

А. И. Колесов

**ОСНОВЫ КОМПОНОВКИ И РАСЧЕТОВ  
СТЕРЖНЕВЫХ, ВИСЯЧИХ И МЕМБРАННЫХ  
СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЙ  
БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ЗДАНИЙ**

Учебное пособие



Нижний Новгород  
2021

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования  
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

А. И. Колесов

**ОСНОВЫ КОМПОНОВКИ И РАСЧЕТОВ СТЕРЖНЕВЫХ,  
ВИСЯЧИХ И МЕМБРАННЫХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
ПОКРЫТИЙ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ЗДАНИЙ**

Утверждено редакционно-издательским советом университета  
в качестве учебного пособия

Нижний Новгород  
ННГАСУ  
2021

ББК 38.5  
К 60  
УДК 624.014 (075.8)

*Печатается в авторской редакции*

Рецензенты:

- А. К. Ломунов* – д-р физ-мат. наук, профессор, гл. научн. сотрудник НИИ Механики (ФГАОУ ВО «Национальный исследовательский Нижегородский государственный ун-т им. Н. И. Лобачевского»  
*А. М. Ковлягин* – канд. техн. наук, доцент, генеральный директор ООО «Профессиональное Проектирование»

Колесов А. И. Основы компоновки и расчетов стержневых, висячих и мембранных стальных конструкций покрытий большепролетных зданий [Текст]: учеб. пособие / А. И. Колесов; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н.Новгород: ННГАСУ, 2021. – 159 с.  
ISBN 978-5-528-00447-1

Приведен краткий обзор проектирования стальных каркасов и покрытий большепролетных зданий:

- плоских: балочных, рамных, арочных;
- пространственных: оболочек в форме куполов, сводов, двояковыпуклой кривизны; структур;
- висячих: однопоясных гибких и изгибно-жестких, двухпоясных, тросовых ферм и седловидных сеток, комбинированных (стержневые плоские или пространственные в совместной работе с вантами);
- мембранных: основы компоновки и особенности статического и конструктивного расчетов.

Изложены основы выбора КЭ-моделей для статического расчета на ЭВМ, основы конструктивного расчета с учетом современных действующих норм, а также примеров расчета из списка литературы, приведенного в пособии.

Предназначено для студентов специальности 08.05.01 по учебной дисциплине «Металлические конструкции высотных и большепролетных зданий и сооружений» как при освоении лекционного курса, так и курсовом проектировании и выборе тем для дипломного проектирования. Пособие может быть также полезно студентам, обучающимся по направлению 08.03.01 «Строительство» (профиль «ПГС»).

ББК 38.5

## СОДЕРЖАНИЕ

1.	Историческая справка о проектировании и строительстве большепролетных зданий в металлическом каркасе.....	5
2.	Общие вопросы компоновки, проектирования и строительства большепролетных зданий с применением стальных несущих конструкций.....	7
3.	Большепролетные здания с плоскими балочными несущими стальными покрытиями.....	9
4.	Большепролетные здания с плоскими рамными стальными каркасами.....	19
5.	Большепролетные здания с покрытиями стальными арками.....	27
6.	Большепролетные здания с пространственными стержневыми покрытиями в форме куполов.....	36
7.	Большепролетные здания с покрытиями пространственными оболочками нулевой кривизны (однослойные и двухслойные своды).....	47
8.	Большепролетные здания с покрытиями пространственными стержневыми оболочками двояковыпуклой кривизны.....	53
9.	Большепролетные здания с покрытиями из плоских пространственных стержневых конструкций.....	64
10.	Большепролетные здания с висячими покрытиями из несущих гибких нитей.....	76
	10.1. О висячих покрытиях В.Г. Шухова.....	76
	10.2. Возрождение проектирования и строительства зданий с висячими покрытиями после окончания второй мировой войны. Общая классификация висячих покрытий.....	87
	10.2.1. Группа 1 – однопоясные системы с гибкими нитями.....	90
	10.2.2. Группа 2 – однопоясные системы с изгибно-жесткими	

нитями.....	100
10.2.3.Группа 3 – двухпоясные висячие покрытия зданий.....	104
10.2.4. Группа 4 – большепролетные здания с покрытиями из тросовых ферм.....	114
10.2.5. Группа 5 – висячие покрытия большепролетных зданий седловидными напряженными сетками.....	118
10.2.6. Группа 6 – здания с комбинированными несущими конструкциями покрытий (стержневые балки или фермы и ванты)	124
10.2.7. Группа 7 – большепролетные здания с покрытиями из висячих мембранных оболочек.....	133
11. Основы статического и конструктивного расчетов покрытий большепролетных зданий .....	134
11.1. Общие рекомендации.....	134
11.2. Основы и особенности статического и конструктивного расчетов балочных, рамных и арочных конструкций.....	137
11.3. Основы и особенности статического и конструктивного расчетов купольных конструкций.....	139
11.4. Основы и особенности статического и конструктивного расчетов сводов.....	145
11.5. Основы и особенности статического и конструктивного расчетов стержневых оболочек двояковыпуклой кривизны.....	146
11.6. Основы и особенности аналитического и конструктивного расчетов плоских пространственных стержневых конструкций («структур»).....	152
11.7. Основы и особенности статического и конструктивного расчетов покрытий с гибкими висячими нитями и вантами.....	153
11.8. Основы и особенности статического и конструктивного расчетов висячих мембранных оболочек.....	154
Список литературы.....	160

## 1. ИСТОРИЧЕСКАЯ СПРАВКА О ПРОЕКТИРОВАНИИ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ЗДАНИЙ В МЕТАЛЛИЧЕСКОМ КАРКАСЕ

В рамках специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» [1] специализация №1 предусматривает проектирование и строительство высотных и большепролетных уникальных зданий и сооружений.

Согласно [2] к уникальным объектам относятся объекты капитального строительства, в проектной документации которых предусмотрена хотя бы одна из следующих характеристик (в редакции Федерального закона № 337-ФЗ от 28.11.2011):

- высота > 100 м;
- пролеты > 100 м;
- наличие консоли > 20 м;
- заглубление подземной части ниже планировочной отметки земли > 15 м.

В части уникальных объектов пролетами > 100 м, видимо, целесообразно деление на:

- большепролетные здания, имеющие замкнутый контур;
- большепролетные сооружения – открытые полностью или полузакрытые каркасные объекты.

В настоящем учебном пособии рассмотрены большепролетные здания, которые в части уникальности могут быть пролетами как  $l_1 \leq 100$  м, так и  $l_2 > 100$  м. При этом их уникальность может быть в форме разового неповторяемого здания в зависимости от примененных материалов, конструкций, технологического или функционального назначений, специальных расчетов и исследований [18, с. 13].

В историческом плане началу развития проектирования и строительства большепролетных зданий послужил накопленный опыт строительства

мостов. В распространении этого опыта на металлические конструкции промышленных, гражданских и общественных зданий внесли вклад Ф.С. Ясинский, В.Г. Шухов, И.П. Прокофьев [3] и другие выдающиеся ученые и проектировщики того времени.

Так, в конце XIX в. стали применять рамно-арочные конструкции, которые наибольшего совершенства достигли в конструкциях дебаркадера Киевского вокзала в Москве пролетом  $\approx 48$  м (рук. проекта В.Г. Шухов). Ф.С. Ясинский разработал большепролетные складчатые конструкции покрытий зданий. И.П. Прокофьев, используя накопленный опыт по строительству мостов, запроектировал ряд уникальных по тому времени большепролетных покрытий (Мурманские и Перовские мастерские Московско-Казанской железной дороги, Московский почтамт, дебаркадер Казанского вокзала в Москве).

К концу 40-х годов XX в. существенно расширилась номенклатура металлических конструкций и многообразие их конструктивных форм. Задачи по проектированию металлических конструкций решались усилиями ведущих проектных, научных и производственных коллективов: ЦНИИПСК, Промстройпроект, ЦНИИСК с привлечением вузовских коллективов. Сформировалась советская школа проектирования, которая приближала конструктивные схемы к условиям эксплуатации и требованиям высоких темпов строительства. Большой вклад в развитие советской школы металлических конструкций внесли выдающиеся ученые и проектировщики: Н.С. Стрелецкий, Н.П. Мельников и др.

В 50...70-е годы XX в. строительство большепролетных зданий в металлическом каркасе развивалось с соблюдением основных принципов: экономия стали, упрощение изготовления и ускорение монтажа. Были построены такие уникальные промышленные здания, как сборочный цех для судостроительного эллинга (рис. 4.5), пролетом 120 м с многоопорными кранами [3], подвешенными к стропильно-подкрановым фермам на отм. +56 м. Из зданий общественного и спортивного назначения можно

выделить большепролетные выставочные павильоны в Москве, дворец спорта в Лужниках, спортивные здания с уникальными пролетами и конструкциями к олимпиаде 1980 г.

Сформировался метод расчета стальных и других конструкций по предельным состояниям.

Металлические конструкции применяются сегодня во всех видах зданий и инженерных сооружений, особенно если необходимы значительные пролеты и сжатые сроки возведения зданий. Потребность в металлических конструкциях чрезвычайно велика (олимпиада в Сочи 2014 г., Международные спортивные мероприятия в Казани, подготовка к чемпионату мира по футболу в 2018 г.).

## **2. ОБЩИЕ ВОПРОСЫ КОМПОНОВКИ, ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ЗДАНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ СТАЛЬНЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ**

Как отмечено в [3; 18], большепролетными зданиями принято называть здания, пролет которых равен или превышает 42 м (заметим, что типовые пролеты ограничены в 36 м). Значительные пролеты имеют здания общественного назначения, в которых скапливается большое число людей. К таким зданиям можно отнести: стадионы (крытые), спортивные залы, спортивные манежи, концертные залы, выставочные павильоны, крытые рынки, вокзалы. Здания промышленного назначения с большими пролетами строят для технологических процессов, выпускающих весьма крупную продукцию: судостроительные эллинги, авиасборочные цеха, экспериментальные испытательные лаборатории; или, если они предназначены для хранения и текущего ремонта крупногабаритной продукции: ангары, троллейбусные парки и т.п.

Требования к несущим конструкциям большепролетных зданий существенно зависят от назначения здания: для общественных зданий, строящихся в центральной части города, доминируют архитектурно-



композиционные требования; для зданий промышленного назначения основные требования определяются технологией производства.

Общее сходство большепролетных зданий в их уникальности: они не являются объектами массового строительства, для них применяются индивидуальные архитектурные и конструктивные решения.

Разнообразие функционального и технологического назначения большепролетных зданий обусловило применение в них металлических конструкций разных конструктивных схем (систем): балочных, рамных, арочных, висячих и т.п. Для повышения их эффективности применяют предварительные напряжения. Выбор конструктивного решения в каждом конкретном случае делают на основе вариантного проектирования, сравнения технико-экономических показателей, оценки архитектурно-композиционных достоинств вариантов с целью выбора наиболее рационального решения из рассмотренных. Для значительной части большепролетных зданий основной нагрузкой является собственный вес несущих и ограждающих конструкций покрытия. Снижение этой нагрузки уменьшает усилия в ее элементах, материалоемкость самой конструкции покрытия и нагрузку на колонны и фундаменты каркаса. Поэтому применение высокопрочных сталей и легких кровельных конструкций дает существенную экономию в силу эффекта обратной связи [3].

Различают большепролетные здания с плоскими несущими конструкциями стального каркаса, к которым относят: балочные, рамные, арочные, висячие-плоские; и с пространственными несущими конструкциями стального каркаса, к которым относят: структуры – плоские, своды – цилиндрические, оболочки – стержневые (сетчатые), оболочки – мембранные, купола, висячие – пространственные.

### 3. БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ ЗДАНИЯ С ПЛОСКИМИ БАЛОЧНЫМИ НЕСУЩИМИ СТАЛЬНЫМИ ПОКРЫТИЯМИ

#### 3.1. Основы компоновки

В балочных несущих конструкциях большепролетных покрытий основные элементы работают на изгиб (в балках появляются усилия « $M$ » и « $Q$ », в балочных фермах – « $N$ » – в стержнях, « $Q$ » – на опорах). Они имеют шарнирные опоры, не создают распора и малочувствительны к температурным изменениям. Монтаж опорных и пролетных конструкций не связан между собой, что создает удобства в организации и технологии производства работ.

Однако отсутствие опорных разгружающих моментов в балочных конструкциях обуславливает повышенный расход стали. Чтобы его уменьшить, применяют искусственные приемы: предварительное напряжение, применение сталей повышенной прочности, эффективные типы профилей. Все это позволяет большепролетным балочным конструкциям быть конкурентно-способными с другими конструктивными формами при пролетах до 70...80 м.

При применении таких конструкций проектировщики передают ветровые нагрузки на другие вспомогательные элементы: трибуны, бытовые пристройки, этажерки и т.п.

