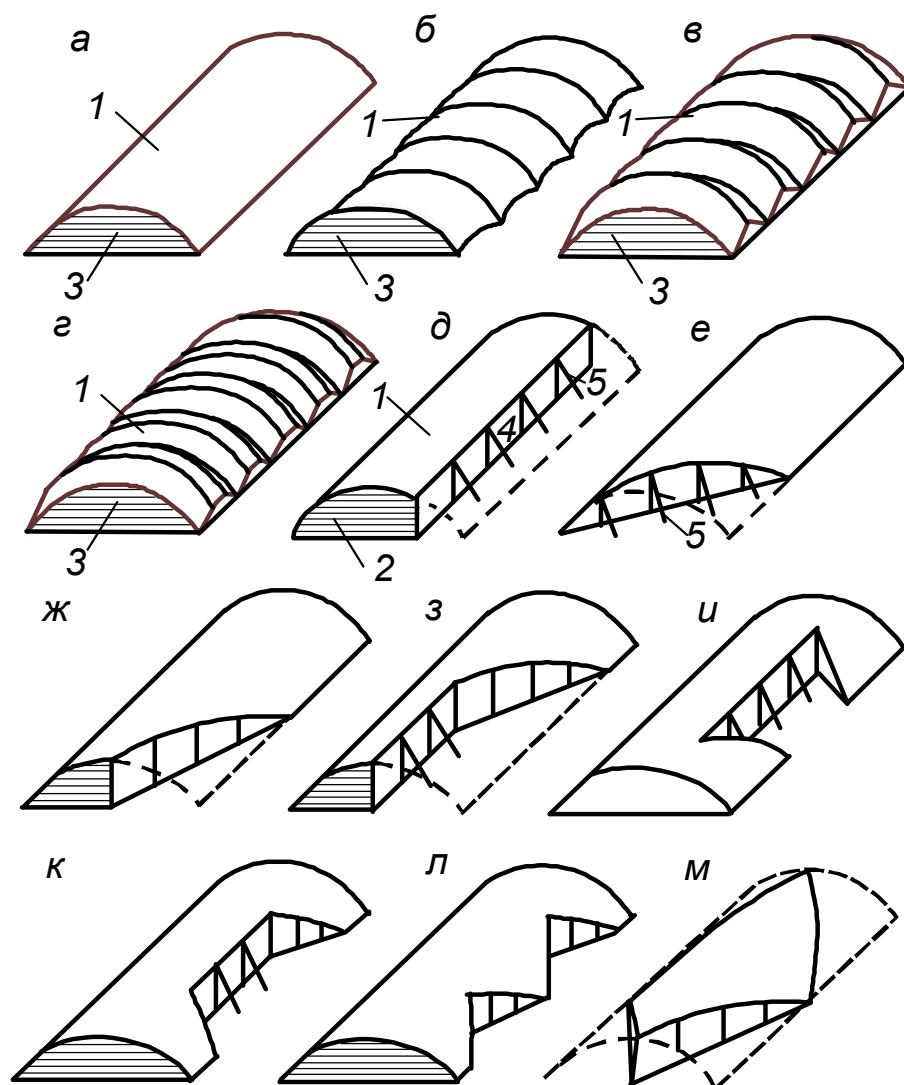


Рис. 2.1. Основные и возможные формы сетчатых сводов

а – цилиндрический свод; б – свод двойной кривизны (из волн с линейчатой поверхностью однополостного гиперолоида вращения); в, г – складчатые своды; д-м – примеры сводов с ограничением поверхности «естественными» сечениями; 1 – сетчатая конструкция; 2 – торцовая диафрагма; 3 – ограждение торца (ненесущая конструкция); 4 – стойки; 5 – подкосы

2.1.1. Образование поверхности сетчатых сводов

Для образования поверхности сводчатых покрытий используют сетки с различными ячейками: треугольными, ромбическими, шестиугольными, квадратными с раскосами (рис. 2.2). Наиболее жесткими являются своды с сетками из треугольных ячеек и квадратными с раскосами. Покрытия с ромбическими и шестиугольными ячейками более деформативны, но помогают добиться архитектурной выразительности поверхности свода.

Ромбическая сетка отличается конструктивной простотой и наибольшей однотипностью элементов. Для обеспечения ее геометрической неизменяемости, используются дополнительные связи, роль которых выполняют кровельные прогоны. Угол α между стержнями сетки и образующей свода принимается $45-60^\circ$.

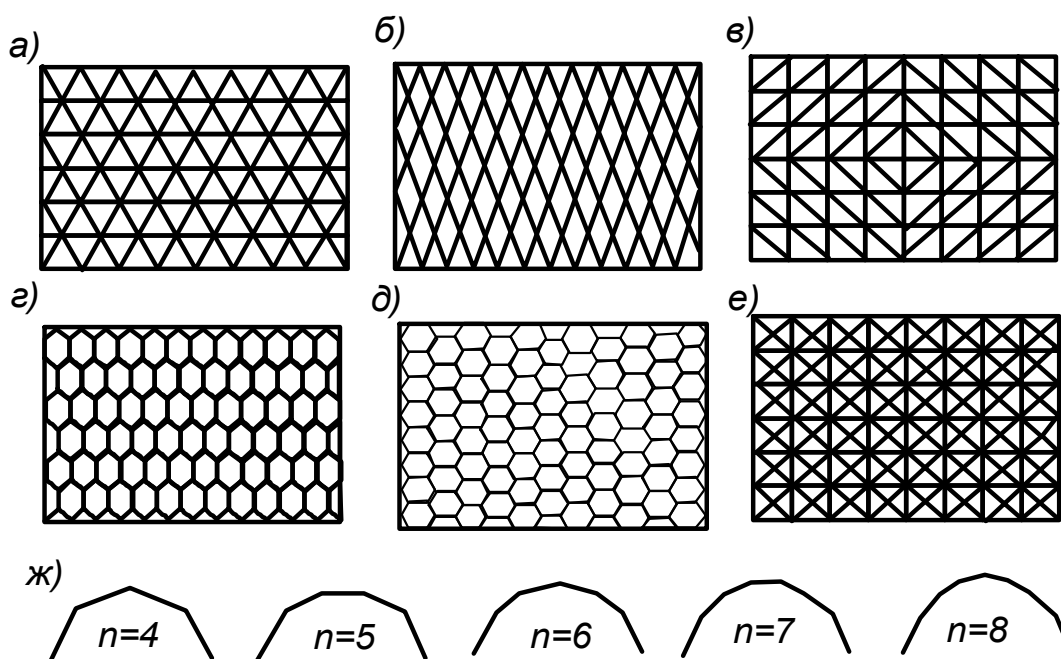


Рис. 2.2. Схемы сеток для поверхности сводчатых покрытий

а – из равносторонних треугольников; б – из ромбов; в – с квадратными ячейками и раскосами; г, д – с шестиугольными (гексагональными) ячейками; е – с квадратными ячейками и крестовыми раскосами; ж – влияние числа стержней в дуге на призматический профиль поперечного сечения свода.

Складчатые своды образуют изгибом сетки в двух направлениях (рис. 2.3).

Архитектурную форму свода определяет направляющая кривая. В зависимости от ее вида и параметров свод может быть круговым или параболическим, пологим или подъемистым, плавным или стрельчатым (рис. 2.4).

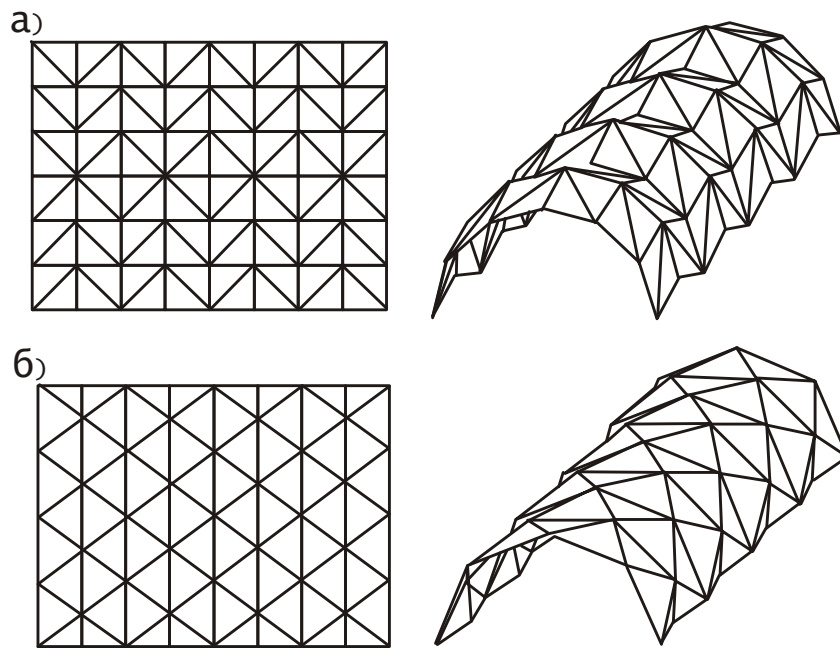


Рис. 2.3. Схемы сеток для складчатых сводов

а – сетка из квадратных ячеек с раскосами и складчатый свод из нее;

б – сетка из ромбов и свод из нее

Распор свода воспринимается продольными стенами, контрфорсами продольных стен, мощными бортовыми балками, поддерживаемыми рядом колонн, или затяжками, соединяющими обвязки свода, укладываемые на стены.

Стержни свода могут быть из прокатных или штампованных профилей, из труб, а в мощных сводах – решетчатой конструкции по типу прутковых прогонов или фермочек небольшой высоты ($\frac{1}{80} \div \frac{1}{120}$ пролета свода).

Своды конструируют преимущественно из коротких стержневых элементов и специальных узловых деталей, позволяющих прикреплять стержневые элементы под разными углами. В большинстве случаев применяют болтовые соединения (рис. 2.5).

Кровля цилиндрических сводов может быть непрозрачной, светопрозрачной и с отдельными светопрозрачными участками, теплой или холодной.

Непрозрачную кровлю выполняют:

- из оцинкованной волнистой или профилированной стали;
- из плоских или профилированных алюминиевых листов;
- из полиэфирных стеклопластиковых листов;
- из асбестоцементных листов.

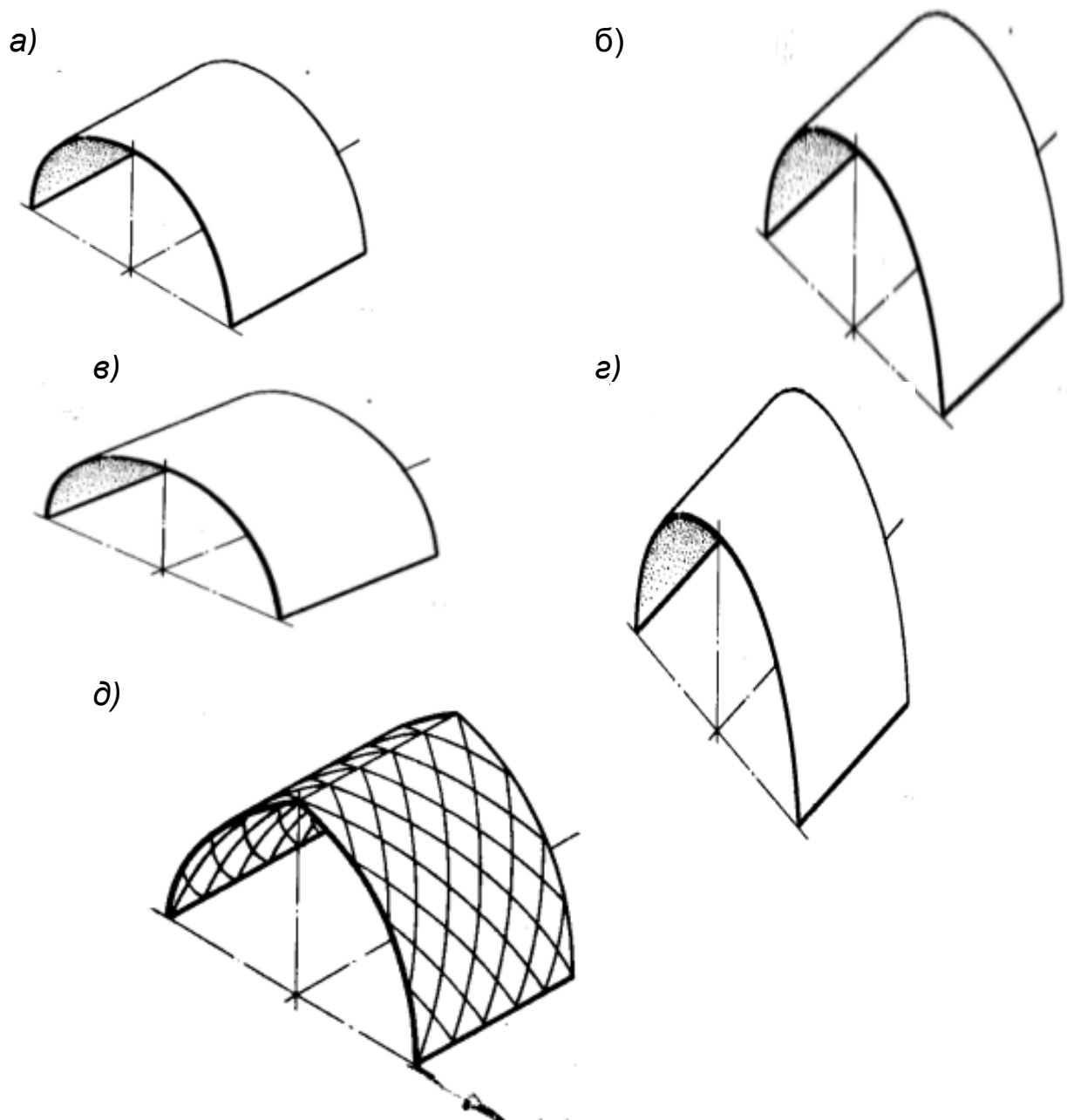


Рис. 2.4. Основные типы цилиндрических сводов:
 а – круговой; б – параболический; в – пологий; г –подъемистый; д – стрельчатый;

Для устройства теплой кровли в качестве утеплителя используют:

- плиты из фенольного пенопласта ФРП с $\rho \geq 60 \text{ кг/м}^3$;
- минераловатные плиты с $\rho \geq 180 \text{ кг/м}^3$;
- плиты из стекловолкна марки URSA с $\rho \geq 20 \text{ кг/м}^3$.

Для отапливаемых помещений используют также трехслойные алюминиевые панели и светопрозрачные панели из пластика, средний слой которых выполняется в виде сот из труб, сот из плоских ребер, сот из волнистых листов, поставленных вертикально.

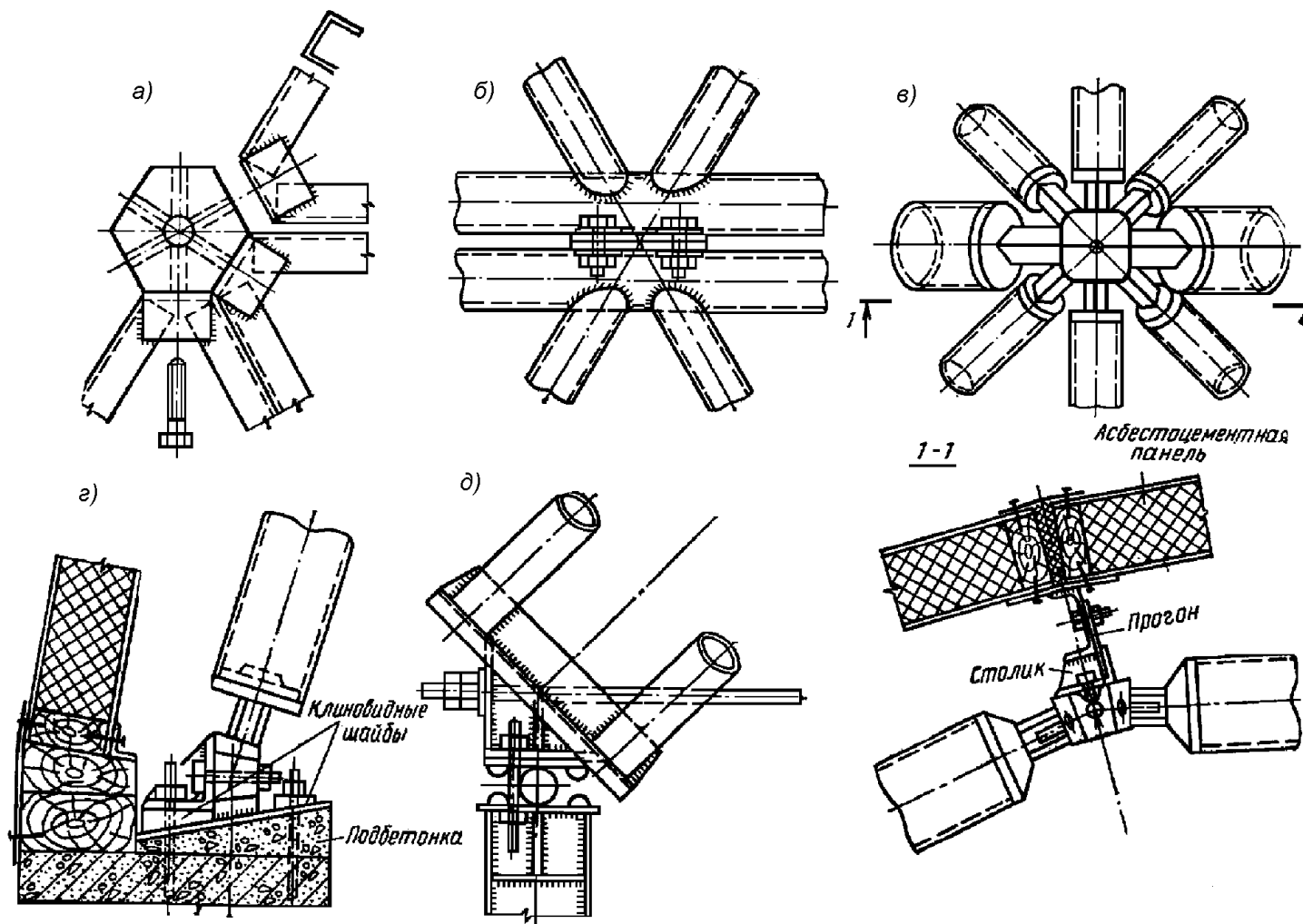


Рис. 2.5. Узлы цилиндрических сетчатых сводов
 а – из штампованных элементов на болтах;
 б – с узловыми фасонками; в, г – конструкции МАрХИ (Россия);
 д – вариант опорного узла двухпоясного свода с затяжкой

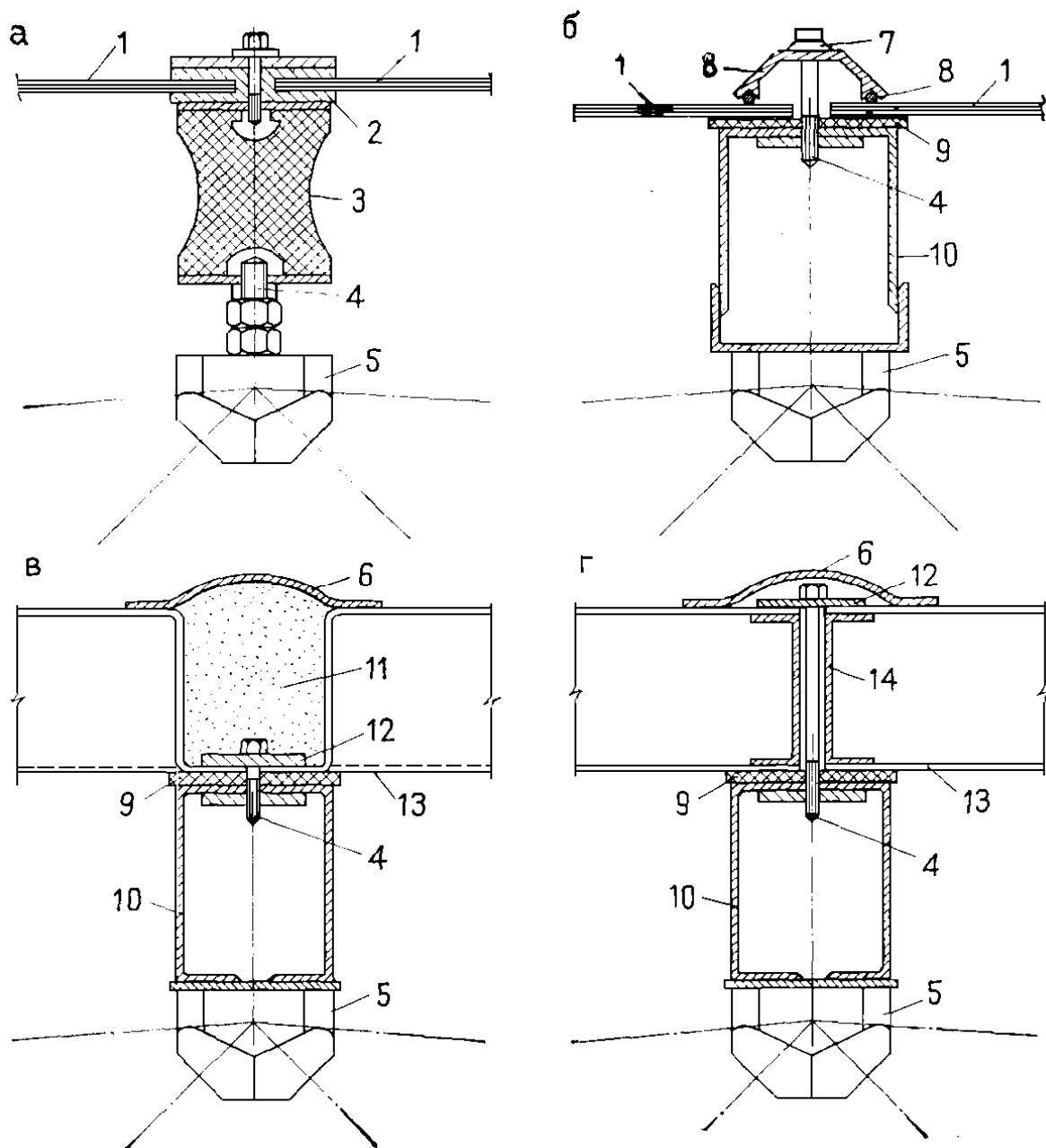


Рис. 2.6. Примеры устройства кровли из светопрозрачных листов и панелей

- а – плавающее крепление одинарного остекления; б – одинарное остекление с использованием нащельников; в, г – варианты применения трехслойных панелей;
- 1 – листы оргстекла или армированного силикатного стекла; 2 – обрамление профилем из алюминиевого сплава; 3 – амортизатор из неопрена (синтетического каучука); 4 – соединительный (крепежный) болт; 5 – фасонный элемент узла оболочки;
- б – нащельник из алюминиевого сплава, нержавеющей стали, меди, стеклопластика;
- 7 – пластмассовый колпачок на гайке; 8 – прокладка из неопренового жгута;
- 9 – упругая прокладка; 10 – металлический или стеклопластиковый прогон;
- 11 – пенопласт, минеральная вата; 12 – накладка; 13 – светопрозрачная трехслойная стеклопластиковая панель; 14 – обрамление из профильного стеклопластика

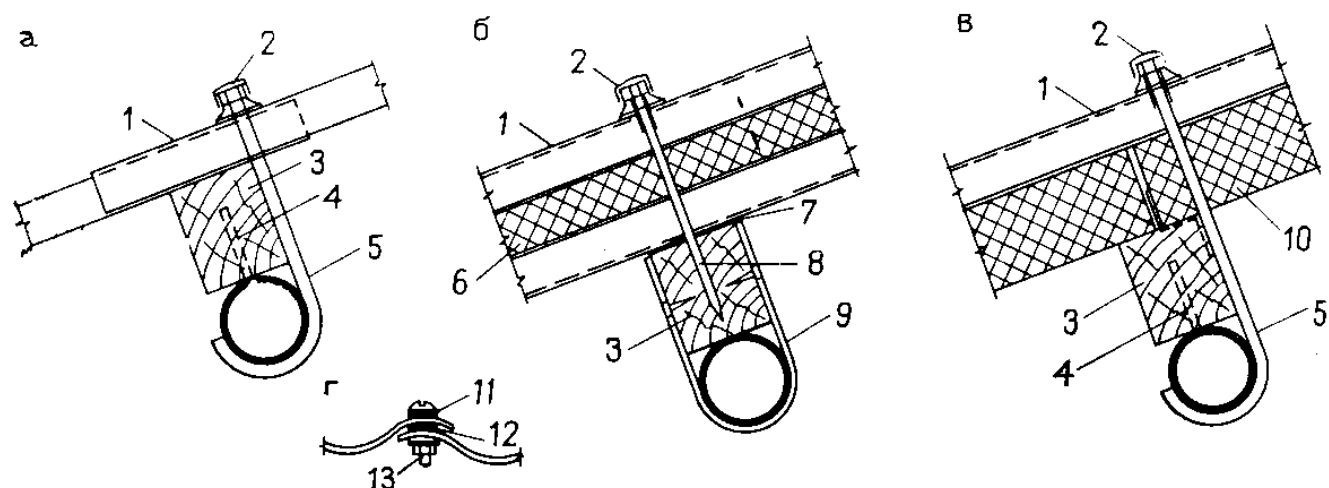


Рис. 2.7. Примеры устройства кровельного ограждения по деревянной обрешетке сетчатого свода

а – холодная кровля; **б, в** – теплые кровельные ограждения;

г – поперечный стык стеклопластиковых листов;

1 – профилированный стальной, алюминиевый или стеклопластиковый лист;

2 – пластмассовый колпачок; **3** – деревянная обрешетка;

4 – стальной штырь; **5** – оцинкованный стальной крюк;

6 – полистирольный или полиуретановый пенопласт;

7 – прокладка из пластифицированной пластмассы;

8 – оцинкованный стальной глухарь; **9** – хомут из стальной полосы;

10 – трехслойная теплоизоляционная плита с алюминиевой обшивкой;

11 – шайба с эластичной прокладкой; **12** – ленточный герметик;

13 – оцинкованный стяжной болт

Для светопрозрачной холодной кровли используют:

- волнистый полиэфирный стеклопластик;
- органическое (акриловое) стекло;
- армированное стекло;
- светопрозрачную синтетическую ткань.

При проектировании большепролетных покрытий со светопрозрачной кровлей из синтетических материалов необходимо предусматривать специальные мероприятия, предупреждающие появление трещин в настиле из-за большого различия в коэффициентах линейного расширения пластмасс и металла (рис. 2.6).

Обрешетка под кровлю устраивается металлической или деревянной. Металлическую обрешетку выполняют из прокатных или гнутых швеллеров или двутавров аналогично устройству прогонов в структурных плитах. Примеры устройства кровельного ограждения с деревянной обрешеткой приведены на рис. 2.7. К стержням свода деревянную обрешетку крепят с помощью стальных крюков или хомутов из стальной полосы.

2.1.2. Основные геометрические параметры сетчатого свода

Стрела подъема свода (см. рис. 2.8) принимается:

для пологого $f = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{6}\right)l$;

для подъемистого $f = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right)l$,

где l - пролет свода.

Радиус кривизны оси свода

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}$$

Центральный угол от конька до опоры свода:

$$\varphi_0 = \arcsin\left(\frac{l}{2R}\right)$$

Длина дуги свода:

$$L = \pi R \frac{\varphi_0}{90^\circ}.$$

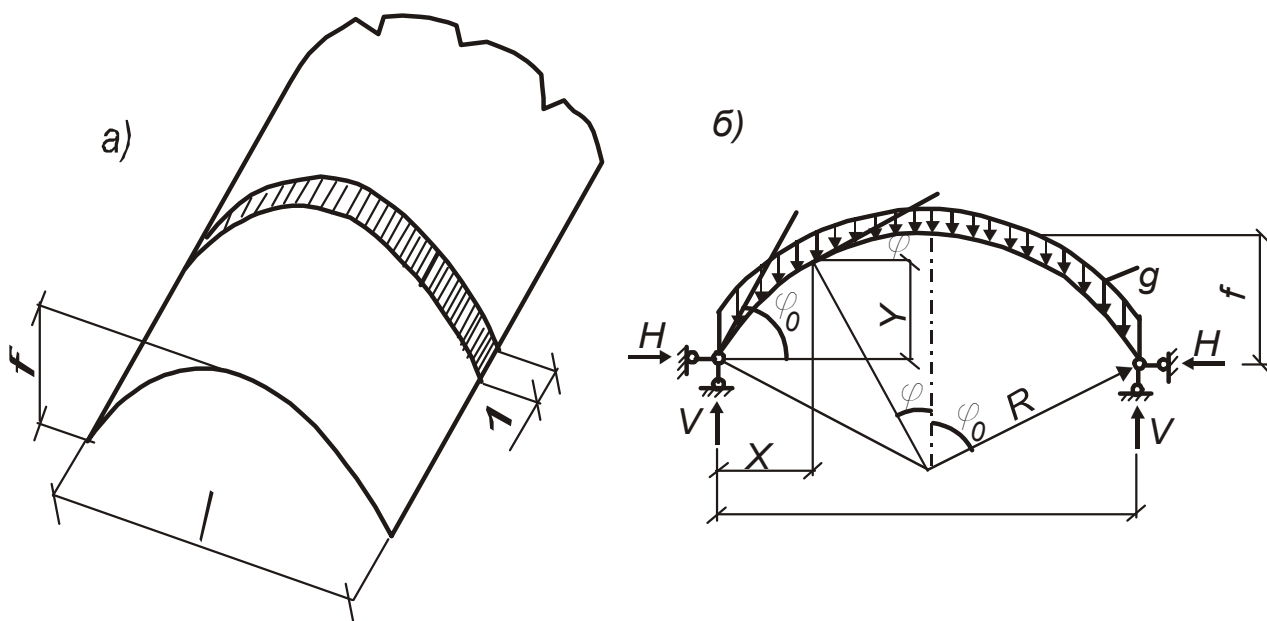


Рис. 2.8. Расчетная схема свода при действии постоянной нагрузки

а – единичная полоска свода при определении нагрузок и усилий;

б – действие постоянной нагрузки

2.2 Расчет сетчатых сводов

2.2.1 Общие сведения

При приближенном расчете сетчатый свод расчленяется на плоские арки – полоски (рис. 2.9), расчетной шириной которых считают ширину «в» повторяющихся элементов свода (шаг ребер, сетки, волны).