Пример реализованной большепролетной балочной фермы показан на рис. 3.1 из [3]. Это здание ледового катка (Нидерланды). Здесь главные фермы пролетом 52.8 м имеют трехгранную форму с поперечным сечением в габаритах перевозки 3800×3250 мм. Все элементы фермы выполнены из гнutosварных труб квадратного профиля. Опорами фермы служат стальные трубы диаметром по 700 мм, защемленные в железобетонных конструкциях трибун. Шаг ферм в осях – 9.6 м, а расстояние между ближайшими поясами – 6 м (при ширине верхних поясов ферм – 3.6 м в наружных габаритах). Это дало возможность применить беспрогонную

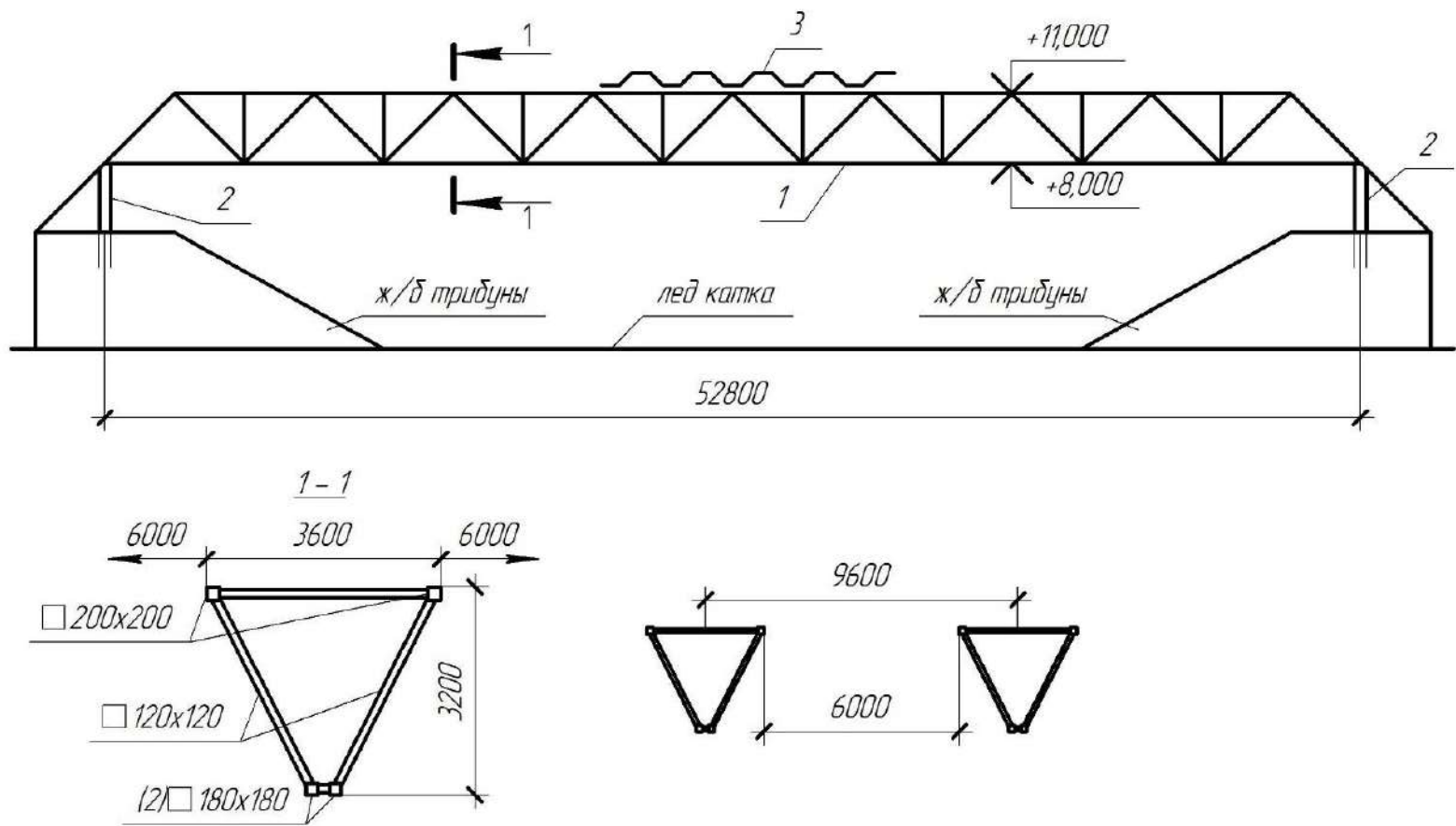


Рис. 3.1. Балочное большепролетное покрытие искусственного катка (Нидерланды):  
 1 – главные фермы; 2 – стойки из трубы; 3 – профлист 141×0,75 мм

кровлю из профлиста с высотой гофра 141 мм. Каждая ферма изготавливалась на заводе из двух марок. Укрупнение выполнялось на стройплощадке. Монтаж производится двумя кранами.

Другим примером (рис. 3.2) из [3] представлена конструкция большепролетного балочного покрытия универсального спортивного комплекса в Москве. Покрытие выполнено из объемных предварительно напряженных блоков. Блоки длиной по 12 м и шириной по 2.5 м соединены по длине пролета высокопрочными болтами, образуя пространственную ферму с предварительно напряженными поясами. В пределах каждого блока поясные щиты фермы состоят из рамок с натянутыми на них листовыми обшивками толщиной 2 мм. Сама рамка состоит из двух продольных уголков, соединенных с торцевыми фермочками и распорками. После объединения двух поясных щитов с помощью уголков и диафрагм в единый блок обшивка занимает проектное положение и получает предварительное растяжение усилием, большим расчетного усилия сжатия в поясе от внешних нагрузок.

Листовые обшивки, работая в составе поясов фермы, одновременно выполняют роль кровли и потолка, а также связей.

Горизонтальная жесткость здания в поперечном направлении обеспечивается наклонными ригелями трибун. В продольном направлении здания жесткость обеспечивается шестиэтажной этажеркой центрального ядра, в которой расположены обслуживающие помещения комплекса.

Монтаж конструкций данного покрытия выполняли после укрупнительной сборки монтажной единицы размерами 110×5.0 м из двух блоков 110×2.5 м на нулевой отметке в торце строительной площадки здания. Собранная монтажная единица – блок 110×5.0 м надвигался по наклонным балкам до рабочей отметки, а потом по подстропильным балкам устанавливался в проектное положение.

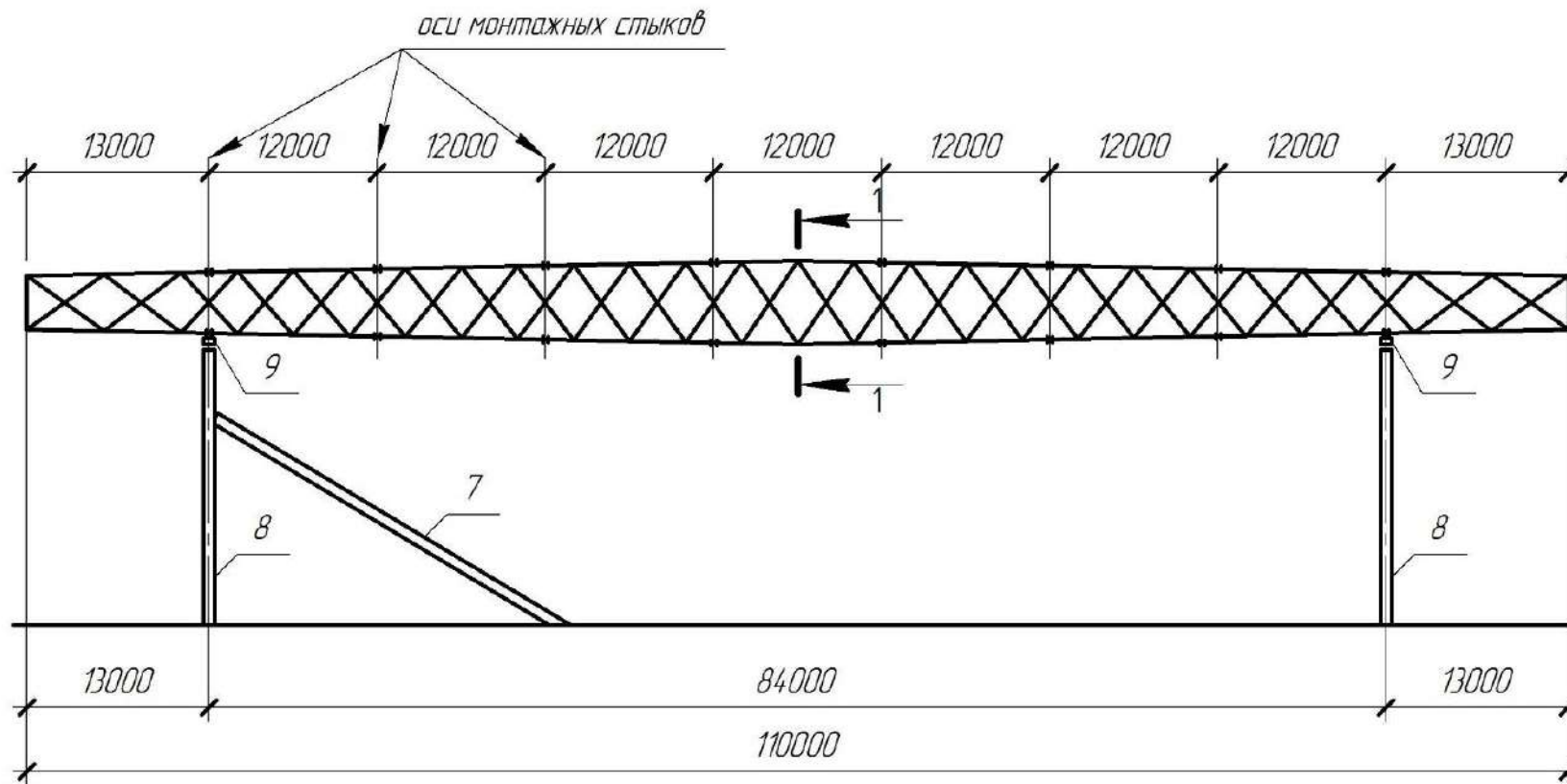


Рис. 3.2, а. Большепролетное балочное покрытие универсального спорткомплекса (Москва).  
 Поперечный разрез

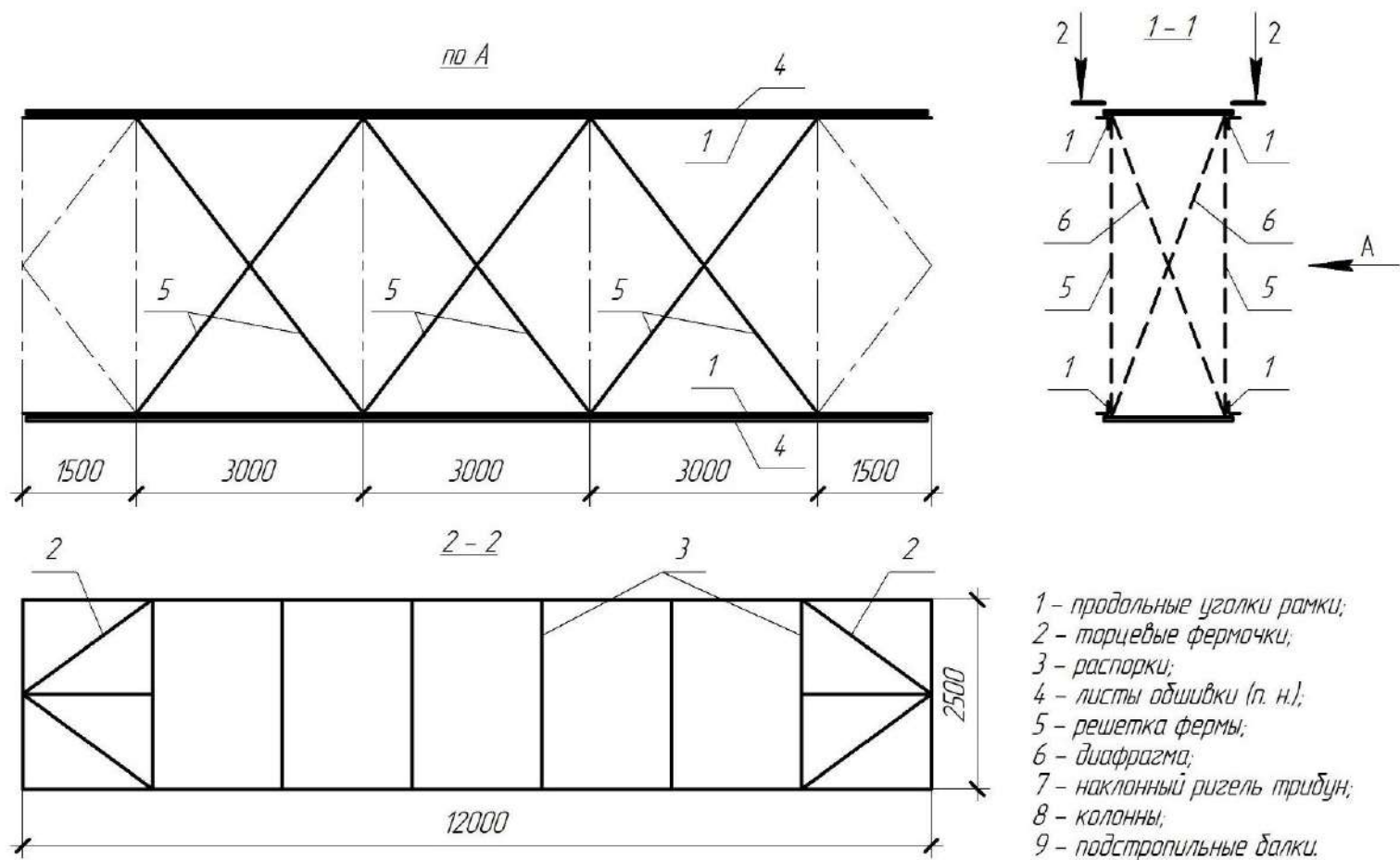


Рис. 3.2, б. Большепролетное балочное покрытие универсального спорткомплекса (Москва).  
 Сечение 1-1. Виды 2-2, А