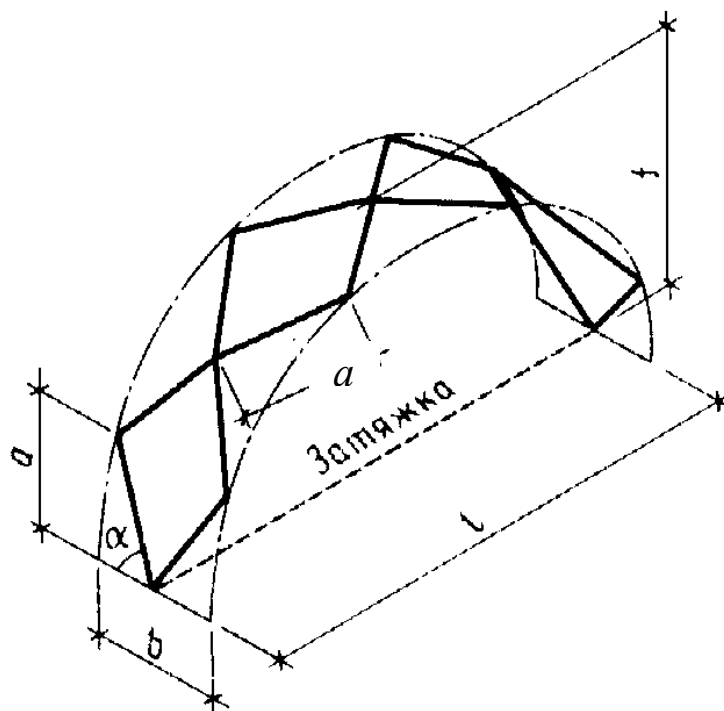


Рис. 2.9. Расчетная схема сетчатого свода – одна арочная секция

Арку рассчитывают как двух- или трехшарнирную соответствующего очертания на совместное действие продольной силы N и изгибающего момента M .

2.2.2 Сбор нагрузок

Расчет постоянной нагрузки на 1 м^2 покрытия

Таблица 2.1

№ пп	Состав покрытия	Нормативная нагрузка, g^H , м^2	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, g^H , Н/м^2
1	2	3	4	5
1	Полиэфирный стеклопластик с волной 200/54, толщиной 2,5 мм и плотностью 1400 кг/м^3 1400x10x0,0025	35	1,1	38,5

1	2	3	4	5
2	Деревянная обрешетка из бру- сков 100х50мм с шагом а=2,608м плотностью 500 кг/м ³ 500х10х0,1х0,005/2,608	1,0	1,1	1,1
3	Несущая конструкция свода 6х36	216*	1,05	226,8
	Итого	$g_n^{\text{II}} = 252$		$g^{\text{II}} = 266,4$

Примечание.

*Нормативная нагрузка от собственной массы сетчатой конструкции определяется по эмпирической зависимости:

$$g_{c.в.} = \Omega \ell \text{ Н/м}^2,$$

где Ω - коэффициент расхода материала, принимается

$\Omega = 6 \div 10$ - для стальных сводов;

$\Omega = 3 \div 5$ - для алюминиевых сводов;

ℓ - пролет свода в м.

Нормативная снеговая нагрузка на сводчатое покрытие принимается в соответствии с [2] по двум вариантам: параболической и треугольной (рис. 2.10), и определяется по формуле (1.1).

Расчетная снеговая нагрузка определяется по формуле (1.2)

Нормативное значение ветровой нагрузки:

$$W_n = W_o K C, \quad (2.1)$$

где W_o - нормативное значение ветрового давления, принимается по табл.

5[2], ветровой район определяется по карте 3 приложения 5 [2];

K – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, для городских территорий:

при высоте $z \leq 5\text{ м}$ $K = 0,5$

$z = 10\text{ м}$ $K = 0,65$

$z = 20\text{ м}$ $K = 0,85$

$z = 40\text{ м}$ $K = 1,1$

c - аэродинамический коэффициент, (рис. 2.11), принимается по схеме 3 приложения 4 [2]

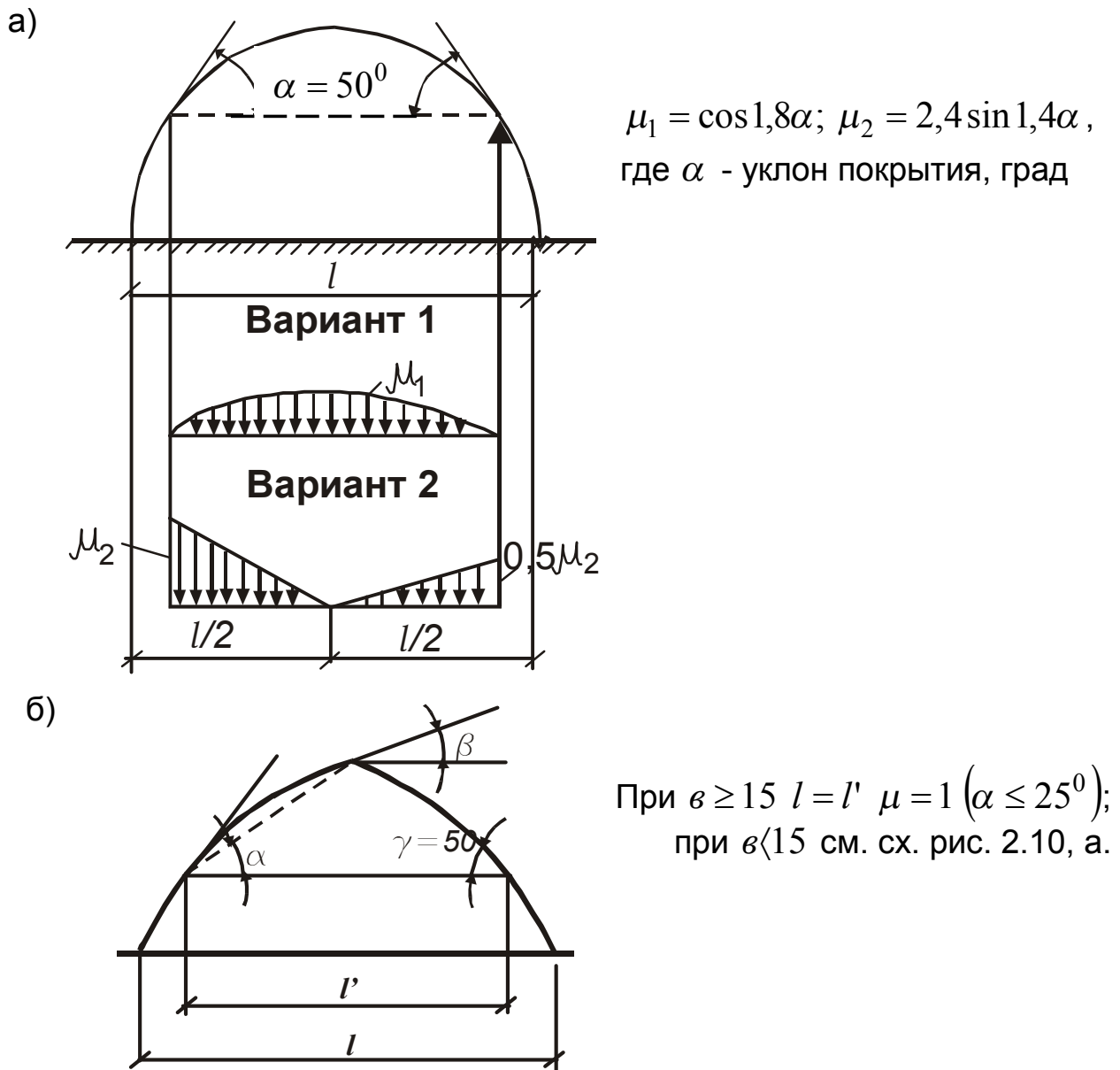


Рис. 2.10 К расчету цилиндрического свода на снеговую нагрузку

Расчетное значение ветровой нагрузки

$$W = W_n \gamma_f, \quad (2.2)$$

где $\gamma_f = 1,4$ - коэффициент надежности по ветровой нагрузке.

Определение коэффициента K_0 , учитывающего упругое обжатие свода:

$$K_0 = \frac{1}{1 + \varepsilon J / (A f^2)} \approx \frac{1}{1 + [\varepsilon L^2 / (4 f^2)] \cdot 10^{-4}} \quad (2.3)$$

где J, A - момент инерции и площадь поперечного сечения стержней в единичной полоске свода;

ε - коэффициент, зависящий от отношения $\frac{f}{l}$ и центрального угла φ_0 , принимается по табл. 2.2.

Таблица 2.2

Параметры для определения значения коэффициента K_o , учитывающего упругое обжатие свода

Ко-эф.	Отношение стрелы подъема к пролету f/l								
	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7	1/8	1/9	1/10
φ_0									
... ⁰	90°00'00"	67°22'49"	53°07'48"	43°36'10"	36°52'12"	31°53'27"	28°04'21"	25°03'27"	22°37'11"
Рад	1,57080	1,17601	0,92730	0,76101	0,64350	0,55660	0,48996	0,43734	0,39479
ε	1,0000	1,2628	1,4488	1,5747	1,6533	1,7073	1,7420	1,7681	1,7873

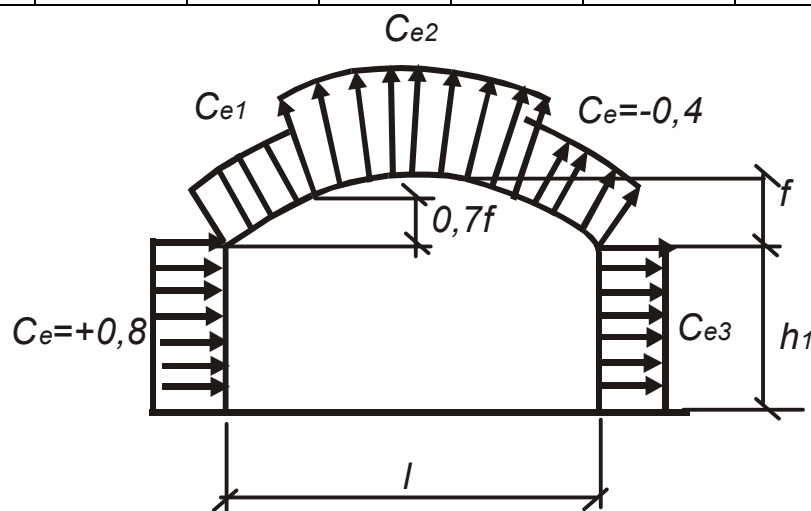


Рис. 2.11. К расчету цилиндрического свода на ветровую нагрузку

2.2.3 Определение усилий в своде

Усилия в своде от постоянной нагрузки.

$$\text{Распор: } H = K_o \left[\varphi_0 \frac{l}{2} - R(1 - \cos \varphi_0) \right] \frac{g^{\text{II}} R}{f},$$

где g^{II} - расчетная постоянная нагрузка от покрытия из таблицы 2.1;

φ_0 - центральный угол в радианах от конька до опоры, принять по табл. 2.2

$$\text{Вертикальная реакция: } V = g^{\text{II}} \varphi_0 R.$$

Усилия в своде от снеговой нагрузки

- от равномерно-распределенной снеговой нагрузки S_1

$$H = k_0[S_1 l^2 / (8f)](1 - 5\alpha^2),$$

$$V = \frac{1}{2} S_1 l (1 - 2\alpha),$$

где $\alpha = \frac{a}{l}$ (для сводов с $\varphi_0 \leq 50^\circ$ $\alpha = 0$);

- от треугольного распределения снеговой нагрузки S_2

$$H = 0,0342k_0 \left(\frac{S_2 l^2}{f} \right) (1 - 2\alpha + 8\alpha^2),$$

$$V_A = \frac{1}{48} S_2 l (11 - 26\alpha + 8\alpha^2),$$

$$V_B = \frac{1}{48} S_2 l (7 - 10\alpha - 8\alpha^2).$$

Усилия в своде от ветровой нагрузки

$$H_A = \gamma_1 \bar{W} l \quad V_A = \eta_1 \bar{W} l,$$

$$H_B = \gamma_2 \bar{W} l \quad V_B = \eta_2 \bar{W} l,$$

где $\bar{W} = \frac{W}{c}$ - расчетная ветровая нагрузка без аэродинамического коэффициента, (аэродинамические коэффициенты c_1, c_2, c_3 учтены при вычислении коэффициентов $\gamma_1, \gamma_2, \eta_1, \eta_2$;

$\gamma_1, \gamma_2, \eta_1, \eta_2$ - коэффициенты, которые принимаются по табл. 2.3.

Таблица 2.3

Коэффициенты для определения распоров и вертикальных реакций сводчатого покрытия при действии ветровой нагрузки

Ко-эф.	Отношение стрелы подъема к пролету f/l								
	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7	1/8	1/9	1/10
γ_1	0,4319	0,3942	0,4204	0,4734	0,5372	0,6041	0,6729	0,7426	0,8130
γ_2	0,0469	0,1920	0,2979	0,3894	0,4711	0,5499	0,6269	0,7029	0,7780
η_1	0,4070	0,2757	0,2462	0,2369	0,2275	0,2218	0,2180	0,2154	0,2135
η_2	0,4070	0,3599	0,3381	0,3251	0,3156	0,3090	0,3042	0,3032	0,2975

Продольная сила и изгибающий момент в единичной полоске свода

$$N = H \cos \varphi + V \sin \varphi ,$$

$$M = M_{\delta} - Hy ,$$

где V - поперечная сила в балке пролетом l ;

φ - угол наклона касательной в рассматриваемом сечении дуги свода к горизонтальной плоскости;

y - ординаты рассматриваемого сечения свода;

M_{δ} - изгибающий момент в момент в балке пролетом l .

Расчетные усилия в единичной полоске свода принимаются после составления сочетаний усилий. В двух-трехшарнирных арках при наиболее невыгодном сочетании продольной силы и изгибающего момента расчетное сечение получают в четверти дуги свода.

Координаты сечения в четверти дуги:

$$\varphi = \frac{\varphi_0}{2}$$

$$X = R \left[\sin \left(\frac{3\varphi}{2} \right) - \sin \varphi \right]$$

$$y = f - R \left[1 - \cos \left(\frac{3\varphi}{2} \right) \right].$$

Продольное сжимающее усилие и изгибающий момент в отдельном стержне однопоясного свода:

$$N_1 = \frac{Nb}{2 \sin \alpha} ,$$

$$M_1 = M \frac{b}{2} \sin \alpha ,$$

где α - угол наклона стержня к образующей поверхности свода;

b - ширина грузовой полосы.

2.2.4. Подбор сечения стержней свода

Сечение внецентренно-сжатого стержня из электросварной трубы подбирается из условия устойчивости.

Ориентировочно принимается сечение трубы диаметром 100-200 мм, для которого выписываются из табл. 1 Приложения наружный диаметр d_H , толщина сечения t , площадь поперечного сечения A и радиус инерции сечения i .

Момент сопротивления сечения

$$W = \frac{\pi(d_H^4 - d_B^4)}{32d_H},$$

где $d_B = d_H - 2t$ - внутренний диаметр трубы.

Условная гибкость сечения:

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{i} \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Приведенный относительный эксцентриситет:

$$m_{ef} = \eta m,$$

где $m = \frac{eA}{W} = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W}$ - относительный эксцентриситет;

η - коэффициент влияния формы сечения, принимается по табл. 73 [1].

Проверка устойчивости стержня свода:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c,$$

где φ_e - принимается по табл. 74 [1] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета.

Для обеспечения устойчивости однопоясных сетчатых систем необходимы узлы с жестким соединением стержней в направлении нормали к поверхности оболочки.

Прощелкивания жестких узлов не будет, если соблюдается условие (согласно исследованиям Райта [6]):

$$\frac{a^2}{R_i} < 9,$$

где a - длина стержня (размер ячейки);

R - радиус кривизны свода (см. п. 2.1.2);

i - радиус инерции поперечного сечения стержня.

При недостаточной жесткости стержней сетчатый свод может потерять общую устойчивость. Устойчивость свода в центральной части между торцевыми диафрагмами считается обеспеченной, если соблюдается условие:

$$N_{сч} > N,$$

где $N_{сч} = \frac{\pi^2 EJ_x}{\mu L}$ - критическая сила;

J_x - момент инерции поперечного сечения пары стержней в однопоясном своде относительно горизонтальной оси, для круглых труб

он равен $J_x = \frac{\pi(d_n^4 - d_v^4)}{64}$;

μ - коэффициент расчетной длины свода, его значение зависит от отношения стрелы подъема к пролету: $\mu = 0,55$ при $\frac{f}{l} = \frac{1}{5}$,

$\mu = 0,6$ при $\frac{f}{l} = \frac{1}{3}$; $\mu = 0,65$ при $\frac{f}{l} = \frac{1}{2,5}$.

N - продольное усиление в своде, определяется умножением расчетного усилия в единичной полоске свода на длину стержня (размер ячейки).

2.3. Вопросы для самоконтроля

1. Что такое сетчатый свод?
2. Приведите схемы для образования поверхности сводчатых покрытий, их достоинства и недостатки.
3. Классификация сводчатых покрытий. Основные их типы.
4. Чем воспринимается распор свода.
5. Как образуются складчатые своды.
6. Приведите конструкции узлов сетчатого свода из штампованных элементов на болтах, с узловыми фасонками, конструкцию узлов МАрхИ (промежуточного и опорного).
7. Привести конструкцию теплой непрозрачной, светопрозрачной теплой кровли, непрозрачной холодной кровли цилиндрического свода.
8. Изобразить расчетную схему сетчатого свода.
9. Какие нагрузки учитываются при расчете свода.
10. На какие усилия рассчитываются стержни однопоясного свода.
11. Как проверяется общая устойчивость сетчатого свода.

3. Купольные покрытия

3.1. Общие сведения

Купол - одна из совершенных и экономичных разновидностей оболочек.

Поверхности куполов образуются вращением геометрической кривой (круговой, параболической и т.д.) вокруг вертикальной оси (рис.3.1.).

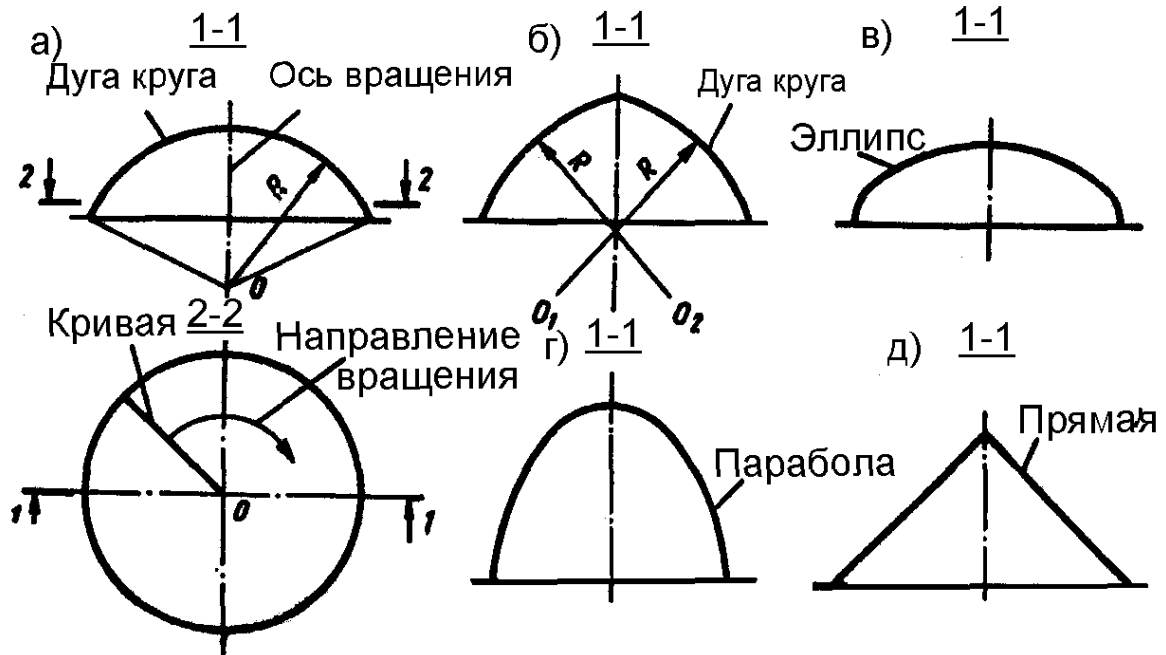


Рис. 3.1. Схемы куполов

а – сферический; б – стрельчатый; в – эллиптический;
г – параболический; д - конический

В подавляющем большинстве применяют сферические оболочки, т.е. шаровые поверхности с опиранием по всему периметру или на отдельные опоры (через опорный контур).

По конструктивному признаку купола делятся на ребристые, ребристо – кольцевые и сетчатые (рис. 3.2.).

По стреле подъема различают подъемные (высокие) купола при стреле подъема $\frac{1}{2} \div \frac{1}{5}$ диаметра и пологие - при высоте подъема менее

$\frac{1}{5}$ диаметра.

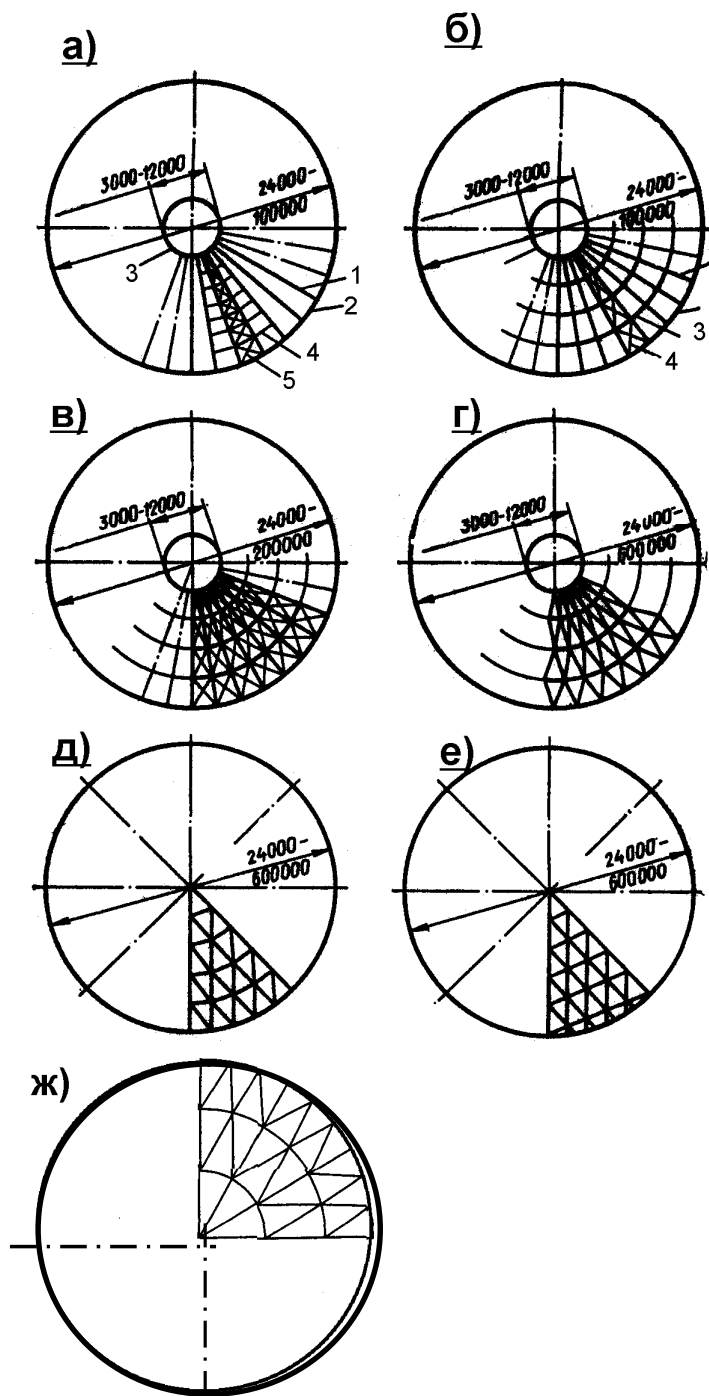


Рис. 3.2. Основные системы стержневых куполов:

- а) – ребристый; б) – ребристо-кольцевой;**
в) – сетчатый системы Шведлера; г) – звездчатый системы Фешля;
 д) - сетчатый системы Чивитта; е) – сетчатый на основе ромбической сети;
 ж) – сетчатый системы Кайвитта;
- 1 – меридиональное ребро; 2 - опорное кольцо;**
3 – верхнее кольцо;
4 – прогоны; 5 – связи

3.1.1. Ребристые купола

Конструкции ребристых куполов (рис. 3.2, а) состоят из отдельных плоских или пространственных ребер, расположенных в радиальном направлении и связанных между собой прогонами.

Ребра могут быть сквозными в виде легких ферм или сплошными. В вершине купола располагается кольцо, к которому примыкают ребра купола. Кольцо следует проектировать достаточно жестким, принимая во внимание его работу на сжатие, изгиб и кручение.

Пара ребер, расположенных в одной диаметральной плоскости и прерванных кольцом, рассматривается как единая арочная конструкция.

Ребристые купола – это распорные системы. Распор может восприниматься конструкцией стен или специальным опорным кольцом.

На нижележащие конструкции или основание кольцо укладывается свободно и должно быть закреплено только от горизонтального смещения при действии ветровой нагрузки.

Между ребрами укладывают кольцевые прогоны, на которые опирается кровельный настил. Кольцевые прогоны обеспечивают общую устойчивость ребер купола из их плоскости.

Для обеспечения общей жесткости купола в плоскости кровли между ребрами ставятся связи.

Ребристый купол при расчете на вертикальную, симметричную относительно оси купола нагрузку, может быть расчленен на отдельные плоские арки, каждая из которых воспринимает нагрузку с приходящейся на нее грузовой площади.

3.1.2. Ребристо – кольцевые купола

Ребристо – кольцевые купола (рис. 3.2, б) отличаются от ребристых включением в работу купола кольцевых прогонов, образующих совместно с ребрами жесткую пространственную систему. Кольцевые прогоны в ребристо – кольцевых куполах кроме опирания панелей кровли обеспечивают общую устойчивость и уменьшают расчетную длину ребер купола из их плоскости. Для общей жесткости куполов устраивают не менее четырех связевых панелей, представляющих собой сектора из двух смежных ребер, сопряженных друг с другом крестовыми связями и распорками – прогонами.

Ребристые и ребристо – кольцевые купола проектируют в виде полых систем со стрелой подъема $f = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{8}\right)D$ и наружным диаметром $D=24-100$ м. Высоту ребер рекомендуется принимать $\left(\frac{1}{60} \div \frac{1}{100}\right)D$, а шаг ребер по наружному опорному кольцу 6-12м.

Дальнейшим развитием ребристо – кольцевых куполов являются купол Шведлера (рис. 3.2.,в) в котором крестовые связи ставятся в каждой четырехугольной ячейке. За счет этого повышается жесткость купола. Диаметр этого купола может достигать 200 м.

3.1.3. Сетчатые купола

Наибольшее применение получили сетчатые купола на основе сеток с треугольными ячейками, а также геодезические системы куполов, стержни которых являются ребрами многоугольников, вписанных в сферу.

В звездчатой системе разбивки (купол Феппля, рис. 3.2, г) длина всех некольцевых стержней назначается одинаковой, что приводит образующую сеть к правильной сети Чебышева. Длина стержней в кольцевом направлении уменьшается кверху от яруса к ярусу.

В системе Чивитта (рис.3.2., д) все узлы яруса лежат в одной горизонтальной плоскости. Это дает возможность проектировать одинаковыми расстояния между кольцами или длину кольцевых элементов в одном ярусе.

В меридионально – перекрещивающейся (ромбической) схеме длина всех стержней постоянная. Они образуют сетку ромбических ячеек, построенную на основе правильной сети Чебышева.

Применение правильной сети Чебышева приводит к сгущению сетки по мере приближения к вершине купола. Система *Кайвитта* устраняет этот недостаток (рис. 3.2., ж).

Первичная разбивка – меридиональная. Основание каждого полученного сектора делят на определенное количество равных участков, а затем проводят кольцевые сечения, число которых равно числу членений основания. Каждое кольцевое сечение делят на равные части, число которых в каждом последующем сечении, считая от основания сектора, уменьшают на единицу. Полученные точки соединяют и таким образом получают сеть треугольников, основания которых вдоль каждого яруса, как

и в звездчатой системе, равны. Однако, образованные таким образом треугольники в отличие от звездчатой схемы неравносторонние, поэтому число их типоразмеров соответствует квадрату числа членений (ярусов).

Сущность системы «Ромб-1» заключается в первичном меридиональном делении купола на сектора с последующим членением каждого сектора на ромбовидные ячейки путем нанесения правильной сети Чебышева. Если в звездчатой схеме противоположные узлы ячейки сети расположены на меридианах или соответственно на параллелях, то в данной системе линии сети Чебышева различных направлений располагаются вдоль боковых сторон сектора.

В результате такой разбивки получается достаточно равномерная сеть из равносторонних треугольников, число типоразмеров которых приблизительно в два раза меньше, чем в системе Кайвитта. Система «Ромб - 1» применена, в частности, при проектировании купола диаметром 65 м в г. Душанбе.

В отличие от звездчатой системы и системы Кайвитта основания секторов купола не совпадают с кольцевыми сечениями и образуют пространственную (неплоскую) кривую. Поэтому формообразование круглых в плане покрытий по данной системе затруднено (рис. 3.3).

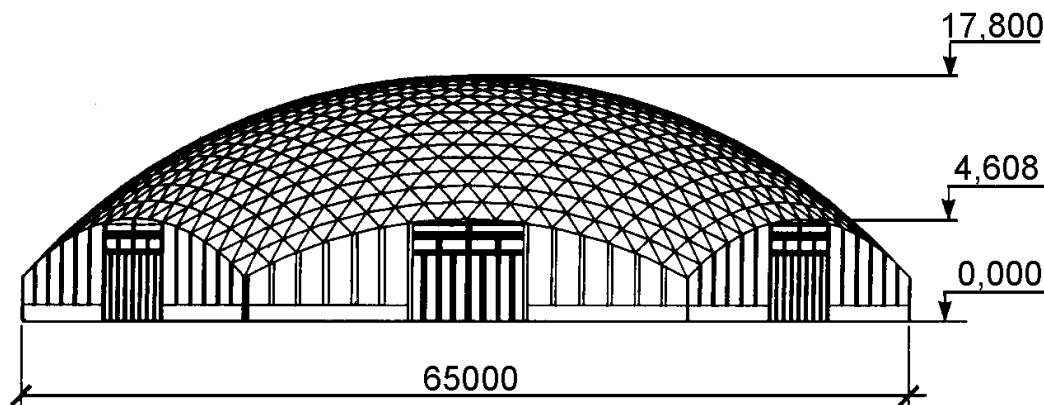


Рис. 3.3. Купол диаметром 65 м в г. Душанбе (разрезка системы «Ромб-1»)

Одноярусные сетчатые купола проектируют диаметром до 150 м, а двухярусные - до 600 м при высоте сечения $\left(\frac{1}{100} \div \frac{1}{150}\right) D$.

Метод построения геодезических куполов основан на последовательном членении вписанных в сферу правильных многогранников – додекаэдра (12 -гранника) или икосаэдра (20 - гранника) (рис. 3.4.).

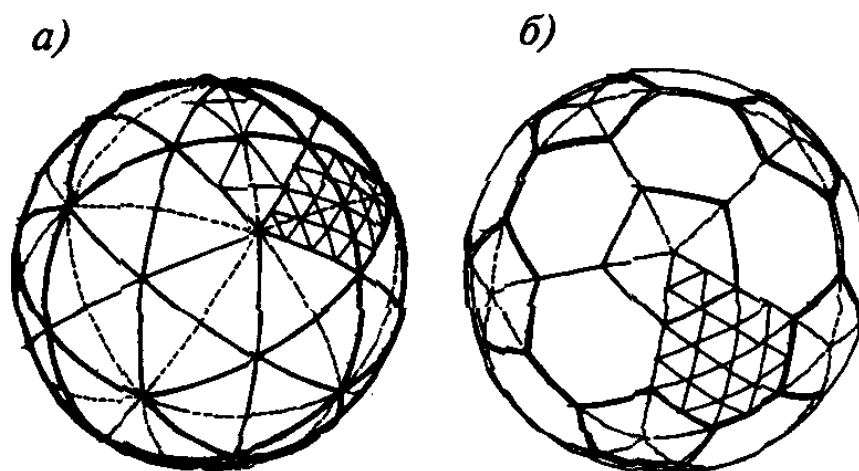


Рис. 3.4. Схемы построения сферической сети на основе:
а) – додекаэдра; б) - икосаэдра

3.2. Конструкции узлов

Наиболее ответственным узлом конструкции куполов является узел присоединения ребер или стержней купола к нижнему опорному кольцу и опирание кольца на нижележащие конструкции.

Нижнее растянутое кольцо выполняют в виде сварного двутавра. В ребристых и ребристо – кольцевых куполах для увеличения изгибной жесткости кольца в горизонтальной плоскости двутавр располагают лежа. В сетчатых куполах, имеющих большую пространственную жесткость в горизонтальном направлении, двутавр размещают по вертикали. Это обеспечивает максимальную жесткость на восприятие равномерно – распределенных по кольцу радиальных крутящих моментов.

Оси стержней купола, примыкающих к кольцу, и ось вертикальной опорной реакции должны пересекаться в горизонтальной плоскости, проходящей через центр тяжести кольца. При этом осевая линия кольца может не проходить через центр узла, фактический диаметр кольца может быть несколько уменьшен или увеличен.

В плане опорное кольцо имеет очертание окружности или чаще правильный плоский многоугольник с жесткими или шарнирными сопряжениями стержней в узлах.

Узлы ребристых, ребристо – кольцевых со связями куполов выполняются на болтах, сварке или комбинированные.

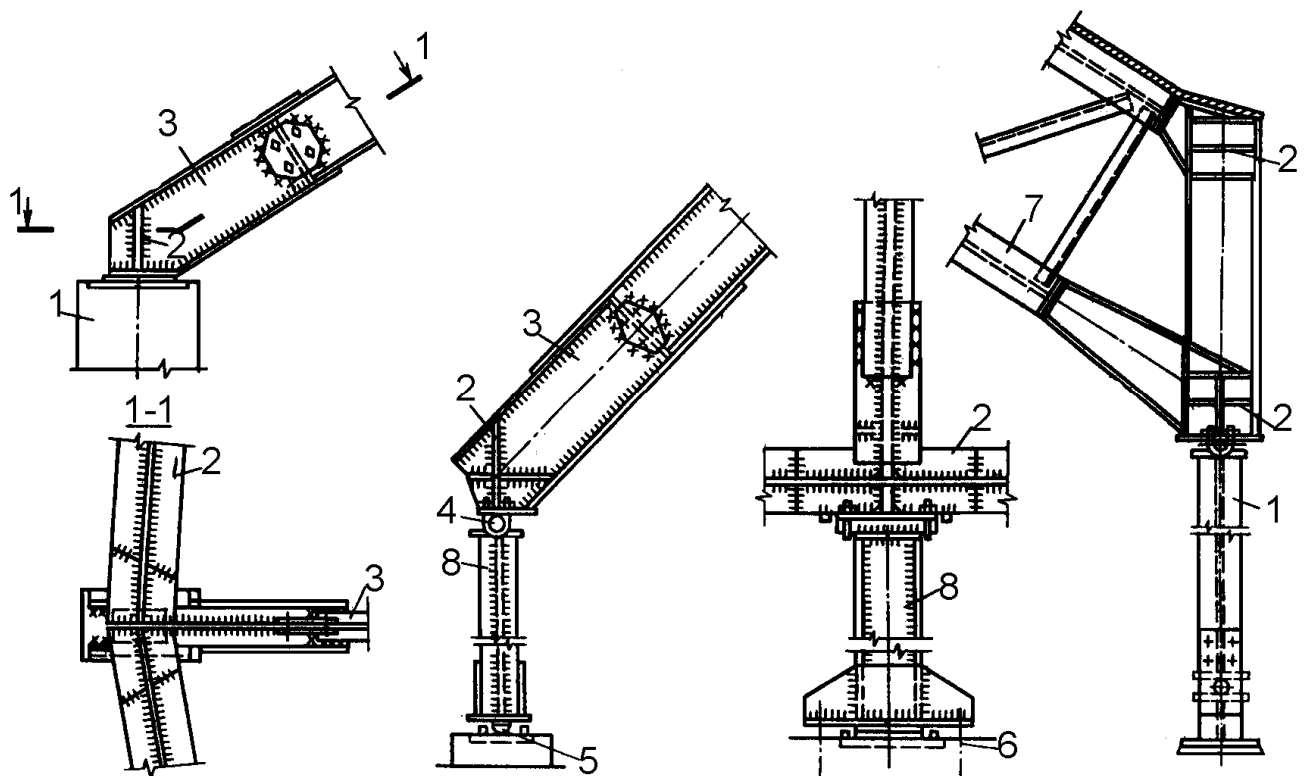


Рис. 3.5. Узлы опирания ребристых куполов:

а – на железобетонную колонну; **б, в** – на стальные качающиеся опоры; **1** – опорная стойка; **2** – опорное кольцо; **3** – сплошностенчатые ребра купола; **4** – шарнир; **5** – тангенциальная опора; **6** – анкерные болты; **7** – решетчатые ребра купола; **8** – качающаяся опора

3.3. Расчет куполов

3.3.1. Расчет ребристых куполов

Ребристые купола, состоящие из арок, соединенных в ключе, представляют собой многократно статически неопределимую систему.

При расчете на вертикальную, симметричную относительно оси купола нагрузку, последний может быть расчленен на отдельные плоские арки, каждая из которых воспринимает нагрузку с площади сферической трапеции.

Если распор купола воспринимается опорным кольцом, то кольцо может быть заменено условной затяжкой, находящейся в плоскости каждой пары ребер, образующих плоскую арку [10].

Площадь сечения условной затяжки принимают такой, чтобы ее упругие деформации были равны упругим деформациям кольца в диаметральной направлении от горизонтальных реакций всех ребер.

Для круглого опорного кольца площадь сечения условной затяжки определяется выражением:

$$A = \frac{2\pi E_K A_K}{nE_3}, \quad (3.1)$$

где $E_K \cdot A_K$ - жесткость опорного кольца;

E_K - модуль упругости материала затяжки;

n - количество ребер в куполе.

Для кольца в виде многоугольника площадь сечения условной затяжки:

$$A_S = \frac{4rE_K \cdot A_K}{l_K E_3} \sin^2 \frac{\varphi}{2}, \quad (3.2)$$

где, r - радиус описанной окружности;

l_K - длина прямолинейного участка многоугольника между двумя смежными ребрами;

φ - угол между горизонтальными проекциями смежных ребер.

После замены опорного кольца условной затяжкой можно производить обычный расчет плоской арки с затяжкой.

Верхнее опорное кольцо, работающее на сжатие, проверяется на прочность, если оно имеет ослабление сечения;

$$\sigma = \frac{N_K}{A_{KB}} = \frac{p_B \cdot r_B}{A_{KB}} \leq R_y \gamma_c, \quad (3.3)$$

и на устойчивость:

$$N_{KB} = p_B \cdot r_B \leq N_{cr} = \frac{3EI_{KB}}{r_B^2}, \quad (3.4)$$

где N_K - растягивающее усилие в верхнем кольце от единичных распоров;

$p_B = \frac{nH}{2\pi r_B}$ - действия распоров, приведенные к равномерному давлению (здесь $H = \frac{q(2r_B)^2}{24f}$);

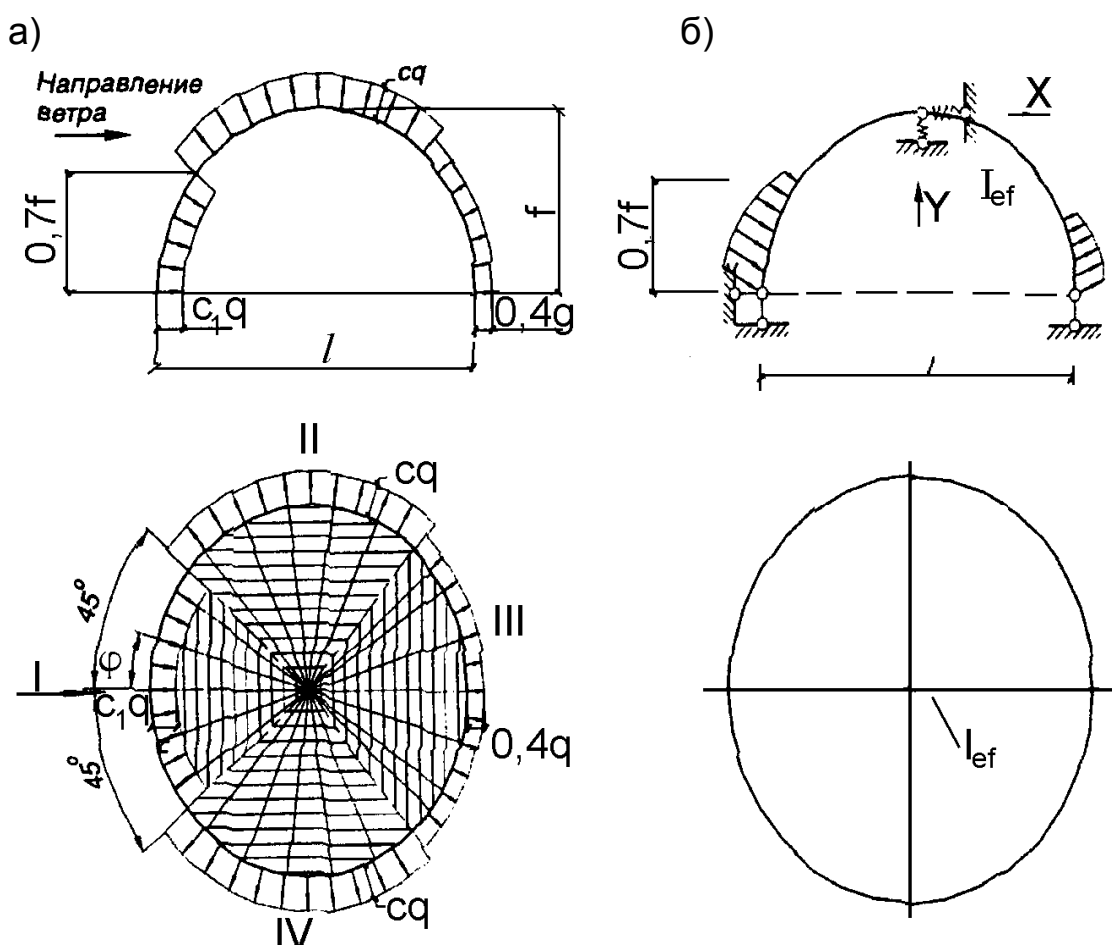
r_B, A_{KB} - радиус и площадь сечения верхнего кольца;

I_{KB} - момент инерции сечения верхнего кольца.

При расчете купола на горизонтальную, ветровую или несимметричную вертикальную нагрузку конструкцию купола расчленяют на диаметрально расположенные арки.

Арка, получающая от нагрузки наибольшее горизонтальное смещение, испытывает упругий отпор других арок, расположенных под углом к ней. Принимают, что упругий отпор приложен в ключе арки.

При расчете купола на ветровую нагрузку его разбивают на четыре квадранта (рис. 3.6, а): в первом и третьем квадрантах равнодействующая ветрового давления действует в одном направлении и вызывает горизонтальное смещение, во втором и четвертом квадратах ветер действует в противоположных направлениях и горизонтальных смещений купола не вызывает.



**Рис. 3.6. К расчету ребристого купола на ветровую нагрузку:
а – схема ветровой нагрузки; б – расчетная схема**

Наибольшее смещение имеет расчетная арка, расположенная в плоскости равнодействующей ветрового давления в первом и третьем квадрантах.

Все арки, расположенные в первом и третьем квадрантах, можно рассматривать как одну эквивалентную арку с моментом инерции;

$$I_{1f} = I \sum_{i=1}^m \cos \varphi_i, \quad (3.5)$$

где, I - момент инерции сечения одной арки;

φ_i - угол наклона i -й арки к направлению равнодействующей ветровой нагрузки;

m - число арок первого и третьего квадрантов.

Эквивалентную арку рассчитывают на ветровое давление, приложенное только к части арки ($\frac{2}{3}$ ее длины), примыкающей к опорам (рис. 3.6, б).

Средняя часть арки по длине испытывает симметричный откос, не влияющий на горизонтальное смещение. Арки, расположенные во втором и четвертом квадрантах, оказывают упругое противодействие перемещениям в ключе рассматриваемой эквивалентной арки.

Горизонтальное и вертикальное перемещения ключевого сопряжения определяются:

$$\left. \begin{aligned} \Delta_x &= \int \frac{M_x^2 dx}{I \sum_m \cos \varphi_i} \\ \Delta_y &= \int \frac{M_y^2 dx}{\sum_m I} = \int \frac{M_y^2 dx}{I m^*} \end{aligned} \right\}, \quad (3.6)$$

где, M_x, M_y - изгибающие моменты в арках от сил $X=1$ и $Y=1$;

m^* - число арок во втором и четвертом квадрантах.

Эквивалентная арка для простоты расчета принимается трехшарнирной. Система уравнений для определения неизвестных реакций X и Y методом сил имеет вид;

$$\begin{cases} \delta_{xx}X + \delta_{xy}Y + \delta_{px} = \Delta_x X \\ \delta_{xy}X + \delta_{yy}Y + \delta_{py} = \Delta_y X \end{cases}, \quad (3.7)$$

где, δ_{xy}, δ_{yx} - перемещения арки от ветровой нагрузки;

$$\delta_{xy} = \delta_{yx} = 0$$

$$\delta_{xx} = \int \frac{M_x^2 dx}{EI_{1f}}; \quad \delta_{yy} = \int \frac{M_y^2 dx}{m^* EI}$$

$$\delta_{px} = \int \frac{M_p \cdot M_x dx}{EI_{1f}}; \quad \delta_{py} = \int \frac{M_p M_y dx}{m^* EI}$$

После вычисления X и Y, определяются опорные реакции в трехшарнирной статически определимой арке.

Усилия, полученные для эквивалентной арки, распределяются по аркам первого и третьего квадрантов пропорционально их приведенным жесткостям. В наиболее нагруженной арке, расположенной по направлению действия ветра, усилие получается делением усилия в эквивалентной арке на величину $\sum_{m^*} \cos \varphi_i$.

3.3.2. Расчет ребристо-кольцевых куполов и ребристо-кольцевых со связями

Кольцевые прогоны в ребристо-кольцевом куполе работают также, как опорное кольцо в ребристом куполе, и могут быть заменены в расчете условными затяжками (рис. 3.7.)

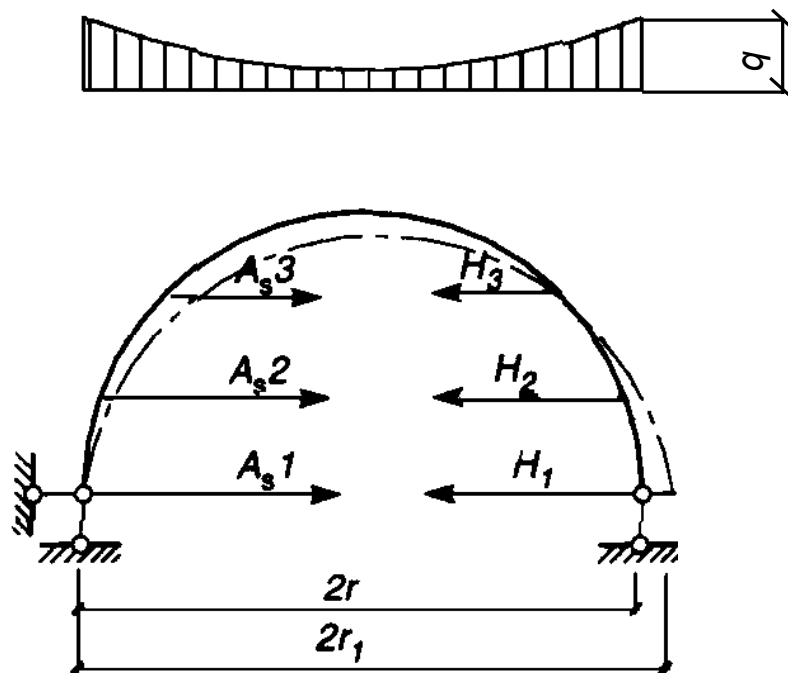


Рис. 3.7. К расчету ребристо-кольцевого купола на вертикальную нагрузку

При симметричной относительно оси купола нагрузке расчет купола ведется путем его расчленения на плоские арки с затяжками на уровне кольцевых прогонов. Площади сечений условных затяжек определяют по формулам (3.1) или (3.2).

Неизвестные усилия в затяжках определяются методом сил, путем решения системы уравнений с n^* неизвестными, где n^* - число условных затяжек.

3.3.3. Расчет сетчатых куполов по безмоментной теории

Сетчатый купол рассматривают как сплошную осесимметричную оболочку. Расчет выполняют по “безмоментной” теории. Затем осуществляют обратный переход к усилиям в дискретной системе. При расчете определяют жесткостные свойства эквивалентной сплошной оболочки, имеющей ту же прочность на растяжение, изгиб и кручение, что и заданная сетчатая система. Перемещения точек сплошной оболочки совпадают с перемещениями ее узлов. Переход от полученных напряжений в сплошной оболочке к усилиям в стержневой сетчатой системе основывается на условиях статического равновесия.

3.3.3.1. Определение усилий от собственного веса

Постоянную нагрузку от собственного веса q считают равномерно распределенной по всей поверхности купола (рис. 3.8,а).

Меридиональное усилие на единицу длины кольца:

$$T_1 = -\frac{gR(1 - \cos \varphi)}{\sin^2 \varphi} = -q \frac{R}{1 + \cos \varphi}, \quad (3.8)$$

где, R - радиус сферического купола;

φ -

Кольцевое усилие на единицу длины меридиана:

$$T_2 = -Rg \left(\cos \varphi - \frac{1}{1 + \cos \varphi} \right).$$

(3.9)

При угле $\varphi = 51^\circ 49'$ кольцевое усилие меняет свой знак, переходя от сжимающего к растягивающему.

Если в куполе имеется фонарное отверстие и масса фонаря более, чем в 1,5 раза отличается от массы вырезанной части купола, то необходимо учесть распределенную по линии контакта с фонарем нагрузку p_K (рис. 3.8,а):

$$T_1 = p_K \frac{\sin \varphi_1}{\sin^2 \varphi}, \quad (3.10)$$

$$T_2 = p_K \frac{\sin \varphi_1}{\sin^2 \varphi} \quad (3.11)$$

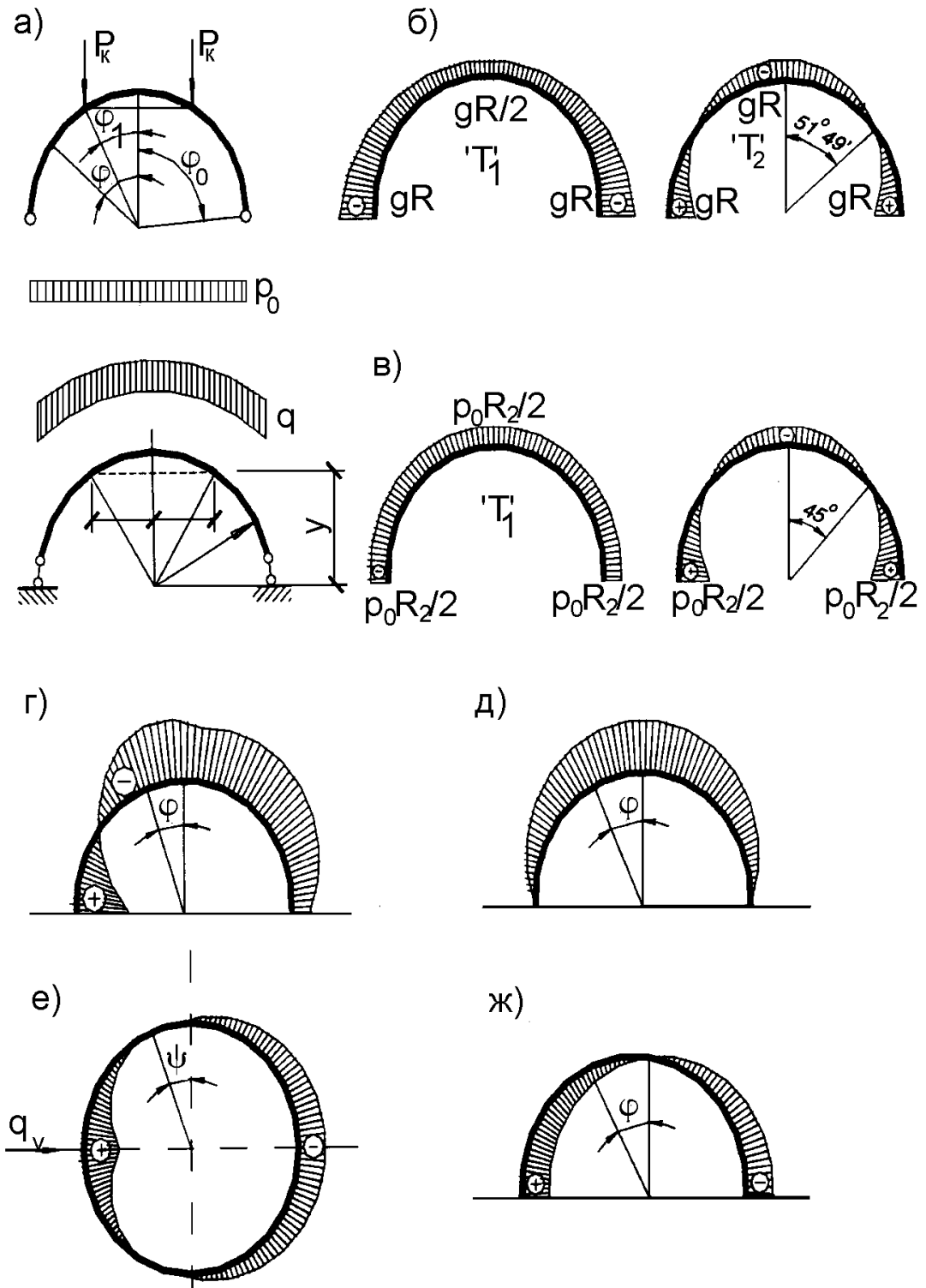


Рис. 3.8. Нагрузки и усилия в куполе-оболочке:
 а – расчетная схема; б – эпюры меридиональных и кольцевых усилий от собственного веса купола; в – то же от снеговой нагрузки; г, е – эпюры ветрового давления на угол в поперечном сечении и в плане; д, ж – симметричная и косимметричная эпюра ветрового давления на купол

Растягивающие усилия в опорном кольце от собственного веса купола определяются по формуле:

$$N_K = R^2 g \frac{1 - \cos \varphi_o}{tq \varphi_o}. \quad (3.12)$$

При наличии кольцевой нагрузки по фонарному вырезу растягивающие усилия в опорном кольце вычисляются:

$$N_K = R^2 g \frac{1 - \cos \varphi_o}{tq \varphi_o} + Rp_K \frac{\sin \varphi_1}{tq \varphi_o}. \quad (3.13)$$

3.3.3.2. Определение усилий от снеговой нагрузки

Интенсивность снеговой нагрузки по поверхности купола принимают по закону косинуса:

$$p = p_o \cos \varphi, \quad (3.14)$$

где p_o - равномерно – распределенная снеговая нагрузка на горизонтальную плоскость.

Меридиональное усилие на единицу длины кольца в любом сечении имеет постоянное значение:

$$T_1 = -\frac{\pi r^2 p_o \sin \varphi}{2\pi r} = -p_o \frac{R}{2}. \quad (3.15)$$

Кольцевое усилие на единицу длины меридиана определяется с учетом нормальной составляющей нагрузки в уровне кольцевого сечения $q = p_o \cos^2 \varphi$ из уравнения $T_1 + T_2 = -qR$:

$$T_2 = -qR + p_o \frac{R}{2} = -\left(\frac{1}{2}\right)p_o R \cos 2\varphi. \quad (3.16)$$

Кольцевое усилие меняет знак при $\varphi = 45^\circ$.

Усилие растяжения в опорном кольце:

$$N_K = \frac{p_o R^2}{4} \sin 2\varphi_o. \quad (3.17)$$

При действии на купол несимметричной снеговой нагрузки в оболочке кроме меридиональных и кольцевых усилий возникают сдвигающие усилия S .

Усилия в сферическом куполе от односторонней снеговой нагрузки интенсивностью $p = 0.4 p_o (1 + \sin \varphi \sin \psi)$:

$$T_1 = 0,4 p_o R \left[\frac{1}{2} + \frac{\cos \varphi}{3 \sin^3 \varphi} (2 + 3 \cos \varphi) \cdot (1 - \cos \varphi)^2 \sin \psi \right]; \quad (3.18)$$

$$T_2 = 0,4 p_o R \left\{ \frac{1}{2} + \left[\sin \varphi - \frac{\cos \varphi}{3 \sin^3 \varphi} (2 + 3 \cos \varphi) \cdot (1 - \cos \varphi)^2 \sin \psi \right] \right\}; \quad (3.19)$$

$$S = \frac{0,4 p_o R (2 + \cos \varphi) \cdot (1 - \cos \varphi)^2}{3 \sin^3 \varphi} \cos \psi, \quad (3.20)$$

где ψ - угол широты в плане нижнего круга сферического купола (рис. 3.8,е), отсчитываемый от диаметра, перпендикулярного направлению ветра, при котором получается одностороннее загрузеие.

3.3.3.3. Определение усилий от ветровой нагрузки

Расчет производят приближенно заменой действительной эпюры ветрового давления (рис. 3.8, г) суммой двух эпюр – симметричной (рис. 3.8, д) $q_{v1} = q_v^0 \cos^2 \varphi$, где q_v^0 - расчетная нагрузка от давления ветра на вертикальную плоскость на уровне основания купола, и кососимметричной (рис. 3.8, ж) $q_{v2} = q_v^0 \sin \varphi \sin \psi$.

Усилия от симметричного загрузеия:

$$T_{1,v} = -q_v^0 \frac{R(1 + \cos \varphi + \cos^2 \varphi)}{3(1 + \cos \varphi)};$$

$$T_{2,v} = -q_v^0 R \left[\cos^2 \varphi - \frac{1 + \cos \varphi + \cos^2 \varphi}{3(1 + \cos \varphi)} \right].$$

Усилия от кососимметричного загрузеия ветрового давления:

$$T_{1,v} = q_v^0 R \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \left(\frac{2}{3} - \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \sin \psi,$$

$$T_{2,v} = q_v^0 R \left[\sin \varphi - \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \left(\frac{2}{3} - \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \right] \sin \psi.$$

Кососимметричная нагрузка дает сдвигающие усилия.

Купольные покрытия обладают хорошей обтекаемостью, поэтому при $f/l \leq 4$ достаточно учесть только симметричный откос. Для купола с $f/l > 4$ следует принимать во внимание и кососимметричную ветровую нагрузку.

3.3.3.4. Проверка устойчивости отдельных элементов купола и сферической оболочки в целом

Усилия сжатия в верхнем кольце купола от суммарного воздействия нагрузки не должны превышать критического усилия:

$$N_K = T_1 r_K \cos \varphi_K \leq \frac{3E_K I_K}{r_K^2}, \quad (3.25)$$

где E_K, I_K, r_K - модуль упругости материала, момент инерции относительно вертикальной оси и радиус кольца.

Устойчивость сферической оболочки проверяют также по критическим напряжениям:

$$\sigma_{cr,об} = \frac{E_{об} \cdot t_{об}}{R \sqrt{3(1 - \mu_{об}^2)}} \geq \sigma_{max}, \quad (3.26)$$

где $t_{об}$ - толщина оболочки;

$E_{об}, \mu_{об}$ - модуль упругости и коэффициент Пуассона материала оболочки;

σ_{max} - суммарные сжимающие напряжения от всех видов загрузки.