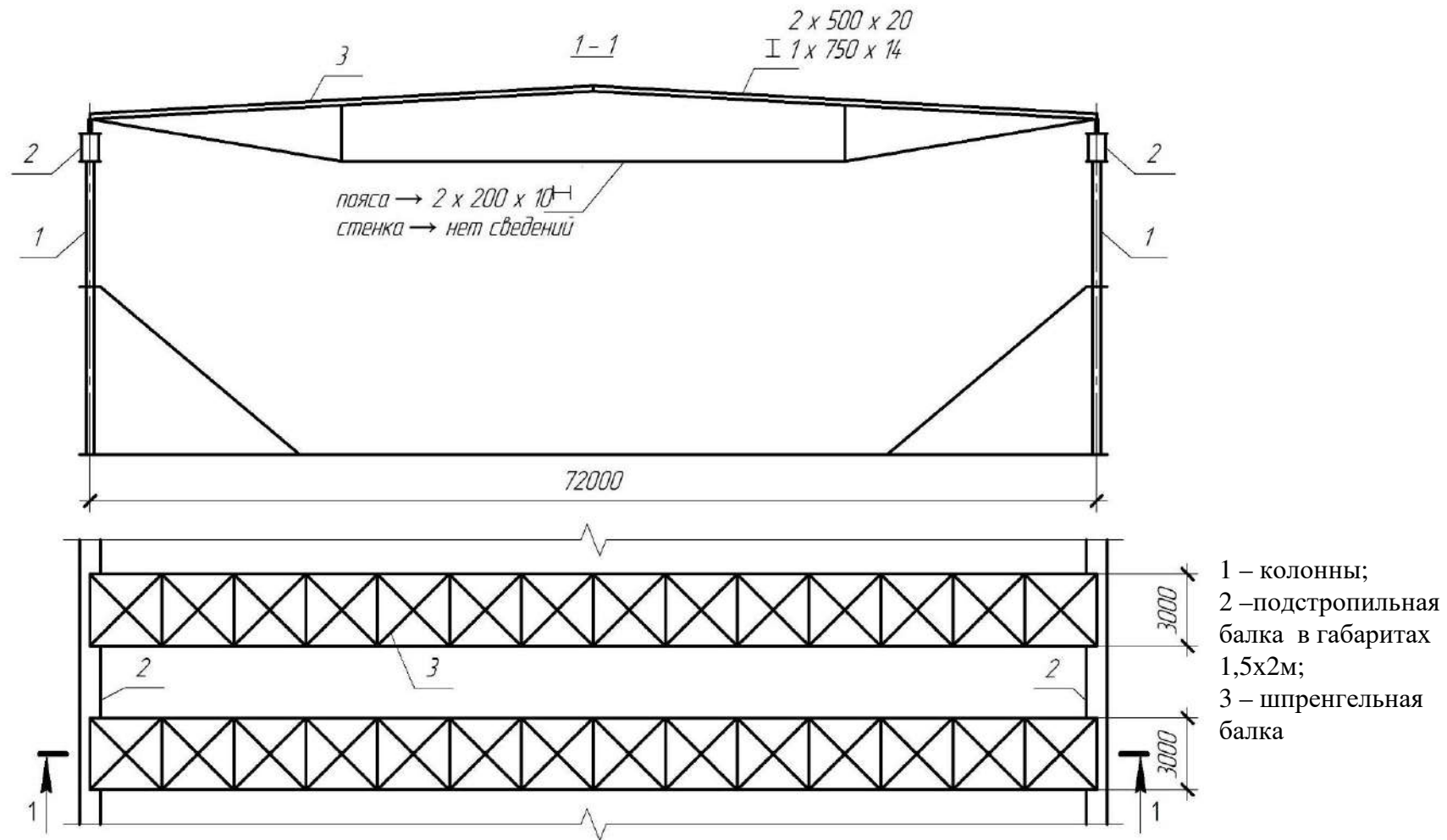


Рис. 3.3. Большепролетное балочное покрытие малой спортивной арены (Москва, Лужники)

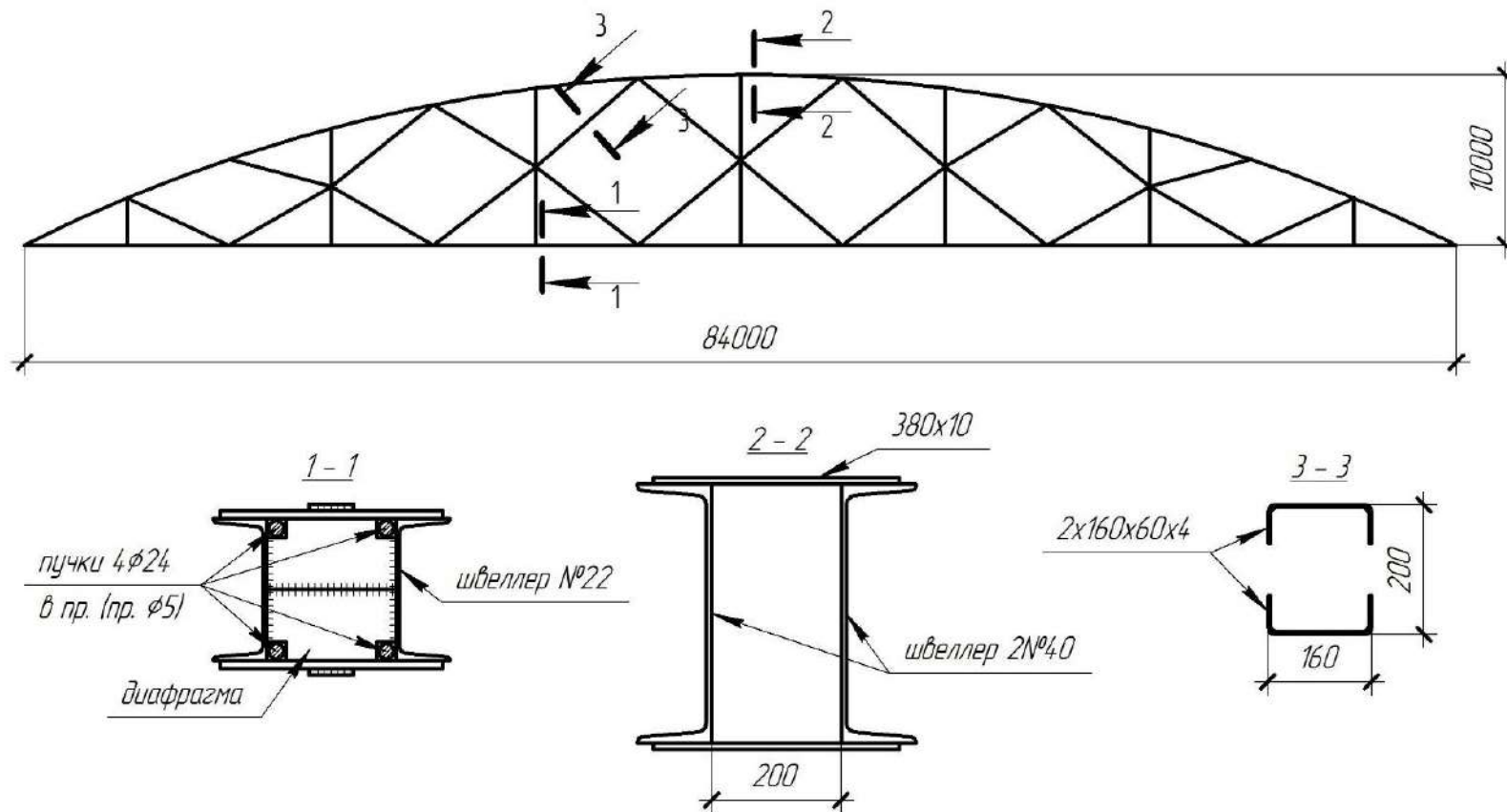


Рис. 3.4. Большепролетная балочная ферма покрытия ангара для самолетов в г. Алма-Ата с предварительным напряжением нижнего пояса



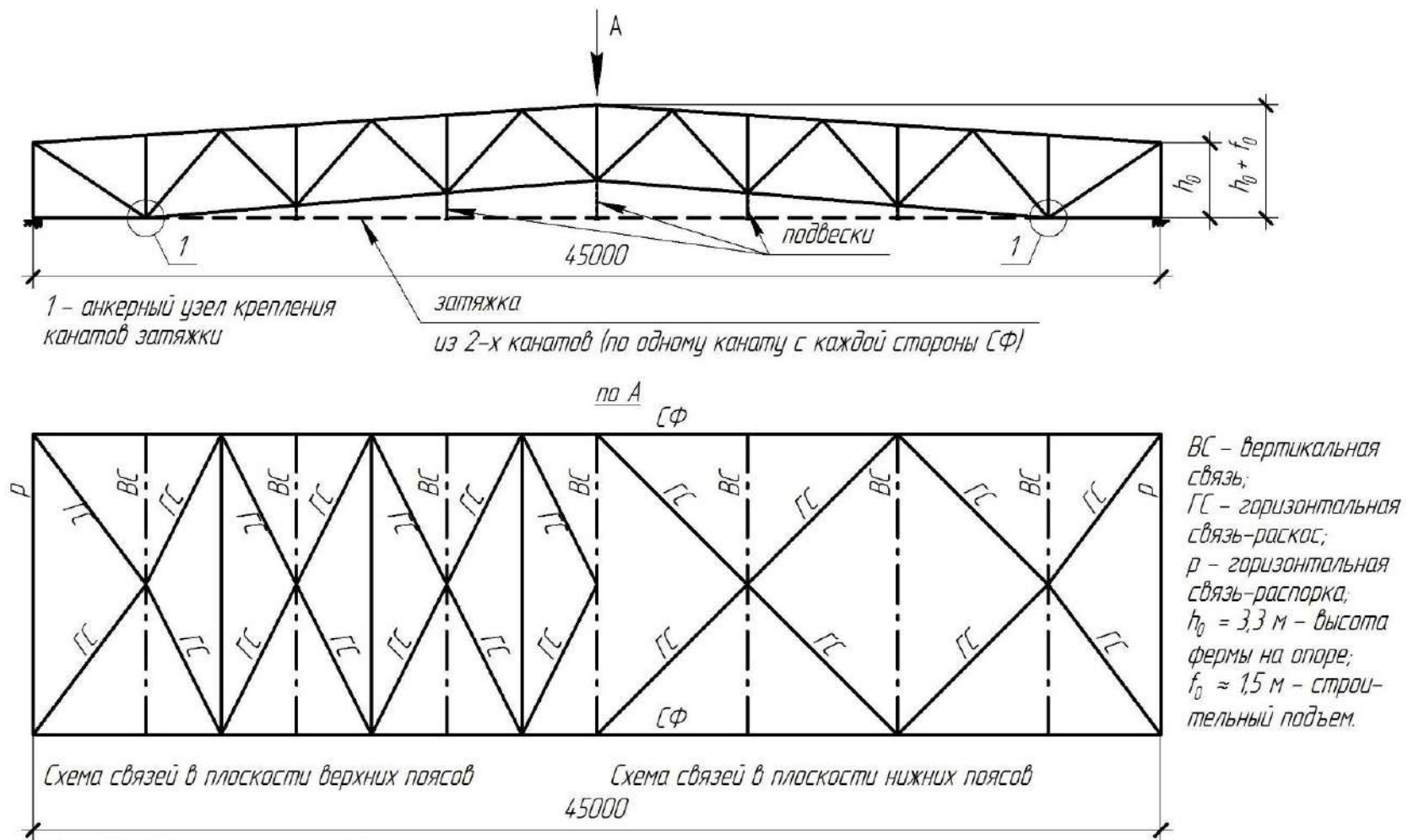


Рис. 3.5. Большепролетная балочная ферма покрытия машинного зала Рефтинской ГРЭС с преднапряженной затяжкой

На рис. 3.3 приведен пример покрытия малой спортивной арены (Москва, Лужники) [3] с применением большепролетной шпренгельной балки (72 м) и высотой в середине пролета 4.2 м (1/17 пролета). Все элементы шпренгельной балки сварные двутаврового сечения из стали марки 10Г2С1. Шаг балок принят 3 м для беспрогонной кровли из профилированного настила. Опоры под шпренгельные балки выполнены из сварных подстропильных балок коробчатого сечения 1.5×2 м, каждая из которых опирается на 4 колонны. На подстропильные балки укладывались рельсы, по которым в процессе монтажа аналогично предыдущему примеру надвигались укрупненные блоки шпренгельных балок со связями.

Для снижения расхода стали в большепролетных балочных конструкциях покрытий эффективно применение предварительного напряжения. На рис. 3.4 из [4] приведен пример применения предварительного напряжения в большепролетной ферме (84 м) покрытия ангара для самолетов в г. Алма-Ата. Шаг ферм – 12 м. Очертание верхнего пояса близко к квадратной параболе. Предварительное напряжение нижнего пояса дало экономический эффект по массе фермы в 14%. При этом для нижнего пояса фермы оказалось достаточным сечение из двух швеллеров №22 и 4-х пучков высокопрочной проволоки диаметром 24 мм ( проволока – по 5 мм).