Для сетчатых куполов рекомендуются следующие формулы перехода к сплошным куполам:

- для однослойного купола

$$\begin{aligned} E_{об} &= EA / 3il, \\ t_{об} &= 2i\sqrt{3}, \\ \mu_{об} &= \frac{1}{3}. \end{aligned} \quad (3.27)$$

- для двухслойного купола

$$\begin{aligned} E_{об} &= \frac{4EI}{3Kl^2}, \\ t_{об} &= K \cdot a\sqrt{3}, \\ \mu_{об} &= \frac{1}{3}, \end{aligned} \quad (3.28)$$

где E, I, μ, A, i, l - соответственно изгибная жесткость, коэффициент Пуассона, площадь сечения, радиус инерции и длина стержня сжатого купола;

a - шаг стержней;

K - коэффициент, который определяется $K = \frac{t}{l}$ (здесь t - толщина двухслойной оболочки).

Усилия в стержнях купола определяют умножением усилий T_1 и T_2 на соответствующие расстояния между стержнями в рассматриваемом сечении купола и проектированием их на направления стержней (рис. 3.9).

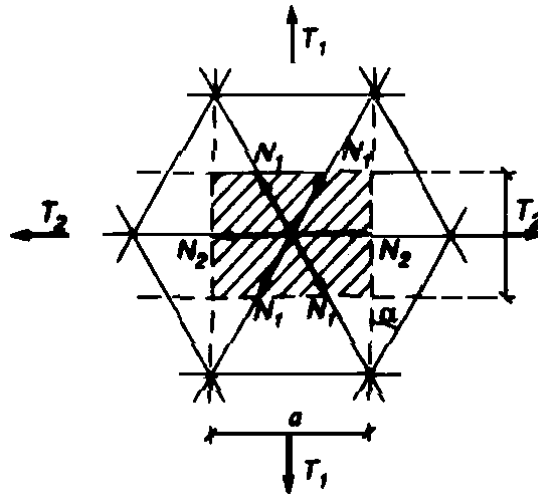


Рис. 3.9. К расчету сетчатого купола
Усилие в стержне меридионального направления

$$N_1 = \frac{T_1 a}{2 \cos \alpha}. \quad (3.29)$$

Усилие в кольцевом стержне

$$N_2 = T_2 b. \quad (3.30)$$

Помимо осевых усилий N_1 и N_2 в стержнях могут возникать изгибающие моменты от местной нагрузки.

Чтобы избежать потери устойчивости в вертикальной плоскости, момент инерции стержней должен удовлетворять условию:

$$J \geq \frac{T_1 R a}{0,5E} \sqrt{\frac{T_1 R}{0,5E}}. \quad (3.31)$$

3.3.4. Расчет сетчатого купола как дискретной стержневой системы

Расчет выполняется известными методами строительной механики по программам статического расчета пространственных систем с помощью ПЭВМ.

Для сетчатых куполов с ячейками, близкими к равностороннему треугольнику, может быть использован метод, основанный на аналогии регулярных сетчатых поверхностей со сплошными оболочками [11]. Максимальные усилия в стержнях сетчатого сферического купола с треугольными ячейками могут быть определены по формуле:

$$N = kgRl, \quad (3.32)$$

где k - коэффициент, определяемый по табл. 3.1. в зависимости от угловой координаты стержня φ , отсчитываемой от вертикальной оси;

g - расчетная равномерно-распределенная нагрузка;

R - радиус кривизны поверхности, определяется по формуле

$$R = \frac{D^2 + 4f^2}{8f} \quad (\text{здесь } D \text{ и } f \text{ - диаметр и высота подъема купола});$$

l - длина стержня купола.

Таблица 3.1

Значения коэффициента k

φ	Нагрузки					
	постоянная		снеговая		ветровая	
	Сжатие	Растяжение	Сжатие	Растяжение	Сжатие	Растяжение
0	-0,298	-	-0,298	-	-0,257	+0,94
15	-0,31	-	-0,31	-	-0,27	+0,94
30	-0,37	-	-0,36	-	-0,29	+0,94
45	-0,47	+0,06	-0,43	+0,15	-0,29	+0,94
60	-0,63	+0,34	-0,58	+0,56	-0,30	+0,94
75	-0,56	+0,69	-0,33	+0,56	-0,63	+0,71
90	-0,62	+1,15	-0,31	+0,48	-0,53	+0,74

Расчетная длина сжатого стержня купола:

$$l_{ef} = \mu l, \quad (3.33)$$

где l - геометрическая длина, равная расстоянию между узлами;

μ - коэффициент свободной длины, определяется по графику (рис. 3.10) в зависимости от параметра условной длины стержня

$$\nu = \frac{l}{\sqrt{Ri}}$$
 (здесь R - радиус кривизны поверхности, i - радиус инерции в радиальной плоскости).

При $\nu > 3$ коэффициент свободной длины равен 1. Это означает, что при соответствующих соотношениях кривизны поверхности, изгибной жесткости стержня и его длины каждый узел является не упруго-податливой, а абсолютно жесткой опорой. Такие купола могут быть запроектированы с шарнирными узлами.

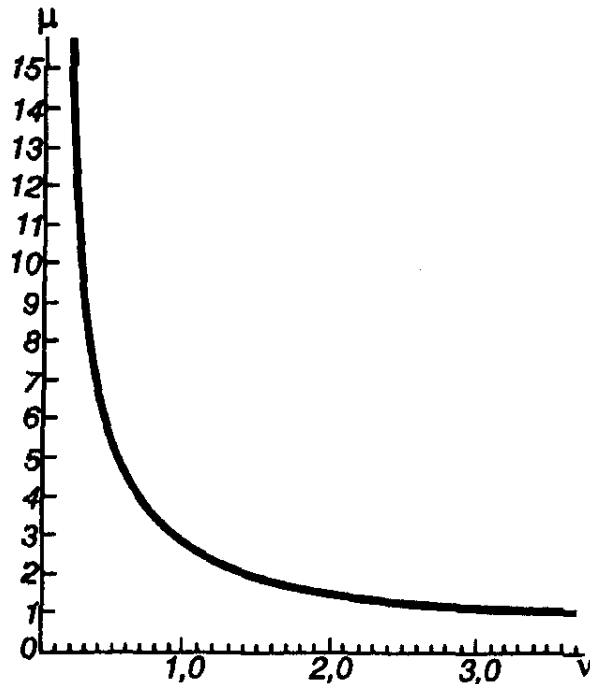


Рис. 3.10. Зависимость коэффициентов свободной длины стержней сетчатого купола μ от параметров условных длин ν

При проектировании куполов всех типов обязательной является проверка степени геометрической нелинейности несущей конструкции, которая оценивается соотношением суммарной расчетной нагрузки и верхней критической F_{cr} .

Для определения критической узловой нагрузки предварительно вычисляются угол наклона стержней к касательной плоскости β , параметр начального отклонения ξ_0 и параметр прогиба узла ξ .

Угол наклона стержней к касательной плоскости в узле определяется:

сы:
$$\beta = \frac{l}{2R}, \quad (3.34)$$

где l - длина стержня купола.

Расчетное значение параметра начального отклонения определяется:

$$\zeta_0 = 0,65 \frac{\delta}{\beta^2 l}, \quad (3.35)$$

где δ - допуск на изготовление отдельных стержней, принимается $\delta = 1,5$ мм.

Безразмерный параметр прогиба узла $\xi = \frac{\alpha}{\beta}$ (здесь α - угол поворота стержня в радиальной плоскости в процессе деформирования). ξ определяют из решения уравнения (3.36) при $\bar{p}_0 = \bar{p} = \frac{F_1}{F_{cr}} = 1$

$$\bar{p}_0 = \frac{\xi(1 - \xi_0 - \xi)(2 - 2\xi_0 - \xi)}{1(1 - m) + 2(2m + 1)(\xi_0 + \xi)}, \quad (3.36)$$

где $m = \frac{F_2}{F_1}$ - параметр неравномерности нагружения соседних узлов, F_1 - нагрузка на рассматриваемый узел, F_2 - нагрузка на соседний узел (для постоянной и ветровой нагрузок $m = 1$, для снеговой $m = 0,5$).

Усилие в стержне с учетом его возрастания в процессе деформирования сетчатого купола определяется

$$N_{ef} = Nk_1, \quad (3.37)$$

где k_1 - коэффициент возрастания продольной силы, определяется по формуле:

$$k_1 = \frac{1}{1 - \xi_0 - \xi}.$$

По усилию N_{ef} подбирается сечение стержня из условия устойчивости как центрально-сжатого элемента.

Рекомендуется принимать гибкость стержней не более 80-90, в противном случае необходимо учитывать влияние снижения их продольной жесткости на величину критической нагрузки. Коэффициент условий работы при расчете $\gamma_c = 0,7$.

Условие обеспечения устойчивости узла сетчатого купола под нагрузкой (предотвращение прощелкивания узла):

$$F \leq F_{cr}, \quad (3.38)$$

где F - максимальная узловая нагрузка на узел, определяется по формуле $F = A_u g$ (здесь A_u - грузовая площадь узла, g - равномерно-распределенная нагрузка);

F_{cr} - критическая нагрузка на узел, определяется по формуле $F_{cr} = 2EA\beta^3 \bar{p}$ (здесь A - площадь сечения стержня сетчатого купола, \bar{p} - параметр, принимаемый по графику на рис.3.11).

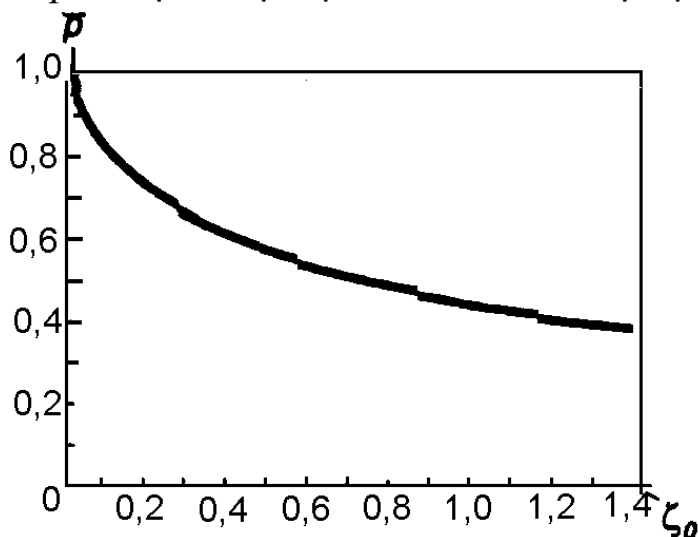


Рис. 3.11. Зависимость параметра верхней критической нагрузки

3.4. Вопросы для самоконтроля

1. Как образуются купольные покрытия.
2. Классификация куполов по конструктивному признаку, по стреле подъема. Приведите рисунки.
3. Что представляет собой конструкция ребристого купола.
4. Что представляет собой конструкция ребристо-кольцевого купола.
5. Основные способы построения сетчатых куполов.
6. Как воспринимается распор в купольных покрытиях.
7. Изобразить конструкцию опирания ребер или стержней купола к нижнему опорному кольцу.
8. Изобразить расчетную схему ребристого купола.
9. Как определяется площадь сечения условной затяжки при расчете ребристого купола.
10. Какие усилия возникают в верхнем опорном кольце ребристого купола.
11. Как производится расчет ребристого купола на горизонтальную ветровую нагрузку.
12. Особенности расчета ребристо-кольцевых куполов.
13. Методы расчета сетчатых куполов.

4. ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ

4.1. Общие сведения

4.1.1. Однопоясные системы с гибкими нитями

Однопоясные системы с гибкими нитями представляют собой предварительно напряженные железобетонные оболочки, работающие на растяжение. Напряженной арматурой в них является система из гибких нитей, на которые во время монтажа укладывают плоские керамзитобетонные или ребристые железобетонные плиты. В качестве гибких нитей используют стальные канаты* или арматурные стержни. Напряжение оболочки осуществляют одним из следующих способов:

- а) замоноличиванием швов между плитами расширяющимся бетоном на расширяющемся цементе НЦ-40;
- б) натяжением нитей после укладки плит и временной пригрузкой покрытия балластом, вес которого имитирует собственный вес утеплителя с кровлей и снега, увеличенный на 10-30% для компенсации усадки и ползучести бетона, а также предотвращения образования трещин. После замоноличивания стыков и набора бетоном прочности пригруз удаляют;
- в) натяжением нитей домкратами после монтажа плит и замоноличивания швов, перпендикулярных к направлению нитей.

Существуют и другие не менее распространенные способы.

В цилиндрических покрытиях гибкие нити, закрепленные в опорной конструкции, расположены параллельно короткой стороне здания (рис. 4.1). Расстояние между ними принимается $1,5 \div 3$ м и более. Провисание

нитей задают $f = \frac{1}{10} \div \frac{1}{30}$ пролета l . Такие оболочки являются пологими.

Для обеспечения стока воды с покрытия стрелу провеса нитей делают несколько меньше к середине здания и больше к торцам. Балки опорного контура для восприятия распора нитей выполняют из железобетона, реже из стали. Они имеют развитое сечение в горизонтальной плоскости. Высо-

Канат* - гибкий стержень из тонких стальных проволок, объединенных в систему путем свивки, прошивки, склеивания и другими способами.

та поперечного сечения балок принимается $h = (\frac{1}{8} \div \frac{1}{12})l_b$, ширина $b \approx \frac{1}{15}l_b$ - для железобетонных и $b \approx \frac{1}{30}l_b$ - для стальных (здесь l_b - пролет балок). К железобетонным балкам нити крепят через закладные детали или пропускают сквозь наклонные трубки, диаметр которых назначают в 1,5 раза больше диаметра концевого участка нити. Сопряжение нитей с опорным контуром приведено на рис. 4.2.

В круглых вогнутых покрытиях (рис. 4.3) гибкие нити расположены по радиусам на одинаковых расстояниях. Одним концом они крепятся к наружному железобетонному кольцу, другим – к внутреннему металлическому. На нити укладываются трапецевидные плоские железобетонные плиты, в дальнейшем замоноличиваемые. Диаметр внутреннего металлического кольца назначается 6-12 м из удобств прикрепления к нему гибких нитей (шаг нитей по внутреннему опорному кольцу принимается 35 ÷ 50 см). Однако в таком покрытии затруднено устройство внутреннего водостока из внутренней части покрытия.

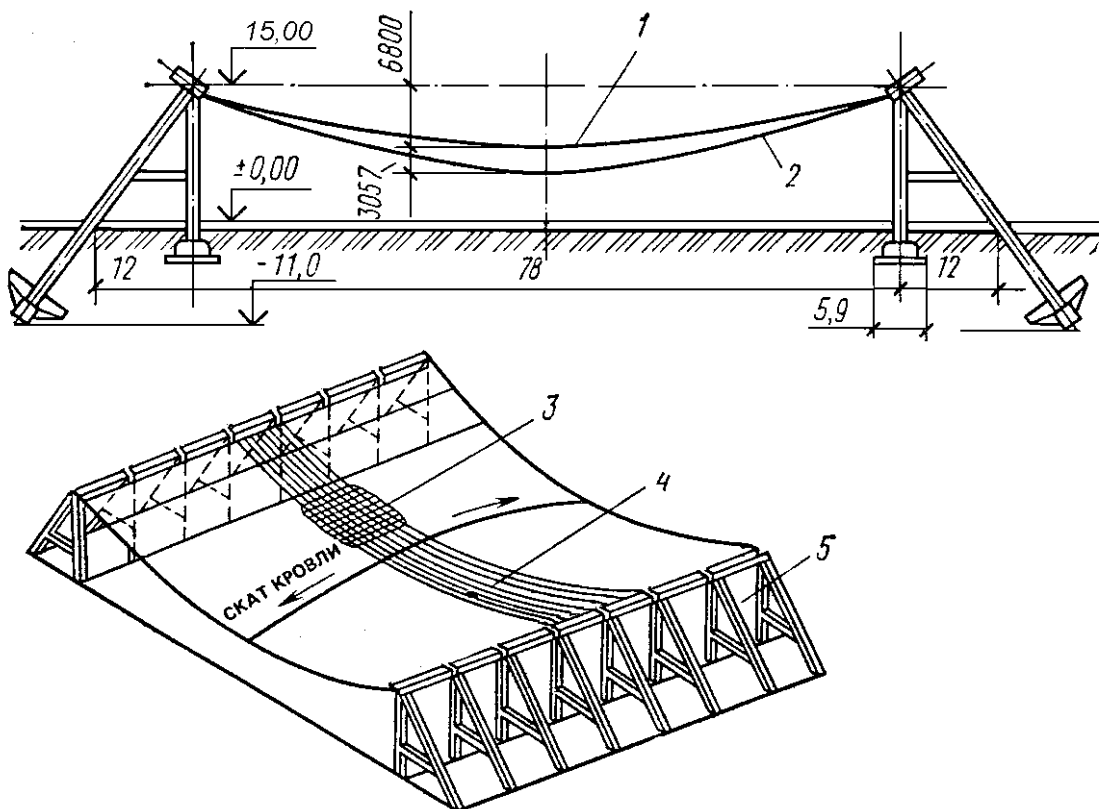


Рис. 4.1. Покрытие гаража в Красноярске [9].

1, 2, 4 – гибкие нити $\varnothing 40$ мм через 1,5 м; 3 – железобетонные плиты;
5 – опорная конструкция.

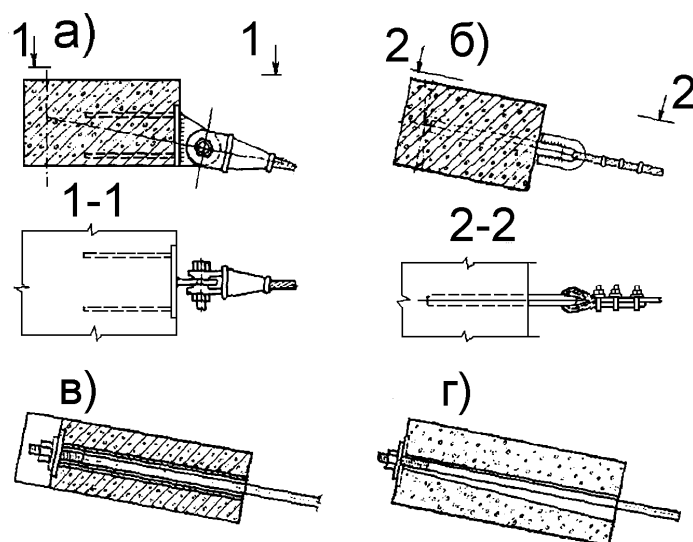


Рис. 4.2. Сопряжения нитей с опорным контуром:
 а, б – с помощью закладных деталей; в – то же, закладных трубок;
 г – то же, конических отверстий

В шатровых покрытиях (рис. 4.4) нити также располагаются по радиусам от центра покрытия, и по ним уложены плоские трапециевидные железобетонные плиты, которые в последующем замоноличиваются. Среднее металлическое кольцо является главной опорой всего покрытия. Оно опирается на центральную железобетонную опору в виде толстостенной трубы большого диаметра или куста отдельных стоек, связанных по высоте ригелями.

В зависимости от решения водостока шатровое покрытие может быть скомпоновано в двух вариантах. При наружном водостоке параметры покрытия должны удовлетворять условию $\frac{h}{l} \geq \left(\frac{16}{3}\right)\left(\frac{f}{l}\right)$. В этом случае требуется специальное крепление наружного железобетонного опорного кольца к колонне и колонны к фундаменту.

При устройстве водостока из провисающей части покрытия можно понизить высоту средней опоры и увеличить стрелу провеса покрытия, что выгодно, но усложняет устройство водоотвода (рис. 4.4).

Сопряжение сборных плит оболочки с гибкими нитями зависит от вида предварительного напряжения оболочки. При предварительном напряжении оболочки пригрузом или расширяющимся бетоном плиты с выпусками арматуры укладывают на стержни основной несущей арматуры оболочки (канаты) и, после осуществления пригруза, швы между плитами замоноличивают бетоном (рис. 4.5,а).

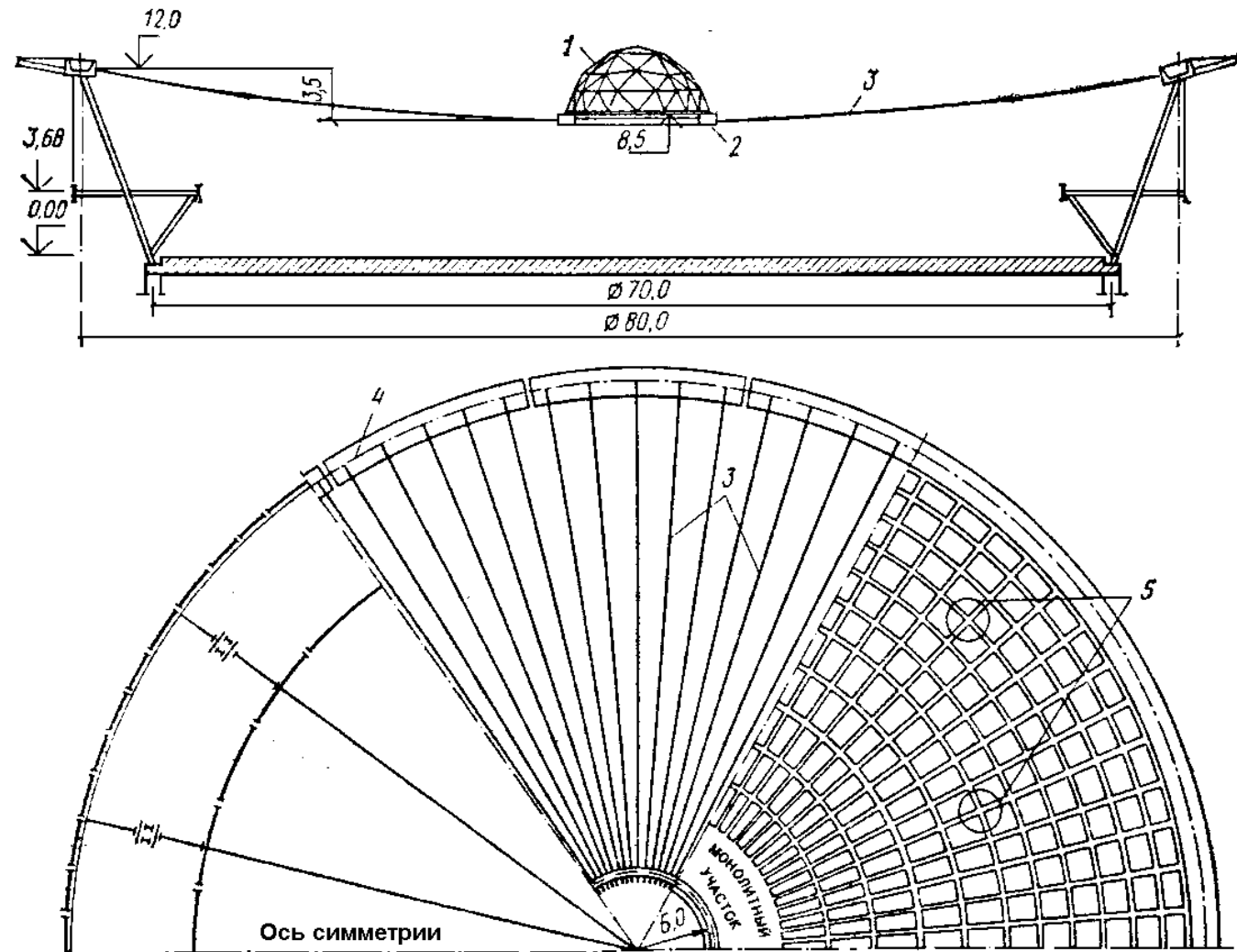


Рис. 4.3. Покрытие рынка в Бауманском районе г. Москвы [9].

1 – светоаэрационный фонарь; 2 – среднее металлическое кольцо; 3 – канаты $\varnothing 52,5$ мм (80 штук);
 4 – железобетонное опорное кольцо 1x1,5 м; 5 – керамзитобетонные плиты

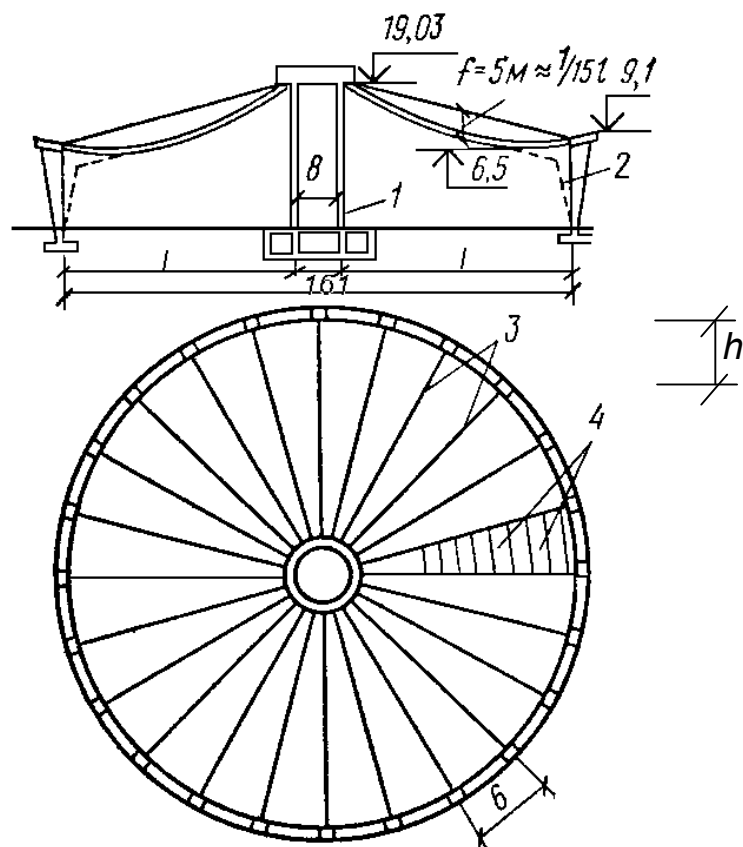


Рис. 4.4. Покрытие гаража в г. Киеве [9].

- 1- средняя железобетонная опора;
- 2 – водосток; 3 – тросы $\varnothing 65$ м (84 шт.);
- 4 – ребристые железобетонные плиты.

При напряжении оболочки натяжением гибких нитей домкратами плиты опираются на нити через специальные консоли, выпущенные из плит и обеспечивающие свободу деформации относительно канатов (рис. 4.5, б). Меридиональные швы между плитами замоноличиваются после натяжения нитей на бетон. Кольцевые швы между плитами армируют вспомогательной кольцевой арматурой и замоноличивают отдельными кусками до натяжения канатов, создавая монолитные бетонные секторы для передачи усилий натяжения нитей на бетон.

Центральные растянутые кольца круглых покрытий чаще всего выполняются в виде сварных сечений из прокатной стали.

На рис. 4.6. показано сечение центрального кольца провисающего покрытия и прикрепление к нему несущих гибких нитей. Сечение кольца состоит из двух горизонтально расположенных сварных швеллеров, соединенных планками. Натяжение нити на кольцо передается через вилкообразные шайбы, вставляемые между кольцом и концевым стаканом нити.

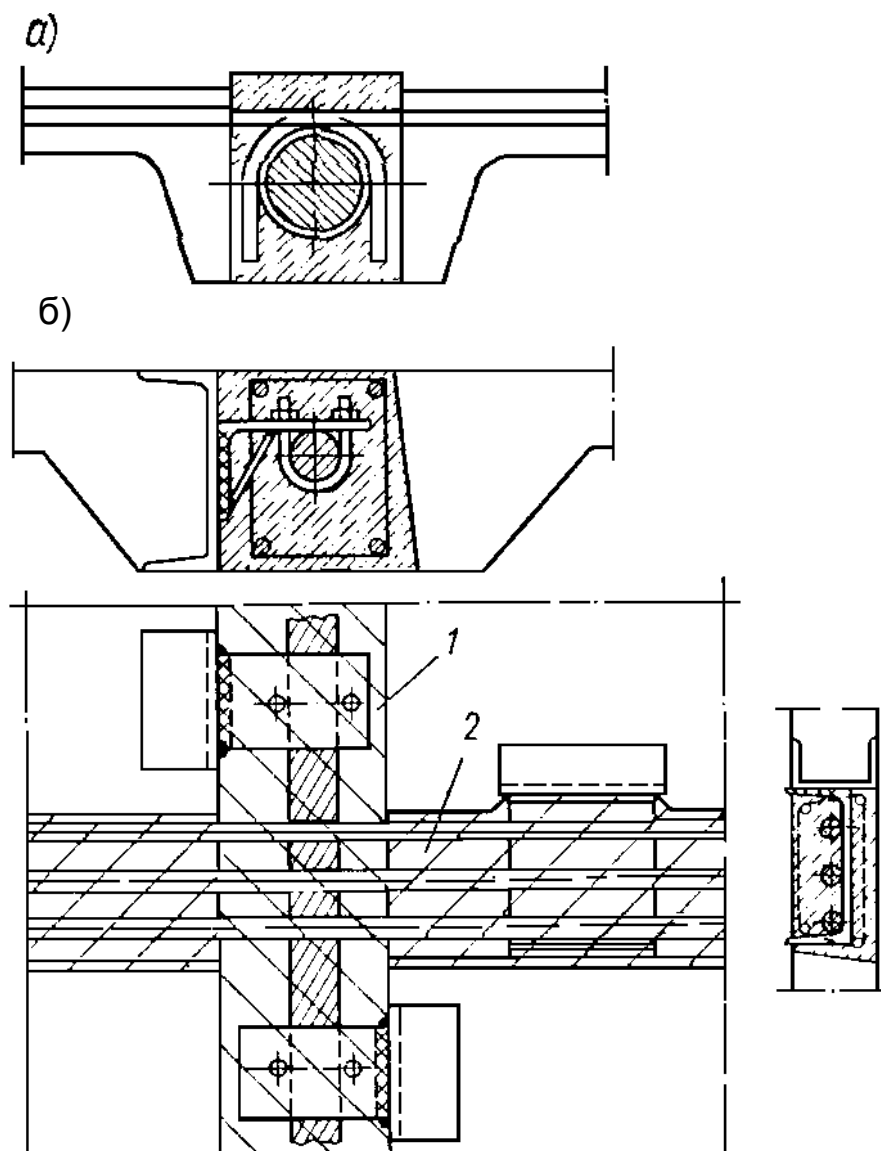


Рис. 4.5. Сопряжение железобетонных плит с арматурой при напряжении пригрузом (а) и домкратами (б):
 1, 2 – соответственно меридиональный и кольцевой швы.