На рис. 3.5 из [5] приведен пример покрытия машинного зала пролетом 45 м Рефтинской ГРЭС с применением предварительно напряженной фермы типа «арка с затяжкой». Высота жесткой части фермы – 3.5 м, уклон верхнего пояса  $i = 1/8$ . Затяжка – двухветвевая из стальных канатов диаметром по 55 мм типа ТК 7×37 из семи прядей с жестким сердечником (ГОСТ 3068-55). Анкерные крепления канатов – стаканного типа с заливкой сплавом ЦАМ. Шаг ферм – 12 м. Предварительное напряжение выполнялось в блоке из двух ферм со связями. Экономия по расходу стали

составила  $\approx 20\%$  при выполнении предварительного напряжения внизу без плит покрытия.

### 3.2. Основы статического и конструктивного расчетов

В балочных несущих конструкциях большепролетных покрытий основные элементы работают на изгиб (балки сплошные, фермы сквозные) и имеют простые шарнирные опоры. Они не создают распора и нечувствительны к температурным изменениям.

Однако при обычных способах проектирования и изготовления они имеют повышенный расход стали. Для повышения их эффективности применяют: стали повышенной прочности, гнутосварные тонкостенные профили, включение ограждающих конструкций в работу основных несущих элементов, использование предварительного напряжения. Это делает большепролетные балочные конструкции конкурентоспособными с другими формами конструкций при пролетах до 70...80 м.

Балочные конструкции применяют и в тех случаях, когда горизонтальные нагрузки (например, ветровые) можно передать на вспомогательные конструкции (например, на продольные трибуны в общественных зданиях; на технологические площадки и этажерки в промышленных зданиях и т.п.). Такие решения также повышают эффективность балочных конструкций.

Аналитическое определение расчетных усилий ( $M$ ,  $N$ ,  $Q$ ) в большепролетных балочных конструкциях сплошного постоянного сечения можно определить по готовым таблицам (см. например, [20, стр. 375...392] в разрезных балочных конструкциях; в шпренгельных балках – [20, стр. 414...415]; в неразрезных – [20, стр. 392...402]).

Большепролетные балочные конструкции сквозного сечения становятся экономичнее сплошных постоянного сечения по расходу стали или по второму предельному состоянию. Определение усилий в плоских фермах аналитически также возможно по традиционным правилам стержневой

строительной механики. Однако, в современных условиях чаще уточненные расчеты выполняют численно с применением ЭВМ в ППП.

Эффективность балочных конструкций (сплошных и сквозного сечений) существенно повышается при применении предварительного напряжения (увеличение размеров пролетов, снижение расхода стали и стоимости, несмотря, на дополнительные затраты на затяжки). При этом предварительное напряжение применяют как на весь пролет – предварительно напряженные фермы типа «арка с затяжкой» (здесь предварительный строительный подъем, необходимый для большепролетных конструкций, повышает эффект работы затяжки), так и предварительное напряжение фермы отдельными стержнями. Пример расчета предварительно напряженной фермы типа «арка с затяжкой» приведен в [21, стр. 222...234], а методика расчета отдельного предварительно напряженного стержня в ферме приведен в работе [23].

В настоящем учебном пособии основы и особенности статического и конструктивного расчетов балочных конструкций приведены в п.11.2.

## **4. БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ ЗДАНИЯ С ПЛОСКИМИ РАМНЫМИ СТАЛЬНЫМИ КАРКАСАМИ**

### **4.1. Основы компоновки**

По сравнению с балочными большепролетными системами рамные большепролетные каркасы более экономичны по расходу стали и обладают большей поперечной жесткостью. Это объясняется уменьшением изгибающего момента в средней части ригеля от разгружающего действия опорных моментов. Однако (ничего «даром» не бывает) появляются рамные моменты в стойках. Но при сравнительно небольшой высоте стоек (колонн) рам по сравнению с пролетом существенного утяжеления рамы в целом не происходит.

Большепролетные рамы классифицируют на двухшарнирные и бесшарнирные. Последние более чувствительны к изменениям температуры и

осадкам фундаментов из-за более высокой статической неопределимости. Двухшарнирные большепролетные рамы поэтому более распространены. В них можно эффективно применять преднапряжение затяжками, расположенными ниже нулевой отметки в специальных коробах. Вместо затяжек в двухшарнирных рамах можно использовать для разгрузки искусственные приемы. На рис. 4.1 и 4.2 [3] приведены принципиальные схемы большепролетных рам со сквозными ригелями и колоннами. А на рис. 4.3 и 4.4 из [3] показаны конструктивные (искусственные) приемы для разгрузки ригеля рамы.

В последние годы большепролетные рамы стали применять со сплошностенчатыми ригелями и колоннами непрерывного переменного сечения. Они более технологичны в изготовлении, более надежны в эксплуатации, обладают меньшими габаритами сечения, что приводит также к уменьшению высоты отапливаемого здания и упрощает транспортировку марок на строительную площадку для монтажа каркаса здания.

На рис. 4.5 из [3] приведен пример большепролетной рамы с ригелем сквозного сечения, в котором нижний пояс выполнен в виде подкраново-подстропильной балки, образуя общую стропильно-подкрановую ферму.

На рис. 4.6 из [27] приведен пример большепролетной рамы из сплошных стержней непрерывного переменного сечения в спортивном комплексе «ОЛИМП» Свердловской области, по проекту фирмы «ВЕНТАЛЛ». Внутри поперечной рамы для уменьшения пролета функционально применена центрально сжатая стойка с шарнирными узлами крепления к ригелю рамы вверху и к фундаменту внизу. Шаг рам 9.0 м. Длина зала 162.0 м.

На рис. 4.7 из [27] приведен пример однопролетной рамы (48 м) из сплошных стержней непрерывного переменного сечения в производственном здании ремонтно-экипировочного депо в г.Москве, по проекту фирмы «ВЕНТАЛЛ». Длина производственного корпуса 51.8 м, шаг рам 10 м.

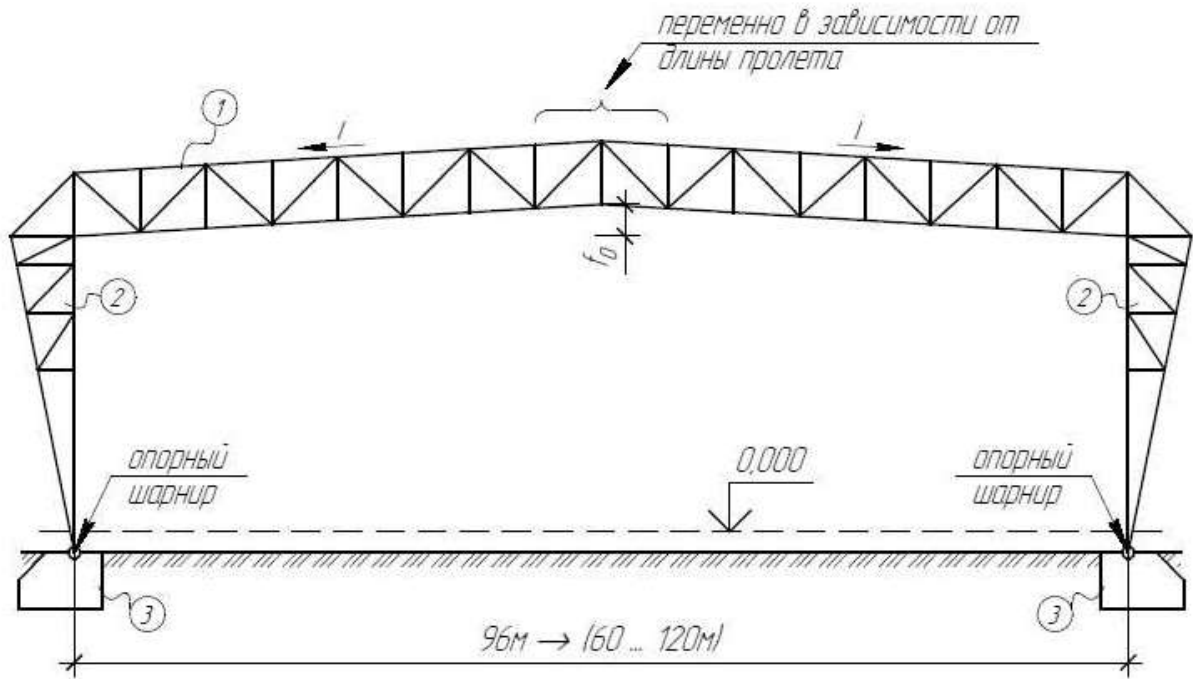


Рис. 4.1. Двухшарнирная большепролетная рама со сквозными ригелями и колоннами с единой базой: 1 – ригель; 2 – колонны; 3 – фундаменты; 0,000 – отметка чистого пола;  $f_0$  – начальный строительный подъем

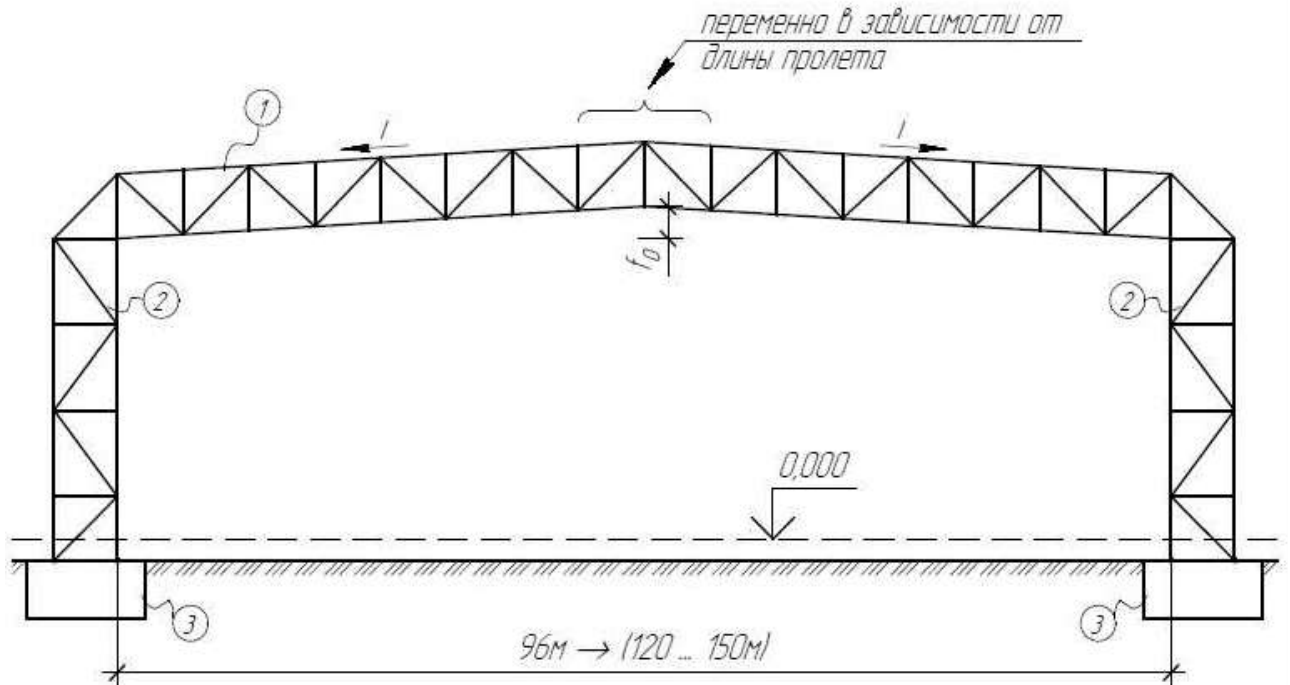


Рис. 4.2. Бесшарнирная большепролетная рама со сквозными ригелями и колоннами с отдельными базами: 1 – ригель; 2 – колонны; 3 – фундаменты; 0,000 – отметка чистого пола;  $f_0$  – начальный строительный подъем

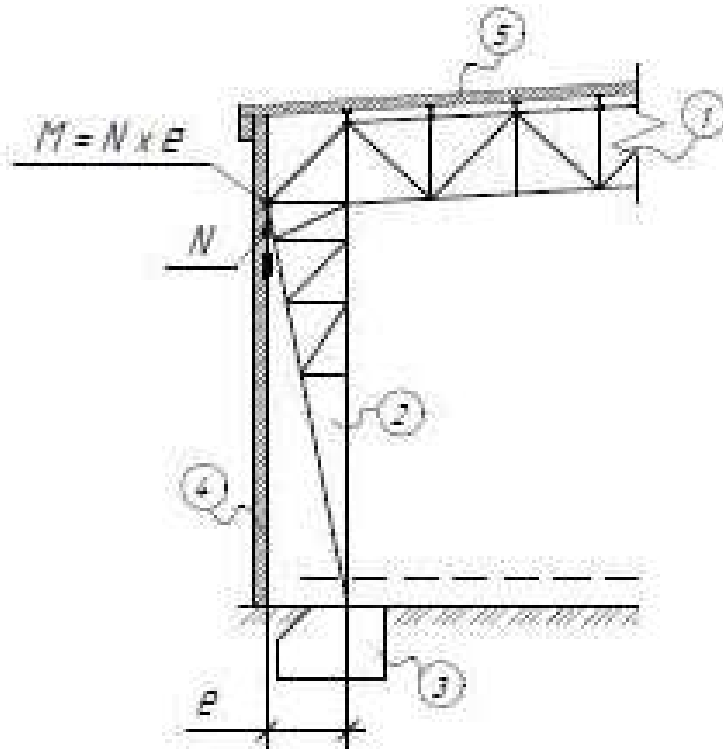


Рис. 4.3. Конструктивный прием разгрузки ригеля рамы от подвешенной наружной стены к верхней части стойки рамы: 1 – ригель рамы; 2 – колонна рамы; 3 – фундаменты под раму; 4 – наружная стена; 5 – кровля с прогонами;  $e$  – эксцентриситет передачи веса с навесной стены на колонну рамы;  $M$  – разгружающий момент;  $N$  – собственный вес подвешенной системы