На рис. 4.7. приведены фрагменты центральных металлических колец шатровых покрытий, перекрывающих пролеты разной величины.

Наружные опорные кольца делают железобетонными сборно-монолитными. Кольца имеют прямоугольное сечение, развитое в плоскости покрытия. При перекрытии больших пролетов элементы кольца делают в виде железобетонной или металлической коробки, служащей одновременно опалубкой кольца (рис. 4.8).

В этих коробчатых элементах закрепляют гибкие нити покрытия, укладывают дополнительную арматуру кольца для его работы на изгиб и бетонируют. Сечения колец обычно наклонены к горизонту для того, чтобы подходящие к кольцу канаты были параллельны длинной стороне сечения кольца.

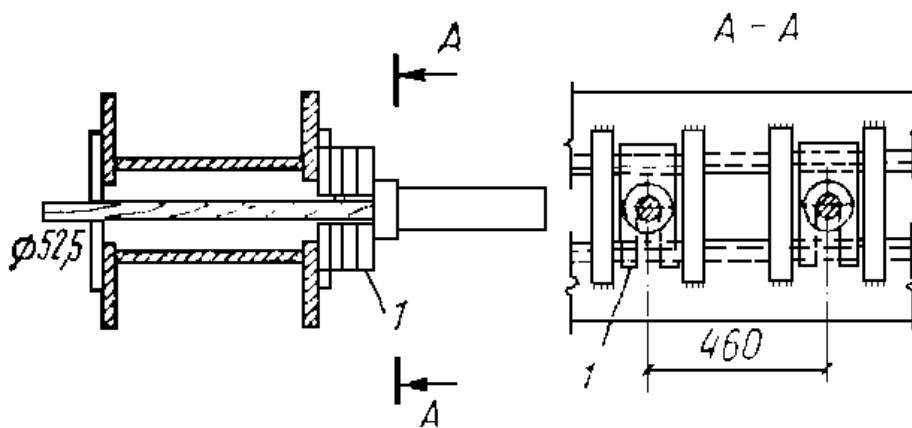
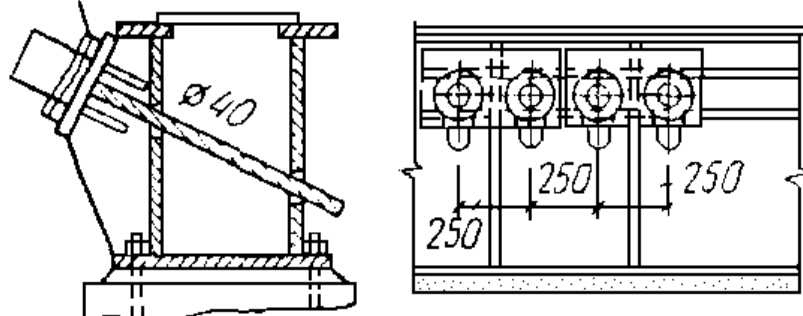


Рис. 4.6 Центральное металлическое кольцо провисяющего покрытия

а) 1
1 – вилкообразные шайбы



б)

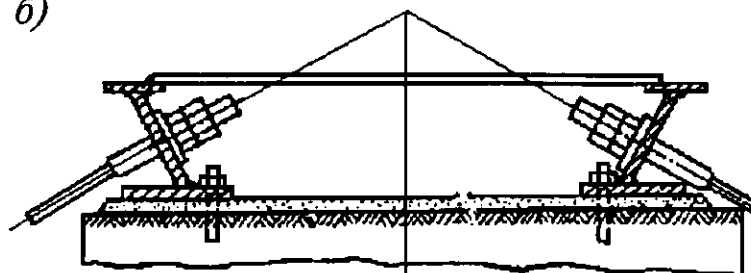


Рис. 4.7 Центральные металлические кольца шатровых покрытий
а) коробчатого сечения; б) открытого сечения

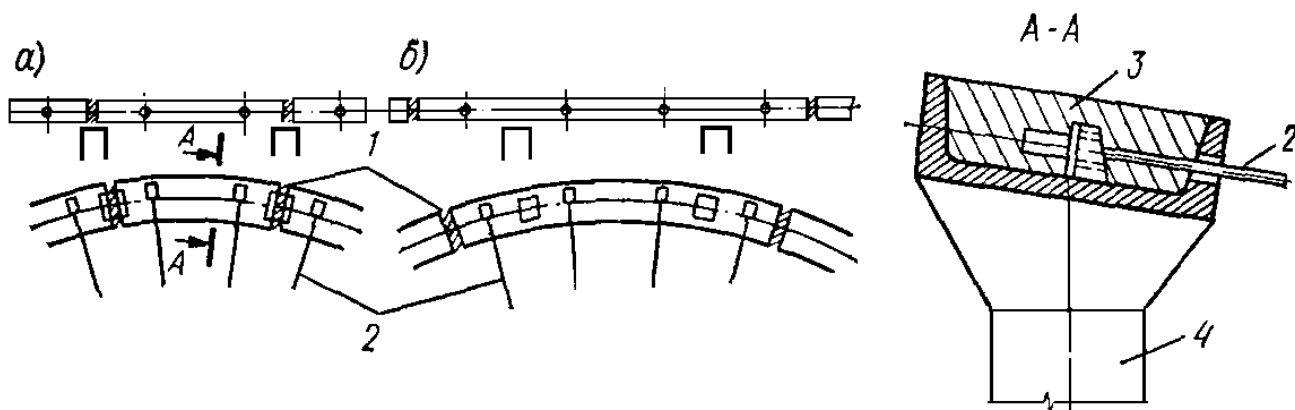


Рис. 4.8. Наружные железобетонные сборно-молитные кольца висячих одноярусных оболочек

а) – стыки опорных колец на колоннах; б) – то же, в пролете;
1 – стыки, 2 – гибкие нити, 3 – бетон замоноличивания на монтаже; 4 - колонны

4.1.2. Двухпоясные висячие покрытия

Двухпоясными называют несущие системы, состоящие из двух поясов, расположенных друг над другом, связанных между собой параллельно расположенными распорками или растяжками и совместно работающих на восприятие внешних нагрузок.

Пояса с положительной кривизной, стрелка провеса которых направлена вниз, являются несущими, пояса с отрицательной кривизной – стабилизирующими.

Двухпоясные системы в прямоугольных зданиях располагаются параллельно друг другу, а в круглых или овальных – радиально. Они располагаются с шагом 3-6 м и более.

Несущие пояса воспринимают всю нагрузку от массы покрытия и дополнительное усилие от предварительного напряжения покрытия. Стабилизирующие пояса предназначены только для обеспечения предварительного напряжения покрытия.

В зависимости от расположения несущего и стабилизирующего поясов формы покрытий могут быть: двояковогнутыми (рис. 4.9,а), двояковыпуклыми (рис. 4.9,б) или выпукло-вогнутыми (рис. 4.9,в).

В двояковогнутом покрытии несущий пояс расположен выше стабилизирующего, и вертикальные элементы решетки (стойки) растянуты, что позволяет делать их из тросов[†] или стальных стержней. Такое расположение поясов увеличивает строительную высоту покрытия и требует устройства отдельных опорных конструкций для поясов системы. Более сложным оказывается отвод воды с покрытия (при устройстве кровли по несущему поясу).

В двояковыпуклом покрытии несущий пояс расположен выше стабилизирующего. Однако элементы, соединяющие пояса в этой конструкции, сжаты и работают на продольный изгиб. Для покрытий большого пролета длина стоек увеличивается, их сечение из-за продольного прогиба резко возрастает, и вес стоек начинает составлять значительную часть общего веса покрытия.

В выпукло-вогнутом покрытии часть соединяющих пояса элементов растянута, а часть сжата, уменьшается строительная высота и длина элементов, соединяющих пояса (что особенно важно для сжатых распорок).

Трос[†] - разновидность каната, в котором проволоки свиты в пряди, а пряди в канат.

Однако в таком покрытии требуется отдельная опорная конструкция для поясов.

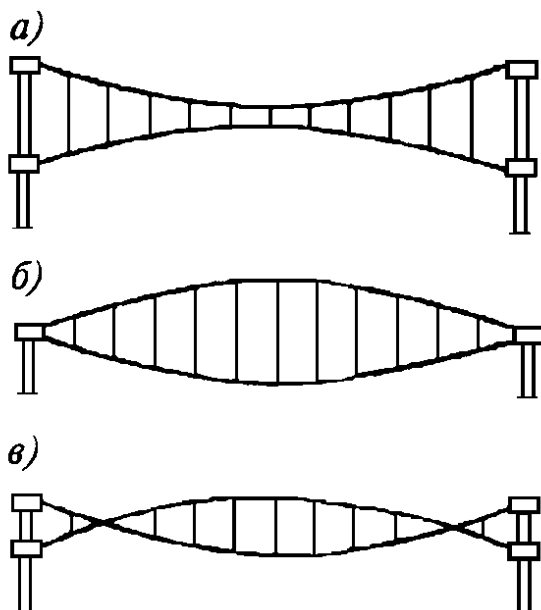


Рис. 4.9. Двухпоясные висячие покрытия
 а) – двояковогнутые; б) – двояковыпуклое;
 в) – выпукло-вогнутые

Стрела провисания для несущего пояса принимается $f_H = \frac{1}{10} \div \frac{1}{20}$ пролета, стрела подъема стабилизирующего пояса - $f_C = \frac{1}{10} \div \frac{1}{30}$ пролета.

Стрелки провеса стабилизирующих поясов могут быть несколько больше стрелок провеса несущих поясов.

Пояса двухпоясных систем обычно изготавливают из стальных канатов и тросов. Соотношение площадей сечения поясов не оказывает большого влияния на прогибы системы, и для предварительных расчетов можно использовать следующие соотношения:

для легких покрытий при $S \gg g$ $k = \frac{A_C}{A_H} = 1 - 1,2;$

для средних $S \approx g$ $k \approx 0,6 - 0,8;$

для тяжелых $S \ll g$ $k \approx 0,3 - 0,6.$

Здесь g и S - постоянная и снеговая расчетные нагрузки на покрытие; A_C и A_H - площади сечений стабилизирующего и несущего поясов.

Узлы примыкания поясов системы к опорной конструкции, к центральным кольцам в круглых покрытиях приведены на рис. 4.10.

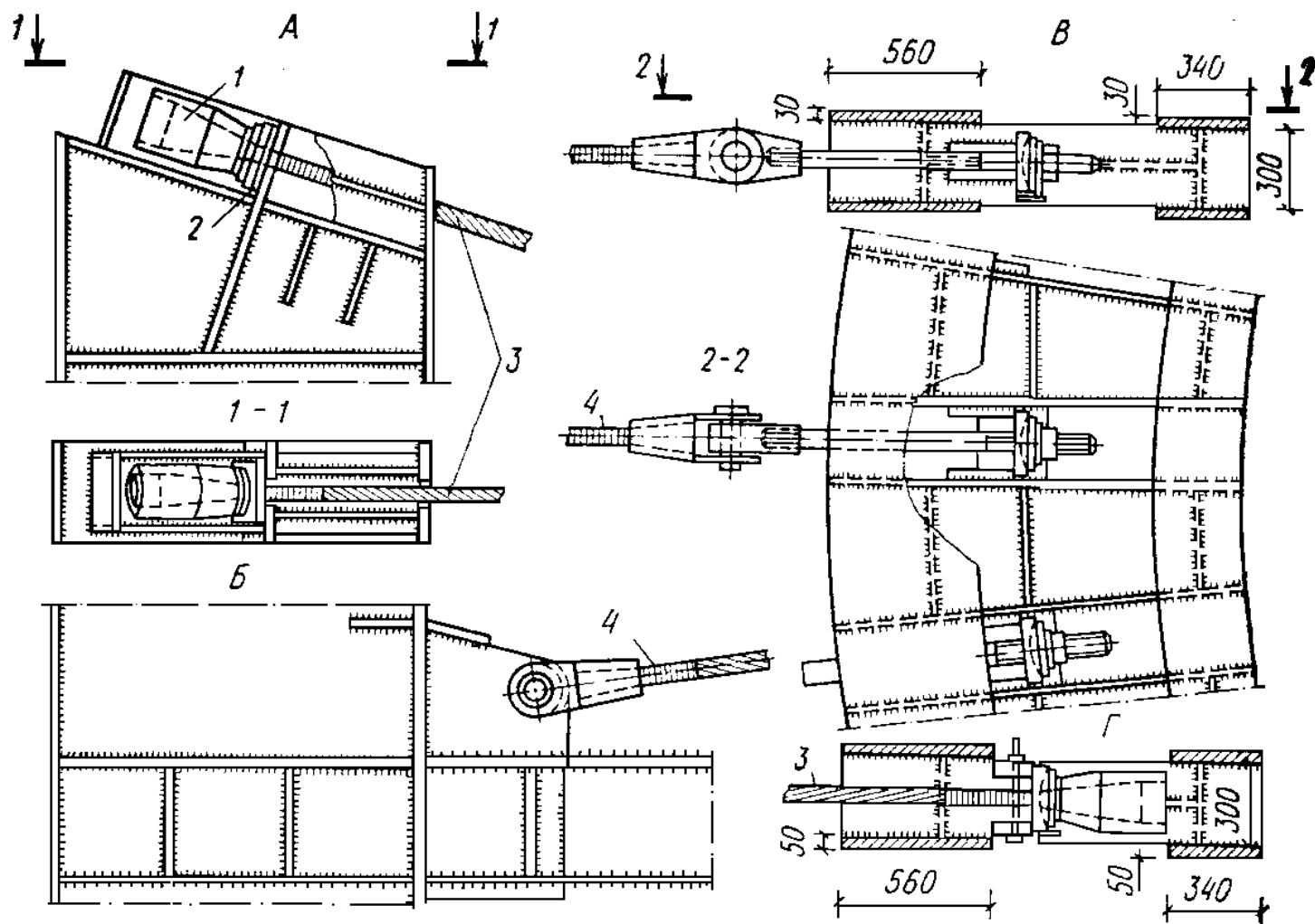


Рис. 4.10. Узлы двухпоясной системы.

а, б - крепление поясов к опорной конструкции;

в, г - укрепление поясов к центральным кольцам; 1 - заливной стакан;

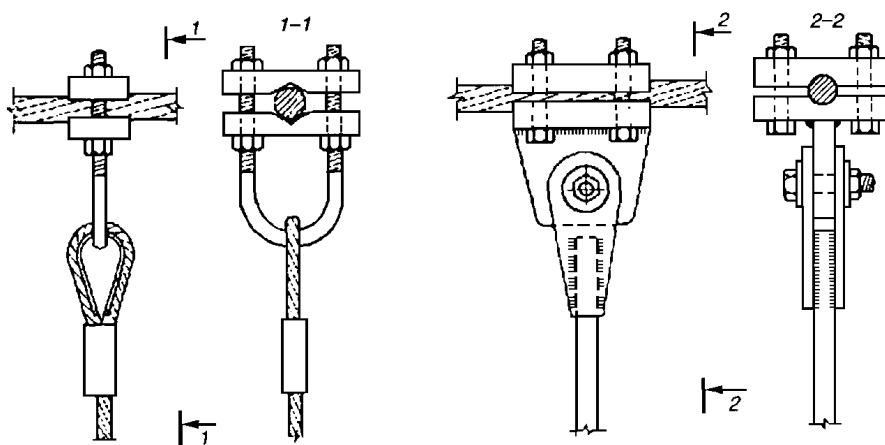
2 - вилкообразные шайбы; 3 - несущий трос $\varnothing 63$ мм;

4 - стабилизирующий трос $\varnothing 42,5$ мм

Количество растяжек (распорок) принимается достаточно большим, чтобы они имитировали равномерно распределенную нагрузку. Расстояние между ними зависит от размера панелей покрытия или шага прогонов и принимается в пределах $1,5 \div 6$ м.

Варианты крепления растяжек к поясам показаны на рис. 4.11, а, а распорок – на рис. 4.11,б. Для обеспечения пространственной работы покрытия и закрепления сжатых распорок от смещений из плоскости между последними предусматривают вертикальные связи.

а)



б)

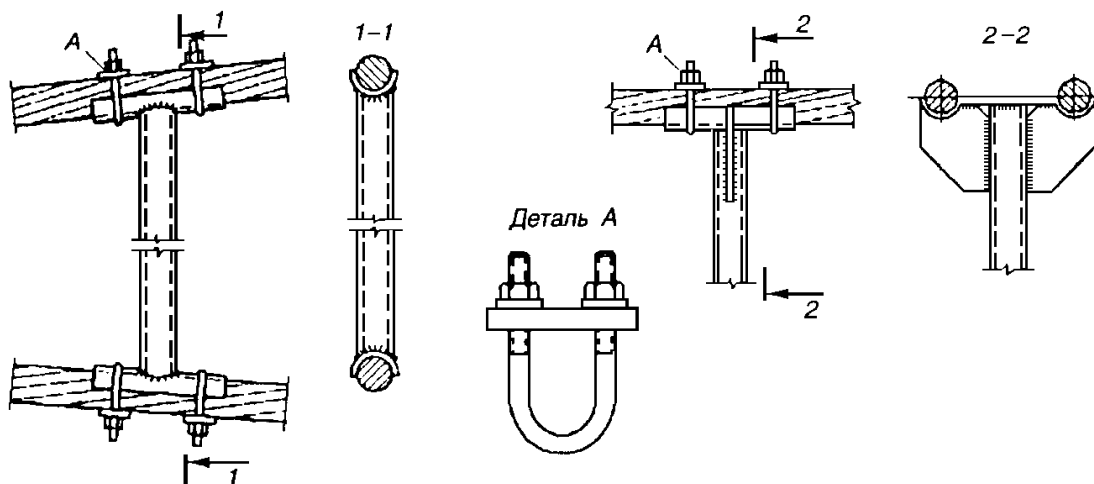


Рис. 4.11. Крепление растяжек (а) и распорок (б) к поясам

Предварительное напряжение покрытия создается путем натяжения нитей домкратами (как в однопоясных системах) или путем напряжения растяжек (распорок). В последнем случае предварительное напряжение можно создать винтовыми муфтами.

В двухпоясных покрытиях применяют легкие ограждающие конструк-

ции в виде настилов и панелей на основе профилированных листов из стали, алюминиевых сплавов, стеклопластиков и других материалов.

Настил укладывают непосредственно на нити, реже на прогоны. Конструкция кровли из профилированных листов приведена на рис. 4.12. Обычно утеплитель (пенопласт, пенополистирол) располагают над настилем и предусматривают его защиту рулонным ковром (рис. 4.12, б). Если профилированный настил, кроме несущей функции, используется для гидроизоляции, то утеплитель располагают под настилем (рис. 4.12, в). В этом случае при использовании минераловатного утеплителя пароизоляцию выполняют из фольги, наклеенной на картон, а снизу предусматривают сетку.

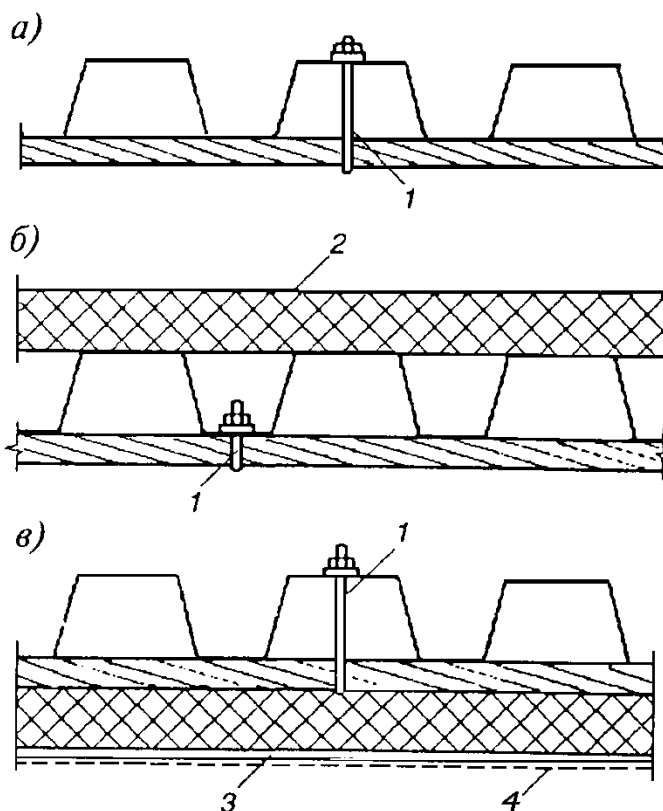


Рис. 4.12. Конструкция кровли из профилированных листов:
 а – без утеплителя; б – с верхним расположением утеплителя;
 в – с размещением утеплителя под настилем;
 1 – болт с крюком; 2 – гидроизоляционный ковер;
 3 – пароизоляция; 4 – поддерживающая сетка

Панели и плиты покрытия (прямоугольные – для систем с параллельными нитями и трапециевидные - с радиальными) не имеют принципиальных особенностей по сравнению с обычными панелями. Детали стыков плит приведены на рис. 4.13.

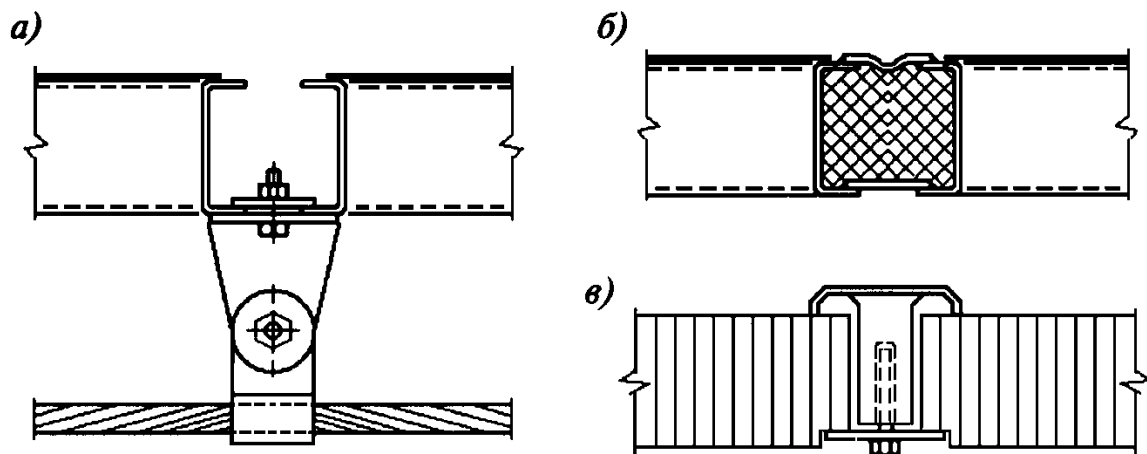


Рис. 4.13. Детали стыков плит:
 а – опирание плит на столик; б – сварной стык стальных плит;
 в – стык с нащельником для стеклопластиковых плит

Дальнейшим развитием двухпоясных систем является их превращение в тросовые фермы, где растяжки в каждой панели заменены наклонными гибкими раскосами, пересекающимися с поясами в углах ферм (рис. 4.14).

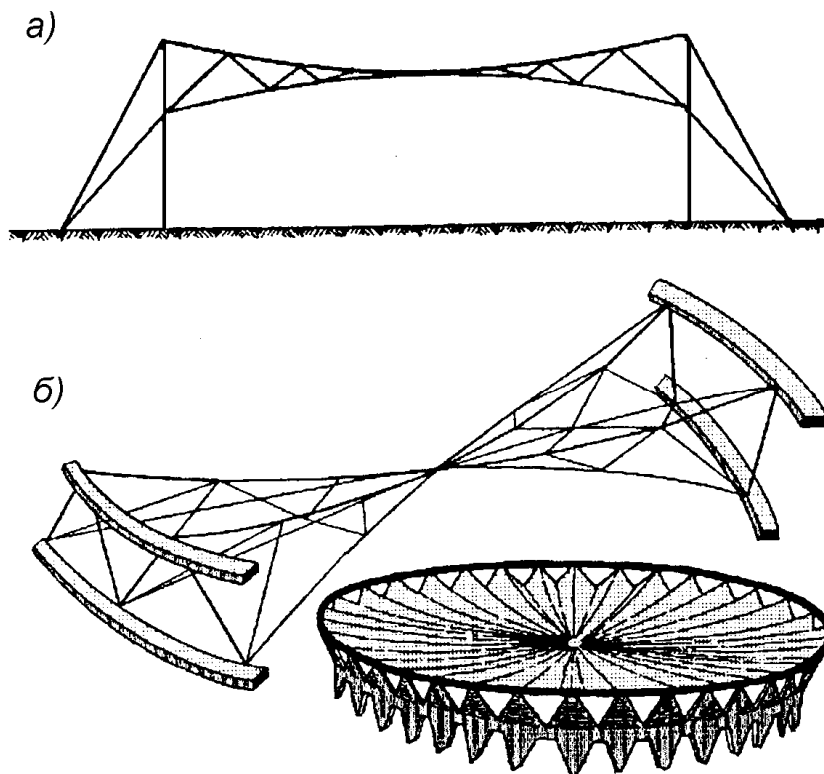


Рис. 4.14. Вантовые фермы:
 а – в прямоугольных зданиях; б – в круглых зданиях
 Тросовые фермы более жесткие системы, чем обычные двухпояс-

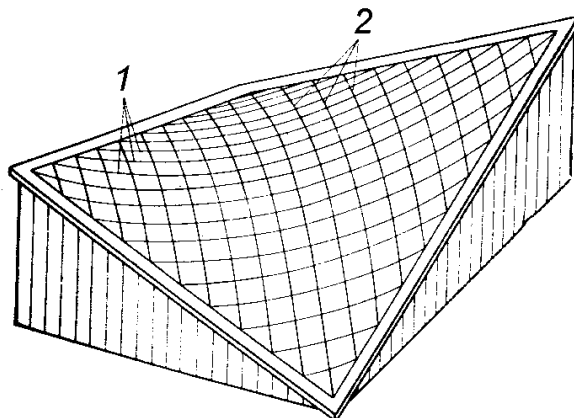
ные, поэтому их более целесообразно применять при легких кровлях и больших временных нагрузках.

4.1.3. Покрытия седловидными напряженными сетками

Основная несущая конструкция покрытий – седловидная сетка, которая состоит из семейства несущих нитей, имеющих провес вниз, и перпендикулярного им семейства стабилизирующих нитей, имеющих выгиб вверх. Поверхность имеет отрицательную гауссову кривизну и обладает достаточной жесткостью.

Несущая конструкция способна воспринимать нагрузки противоположных направлений и позволяет применять любую конструкцию кровли: от жестких утепленных щитов до тканевых или пленочных покрытий во временных сооружениях.

Для постоянных сооружений, имеющих значительную постоянную нагрузку, лучшей формой поверхности сетки является гипар (рис. 4.15).



**Рис. 4.15. Тросовая сетка с поверхностью гиперболического параболоида
1 – несущие нити; 2 – стабилизирующие нити**

Распор несущих и стабилизирующих нитей тросовой сетки вызывает изгиб опорного контура покрытия. Основными конструктивными элементами опорного контура могут быть: балки, кольца, арки, гибкие нити. Наиболее простая форма его – в виде двух пар прямых бортовых элементов, поставленных под углом друг к другу, (рис. 4.15), или пары так же расположенных арок (рис. 4.16, а, б, в). Однако в прямолинейном опорном контуре возникают значительные изгибающие моменты, что приводит к перерасходу материалов и удорожанию сооружения. Чтобы напряжения от изгиба свести к минимуму, бортовые элементы выполняют криволинейными. Криволинейность опорных контуров дает возможность получить разнообразные архитектурные формы покрытий с седловидными сетками (рис. 4.16).

Тросовые сетки с замкнутым опорным контуром могут иметь кольцо круглое или эллиптическое, изогнутое в пространстве относительно одной из горизонтальных осей. Опорами такого кольца служат стены или колонны, которые располагают по периметру

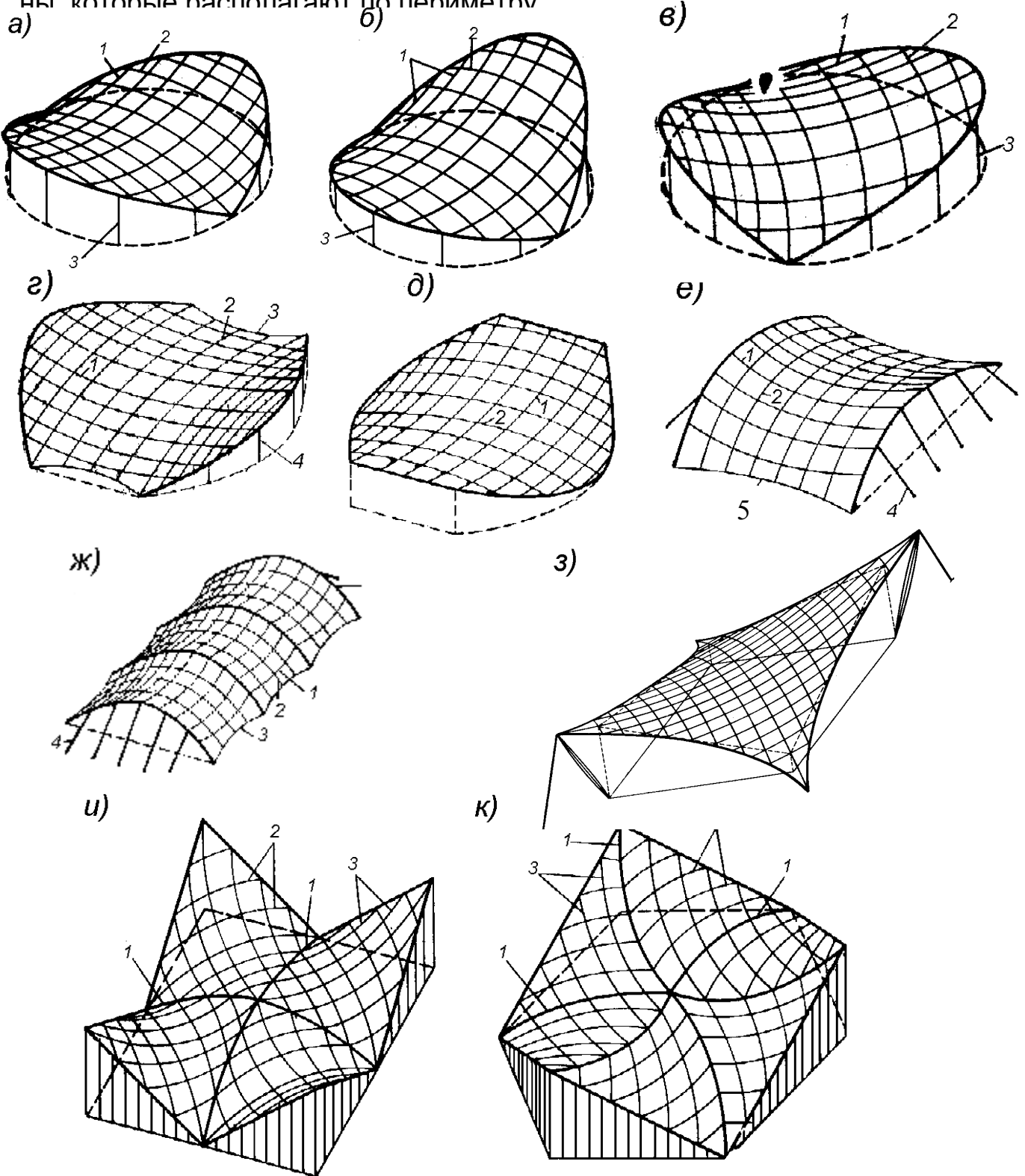


Рис. 4.16. Тросовые сетки седловидной поверхности с опорным контуром: а-в – из двух взаимнопересекающихся арок (а – симметричных, б – с разными углами

наклона арок к горизонту, в – различных по размерам и очертанию);
г-ж – с раздвинутыми арками (г – наклонные арки с пятами внизу;
д – наклонные арки с пятами вверху; е – вертикальные арки; ж – многопролетная
система с вертикальными арками); з – гибким из четырех тросов;
и – к – с прямолинейным опорным контуром
(к – на шестиугольном плане, и – на квадратном плане)

1 – несущие нити; 2 – стабилизирующие нити; 3 – стойки; 4 – оттяжки; 5 – трубы-подпоры
При назначении опорного контура тросовой сетки в виде двух взаимно пересекающихся арок возможны различные решения покрытия, так как можно в довольно широких пределах варьировать размерами и очертанием этих арок, углами их наклона к горизонту, формой здания в плане (рис. 4.16, а, б, в).

Очертание арок назначают параболическим. Основным материалом для них служит железобетон. Равновесие покрытий обеспечивают колонны, поддерживающие арки, стойки витража или оттяжки в плоскости наружных стен.

Формы покрытий с двумя пересекающимися арками относятся к особому виду седловидных поверхностей, которые отличаются от гипаров.

Для опорного контура можно использовать две наклонные пересекающиеся арки, которые имеют пяты выше своих коньков. В этом случае распор арок на фундаменты передаваться не будет. Вся нагрузка от покрытия воспринимается вертикальными колоннами.

Две арки в покрытии из тросовых сеток могут не пересекаться, образуя как бы разомкнутый опорный контур. В этом случае арки устанавливают наклонно или вертикально. Для закрепления стабилизирующих вант – между пятами арок предусматривают тросы – подборы, жесткие сопрягающие элементы или анкерные фундаменты. При вертикальном положении арок требуются наружные оттяжки для восприятия распора от несущих вант.

Гибкий контур с тросами – подборами целесообразен для легких сооружений. При капитальном строительстве его заменяют жесткой конструкцией.

Для опорного контура покрытий можно использовать не две, а большее количество арок (три, четыре, пять). При использовании трех арок среднюю устанавливают вертикально, боковые арки – горизонтально или наклонно.

Для легких временных сооружений можно принять покрытия с гибким опорным контуром. Форма покрытия определяется конструктивным расположением тросов – подборов по периметру тросовой сети.

Нити в сетке располагают на расстоянии $1 \div 3$ м (меньший шаг принимают для тентовых и пленочных покрытий, больший – для щитовых).

В узлах пересечения несущие и стабилизирующие нити скрепляют друг с другом хомутами или накладками (рис. 4.17). Конструкция узлов пересечения нитей должна обеспечивать их взаимное проскальзывание во время сборки и предварительного напряжения сети и надежно закреплять в период эксплуатации.

При использовании двойных хомутов из круглой стали (рис. 4.17, а) канаты защищают от повреждений кожухами из оцинкованной стали или капрона. Гайки хомутов окончательно затягивают после предварительного напряжения сети.

Если доля временной нагрузки относительно постоянной мала, незначительны скатные составляющие узловых нагрузок и для надежной фиксации канатов в узлах достаточно сил трения, то стабилизирующие нити можно укладывать в седла из отрезков труб, приваренных к пластинам (рис. 4.17, б). В этом случае отпадает необходимость в двукратном затягивании гаек.

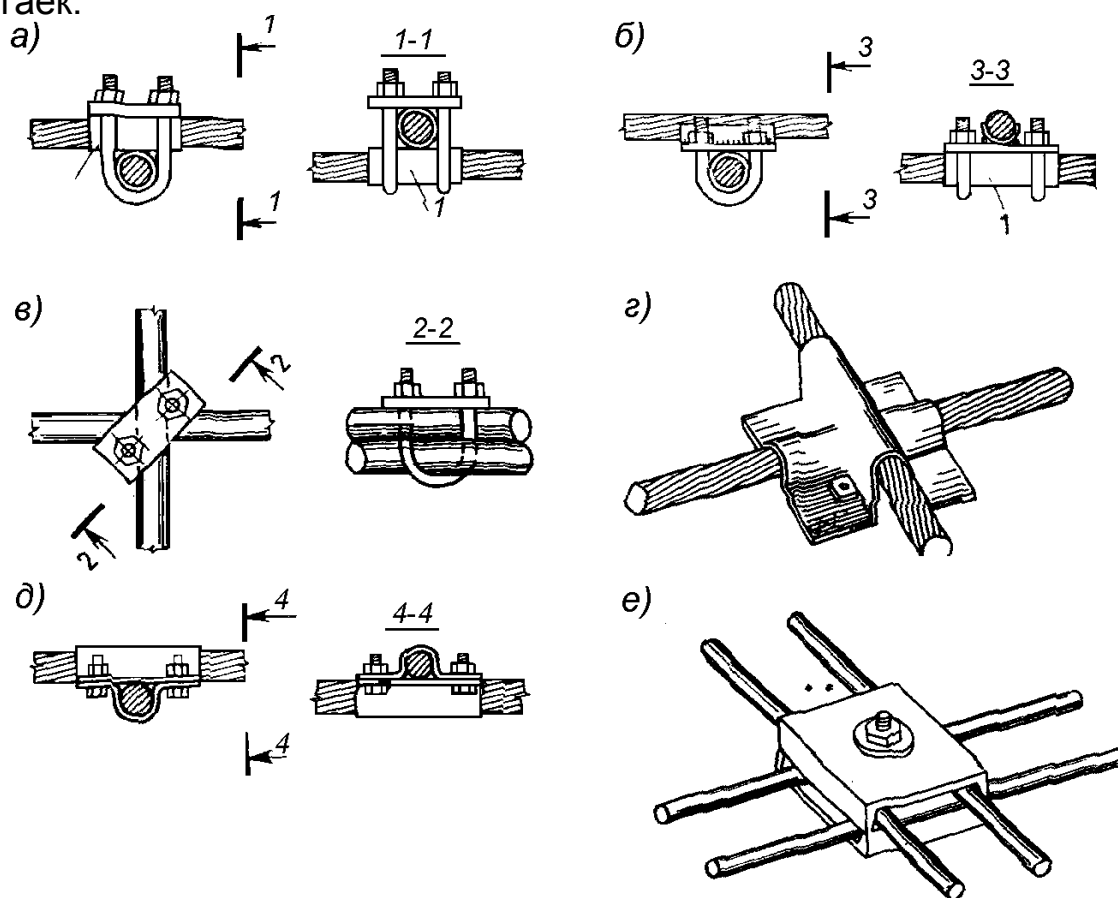


Рис. 4.17. Сопряжение нитей в покрытиях с седловидными

напряженными сетками:

- а – на двойных хомутах; б – на двойных хомутах с «седлом»; в – на одиночных хомутах;
г – с двумя штампованными накладками; д – с одиночной штампованной накладкой;
е – при парных нитях;
1 – кожух из оцинкованной стали или капрона

Штампованные стальные накладки в узлах пересечения тросов и опорные листы с хомутами при нитях из круглой стали (рис. 4.17, г-е) одновременно используют как столики для плит кровли. Одиночные штампованные накладки должны иметь два желоба. Накладки с одним желобом устанавливают вдвоем.

Для закрепления парных арматурных стержней применяют гнутые накладки со стяжным болтом (рис. 4.17, е).

Кровлю по тросовой сетке делают облегченной конструкции (рис. 4.12).

Стрелки провеса главных парабол поверхности принимают:

$$\text{для несущих нитей } f_H \cong \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{15} \right) l_H;$$

$$\text{для стабилизирующих нитей } f_C \cong \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{25} \right) l_C;$$

$$\text{чтобы } \frac{f_H}{f_C} = \frac{0,6f}{0,4f}, \text{ где } f = f_H + f_C.$$

Седловидные сетки предварительно напрягаются. Предварительное напряжение сетки необходимо для обеспечения работы стабилизирующих нитей на сжатие (что облегчает работу несущих нитей) и для уменьшения кинематических перемещений покрытий при их неравномерном нагружении. Предварительное напряжение принимается прямо пропорционально неравномерной нагрузке и обратно пропорционально предельному прогибу покрытия.

Наиболее простой и распространенный метод создания предварительного напряжения путем последовательного натяжения каждой стабилизирующей нити в отдельности. При таком способе один конец стабилизирующей нити закрепляют наглухо (см. рис. 4.2. а, б), а на другом конце предусматривают приспособление для механического натяжения динамометрическим гаечным ключом при усилии до 350 кН или домкратом.

От внешней нагрузки несущие нити работают на растяжение, а стабилизирующие на сжатие (в них уменьшаются усилия предварительного

растяжения).

Усилия предварительного напряжения в стабилизирующих нитях передаются на несущие нити в виде сосредоточенных сил, приложенных в узлах пересечения.

Поэтому работа сеток при нагружении аналогична работе двухпоясных систем, с той разницей, что в двухпоясных системах каждому несущему поясу соответствует свой стабилизирующий пояс, и система работает как плоская, а в сетке каждому несущему поясу соответствует вся совокупность стабилизирующих поясов и система работает как пространственная.

Гипар можно выполнить из двух слоев металлических лент и утеплителя между ними. Полосы нижнего слоя, обращенного вогнутостью вниз, работают на растяжение и являются несущими, полосы верхнего – ограждающими и стабилизирующими. Эти полосы работают на сжатие. Если при монтаже погасить сжимающие усилия в полосах, обращенных выпуклостью вверх, путем их предварительного натяжения, то можно обеспечить работу всего покрытия только на растяжение и исключить опасность потери устойчивости оболочки. Усилие предварительного напряжения принимается из условия, чтобы при действии снеговой нагрузки в стабилизирующих полосах оставались растягивающие усилия порядка $10 \div 20\%$ от начальных. При этом в несущих полосах усилия будут увеличены более чем в два раза по сравнению с усилиями без стабилизации покрытия.

4.1.4. Мембранные покрытия

Мембранные оболочки – это однослойные сплошные покрытия из листов и полос, образующих заранее заданные поверхности одинарной или двоякой кривизны.

В отличие от обычных висячих покрытий в мембранах силовой поток распределен по всей поверхности, вызывая равномерные и сравнительно невысокие напряжения материала. При перекрытии больших пролетов толщина металлической мембраны по условию прочности не превышает $1 \div 1,5$ мм, что обуславливает высокую экономичность покрытия. По соображениям коррозионной стойкости мембраны из листовой стали обычно выполняют толщиной не менее $3 \div 4$ мм. В случае применения листов из алюминиевых сплавов толщину мембранной оболочки назначают только

по условию прочности, т.к. алюминиевые конструкции практически не подвергаются коррозии. Широкому распространению мембранных покрытий из алюминиевых сплавов препятствует их высокая стоимость.

Материалом для мембран обычно служит листовая малоуглеродистая или низколегированная сталь толщиной 4-6 мм. Для уменьшения опасности коррозии лучше применять атмосферостойкую низколегированную сталь типа 10ХНДП.

Формы мембранных покрытий весьма разнообразны (рис. 4.18) в практике используются мембраны с цилиндрической и конической поверхностью (имеющие нулевую гауссову кривизну), различные формы провисающих поверхностей – сферическая, оболочки вращения (имеющие положительную гауссову кривизну), шатровые и седловидные мембраны (имеющие отрицательную гауссову кривизну).

Наибольшей устойчивостью отличаются мембраны отрицательной гауссовой кривизны, наименьшей – нулевой.

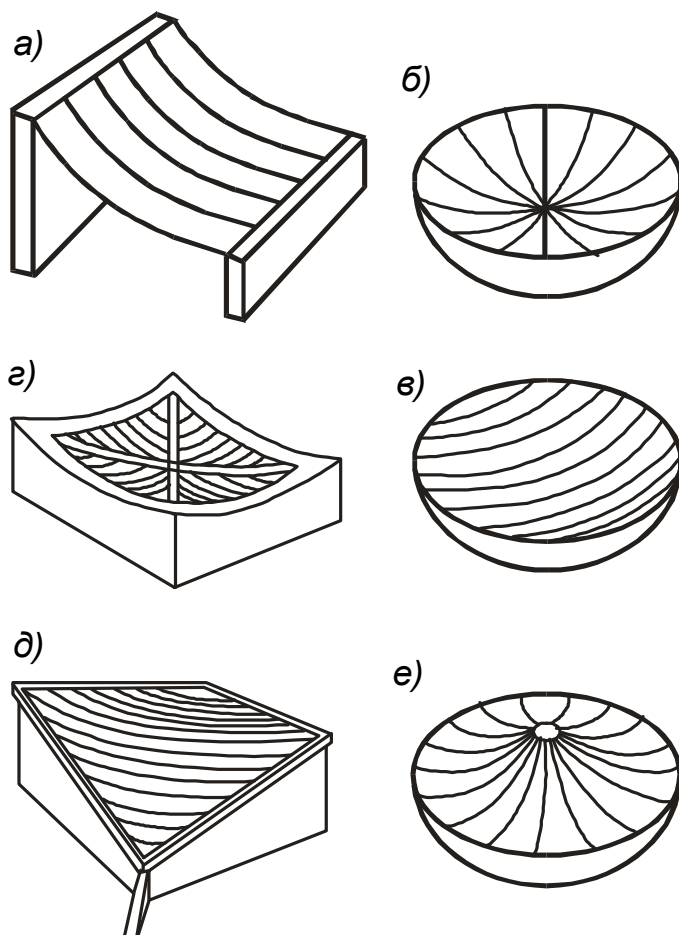


Рис. 4.18. Мембранные покрытия
а – нулевой гауссовой кривизны; б, г – положительной гауссовой кривизны на круговом (б, в) и прямолинейном (г) планах; д, е – отрицательной гауссовой кривизны

на круговом (е) и четырехугольном (д) планах

Задача обеспечения необходимой жесткости мембранных покрытий решается:

- 1) путем создания предварительного напряжения (за счет пригруза покрытия);
- 2) путем включения в работу мембраны продольных ребер, способных воспринимать изгибающие моменты.

Деформируясь совместно с листовой оболочкой, продольные ребра выполняют функции жестких нитей. Конструкция ребер может быть в

виде балки или фермы с высотой поперечного сечения $\frac{1}{70} \div \frac{1}{90}$ пролета; та;

- 3) путем использования в мембранах седловидной формы подкрепляющих элементов в виде опорных полос и прогонов;
- 4) путем использования в мембранах с цилиндрической формой поверхности поперечных ребер.

Стрелу провисания в провисающих мембранах и оболочках вращения назначают $\frac{1}{15} \div \frac{1}{20}$ диаметра покрытия (большую стрелу провеса следует принимать при большем отношении постоянной нагрузки к временной и наоборот).

Стрелу провеса меридиана шатровой мембраны принимают $\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}$ половины диаметра покрытия при наружном водостоке и $\frac{1}{15} \div \frac{1}{20}$ половины диаметра покрытия при устройстве водостока из провисающей части мембраны (рис. 4.19).

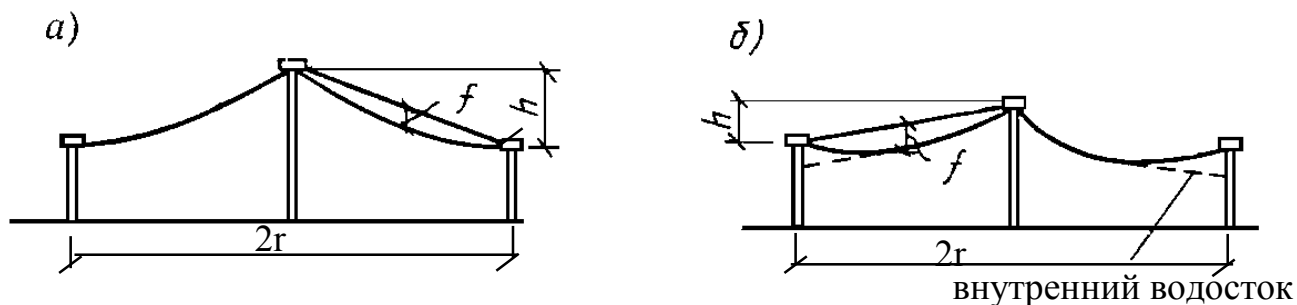


Рис. 4.19. Шатровые покрытия

Диаметр центрального опорного кольца шатровой мембраны принимается $\frac{1}{15} \div \frac{1}{20}$ диаметра покрытия. Радиальные направляющие имеют сечение в виде тавра или двутавра с широкой верхней полкой, на которой стыкуются лепестки мембраны. Расстояние по периметру между радиальными направляющими определяется шириной лепестка мембраны и доходит до 12 м.

Кольцевые ребра обычно выполняются из швеллеров, расположенных стенкой вдоль поверхности мембраны.

Кровля мембранных покрытий состоит из утеплителя, выравнивающего слоя, рулонного ковра. Если утеплитель, кроме основного назначения, используется для стабилизации покрытия, то его делают в виде бетонной рубашки или жесткий утеплитель укладывают с зазорами $10 \div 12$ см, которые затем в короткий промежуток времени заливают расширяющимся раствором. Если мембрана выполнена из атмосферостойкой стали 10ХНДП или алюминиевого сплава, то в этом случае утеплитель крепят к мембране снизу, устраивают пароизоляцию из фольгоизола или другого подобного материала и предусматривают защитную сетку.

Детали крепления листов в мембранных покрытиях приведены на рис. 4.20.

Более подробно конструктивное решение различных типов висячих покрытий рассмотрено в [7].

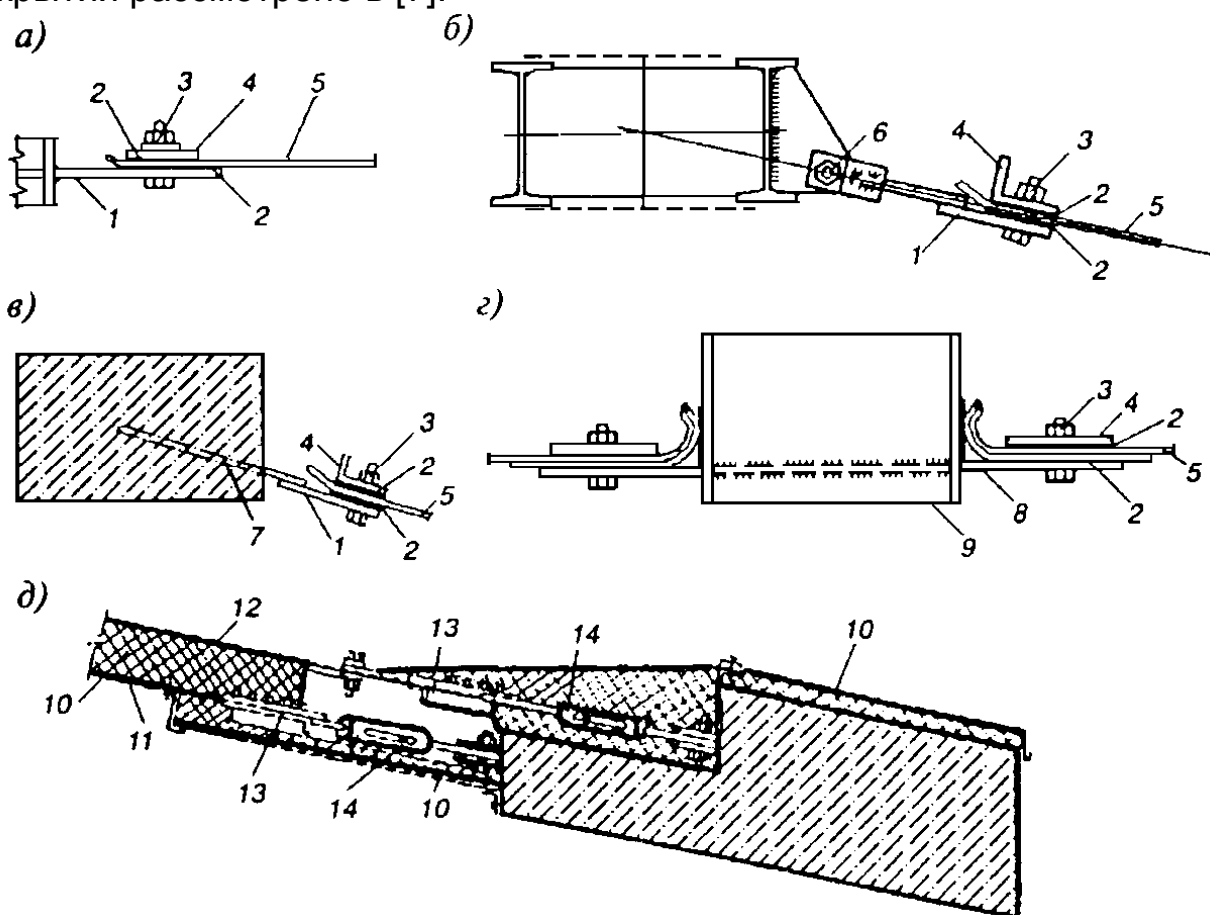


Рис. 4.20 Детали крепления лент в мембранных покрытиях:

- а** – непосредственное крепление к стальному опорному контуру;
- б** – выносное присоединение к стальному опорному контуру;
- в** – то же, к железобетонному; **г** – обрамление отверстия;
- д** – крепление двухслойной мембраны к железобетонному бортовому элементу;
 - 1** – нижний прижимной элемент (стальная полоса);
- 2** – фрикционный слой (пленка толщиной 1 мм из эпоксидного клея с присыпкой корундовой крошкой или кварцевым песком); **3** – высокопрочный болт;
- 4** – верхний прижимной элемент; **5** – тонкая лента из стали (не допускается сварка) или из алюминиевого сплава;
- 6** – болтовой шарнир; **7** – анкер; **8** – фланец из стального листа;
- 9** – элемент обрамления отверстия; **10** – утеплитель; **11** – несущая лента мембраны;
- 12** – то же, стабилизирующая; **13** – прижимной захват; **14** – натяжное устройство

4.2. Расчет висячих покрытий

4.2.1. Особенности расчетов

Висячие покрытия, как правило, рассчитывают численными методами на ЭВМ по специальным программам с учетом нелинейности их деформации. Для обоснования технических решений и сравнения вариантов висячих покрытий выполняется предварительный расчет, который можно вести аналитическими методами по линейной теории.

Ниже приводятся формулы приближенного определения усилий в элементах покрытия от полного равномерного нагружения покрытия постоянной и временной нагрузками для предварительного назначения сечений покрытия перед их точным расчетом на ЭВМ.

Архитекторы точный расчет висячих покрытий могут не производить, т.к. он не вносит существенных изменений в архитектурный замысел сооружения.

4.2.2. Расчет висячей оболочки с параллельными нитями

За расчетную схему ванты в зависимости от конструктивной компоновки покрытия принимают провисающую нить с опорами, расположенными на одном или разных уровнях (см. рис. 4.20).

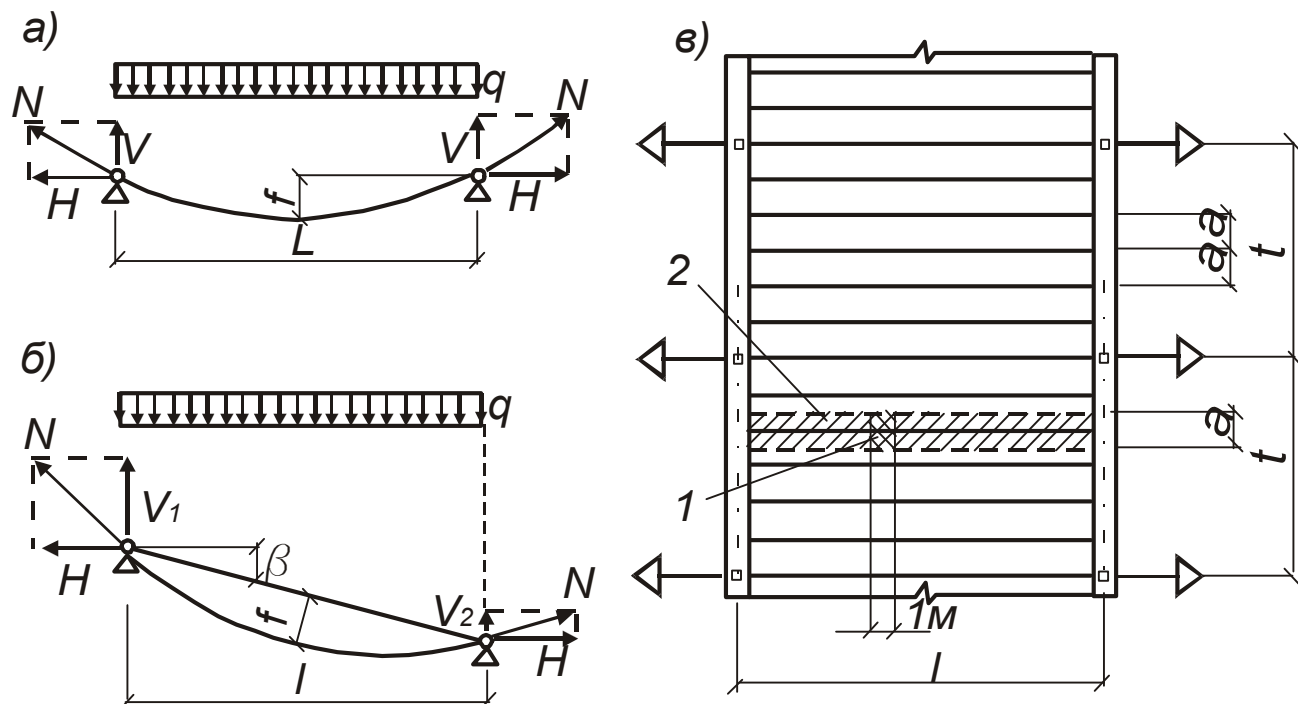


Рис. 4.21 Расчетная схема параллельно расположенных нитей в висячей оболочке

а – с опорами в одном уровне; б – с опорами на разных уровнях; в – план покрытия;
1 – площадка действия линейной нагрузки q ; 2 – грузовая полоса нити

Постоянная нагрузка на нить определяется в табличной форме (см. табл. 4.1).

Растягивающее усилие в гибкой нити определяется по расчетной погонной нагрузке:

$$q = [g + (1,1 \div 1,3)S]a, \quad (4.1)$$

где g - расчетная постоянная нагрузка от собственного веса 1 м^2 покрытия, принимается по табл. 4.1;

S - расчетная снеговая нагрузка на 1 м^2 покрытия (см. формулу 1.2);

a - шаг гибких нитей, принимается равным $1,5 \div 3 \text{ м}$.

Таблица 4.1

Определение постоянной нагрузки на покрытие

Состав покрытия	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Н/м ²
1. Стальные канаты	90	1,05	95
2. Сборные железобетонные плиты приведенной толщины 5 см плотностью $\rho=2500$ кг/м ³ $2500 \cdot 10 \cdot 0,05$	1250	1,2	1500
3. Заливка швов бетоном	200	1.3	260
4. Оклеечная пароизоляция	50	1.3	65
5. Пенобетон толщиной 14 см и плотностью $\rho=500$ кг/м ³ $500 \cdot 10 \cdot 0,14$	700	1.3	910
6. Цементная стяжка толщиной 2 см и плотностью $\rho=1800$ кг/м ³ $1800 \cdot 10 \cdot 0,02$	360	1.3	468
7. 4-х слойный рулонный ковер	200	1.3	260
Итого:	$g_n = 2850$		$g = 3558$

Примечание: Нормативная нагрузка от веса несущих и ограждающих конструкций покрытия принимается по табл. 1 приложения.

Если нормативная постоянная нагрузка g_n (см. табл. 4.1) превышает максимальный ветровой отсос (составляющий не более $1,5 \div 2,0$ кН/м²), то расчет на ветровую нагрузку можно не проводить, в противном случае необходима проверка висячей железобетонной оболочки на действие ветрового отсоса.

Наибольшее усилие растяжения в гибкой нити на опоре определяется по формуле:

$$N = \sqrt{H^2 + V^2}, \quad (4.2)$$

где H - распор нити, определяется по формуле (4.3);

V - вертикальная составляющая опорной реакции, определяется по формуле (4.4) или (4.5).

Пренебрежение упругими деформациями гибкой нити приводит к несколько завышенному значению распора, что идет в запас прочности материала. Погрешность расчетов при прогибе $f = \frac{1}{10}l$ составляет 2-8%, при

$f = \frac{1}{20}l$ - 13-20% [4]. Поэтому в приближенных расчетах распор нити можно определять без учета ее деформации от растяжения по формуле:

$$H = \frac{M_0}{y} = \frac{ql^2}{8f}, \quad (4.3)$$

где M_0 - изгибающий момент от нагрузки q в балке пролетом l ;
 y - ордината линии гибкой нити.

f - стрела провисания нити, принимается $f = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20}\right)l$ - для нитей

в виде каната; $f = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30}\right)l$ - для нити из арматурной стали.