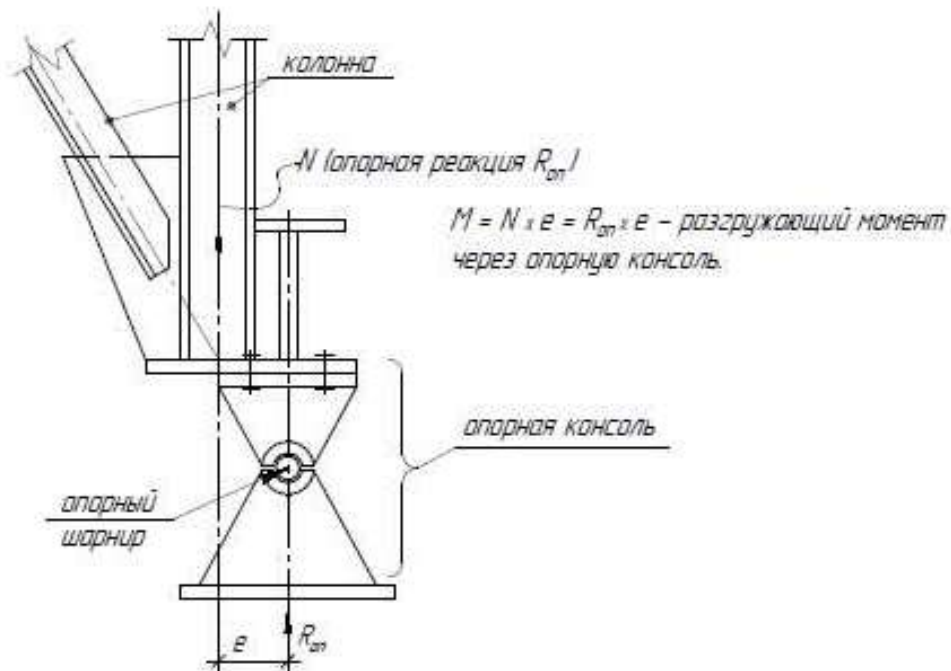


Рис. 4.4. Конструктивный прием разгрузки рамы с помощью опорной консоли, установленной с эксцентриситетом « $e$ » по отношению к давлению нормальной силы « $N$ »

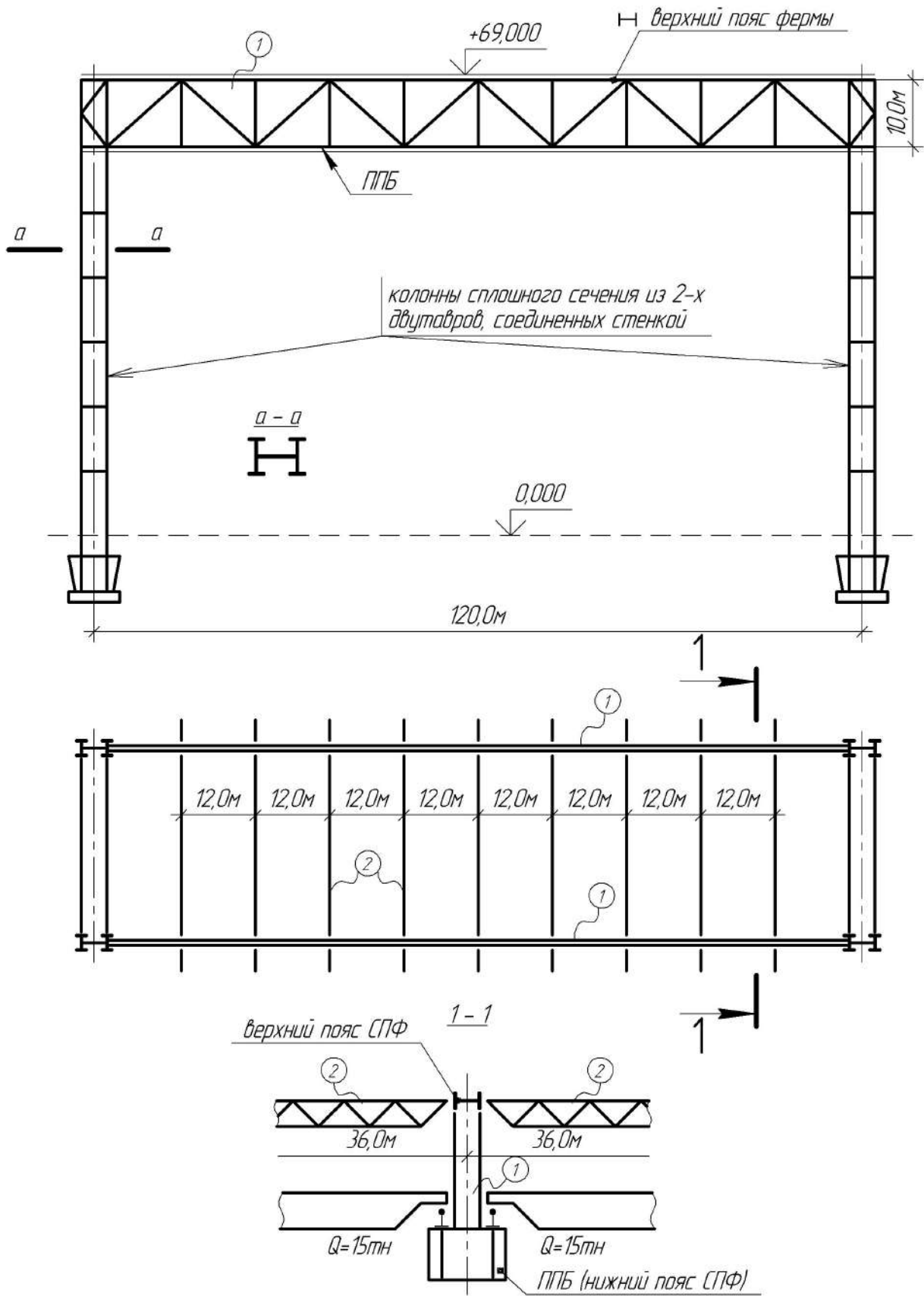
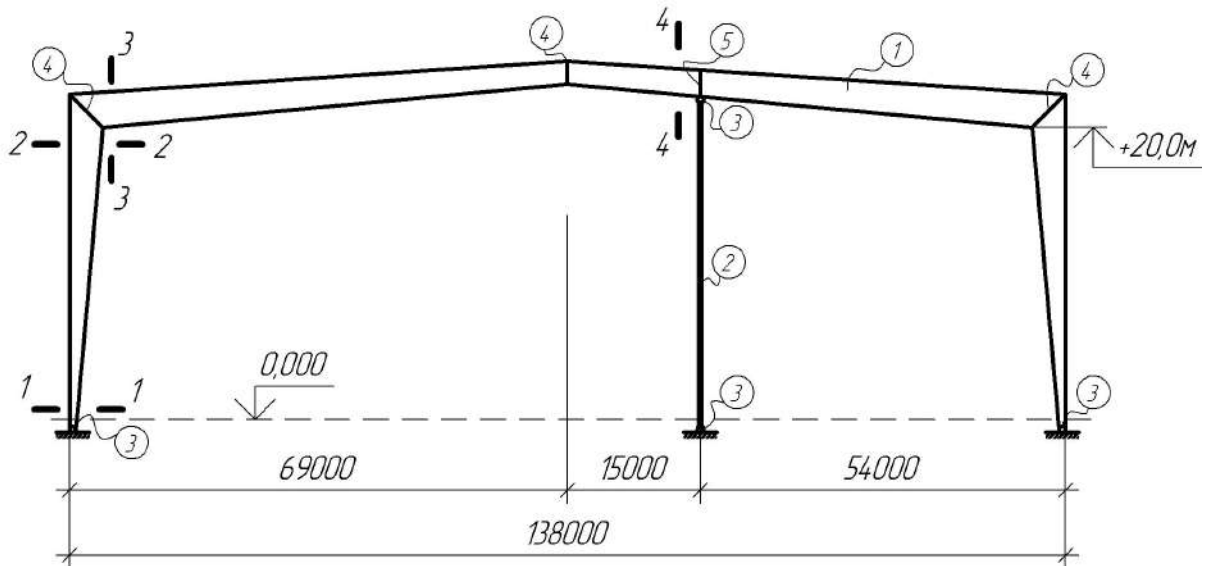
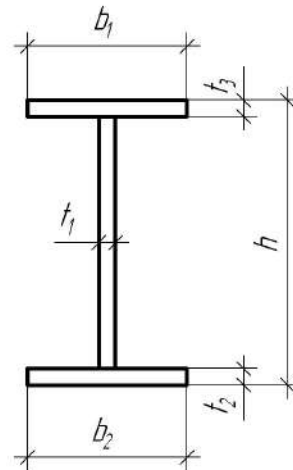


Рис. 4.5. Большепролетная рама с ригелями сквозного сечения в каркасе судостроительного эллинга: 1 – стропильно-подкрановая ферма (СПФ); 2 – продольные фермы; ППБ – подкраново-подстропильная балка



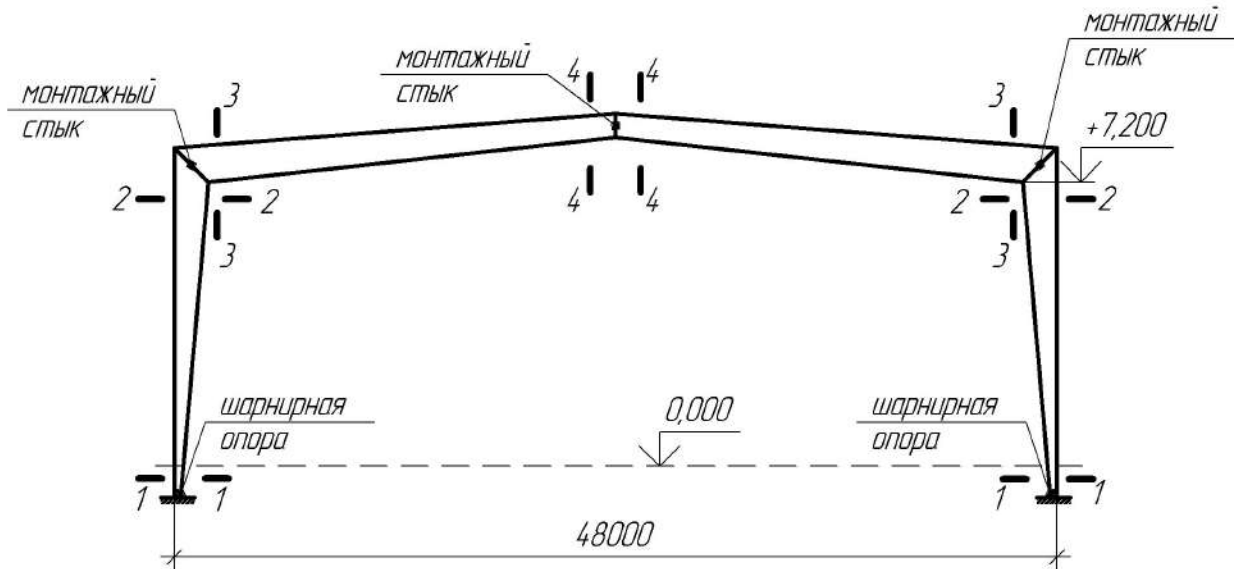


сечение	1-1	2-2	3-3	4-4
$h$	650	2600	2500	3000
$b_1$	650	650	500	600
$b_2$	650	650	500	600
$t_1$	16	16	16	16
$t_2$	32	32	32	32
$t_3$	32	32	32	32

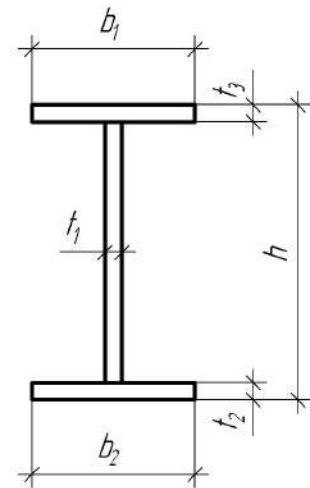


Нагрузки: снеговая – 1,5 кПа  
 ветровая – 0,3 кПа  
 расчетная температура –  $-36^{\circ}\text{C}$   
 климатическая зона  $\leq -45^{\circ}\text{C}$

Рис. 4.6. Поперечная большепролетная рама из сплошных стержней переменного сечения в спортивном комплексе «ОЛИМП» Свердловской области: 1 – поперечная рама; 2 – центрально-сжатая стойка; 3 – шарниры; 4 – монтажные стыки; 5 – заводской стык



параметры сечений	номера сечений			
	1 - 1	2 - 2	3 - 3	4 - 4
$h$	500	1800	1800	900
$b_1$	480	480	320	320
$b_2$	480	480	320	320
$t_1$	12	12	10	8
$t_2$	25	25	25	20
$t_3$	25	25	25	20



Нагрузки: снеговая – 1.0 кПа  
 ветровая – 0.23 кПа  
 расчетная температура – 30°C  
 климатическая зона ≤ -45°C

Рис. 4.7. Поперечная большепролетная рама из одного пролета – 48 м из сплошных стержней непрерывного переменного сечения в производственном здании ремонтно-экипировочного депо в г. Москве. Шаг рам 10 м; длина производственного корпуса – 51,8 м

## 4.2. Основы статического и конструктивного расчетов

В зданиях рамные конструкции рассчитывают на воздействие вертикальной равномерно распределенной по длине ригеля нагрузки от собственного веса кровли и покрытия, снега и горизонтальной нагрузки от ветра как со стороны напора, так и со стороны отсоса. При наличии внутри каркаса опорного или подвесного кранового оборудования его также учитывают как временную кратковременную нагрузку в расчетных сочетаниях.

Наряду с привычными для строительных конструкций усилиями  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  в поперечных рамах следует учитывать распор, приложенный горизонтально в опорных узлах статически неопределимых рам. Распор в рамных конструкциях воспринимает или основание или при слабом основании – затяжка, располагаемая в опорных узлах ниже отметки пола. Чем выше относительная высота рамы ( $H/L$ ), тем меньше сила распора в ней.

Аналитический расчет рам производят методом сил или методом перемещений и определяют расчетные усилия  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  во всех характерных сечениях. Наличие продольных сжимающих сил в условиях продольно-поперечного изгиба влияет на деформированное состояние рамы. Поэтому расчет таких рам рекомендуется вести по деформированной схеме. Для упрощения расчетов деформациями растяжения и сжатия по сравнению с деформациями изгиба пренебрегают и статический расчет ведут по недеформированной схеме с учетом принципа независимости действия сил. При этом в ряде случаев пользуются готовыми таблицами [20].

В силу уникальности большепролетных рам выбор окончательного решения делается на основе вариантного проектирования. На этом этапе допускается принимать упрощенные расчетные схемы рамы и использовать приближенные методы расчета. Важно при этом соблюдать одинаковую степень приближения для обеспечения корректности сопоставляемых вариантов. Результаты приближенных расчетов служат основанием для назначения некоторых исходных данных в уточненных расчетах оконча-

тельного варианта: положения геометрических осей и габаритов конструктивных элементов, соотношения жесткостей элементов рамы в статически неопределимой схеме и т.п.

В упрощенном статическом расчете сквозной рамы допускается представлять ригель и стойки в виде стержней с эквивалентной жесткости. В уточненном расчете сквозную раму рационально рассчитывать как стержневую систему с максимально точным учетом условий сопряжения элементов между собой.

При этом следует использовать современную вычислительную технику для реализации наиболее точных методов строительной механики.

Ввиду значительных размеров большепролетных рам весьма существенными будут усилия и перемещения от температурных воздействий. Поэтому, как правило, требуется выполнять температурный расчет для обеспечения прочности каркаса.

Расчеты статически неопределимых систем следует сопровождать на каждой итерации численного статического расчета проверкой принимаемых сечений на прочность, местную и общую устойчивость. При этом дополнительные ограничения по перемещениям и предельной гибкости элементов обеспечат сходимость итерационного расчета.

В настоящем учебном пособии основы и особенности статического и конструктивного расчетов рамных конструкций приведены в п.11.2.

## **5. БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ ЗДАНИЯ С ПОКРЫТИЯМИ СТАЛЬНЫМИ АРКАМИ**

### **5.1. Основы компоновки**

Большепролетные арочные покрытия используют в зданиях гражданского назначения: павильоны, крытые рынки, стадионы, вокзалы и т.п.; в зданиях производственного назначения: ангары для самолетов, гаражи, цехи производственного назначения и т.п. Конструктивное усложнение геометрической формы пролетной конструкции арки существенно компен-

сируется снижением влияния изгибающего момента, что дает экономию стали. Арочные конструкции становятся экономичнее рамных при пролетах  $\geq 80$  м. В большепролетных арочных покрытиях чаще применяют арки трехшарнирные, двухшарнирные и бесшарнирные. Качественное их различие состоит в следующем:

– трехшарнирные арки (рис. 5.1) [3] не чувствительны к осадкам опор, температурным изменениям; однако они имеют повышенный расход стали и более деформативны. Как видно из анализа изгибающих моментов на рис. 5.4, в трехшарнирных арках он весьма неравномерно распределен на полуарке и приводит или к усложнению изготовления (при переменных сечениях по длине дуги полуарки) или к значительному утяжелению конструкции полуарки (при постоянных сечениях по длине полуарки):  $M_{ae} \gg M_{ab}$  – в середине дуги полуарки;  $M_{жк} > M_{жз}$ ,  $M_{ze} > M_{zd}$  – в четверти дуги полуарки;

– бесшарнирные арки (рис. 5.3) [3] в определенном смысле имеют противоположные качества по сравнению с трехшарнирными: наибольшую жесткость, наилучшее перераспределение изгибающих моментов в пролетах (рис. 5.4), что приводит к существенному снижению расхода стали.

Однако они максимально реагируют на смещение опор и изменение температуры, требуют более массивных фундаментов при жестких опорных узлах, чем трехшарнирные;

– двухшарнирные арки (рис. 5.2) [3] в определенной степени сглаживают достоинства и недостатки предыдущих систем: они менее чувствительны к осадкам опор и изменениям температуры по сравнению с бесшарнирными, более экономичны по расходу стали по сравнению с трехшарнирными, их опорные узлы не имеют изгибающих моментов (рис. 5.4:  $M_A = M_B = 0$ ;  $M_{ab} \ll M_{ae}$ ). Поэтому двухшарнирные арки получили наибольшее распространение в практике проектирования и строительства.

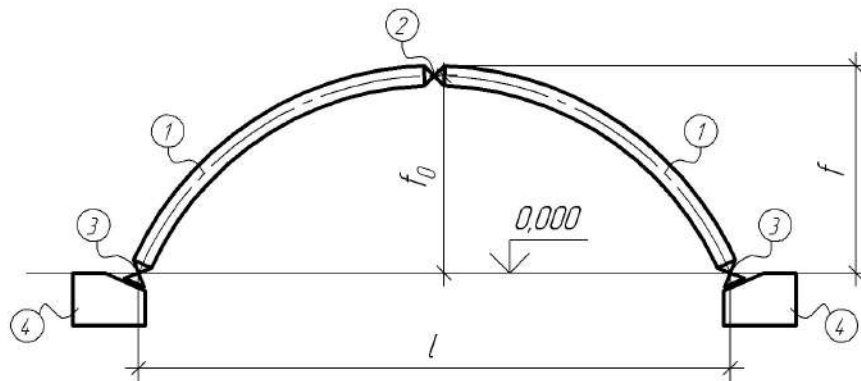


Рис. 5.1. Конструктивная схема трехшарнирной арки: 1 – полуарка; 2 – ключевой шарнир; 3 – опорные шарниры; 4 – фундаменты; ;  $f_0$  – стрела подъема при  $l/2$ ;  $l$  – пролет в осях опорных шарниров

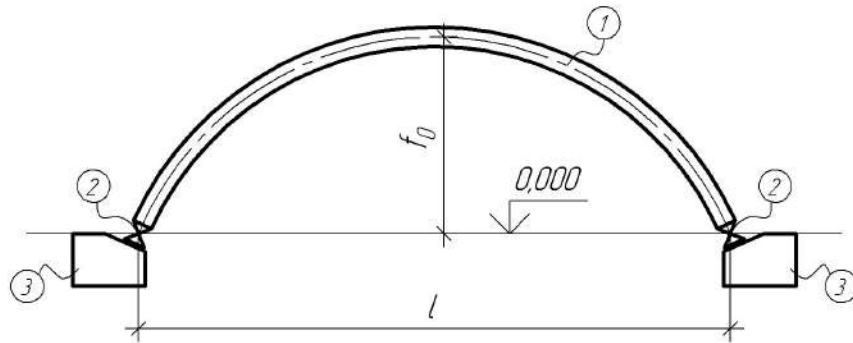


Рис. 5.2. Конструктивная схема двухшарнирной арки: 1 – арка; 2 – опорные шарниры; 3 – фундаменты;  $f_0$  – стрела подъема арки в середине пролета;  $l$  – пролет в осях опорных шарниров

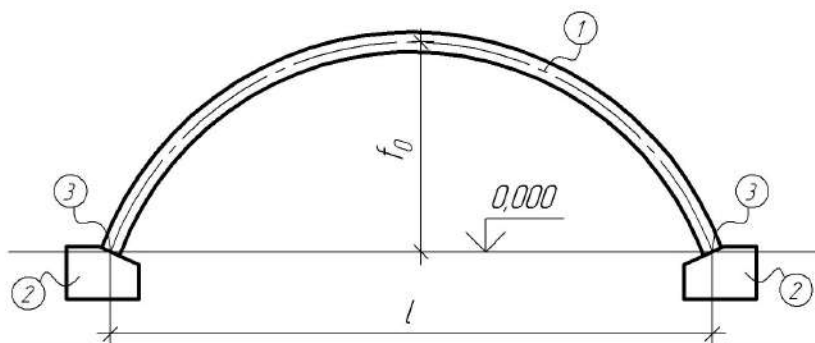


Рис. 5.3. Конструктивная схема бесшарнирной арки: 1 – арка; 2 – фундаменты; 3 – защемленные опорные узлы;  $f_0$  – стрела подъема оси арки в середине пролета;  $l$  – пролет в осях опорных узлов

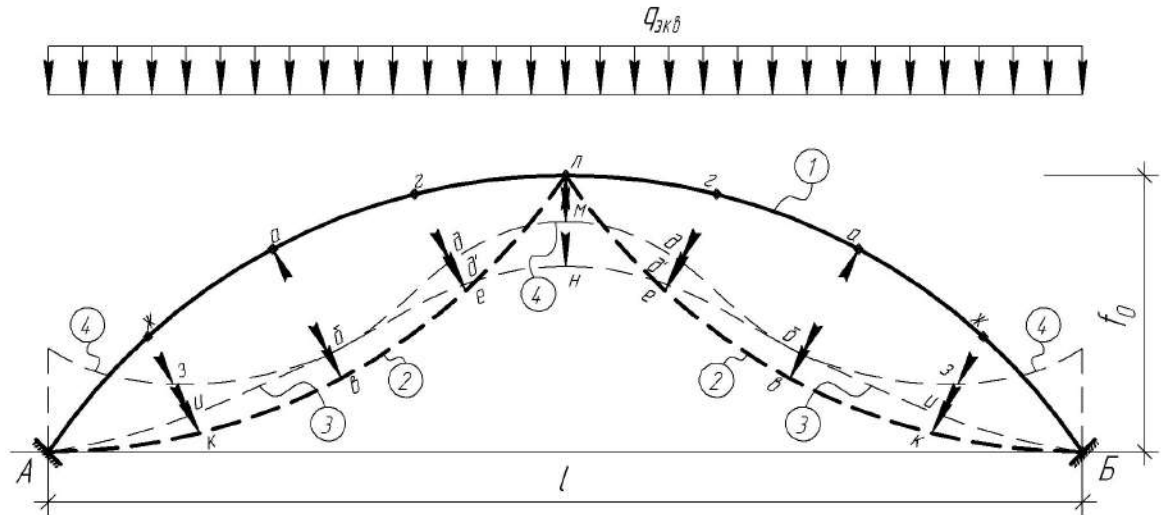


Рис. 5.4. Изменение изгибающих моментов по длине дуги арки: 2 – трехшарнирной; 3 – двухшарнирной; 4 – бесшарнирной

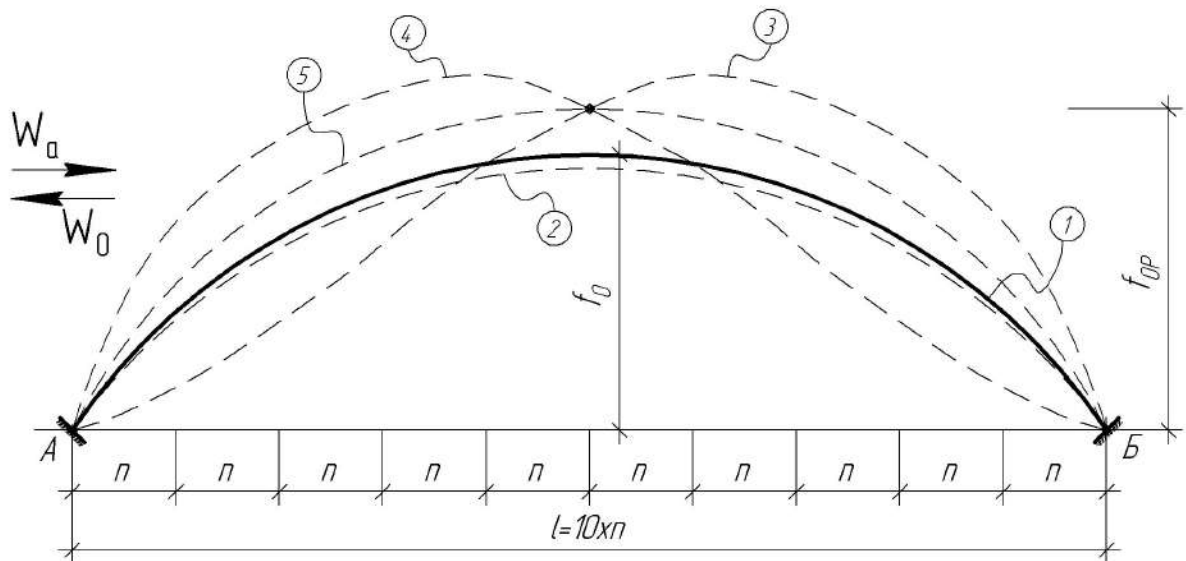


Рис. 5.5. К поиску рационального (оптимального) очертания оси высокой арки ( $f/l \gg 1/10$ ): 1 – исходное положение оси,  $f_0$ ; 2 – положение оси при действии равномерно-распределенной нагрузки (собственный вес снег); 3 – положение оси от ветра ( $W_0$ ) слева; 4 – положение оси от ветра ( $W_0$ ) справа; 5 – осредненная кривая оси арки

Для улучшения работы арок в слабых грунтах распор передают на затяжки. При этом затяжки располагают как в уровне опорных шарниров, так и выше их, в зависимости от объемно-планировочного решения здания. Так, для увеличения полезной высоты помещений арки с затяжками устанавливают на высоких ограждающих стенах или колоннах каркаса (рис. 5.6) [3]. Если увеличение полезной высоты в здании не требуется, то затяжки располагают на уровне опорных шарниров ниже уровня пола в специальных коробах (рис. 5.7) [6].