Вертикальная составляющая опорной реакции нити определяется:

- при закреплении концов нитей на одном уровне (рис. 4.21, а):

$$V = \frac{ql}{2}, \quad (4.4)$$

- при закреплении концов нитей на разных уровнях (рис. 4.21, б):

$$V_1 = \frac{ql}{2} + Htg\beta, \quad (4.5)$$

$$V_2 = \frac{ql}{2} - Htg\beta,$$

где β - угол наклона к горизонту линии, соединяющей опоры нити.

По наибольшему усилию подбирается сечение гибкой нити.

Требуемую площадь нити из стержневой арматуры определяют:

$$A_{TP} = \frac{N}{R_y}, \quad (4.6)$$

где N - расчетное усилие в нити;

R_y - расчетное сопротивление арматурной стали растяжению

($R_y = 340$ МПа для стали класса А-III и $R_y = 500$ МПа – для класса АIV).

По табл. 7 приложения подбирается диаметр арматурных стержней с $A > A_{TP}$.

Требуемую площадь нити из стального каната определяют:

$$A_{TP} = \frac{1,6N}{k_{II}R_{un}}, \quad (4.7)$$

где 1,6 – коэффициент надежности по материалу;

N - расчетное усилие в нити;

k_{II} - коэффициент, учитывающий понижение разрывного усилия каната, который принимается равным:

$k_{II} = 0,81 - 0,85$ - для канатов ТК и ЛК-Р;

$k_{II} = 0,75 - 0,80$ - для канатов ТЛК-РО;

$k_{II} = 1$ - для закрытых канатов.

R_{un} - временное сопротивление проволок каната разрыву, принимается равным:

$R_{un} = 1176, 1372, 1568, 1666, 1764, 1862, 1960$ МПа - для канатов ТК, ЛК-Р, ТЛК-РО;

$R_{un} = 1078, 1176, 1274, 1372$ МПа - для закрытых канатов.

По табл. 5 и 7 приложения подбирается диаметр каната с $A \geq A_{TP}$.

Стрелка провеса нити от нормативной снеговой нагрузки вычисляется:

$$\Delta f = \frac{3}{128} \frac{\mu^2 p_n l^4}{f^2 EA}, \quad (4.8)$$

где $\mu = 1 + \frac{8f^2}{3l^2}$ - отношение длины гибкой нити к пролету;

$p_n = S_n a$ - нормативная снеговая погонная нагрузка на нить. При определении S_n по формуле (1.1) $\mu = 1$;

E - модуль упругости нити. Для нитей из арматурной стали $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа, для нитей из канатов - по табл. 9 приложения.

Проверка деформативности покрытия:

$$\frac{\Delta f}{l} < \frac{1}{300} \quad (4.9)$$

Если условие (4.9) не выполняется, то большее значение прогиба можно погасить путем назначения первоначальной длины нити по формуле:

- при опорах нити на одном уровне

$$S = l \left(1 + \frac{8f^2}{3l^2} - \frac{H}{EA} \right) \quad (4.10)$$

- при опорах нити на разных уровнях

$$S = l \left(1 + \frac{8f^2}{3l^2} - \frac{H}{EA \cos^2 \beta} \right)$$

Угол наклона гибкой нити к горизонту в точке закрепления к бортовому элементу определяется:

$$\varphi = \arccos \frac{H}{N}. \quad (4.11)$$

Расчетная нагрузка на бортовую балку от тяжения канатов

$$q_b = \frac{N}{a}, \quad (4.12)$$

где N - по формуле 4.2;

a - см. формулу 4.1.

Расчет бортовых балок выполняется по общим правилам проектирования балок.

4.2.3. Расчет висячей оболочки с радиальными нитями

Нагрузка на 1 м гибкой нити у наружного опорного кольца q является наибольшей и определяется по формуле (4.1).

Точно также как и в висячих оболочках с параллельными нитями, если нормативная постоянная нагрузка от веса покрытия g_n не превышает максимальный ветровой отсос, равный 1,5-2,0 кН/м², то расчет на ветровую нагрузку можно не производить, в противном случае висячую железобетонную оболочку с радиальными нитями рассчитывают на действие ветрового отсоса.

Усилия в висячих оболочках с радиальными нитями зависят от конструктивной формы покрытия. При определении распора упругие деформации растяжения нитей не учитываются, что приводит к его некоторому завышению, которое идет в запас прочности покрытия.

В вогнутом покрытии (рис. 4.22, а) растягивающее усилие в нити у наружного опорного кольца определяется по формуле

$$N = \sqrt{H^2 + V^2}, \quad (4.13)$$

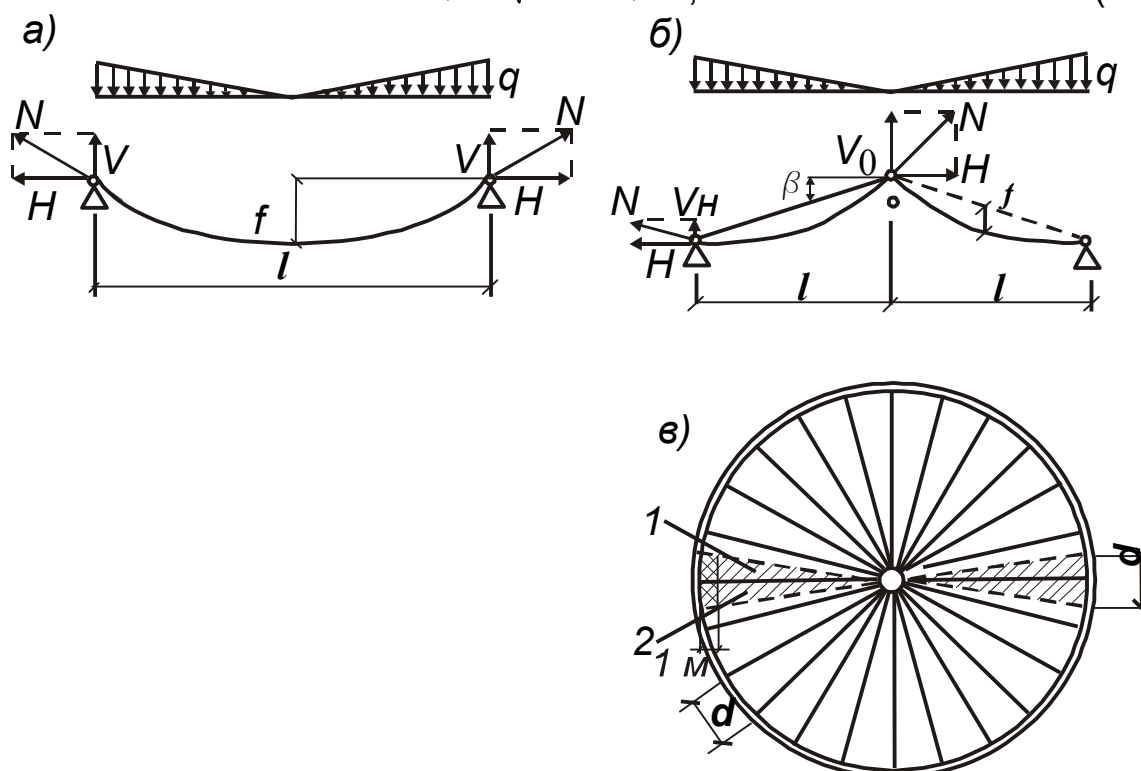


Рис. 4.22. Расчетная схема вант однослойного радиального покрытия

а – вогнутого; б – шатрового; в – план покрытия;

1 – грузовая площадь ванты; 2 – площадка действия линейной нагрузки

где $H = \frac{ql^2}{24f}$ - распор нити; здесь стрела провисания нити $f = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20}\right)l$

- для нитей в виде каната, $f = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30}\right)l$ - для нитей из арматурной стали; при определении q в формуле (4.1) a - шаг нитей по наружному кольцу;

$V = \frac{ql}{4}$ - вертикальная составляющая опорной реакции.

В шатровом покрытии (рис. 4.22, б) наибольшее растягивающее усилие в нити N возникает у одного из концов:

$$N_B = \sqrt{H^2 + V_B^2}; \quad (4.14)$$

$$N_H = \sqrt{H^2 + V_H^2}, \quad (4.15)$$

где $H = \frac{ql^2}{16f}$ - распор нити;

$V_B = \frac{ql}{6} - Htg\beta$ - вертикальная составляющая опорной реакции на верхней опоре;

$V_H = \frac{ql}{3} - Htg\beta$ - вертикальная составляющая опорной реакции на нижней опоре.

При соотношении геометрических параметров покрытия $\frac{f}{l} = \frac{3}{16}tg\beta$

нити коснутся горизонтальной плоскости в местах примыкания к наружному опорному кольцу и вся нагрузка от покрытия будет передаваться на центральную стойку. Более крутой перепад опор нитей по высоте, чем

$tg\beta = \frac{16f}{3l}$, назначать не желательно, так как наружное опорное кольцо

будет отрываться от поддерживающих колонн.

По наибольшему усилию, полученному по формуле (4.13) для вогнутого покрытия и формулам (4.14) или (4.15) для шатрового покрытия, подбирают сечение гибкой нити. Требуемую площадь нити определяют по формулам (4.6) или (4.7).

Прогиб нити в середине пролета при действии нагрузки, распределенной по двум треугольникам с вершинами на опорах (для круглых покрытий), приближенно определяется:

$$\Delta f = \frac{5}{864} \frac{\mu^2 p_n l^4}{f^2 EA} \quad (4.16)$$

где $\mu = 1 + \frac{18f^2}{5l^2}$ - отношение длины нити к пролету;

p_n, E - см. формулу (4.8).

Проверка деформативности покрытия производится по формуле (4.9). Если условие (4.9) не выполняется, то большее значение прогиба можно погасить путем назначения первоначальной длины нити.

Первоначальная длина нити определяется:

- для вогнутого покрытия

$$S = l \left(1 + \frac{18f^2}{5l^2} - \frac{H}{EA} \right) \quad (4.17)$$

- для шатрового покрытия

$$S = l \left(\frac{1}{\cos \beta} + \frac{128f^2 \cos^3 \beta}{45l^2} - \frac{H}{EA \cos^2 \beta} \right) \quad (4.18)$$

Усилие, растягивающее центральное опорное кольцо и сжимающее наружное, определяется по формуле:

- для вогнутого покрытия

$$N_k = \frac{Hl}{2a} \quad (4.19)$$

- для шатрового покрытия

$$N_k = \frac{Hl}{a}, \quad (4.20)$$

где a - шаг гибких нитей по наружному опорному кольцу.

4.2.4. Расчет двухпоясных висячих покрытий с параллельными вантовыми фермами

При расчете покрытия рассматривают одну вантовую ферму, на которую действует равномерно-распределенная нагрузка. Определение распора не зависит от взаимного расположения несущего и стабилизирующего поясов и конструктивных элементов между ними.

Постоянная нагрузка от собственного веса покрытия определяется в табличной форме (см. табл. 4.2).

Таблица 4.2

Определение постоянной нагрузки на покрытие

Состав покрытия	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэф. надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Н/м ²
1. 2-х слойный рулонный ковер из стеклоизола	200	1,3	260
2. Двухслойные плиты из стального профилированного настила и пенопласта:			
- стальной профилированный настил Н60-782-1	133	1,05	140
- фенольный пенопласт ФРП-1 толщиной 50 мм и плотностью $\rho = 60 \text{ кг/м}^3$ $60 \cdot 10 \cdot 0,05$	30	1,2	36
Итого	$g_n = 363$		$g = 436$

Примечание: Нормативная нагрузка от веса несущих и ограждающих конструкций покрытия принимается по табл. 1 приложения.

Расчетная схема нитей до их загрузки временной (снеговой) нагрузкой приведена на рис. 4.23, а. За счет предварительного напряжения системы растяжки (распорки) передают на несущую и стабилизирующую нити равномерно-распределенную погонную нагрузку q_0 . Величину этой контактной нагрузки назначают так, чтобы при появлении снеговой нагрузки, которая будет догружать несущую нить и разгружать стабилизирующую, последняя не выключалась из работы (см. рис. 4.23, б).

Погонная нагрузка для создания предварительного натяжения в стабилизирующем поясе определяется:

- для двояковогнутого покрытия (см. рис. 4.9,а)

$$q = p \frac{\alpha \cdot f_c}{\alpha \cdot f_c + f_H}; \quad (4.21)$$

- для двояковыпуклого и выпукло-вогнутого покрытия (см. рис. 4.9, б,в)

$$q = (q^{\text{II}} + p) \frac{\alpha \cdot f_c}{\alpha \cdot f_c + f_H}, \quad (4.22)$$

где $q^{\text{II}} = ga$ - постоянная расчетная погонная нагрузка на вантовую ферму от веса покрытия. Здесь g принимается по табл. 4.2, $a = 2 - 3$ м – шаг вантовых ферм;

$p = Sa$ - снеговая расчетная погонная нагрузка на вантовую ферму.

Здесь S принимается по формулам (1.2) и (1.1) с $\mu = 1$;

$\alpha = 0,1 \div 0,15$ - коэффициент пропорциональности изменения распоров несущего и стабилизирующего поясов;

$f_c = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{30} \right) l$ - стрела подъема стабилизирующего пояса;

$f_H = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{20} \right) l$ - стрела провеса несущего пояса.

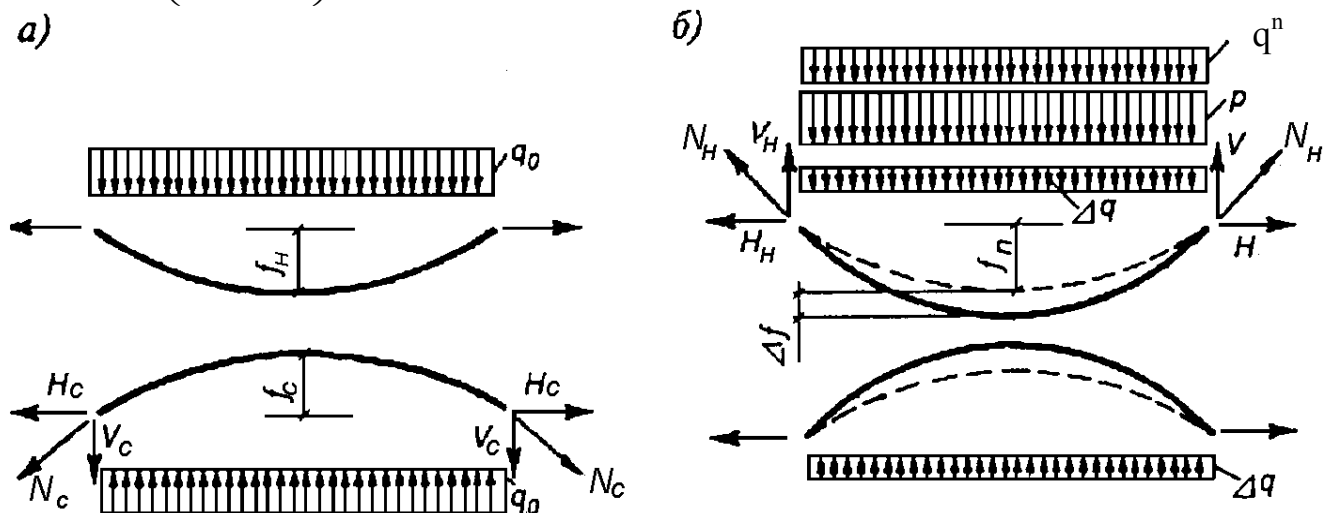


Рис. 4.23 Расчетная схема двухпоясной системы:

а – в стадии предварительного напряжения;

б – в стадии действия расчетных нагрузок

Дополнительная нагрузка для сохранения 20-30% начального натяжения в стабилизирующих поясах в стадии эксплуатации и обеспечения жесткости покрытия принимается:

$$\Delta q = (0,2 \div 0,3)q . \quad (4.23)$$

Тогда начальная q_0 контактная нагрузка будет:

$$q_0 = q + \Delta q = (1,2 \div 1,3)q , \quad (4.24)$$

где q - погонная нагрузка для создания предварительного натяжения в стабилизирующем поясе (или падение контактной нагрузки при загрузке системы снеговой нагрузкой), определяется по формулам (4.21) или (4.22);

Δq - дополнительная нагрузка для сохранения 20-30% начального натяжения в стабилизирующих поясах в стадии эксплуатации (или остаточная контактная нагрузка), определяется по формуле (4.23).

Максимальное растягивающее усилие в несущем поясе в стадии эксплуатации покрытия:

$$N_H = \sqrt{H_H^2 + V_H^2} , \quad (4.25)$$

где $H_H = \frac{(q^II + p + \Delta q)l^2}{8f_H}$; $V_H = \frac{(q^II + p + \Delta q)l}{2}$.

Здесь q^II , p см. формулу (4.22).

Максимальное растягивающее усилие в стабилизирующем поясе в стадии возведения покрытия:

$$N_C = \sqrt{H_C^2 + V_C^2} , \quad (4.26)$$

где $H_C = \frac{q_0 l^2}{8f_c}$; $V_C = \frac{q_0 l}{2}$.

Если ветровой отсос превышает собственный вес покрытия, то при расчете стабилизирующей нити следует учесть разницу $(p_w - q^II)$, где p_w - погонная ветровая нагрузка на нить.

По максимальным растягивающим усилиям в несущем и стабилизирующем поясе по формуле (4.7) определяется требуемая площадь сечения поясов и по табл. 5 и 7 приложения подбирается диаметр каната.

После подбора сечения поясов уточняется коэффициент пропорциональности α по формуле:

$$\alpha = \frac{\mu_H^2}{\mu_C^2} \frac{A_c}{A_H} \frac{f_c}{f_H}, \quad (4.27)$$

где $\mu_H = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_H}{l} \right)^2$, $\mu_C = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_C}{l} \right)^2$.

При большом расхождении коэффициента α с ранее принятым делается перерасчет покрытия.

Деформативность покрытия проверяется по формуле:

- для двояковогнутого покрытия

$$\Delta f = \frac{3}{128} \frac{p_n l^4}{\left(1 + \frac{\alpha f_C}{f_H} \right) E A_H f_H^2} \leq \frac{1}{200} l, \quad (4.28)$$

где $p_n = S_n a$ - снеговая нормативная погонная нагрузка на вантовую ферму;

Здесь S_n принимается по формуле (1.1) с $\mu = 1$.

- для двояковыпуклого и выпукло-выгнутого покрытия

$$\Delta f = \frac{3}{128} \frac{(g_n^{\Pi} + p_n) l^4}{\left(1 + \frac{\alpha f_C}{f_H} \right) E A_H f_H^2} \leq \frac{1}{200} l \quad (4.29)$$

где p_n - см формулу 4.28.

$g_n^{\Pi} = g_n a$ - постоянная нормативная погонная нагрузка на вантовую ферму. Здесь g_n принимается по табл. 4.2.

Первоначальная длина несущего и стабилизирующего поясов:

$$S_H = l \left(1 + \frac{8 f_H^2}{3 l^2} - \frac{H_H}{E_H A_H} \right), \quad (4.30)$$

$$S_C = l \left(1 + \frac{8 f_C^2}{3 l^2} - \frac{H_C}{E_C A_C} \right), \quad (4.31)$$

где A_H, A_C - площадь сечения несущего и стабилизирующего поясов.

В распорках между поясами в выпуклом покрытии (рис. 4.9, б) наи-

большие сжимающие усилия возникают в стадии эксплуатации:

$$N_p = (q^{\text{II}} + p + \Delta q) a_1, \quad (4.32)$$

где a_1 - шаг распорок в вантовой ферме, принимается равным 1,5 или 3 м.

Подбор сечения распорок производится по предельной гибкости (табл. 19* [1]) из условия ее устойчивости. Сечение распорок принимается из электросварных труб (табл. 2 приложения).

В вертикальных растяжках (рис. 4.9, а) вогнутого покрытия максимальные усилия определяются:

$$N_p = (q + \Delta q) a_1. \quad (4.33)$$

В наклонных растяжках (рис. 4.14) между поясами усилия в первом приближении вычисляются по формуле:

$$N_p = \frac{(q + \Delta q) a_1}{\cos \varphi}, \quad (4.34)$$

где φ - угол наклона раскосов к вертикали.

Подбор сечения растяжек производится по требуемой площади сечения. Сечение принимается из электросварных труб.

4.2.5. Расчет двухпоясных покрытий с радиальными вантовыми фермами

Погонная нагрузка на вантовые фермы распределяется по закону двух треугольников (рис. 4.24).

Как и в покрытиях с параллельными вантовыми фермами, в радиальных системах для обеспечения их жесткости должно оставаться некоторое усилие растяжения в стабилизирующих поясах (20-30% начального). Поэтому нагрузка q для предварительного напряжения покрытия увеличивается на величину Δq . Значения нагрузок q и Δq определяются по формулам (4.21), (4.22) и (4.23).

Максимальное растягивающее усилие в несущем поясе у наружного опорного кольца:

$$N_H = \sqrt{H_H^2 + V_H^2}, \quad (4.35)$$

$$\text{где } H_H = \frac{(q^{\text{II}} + p + \Delta q) \cdot l^2}{24 f_H}; \quad V_H = \frac{(q^{\text{II}} + p + \Delta q) \cdot l}{4}.$$

Максимальное растягивающее усилие в стабилизирующем поясе:

$$N_C = \sqrt{H_C^2 + V_C^2}, \quad (4.36)$$

где $H_C = \frac{(q^{\text{II}} + \Delta q) \cdot l^2}{24 f_C}$; $V_C = \frac{(q^{\text{II}} + \Delta q) \cdot l}{4}$.

Если натяжение стабилизирующих нитей осуществляется после приложения постоянной нагрузки, то к нагрузке q_0 следует добавить ветровой отсос.

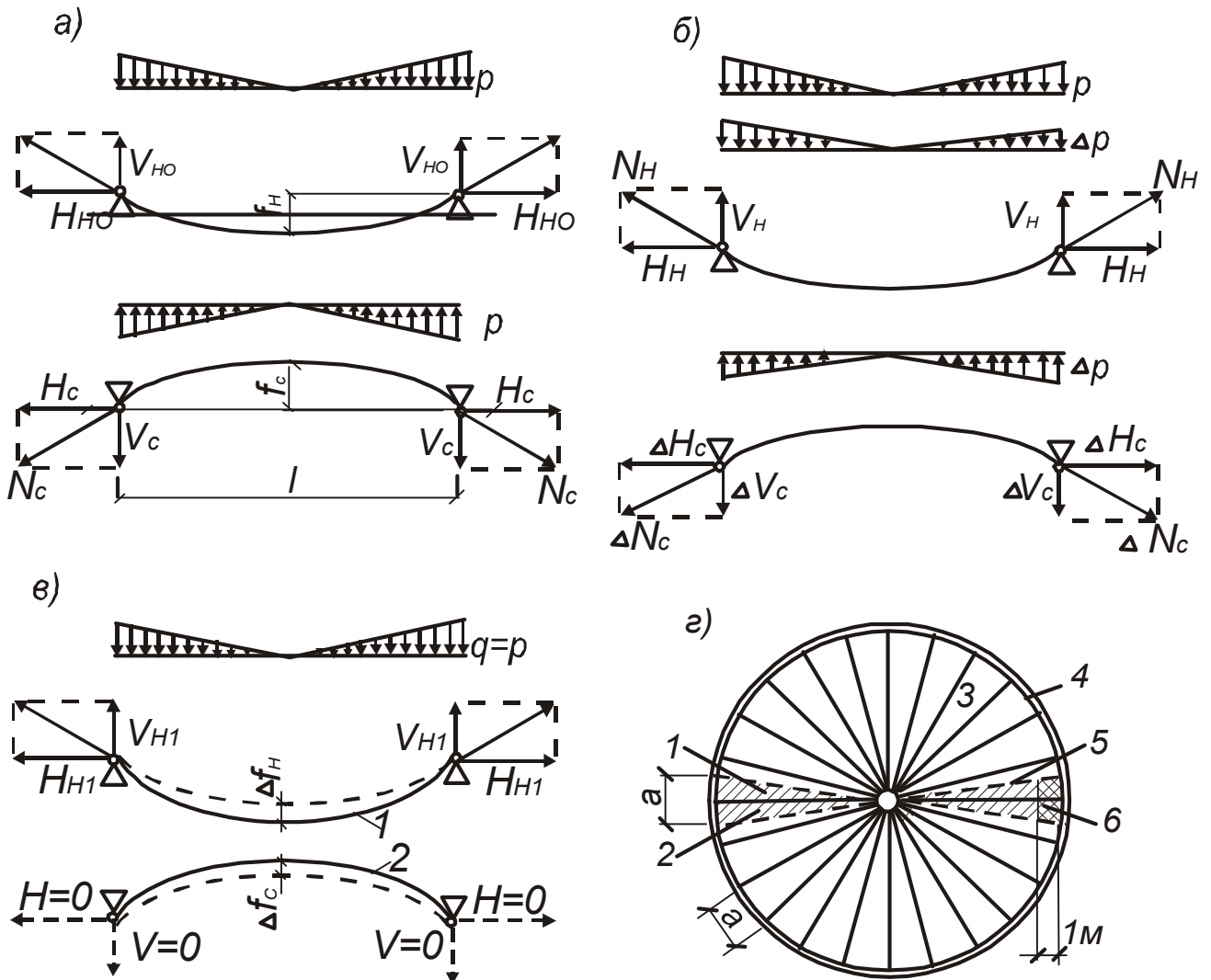


Рис. 4.24. Расчетные схемы нитей в двухпоясном радиальном покрытии

- а – стадия предварительного напряжения;
- б – расчетная схема в стадии эксплуатации;
- в – стадия погашения внешней нагрузкой предварительного напряжения покрытия; г – план покрытия;
- 1 – несущий пояс; 2 – стабилизирующий пояс; 3 – центральное колесо;
- 4 – наружное опорное кольцо; 5 – грузовая площадь действия нагрузок

на вантовую ферму; b – площадка действия линейных нагрузок $q, p, \Delta p$

Подбор сечений несущего и стабилизирующего поясов и проверка деформативности производится аналогично тому, как это сделано в двухпоясных покрытиях с параллельными вантовыми фермами.

Первоначальную длину несущего и стабилизирующего поясов определяют по формулам:

$$S_H = l \left(1 + \frac{18f_H^2}{5l^2} - \frac{H_H}{E_H A_H} \right); \quad (4.37)$$

$$S_C = l \left(1 + \frac{18f_C^2}{3l^2} - \frac{H_C}{E_C A_C} \right). \quad (4.38)$$

В распорках и растяжках между поясами наибольшие усилия действуют вблизи опорного контура. Значение этих усилий определяются по формулам (4.32), (4.33), (4.34). Подбор сечения распорок и растяжек производится аналогично тому, как это сделано в двухпоясных покрытиях с параллельными вантовыми фермами.

4.2.3. Расчет седловидных напряженных сеток

Приближенный расчет напряженной тросовой сетки, имеющей форму гипара, на действие равномерно-распределенной по покрытию нагрузки можно вести аналогично расчету двухпоясных систем.

Допущения, которые вводятся для упрощения расчета:

1. Нити каждой системы (несущей и стабилизирующей) имеют постоянные отношения:

$$\left. \begin{aligned} \frac{f_H}{l_H^2} &= const \\ \frac{f_C}{l_C^2} &= const \end{aligned} \right\} \quad (4.39)$$

При выполнении условия (4.39) при действии на сеть равномерно распределенной нагрузки тросы каждой системы будут иметь одинаковые усилия.

2. Влиянием прогиба нитей под нагрузкой пренебрегаем, т.е. не учитываем изменение расчетной схемы нитей после их упругих деформаций.
3. Любой опорный контур считаем жестким.

При расчете тросовых сеток погонная нагрузка для создания предва-

рительного натяжения в стабилизирующих тросах определяется по фор-

$$\text{муле: } q = (q^{\Pi} + p) \frac{\alpha \cdot f_C}{f_H \left(\frac{l_C^2}{l_H^2} \right) + \alpha \cdot f_C} \frac{a_C}{a_H}, \quad (4.40)$$

где $q^{\Pi} = ga_c$ - расчетная погонная нагрузка на стабилизирующую нить от веса покрытия;

$p = Sa_c$ - расчетная погонная снеговая нагрузка на стабилизирующую нить;

$\alpha = 0,5 - 1,0$ - коэффициент пропорциональности;

$f_H = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{15} \right) l_H$ - стрела провеса для несущих нитей;

$f_C = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{25} \right) l_C$ - стрела подъема для стабилизирующих нитей;

a_H, a_C - шаг несущих и стабилизирующих нитей.

Дополнительная нагрузка для сохранения 20-30% начального натяжения в стабилизирующих поясах определяется по формуле (4.23).

Начальная контактная нагрузка q_0 вычисляется по формуле (4.24).

Максимальные растягивающие усилия в несущей и стабилизирующей нитях определяются по формулам 4.25 и 4.26, а подбор сечения тросов по требуемой площади сечения (см. формулу (4.7)) - по табл. 5 и 7 приложения.

После подбора сечения тросов напряженной сетки уточняется коэффициент пропорциональности α по формуле:

$$\alpha = \frac{\mu_H^2 E_C A_C}{\mu_C^2 E_H A_H} \cdot \frac{f_C}{f_H} \cdot \frac{l_H^2}{l_C^2}. \quad (4.41)$$

где $\mu_H = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_H}{l_H} \right)^2$, $\mu_C = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_C}{l_C} \right)^2$;

E_n, E_C - модули упругости несущего и стабилизирующего тросов (по табл. 9 приложения).

При большом расхождении коэффициента пропорциональности α с ранее принятым в формуле (4.40) делается перерасчет покрытия.

Прогиб несущей нити в середине пролета вычисляется по формуле:

$$\Delta f = \frac{3}{128} \frac{pl_H^2}{\left[1 + \alpha \frac{f_C}{f_H} \left(\frac{l_H^2}{l_C^2} \right) \right] E_H A_H f_H^2} \quad (4.42)$$

Проверка деформативности покрытия производится по формуле (4.9).