Очертание арок зависит от функционального назначения здания, от его габаритных размеров, действующих нагрузок, технологических условий изготовления, монтажа и т.п. По возможности ось арки целесообразно приближать к кривой давления, зависящей от совокупности влияния основных нагрузок: постоянной, снеговой, ветровой. Поэтому для пологих арок (при ведущем влиянии постоянной и снеговой нагрузок) при  $f/l \leq 1/10$  наиболее выгодным может быть очертание арки по квадратной параболе, которую для упрощения изготовления заменяют дугой окружности с радиусом  $R \gg l$ . Для высоких арок при  $f/l \gg 1/10$  (при существенном влиянии ветровых нагрузок) очертание оси целесообразно принимать по осредненной кривой между кривыми от ветровой, снеговой и постоянной нагрузок (рис. 5.5). При этом в качестве критерия целесообразно принимать или наименьший расход стали, или наименьшую стоимость всего покрытия.

Шаг арок при пролетах  $l \geq 80$  м рекомендуют в пределах  $B_1 = 18...36$  м. Это укладывается в принцип концентрации материала, который обуславливает экономичность применения арочно-блочной системы из большепролетных арок и поперечных ферм (рис. 5.8) [3]. В этом случае каркас покрытия komponуется из спаренных арок или из пространственных арок треугольного поперечного сечения, рациональных при шаге  $B_2 = 18...24$  м.



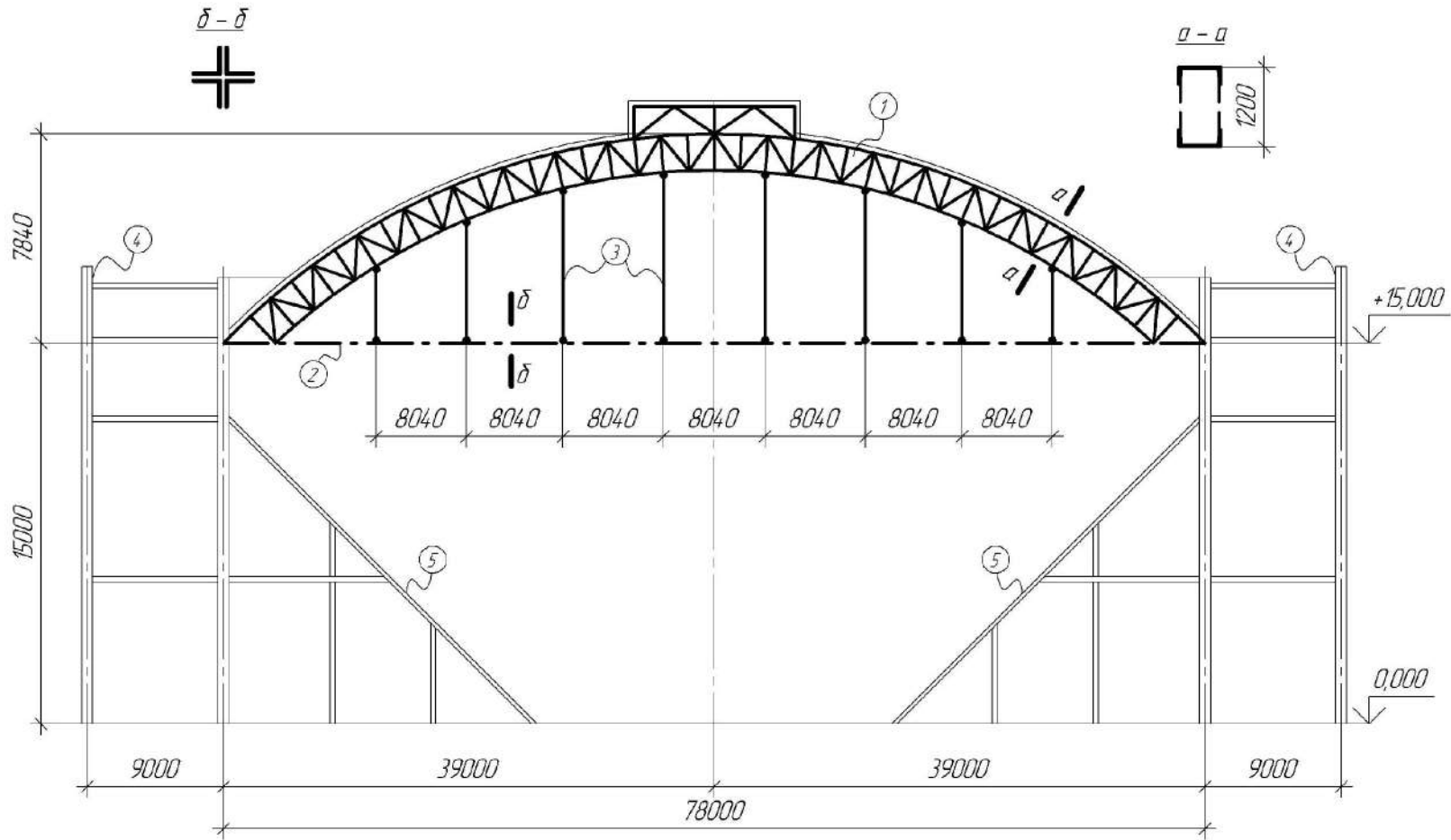


Рис. 5.6. Дворец спорта в Москве (Лужники) с арочным покрытием, расположенным на высоком каркасе, с затяжками: 1 – арка большепролетная (поперечное сечение – по а-а); 2 – затяжка (поперечное сечение крестовое из 4-х уголков по б-б); 3 - подвески; 4 – железобетонный каркас вспомогательных помещений; 5 – железобетонный каркас трибун

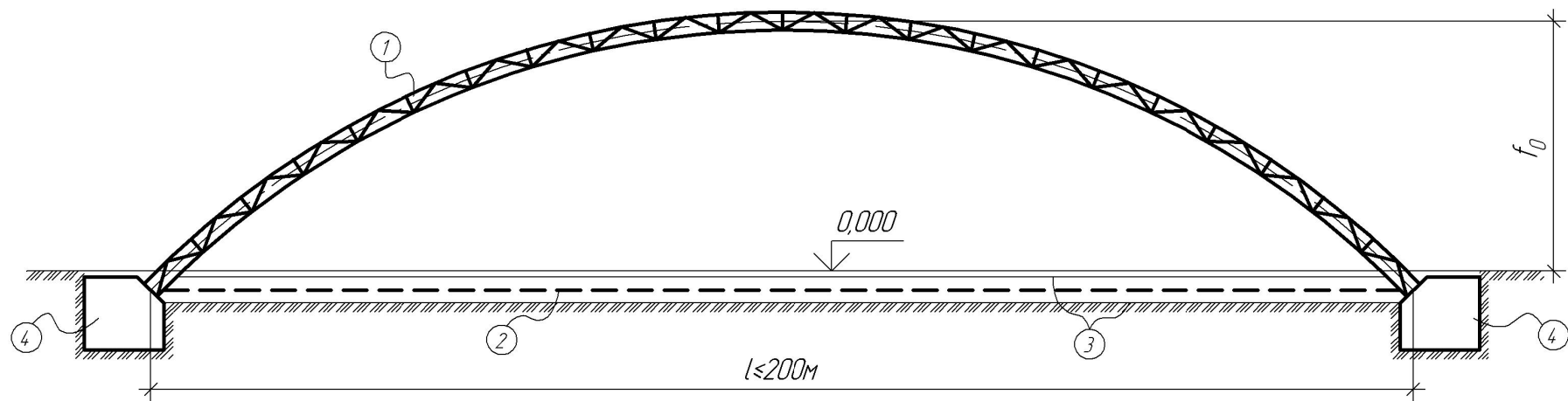


Рис. 5.7. Большепролетное здание с арочным покрытием с затяжкой в коробе ниже отметки пола: 1 – арка большепролетная; 2 – затяжка; 3 – короб для затяжки; 4 – фундаменты;  $f_0$  – стрела подъема;  $l$  – пролет

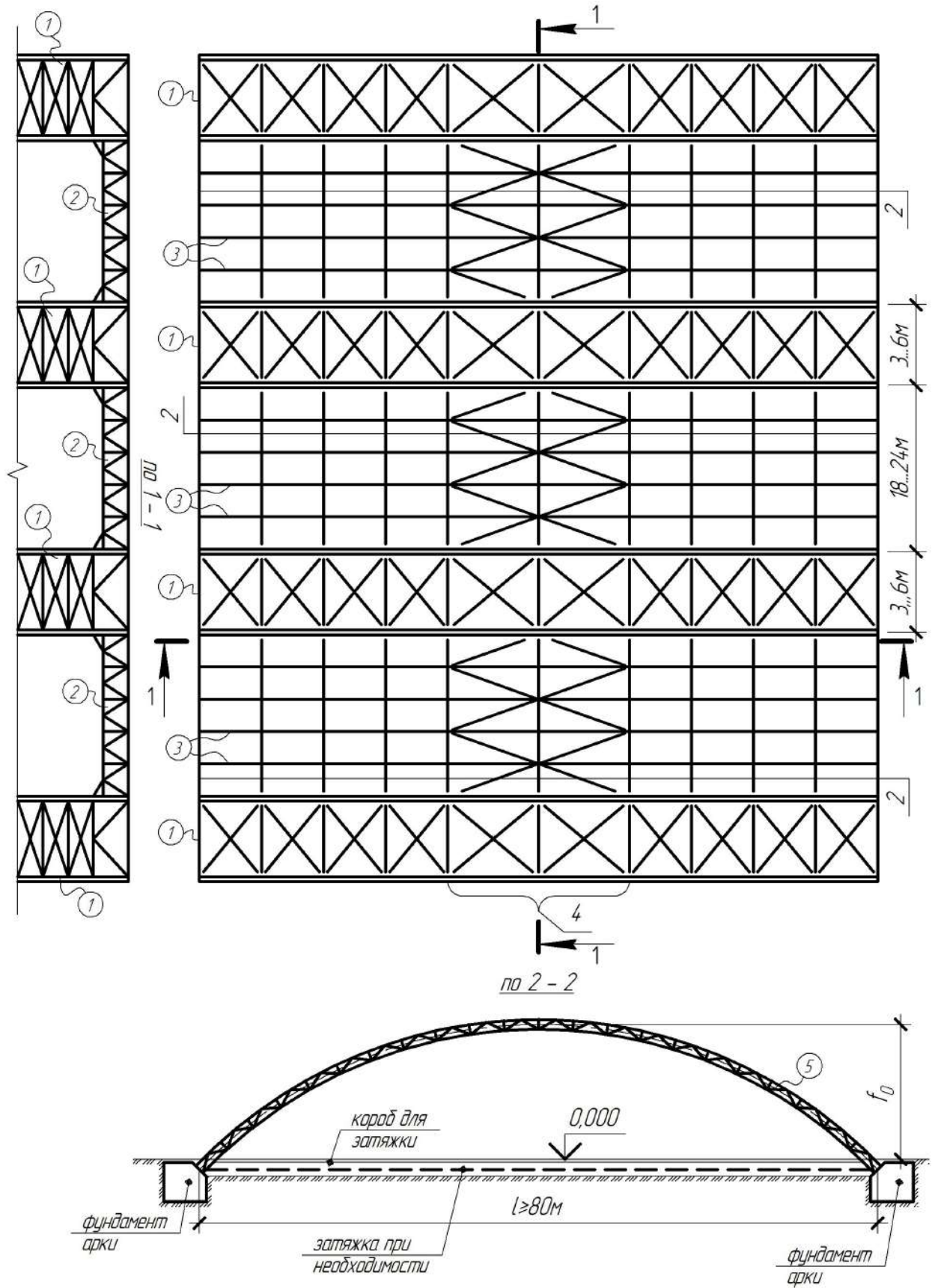


Рис. 5.8. Арочно-блочная система большепролетных арок: 1 – пространственный блок; 2 – главные прогоны из сквозных ферм; 3 – второстепенные прогоны; 4 – горизонтальные связи; 5 – большепролетная арка пространственного блока 1

## 5.2. Основы статического и конструктивного расчетов

При расчете арок учитывают постоянные нагрузки: собственный вес арок, прогонов, связей, несущей кровли; временные нагрузки: снег, ветер, подвесное технологическое оборудование. При подсчете вертикальных нагрузок (собственный вес и снег) следует учитывать переменный угол наклона касательной к арке относительно горизонтали.