4.2.7. Расчет мембранных покрытий

При расчете мембранных покрытий расчетная равномерно-распределенная нагрузка на 1 м² горизонтальной проекции мембраны определяется:

$$q = g + S \quad (4.43)$$

где g - расчетная постоянная нагрузка от покрытия, принимается по табл. 4.3;

S - расчетная снеговая нагрузка на покрытие, вычисляется по формуле (1.2) с $\mu = 1$.

Растягивающие усилия в цилиндрической провисающей мембране от равномерно-распределенной нагрузки q такие же, как в висячих оболочках с параллельными гибкими нитями, и определяются по формуле (4.2).

При расчете провисающей сферической мембраны предварительно находятся геометрические характеристики точки, в которой определяются усилия:

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi &= \frac{2f}{r^2} X \\ \sin \varphi &= \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}} \\ \cos \varphi &= \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}} \end{aligned} \right\} , \quad (4.44)$$

где r - радиус покрытия;

f - стрела провеса мембраны, принимается $f = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) l$ (здесь l

перекрываемый пролет, равный диаметру покрытия $2r$);

X - координата точки, в которой определяются усилия. В расчетах принимается любое значение в пределах $0 < X \leq r$.

Меридиональное и кольцевое усилия определяются от равномерно-

распределенной нагрузки по формулам:

$$N_1 = \frac{qX}{2 \sin \varphi} \quad (4.45)$$

$$N_2 = \left(p - \frac{N_1}{R_1} \right) R_2, \quad (4.46)$$

где N_1 - линейное меридиональное усилие;

N_2 - линейное кольцевое усилие;

$p = q \cos \varphi$ - нормальная к поверхности мембраны составляющая внешней нагрузки (здесь q по формуле (4.43);

R_1, R_2 - радиусы кривизны мембраны, определяются по формулам (4.47) и (4.48).

Радиусы кривизны в меридиональном и кольцевом направлениях:

$$R_1 = \frac{\left[r^4 + (2fx)^2 \sqrt{1 + \left(\frac{2fx}{r^2} \right)^2} \right]}{2fxr^2}, \quad (4.47)$$

$$R_2 = \frac{x}{\sin \varphi}. \quad (4.48)$$

Таблица 4.3.

Определение постоянной нагрузки на покрытие

Состав покрытия	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коеф-ент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Н/м ²
1	2	3	4
3-х слойный рулонный ковер	150	1,3	195
Цементная стяжка толщиной 20 мм, плотностью $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$ $1800 \cdot 10 \cdot 0,02$	360	1,3	468
Пенобетон толщиной 120 мм плотностью $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ $500 \cdot 10 \cdot 0,12$	60	1,2	72

Стальная мембрана толщиной 6 мм, плотностью стали $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$ $7850 \cdot 10 \cdot 0,06$	471	1,05	495
Итого:	$g_n = 1041$		$g = 1230$

Шатровым мембранам присущи все особенности шатровых покрытий с гибкими нитями. Расчетная схема шатровой мембраны приведена на рис. 4.25.

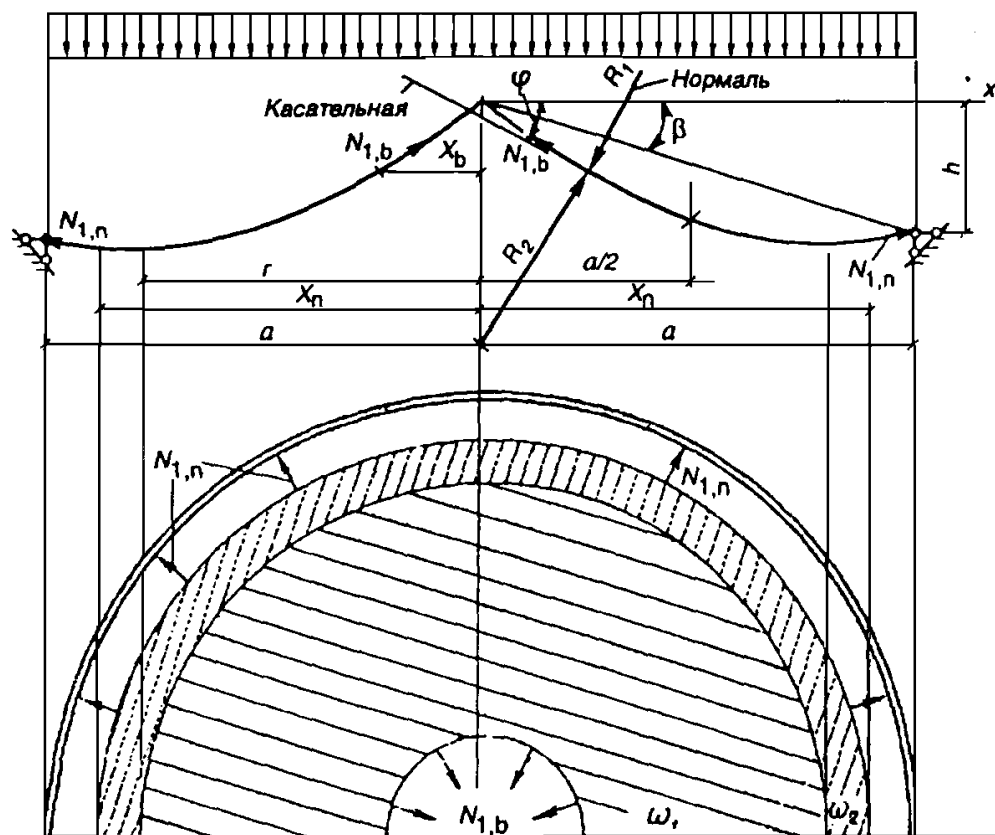


Рис. 4.24. Расчетная схема шатровой мембраны

Геометрические характеристики точки, в которой определяются усилия, находятся по формулам:

$$tg \varphi = tg \beta + \frac{8f}{3a} \left[1 - 3 \left(\frac{x}{a} \right)^2 \right], \quad (4.49)$$

$$\sin \varphi = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}}, \quad \cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}},$$

где r - радиус покрытия;

f - стрела провеса мембраны, назначается $f = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{25} \right) l$ - при на-

ружном водостоке и $f = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25} \right) l$ - при внутреннем водостоке

(здесь l - перекрываемый пролет, равный радиусу покрытия r);

x - координата точки, в которой определяются усилия, принимается любое значение в пределах $0 < x \leq r$;

β - угол наклона к горизонтали хорды, стягивающей наружную и центральную опоры.

Если условие $\frac{h}{l} \geq \left(\frac{16}{3} \right) \left(\frac{f}{l} \right)$ не выполняется, то шатровая оболочка

делится на две части: внутреннюю, передающую нагрузку на верхнее кольцо и центральную опору, и наружную, передающую свою нагрузку на нижнее кольцо и колонны. Расстояние от этой границы раздела до центра может быть определено по формуле:

$$r_g = \frac{r}{2} \sqrt{\frac{4}{3} + \frac{r \operatorname{tg} \beta}{2f}}. \quad (4.50)$$

Дальнейший расчет производят отдельно для внутренней и наружной частей мембраны.

При расчете шатровой мембраны, если выполняется условие $\frac{h}{l} \geq \left(\frac{16}{3} \right) \left(\frac{f}{l} \right)$, нагрузку с внутренней части мембраны (или со всего покрытия) передают на центральную опору с помощью меридиональных усилий:

$$N_1 = \frac{q(r_g^2 - X_g^2)}{2X_g \sin \varphi}, \quad (4.51)$$

где X_g - координата точки внутренней части мембраны. Принимается в пределах $0 < X_g < r_g$;

$q = g + S$ - расчетная равномерно-распределенная нагрузка от покрытия и снега на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия, вычисляется по формуле (4.43).

В наружной части мембраны нагрузка передается на наружное кольцо тоже с помощью меридиональных усилий, которые определяются по формуле:

$$N_1 = \frac{q(X_H^2 - r_g^2)}{2X_H \sin \varphi}, \quad (4.52)$$

где X_H - координата точки наружной части мембраны, принимается в пределах $r_g < X_H < r$.

Кольцевые усилия вычисляются по формуле:

$$N_2 = \left(p - \frac{N_1}{R_1} \right) R_2, \quad (4.53)$$

где p - см. формулу (4.46);

N_1 - меридиональное усилие, определяется по формуле (4.51) или (4.52).

Толщину мембраны из условия прочности участка шириной 1 м определяют:

$$t = \frac{N}{R_y \gamma_c}, \quad (4.54)$$

где N - наибольшее расчетное усилие (меридиональное или кольцевое) в Н/м;

R_y - расчетное сопротивление стали $t = 4 \div 6$ мм по пределу текучести, принимается по табл. 51* [1];

$\gamma_c = 1$ - коэффициент условий работы.

4.3. Вопросы для самоконтроля

1. Какие покрытия называются висячими.
2. Классификация висячих покрытий.
3. Что используется в качестве гибких нитей в однопоясных висячих по-

- крытиях.
4. Как осуществляется предварительное напряжение однопоясных висячих систем.
 5. Чем воспринимается распор в однопоясных цилиндрических и круглых вогнутых и шатровых покрытиях.
 6. Какие плиты используются в однопоясных цилиндрических и круглых висячих покрытиях. Как осуществляется сопряжение плит оболочки с гибкими нитями.
 7. Как решается водосток в однопоясных висячих покрытиях: цилиндрических, круглых вогнутых, шатровых.
 8. Как обеспечивается крепление гибких нитей к центральному и наружному опорному кольцу круглого провисающего покрытия.
 9. Привести расчетную схему гибкой нити в висячей оболочке с параллельными нитями.
 10. На какие нагрузки производится расчет однопоясных висячих покрытий.
 11. Какие допущения принимаются при приближенном расчете гибкой нити.
 12. Как подбирается сечение нитей из арматурной стали и стального каната.
 13. Привести расчетную схему гибкой нити однослойного радиального покрытия вогнутого и шатрового.
 14. Какие висячие системы покрытий называются двухпоясными.
 15. Какие пояса называются несущими. Какие усилия они воспринимают.
 16. Какие пояса называются стабилизирующими. Какие усилия они воспринимают.
 17. Классификация двухпоясных висячих покрытий. Их достоинства и недостатки.
 18. Как обеспечивается крепление растяжки и распорок к поясам в двухпоясном покрытии.
 19. Как осуществляется предварительное напряжение в двухпоясном висячем покрытии.
 20. Как крепится профнастил из стали, алюминиевых сплавов, стеклопластиков к поясам двухпоясного покрытия.
 21. Как осуществляется стык плит в висячих покрытиях.

22. Какой принимается величина контактной нагрузки при расчете одно-
поясных висячих систем.
23. Как подбирается сечение распорок и вертикальных растяжек в двух-
поясных висячих покрытиях.
24. Привести расчетные схемы несущего и стабилизирующего поясов в
висячих покрытиях с параллельными вантовыми фермами.
25. То же с радиальными вантовыми фермами.
26. Что такое седловидные напряженные сетки.
27. Зачем делается предварительное напряжение сеток.
28. Что представляет собой опорный контур седловидных напряженных
сеток.
29. Основные допущения принимаемые при расчете тросовых сеток.
30. Особенности расчета напряженных сеток.
31. Что такое мембранные покрытия.
32. Что является материалом для мембранных покрытий.
33. Приведите формы мембранных покрытий. Их достоинства и недос-
татки.
34. Как обеспечивается жесткость мембранных покрытий.
35. Что представляет собой кровля мембранных покрытий.
36. Как определяется толщина мембраны.
37. На какие усилия рассчитывается мембранное покрытие.
38. В чем особенности расчета шатровых мембранных покрытий.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В пособии отражены вопросы конструирования структурных, сводчатых, купольных и висячих покрытий. Материал, заимствованный из нескольких литературных источников, проанализирован, обобщен и изложен в логической последовательности в доступной для студентов форме. Приведены методики расчета, необходимые схемы, таблицы, рисунки. Однако в пособии не нашли отражение другие методики расчета структурных покрытий, не рассматриваются расчет и конструирование сводов-оболочек, висячие покрытия с нитями конечной жесткости. Для более подробного изучения перечисленных выше покрытий можно воспользоваться списком литературы, помещенном в конце пособия.

Список литературы

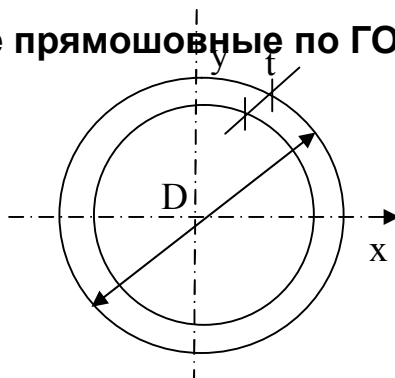
1. Строительные нормы и правила. СНиП II-23-81 гл. 23. Нормы проектирования. 4.2. Стальные конструкции. – Введ. 01.01.82 – М.: Стройиздат, 1994/ – 93 с.
2. Строительные нормы и правила. СНиП 2.01.07-85*. – Введ. 01.01.1987 - М.: Стройиздат, 1996 – 42 с.
3. Файбишенко В.К. Металлические конструкции / В.К. Файбишенко. - М.: СИ, 1984 – 335 с.
4. Трущев А.Г. Пространственные металлические конструкции / А.Г. Трущев. - М.: Стройиздат, 1983 – 215 с.
5. Инженерные конструкции / Под ред. В.В. Ермаолаева, М.: Высш. шк., 1991. – 406 с.
6. Райт Д.Т. Большепролетные сетчатые оболочки / Д.Т. Райт .– Высш. шк., // Большепролетные оболочки. - М., 1969.
7. Кирсанов Н.М. Висячие и вантовые конструкции / Н.М. Кирсанов. – М.: Стройиздат, 1981.
8. Металлические конструкции. Конструкции зданий / Под ред. В.В. Горева, М.: Высш. шк., 1999 – 528 с.
9. Металлические конструкции. Специальный курс / Под ред. Е.И.Беленя - М.: Стройиздат, 1991 - с.
10. Липницкий М.Е. Купольные покрытия для строительства в условиях сурового климата / М.Е. Липницкий. – Л.: Стройиздат, 1981.
11. Современные пространственные конструкции / Под ред. Ю.А. Дыховичного, Э.З. Жуковского. - М.: Высшая школа, 1991.
12. Патент России № 2063499 кл. E04B1/58, 1996. Узловое соединение стержней пространственного каркаса/ Бурчу В.И., Булат П.Т. (Молдова) Течнический университет Молдовы, производственно техническая фирма «Метакон» АО (Молдова). № 5057266/33; заявлено 20.04.92; опубл. 10.07.96.
13. Патент России № 2063500 кл. E04B1/58, 1996. Узловое соединение стержней пространственного каркаса/ Бурчу В.И., Булат П.Т., Люценко Ю.К. (Молдова) Течнический университет Молдовы, производственно техническая фирма «Метакон» АО (Молдова). №

- 5049016/33; заявлено 20.04.92; опубл. 10.07.96.
14. Патент России № 2063501 кл. E04B1/58, 1996. Узловое соединение стержней пространственного каркаса/ Бурчу В.И., Булат П.Т., Люценко Ю.К. (Молдова) Течнический университет Молдовы, производственно техническая фирма «Метакон» АО (Молдова). № 5057284/33; заявлено 20.04.92; опубл. 10.07.96.
 15. Уваров Б.Ю., Немкова И.С.. Исследование механических свойств гнутых профилей. Металлические конструкции. /Б.Ю. Уваров, И.С. Немкова: Сборник трудов /Московский инженерно-строительный институт. – М., , 1984 – С. 22-30.

Нагрузка от веса конструкций покрытия

Элементы конструкций	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Ограждающие элементы кровли			
Гравийная защита толщиной 15...20 мм	0,3...0,4	1,3	0,390...0,520
Защитный слой из битумной мастики с втопленным гравием толщиной 10 мм	0,21	1,3	0,273
Гидроизоляционный ковер из 3..4 слоев рубероида	0,15...0,20	1,3	0,195...0,260
Асфальтовая или цементная стяжка толщиной 20 мм	0,36...0,4	1,3	0,468...0,520
Утеплитель (пенобетон $\gamma = 600$ кг/м ³ , минераловатные плиты $\gamma = 100 - 300$ кг/м ³ , пенопласт $\gamma = 60$ кг/м ³)	$\rho \cdot t$	1,2...1,3	-
Пароизоляция из одного слоя рубероида или фольгоизола	0,05	1,2	0,06
Несущие элементы кровли			
Стальной профилированный настил толщиной 0,1 мм	0,09...0,15	1,05	0,095
Асбестоцементные волнистые листы	0,2	1,1	0,220
Каркасы стальных панелей размерами, м:	0,10...0,15	1,05	0,105...0,158
3x6	0,10...0,25	1,05	0,158...0,263
3x12			
Железобетонные плиты из тяжелого бетона марок:			
ПГ-AIVв (5980x2980x300)	1,472	1,1	1,619
ПГ-AIIIв (5970x1490x300)	1,667	1,1	1,834
ПГ-AIVв (11960x2980x455)	2,056	1,1	2,262
Несущие конструкции покрытия			
Прогонь:			
Прокатные профили пролетом 6 м	0,06...0,08	1,05	0,063...0,084
Решетчатые профили пролетом 12 м	0,15...0,25	1,05	0,158...0,263
Связи по покрытию	0,04...0,10	1,05	0,042...0,105

Трубы сварные прямошовные по ГОСТ 10704-76



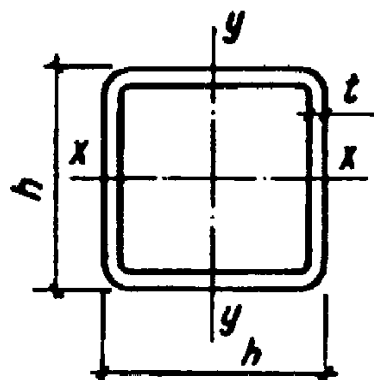
Размеры, мм		Площадь сечения, см ²	Радиус инерции i_x , см	Масса 1 м, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772-88			
D_H	t				C235	C245	C345-3	C440
83	3	7,54	2,84	5,42	+			
89	3	8,1	3,04	6,36	+			
102	2,5	7,81	3,52	6,13	+			
	3	9,32	3,5	7,32	+			
	4,5	13,8	3,46	10,82		+		
114	3	10,5	3,93	8,21	+			
	3,5	12,2	3,91	9,54		+		
	4,5	15,5	3,88	12,15		+		
	5	17,1	3,86	13,44		+		
127	3	11,7	4,39	9,17	+			
	3,5	13,6	4,37	10,66		+	+	
	4	15,5	4,35	12,13		+		
	4,5	17,3	4,34	13,59		+		
	5,5	21	4,3	16,48		+	+	
140	3,5	15	4,83	11,78	+		+	
	4,5	19,2	4,8	15,04		+		
	5	21,2	4,78	16,65		+		
152	4	18,6	5,24	14,6		+		
	4,5	20,8	5,22	16,37		+	+	
	5,5	25,3	5,19	19,87				
159	3,5	17,1	5,5	13,42	+			
	4	19,5	5,48	15,29	+			
	5	24,8	5,45	18,99			+	
	7	33,4	5,38	26,24		+		
168	4	20,6	5,8	16,18	+			
	4,5	23,1	5,78	18,4		+	+	
	5	25,6	5,77	20,1	+			
	8	40,2	5,66	31,57		+		
203	4	25	7,04	19,63		+		

Окончание табл. 2

Размеры, мм		Площадь сечения, см ²	Радиус инерции i_x , см	Масса 1 м, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772-88			
D_H	t				C235	C245	C345-3	C440
	6	37,1	6,97	29,14		+		
219	4	27	7,6	21,21	+	+		
	4,5	30,3	7,59	23,8		+		
	5	33,6	7,57	26,39		+		
	5,5	36,9	7,55	28,96	+			
	6	40,2	7,54	31,52		+	+	+
	7	46,6	7,51	36,6			+	+
	8	53	7,47	41,63		+		+
273	4,5	38	9,5	29,8	+		+	
	5,5	46,2	9,46	36,28	+		+	
	6	50,3	9,45	39,5`		+		+
	7	58,5	9,42	45,92				+
	8	66,6	9,38	52,82		+	+	+
325	5	50,3	11,3	39,46	+			

Таблица 3

Гнутые замкнутые сварные профили квадратного сечения по ТУ 36-2287-80



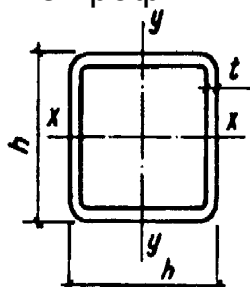
Размеры, мм		Площадь попер. сечения, см	Справочные величины для осей x-x и y-y			Масса 1 м, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772-88		
<i>h</i>	<i>t</i>		$I_x = I_y, \text{ см}^4$	$W_x = W_y, \text{ см}^3$	$i_x = i_y, \text{ см}$		C255	C345	C345-3
80	3	9,24	91,4	22,8	3,14	7,26	+	+	
100	3	11,64	182,7	36,5	3,96	9,13	+	+	
	4	15,36	236,3	47,2	3,92	12,05	+	+	
120	3	14,04	320,5	53,4	4,77	11,02	+	+	
	4	18,56	416,7	69,4	4,74	14,57	+		
140	5	23	507,9	84,6	4,69	18,06	+		+
	4	21,76	671,3	95,9	5,55	17,08	+		+
	5	27	821,2	117,3	5,51	21,19	+		+
	6	32,16	964,3	137,7	5,48	25,24	+	+	+
	7	37,24	1100,9	157,2	5,44	29,23	+	+	+
160	4	24,96	1013	126,6	6,37	19,6	+		+
	5	31	1242,5	155,3	6,33	24,33	+		+

Окончание табл. 3.

Размеры, мм		Площадь попер. сечения, см	Справочные величины для осей x-x и y-y			Масса 1 м, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772-88		
<i>h</i>	<i>t</i>		$I_x = I_y, \text{ см}^4$	$W_x = W_y, \text{ см}^3$	$i_x = i_y, \text{ см}$		C255	C345	C345-3
	6	36,96	1463,1	182,8	6,29	29,01	+		+
	7	42,84	1674,9	209,8	6,25	33,63	+		+
	8	48,64	1878,1	234,7	6,21	38,18	+		+
180	5	35	1787,9	198,6	7,15	24,47	+		+
	6	41,76	2190,7	234,4	7,11	32,78	+		+
	7	48,44	2420,2	268,9	7,07	38,02	+		+
	8	55,04	2719,7	302,1	7,03	43,21	+		+

Таблица 4

Гнутые замкнутые сварные профили прямоугольного сечения по ТУ 36-2287-80



Размеры, мм			Площадь попер. сеч-я, см	Справочные величины для осей x-x и y-y						Масса 1 м, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772-88		
<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t</i>		x - x			y - y				C255	C345	C345-3
			$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$					
120	80	3	11,64	238,4	39,7	4,53	127	31,7	3,3	9,14	+		
		4	15,36	309	51,5	4,48	164	41	3,27	12,06	+	+	
140	100	4	18,56	523,4	74,8	5,31	310,1	62	4,09	14,57	+	+	+
		5	23	638,9	91,3	5,27	376,9	75,4	4,05	18,06	+		+
160	120	5	27	1002,2	125,2	6,09	640,2	106,7	4,87	21,19	+	+	+
		6	32,16	1178,3	147,2	6,05	750,4	125,1	4,83	25,24	+		+
180	140	5	31	1481,5	164,6	6,91	1003,6	143,4	5,69	24,3	+		+
		6	36,96	1746,2	194	6,87	1180	168,6	5,65	29,01	+		+
		7	42,84	2000,1	222,3	6,83	1348,8	192,7	5,61	33,63	+		+
200	160	8	35	2092,9	209,3	7,73	1482,9	185,4	6,51	27,47	+		+
			41,76	2471,5	247,1	7,69	1747,8	218,5	6,47	32,78	+		+
			48,44	2937,5	283,7	7,65	2002,8	250,4	6,43	38	-»-		+
			55,04	3191,2	319,1	7,61	2248,1	281	6,39	43,2	+		+

Таблица 5

Предельная равномерно-распределенная нагрузка для различных марок и расчетных схем профилированных листов по ГОСТ 24045-86

Марка профилированного листа	Пролет, м	Нагрузка, кН/м ² , при расчетной схеме			
		однопролетной	двухпролетной	трехпролетной	четырёхпролетной
НС40-800-0,7	3	-	1,83у	1,97д	2,02у
НС44-1000-0,7	3	-	2,48	2,85д	2,73у
Н57-750-0,7	3	2,90д	2,62у	3,10у	2,96у
Н57-750-0,8	3	3,37д	3,69	4,27у	4,10у
Н68-845-0,7	3	3,24д	2,30у	2,70у	2,50у
Н-68-845-0,8	3	3,88	3,25у	3,78у	3,60у
Н75-750-0,8	3	5,82	5,27	6,59	6,16
	4	-	-	3,71	-
Н75-750-0,9	3	6,46	6,17	7,71	7,21
	4	-	-	4,34	-
Н114-750-0,9	4	6,60	6,59	8,25	-
	6	2,18	2,93	-	-
Н114-750-1,0	4	7,33	8,33	9,17	-
	6	2,44д	3,26	-	-
Н114-600-0,9	4	6,85	6,90	8,62	-
	6	2,28у	3,06	-	-
Н114-600-1,0	4	7,77	7,71	9,72	-
	6	2,58	3,45	-	-
Н60-845-0,8*	3	3,29д	3,05у	3,24у	3,15у
Н60-782-1,0*	3	3,61д	4,40д	4,47у	4,50
Н79-680-1,0*	3	5,03д	5,74	6,11	5,91
Н80-674-1,0*	3	6,39д	7,43	7,35	7,66

Примечание: у – несущая способность по условию устойчивости стенки гофра на опоре; Д – то же, по условию деформативности; * - профили по ГОСТ 24045-80; прочерк означает, что данный настил при указанной расчетной схеме не применяется.

Таблица 6

Канаты стальные для висячих покрытий

Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех проволок, мм ²	Расчетная масса 1000 м каната, кг	Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех проволок, мм ²	Расчетная масса 1000 м каната, кг
Канаты одинарной свивки типа ТК конструкции <i>1x37 (1+6+12+18) по ГОСТТ 3064-80</i> $k_p = (0,81...0,85)$					
12/1,7*	84,26	719	20/2,8*	228,74	1956
12,5/1.8	94,44	806	21/3	26231	2240
14/2	116,89	993,6	22,5/3.2	29832	2550
15,5/2,2	141,37	1200	24/3.4	337.03	2875
17/2,4	168,17,	1425	27/3,8	420,84	3590
18,5/2,6	197.29	1685			
Канаты двойной свивки типа ЛК-РО конструкции <i>6x36 (1+7+7/7+14) по ГОСТТ 7669-80</i> $k_p = (0,75...0,80)$					
28	373,25	3495	45.5	991,84	9045
30	422,76	3890	49	1163,04	10600
32,5	487,48	4445	52	1304.05	11850
35,5	580,11	5290	57	1520,73	13900
36,5	646,37	5895	613	1782,5	16250
39	716,9	6530	64	1880,27	17148
41	796,.83	7265	68	2058,71	18775
42	843,90	7965	72	2316,38	21125
Канаты двойной свивки типа ЛК-Р конструкции <i>6x19 (1+6+6/6) по ГОСТТ 14954-80</i> $k_p = (0,81...0,85)$					
8	29,68	272,5	23	247,17	2265
8.8	35,7	327.5	25	279.27	2560
9,7	42,3	388	27	337,27	3090
11	53,58	491,5	29,5	404.55	3705
12	61,92	568	31	449,85	4125
12.5	70,91	650.5	33	497,7	4565
14	86,36	792	36	589,81	5410
15	100,48	921,5	38,5	674,88	6190
16.5	121,24	1115	41	768,45	7050
18	143,99	1320	46,5	988,71	9065
19	165,68	1520	49,5	1117,11	10250
20,5	192,11	1765	55	1379,27	12650
22	217,06	1990			

Окончание таблицы 6

Канаты закрытые несущие по ГОСТТ 7676-73					
$k_p = 1$					
50	1713,8	14695,1	60	2408,69	20636,0
52	1846,16	158283	65	2763,97	23673,1
54	1988,1	17043.7	70	3231.84	27671,2
55	2016,33	17280,6			

Таблица 7

Арматурная сталь периодического профиля по ГОСТ 5781-75*
для висячих покрытий

Номиналь- ный диа- метр, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса 100 м, кг	Номиналь- ный диа- метр, мм	Площадь по- перечного сечения, см ²	Масса 100 м, кг
16	2,011	157,8	28	6,158	483,4
18	2,545	199,8	32	8,042	6313
20	3,142	246,6	36	10,18	799
22	3,801	298.4	40	12,56	987
25	4,909	385,3			

Таблица 8

Невитые канаты из проволок диаметром 5 мм

Марка не- витого каната	Количест- во прово- лок в кан- ате, шт.	Диаметр каната по диагона- ли, мм	Расчетная площадь сечения, см ²	Нормативное суммарное разрывное усилие, кН	Агрегатное разрывное усилие, т	Масса 1м, кг
МП 19-5	19	25	3,75	667	644	3,02
МП 37-5	37	35	7,25	1260	1223	5,84
МП 61-6	61	45	11,95	2032	1998	9,85
МП 91-5	91	55	17,84	3034	2977	14,3
МП 127.5	127	65	24,89	4202	4159	20,35
МП 169-5	169	75	32,34	5498	5311	26,5
МП 217-5	217	85	42,58	7211	6931	34,67

Примечание. Условный предел текучести проволок 139... 143 кН/см².

Таблица 9

Модули упругости канатов

Конструкции каната	Модуль упругости канатов, $E \times 10^5$ кН/см ²	
	предварительно вытянутых	не подвергну- тых техноло- гическим воз- действиям
Невитые	2	2
Семипроволочные	1,8	1,8
Спиральные диаметром:		
до 55 мм	1,5...1,7	1,4...1,5
более 55 мм	1,5...1,6	1,4
Спиральные с увеличенными (до 11..12) кратностями свивки диаметром:		
до 55 мм	1,7	1,6
более 55 мм	1,6	1,5
Многопрядные	1,3...1,5	1,2
Многопрядные с увеличенными крат- ностями свивки (прядей 14...15, каната 10...12)	1,6	1,4