Характер распределения ветровой нагрузки на арочное покрытие определяется аэродинамическим коэффициентом, знак и величина которого существенно зависят от конфигурации арки и примыкающих вертикальных конструкций. При наличии вертикальных стен в пологой арке на всей поверхности покрытия действует отсос. При отсутствии вертикальных стен с наветренной стороны арки появляется участок с положительным давлением. С подветренной стороны величина отсоса резко снижается.

Ветровая нагрузка на арочное покрытие действует перпендикулярно поверхности.

На величину ветрового давления существенное влияние оказывают открытые проемы в покрытии и стенах для вентиляции внутреннего пространства. При определенных соотношениях таких проемов с наветренной стороны к подветренной внутри создается избыточное давление, или возникает вакуум. Таким образом, при учете ветра следует рассматривать все возможные варианты ветрового воздействия.

В аналитических статических расчетах применяют для арок известные методы строительной механики. Уточненные расчеты делают с применением ЭВМ в ППП.

Методика поверочных конструктивных расчетов аналогична методике для сжато-изогнутых стержней на соответствующие сочетания нагрузок. При этом проверка на устойчивость в плоскости действия момента и из плоскости должна производиться на криволинейном стержне, закрепленном на концах системой связей. Критическая сила в первом приближении определяется формулой типа Эйлера, в которой коэффициент приведения

«  $\mu$  » геометрической длины полуарки  $\langle S \rangle$  к расчетной  $\langle S_{ef} \rangle$  зависит от отношения  $f/l$  (см. табл. 18.1 [3]).

В настоящем учебном пособии основы и особенности статического и конструктивного расчетов арочных конструкций приведены в п.11.2.

## 6. БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ ЗДАНИЯ С ПРОСТРАНСТВЕННЫМИ СТЕРЖНЕВЫМИ ПОКРЫТИЯМИ В ФОРМЕ КУПОЛОВ

### 6.1. Основы компоновки

Куполами называют пространственные конструкции положительной гауссовой кривизны, поверхность которых образуется вращением плоской кривой вокруг вертикальной неподвижной прямой оси вращения. Наибольшее распространение в практике строительства получили купола на круглом плане, которые в зависимости от типа вращающейся кривой могут образовывать следующие поверхности: сферическую, параболическую, эллиптическую и т.п. Гауссова кривизна представляет собой произведение главных кривизн  $\frac{1}{R_1} \times \frac{1}{R_2}$ , где  $R_1$  и  $R_2$  – радиусы взаимно перпендикулярных сечений кривой поверхности в данной точке. Если центры кривизны лежат по одну сторону поверхности, то поверхность имеет положительную гауссову кривизну.

По конструктивным признакам различают купола: ребристые, ребристо-кольцевые, сетчатые, панельные.

Ребристый купол представляет собой пространственно-арочную конструкцию из плоских криволинейных ребер сплошного или сквозного сечений, установленных радиально и опирающихся в вершине на верхнее сжатое кольцо, внизу – на опорное растянутое кольцо. Кровля укладывается по кольцевым прогонам, шарнирно соединенным с ребрами (рис. 6.1) [6].

Ребристо-кольцевой купол отличается от ребристого включением в работу совместно с ребрами кольцевых прогонов. Кольцевые прогоны

уменьшают расчетные длины ребер из плоскости и повышают их общую устойчивость (рис. 6.2) [6].

Ребристые и ребристо-кольцевые купола проектируют: со стрелой подъема  $\left(\frac{1}{5} \dots \frac{1}{8}\right) D_n$ , диаметром  $D_n = 24 \dots 100$  м, высотой поперечного сечения ребер  $h_p = \left(\frac{1}{60} \dots \frac{1}{100}\right) D_n$ , с шагом ребер 6...12 м в зависимости от  $D_n$ , где  $D_n$  – наружный диаметр купола.

Для повышения жесткости таких куполов по поверхности между ребрами устанавливают минимум 4 связевых крестовых панели, сопряженных с ребрами и прогонами как распорками.

Распространяя крестовые связи между ребрами на каждую секторную ячейку, получим купол Шведлера, по фамилии автора-изобретателя такого купола. Такой купол имеет весьма высокую жесткость и может иметь диаметр  $D_n \leq 200$  м (рис. 6.3) [6].

В современной практике куполостроения наибольшее применение получили сетчатые купола на основе сеток с треугольными ячейками на поверхности купола. Среди них различают: купола звездчатой системы разбивки (купол Фёппеля) (рис. 6.4) [6]; купола с одинаковыми расстояниями между кольцами и длиной кольцевых элементов в одном ярусе (купола системы Чивитта), (рис. 6.5) [6]; купола системы Чебышева, отличающиеся равенством длин стержней, расположенных в меридиональном направлении (рис. 6.6) [6]. В зависимости от требуемого по функциональному назначению диаметра различают одноярусные сетчатые купола ( $D_n \leq 150$  м) и двухярусные ( $D_n \leq 600$  м) с высотой поперечного сечения между поясами  $\left(\frac{1}{100} \dots \frac{1}{150}\right) D_n$ . Зависимость радиуса сетчатого купола ( $R$ ) от диаметра ( $D_n$ ) и стрелы подъема ( $f_0$ ) авторы работы [6] предлагают определять по

$$\text{формуле: } R = \left( \frac{D_n^2}{8f_0} \right) + \frac{f_0}{2}.$$

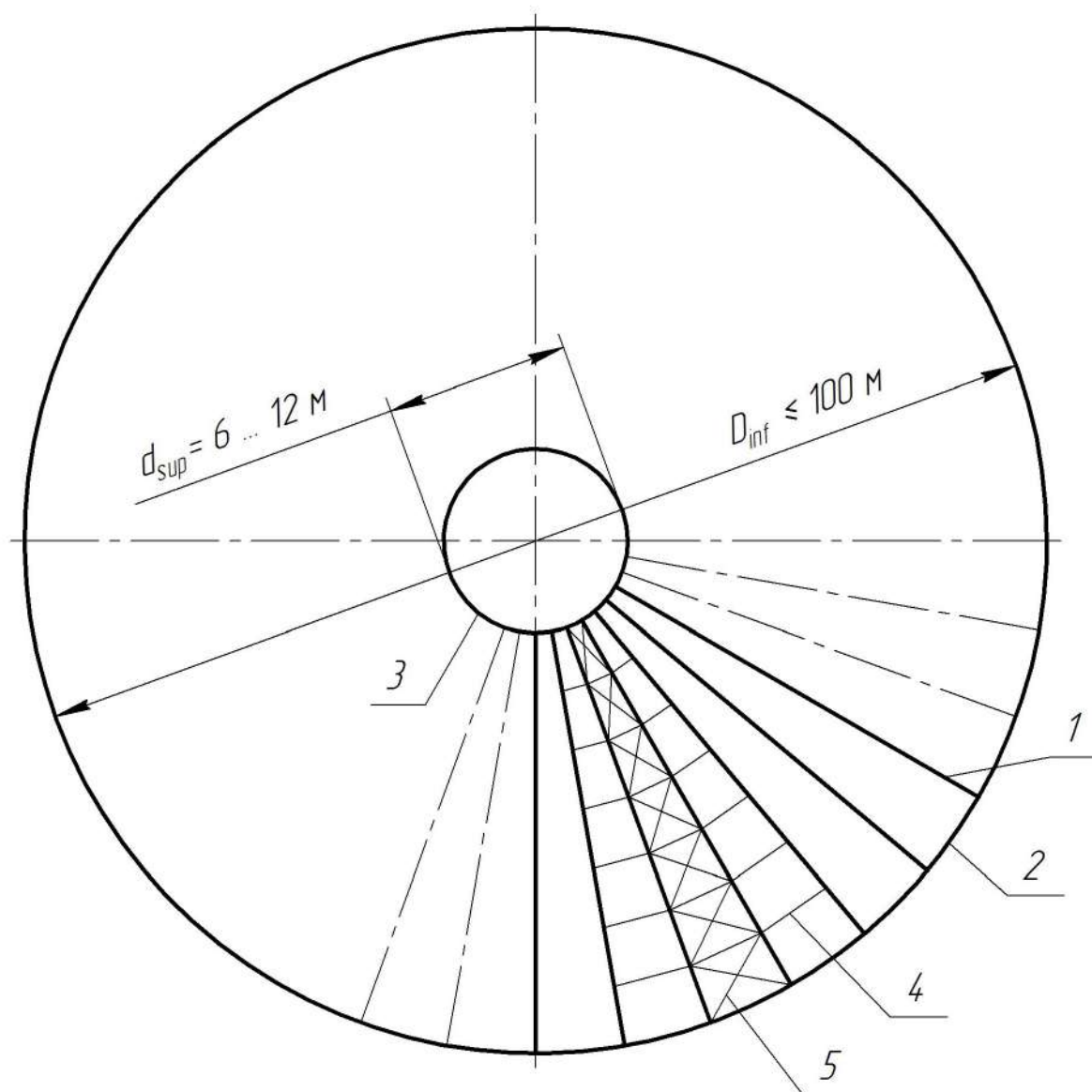


Рис. 6.1. Конструктивная схема большепролетного ребристого купола: 1 – меридиональные ребра; 2 – нижнее опорное кольцо; 3 – верхнее опорное кольцо; 4 – прогоны; 5 – связи из четырех блоков по два блока во взаимно перпендикулярных направлениях

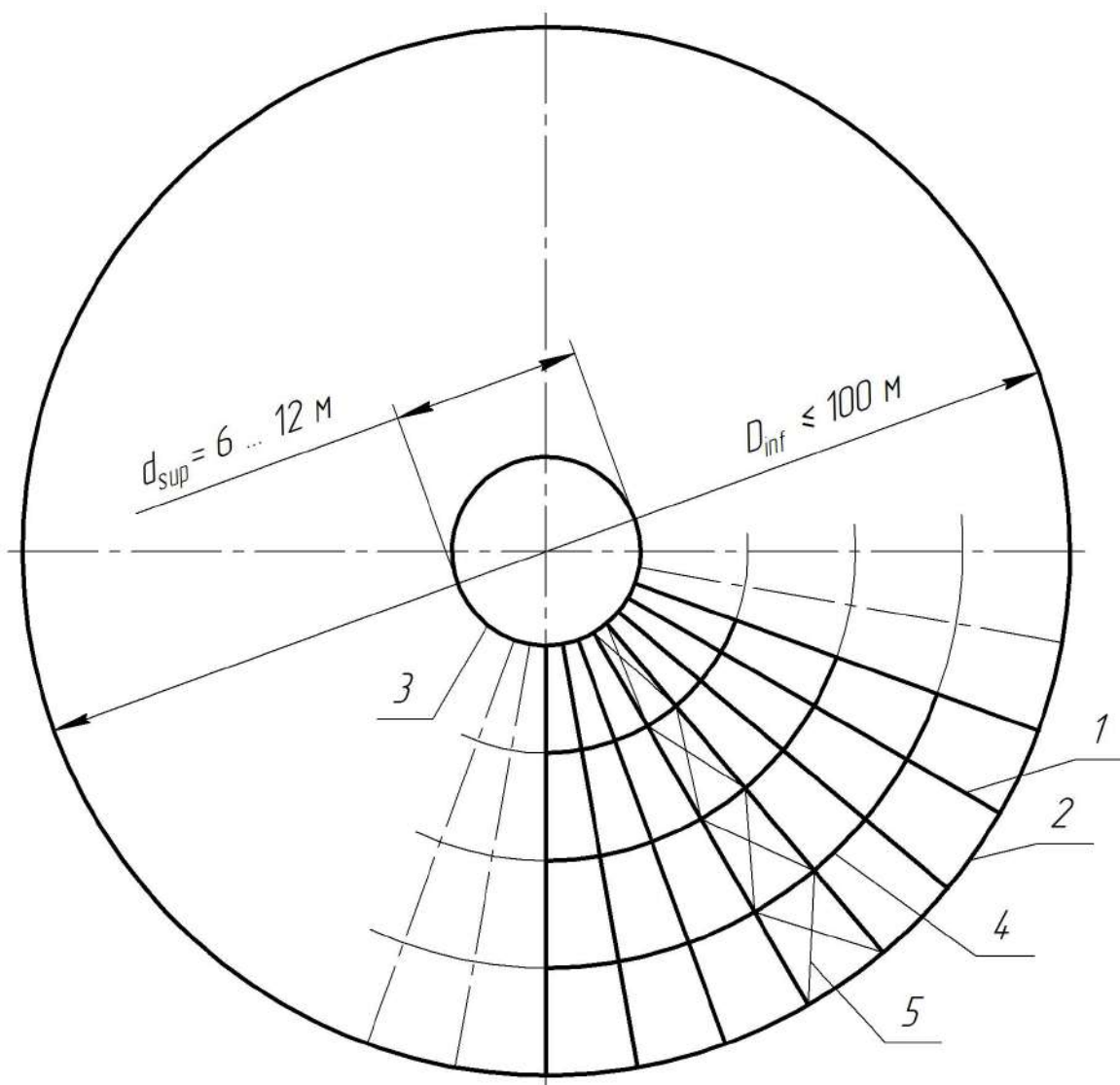


Рис. 6.2. Конструктивная схема большепролетного ребристо-кольцевого купола: 1 – меридиональные ребра; 2 – нижнее опорное кольцо; 3 – верхнее опорное кольцо; 4 – прогоны-кольца; 5 – связи из четырех блоков по два блока во взаимно перпендикулярных направлениях



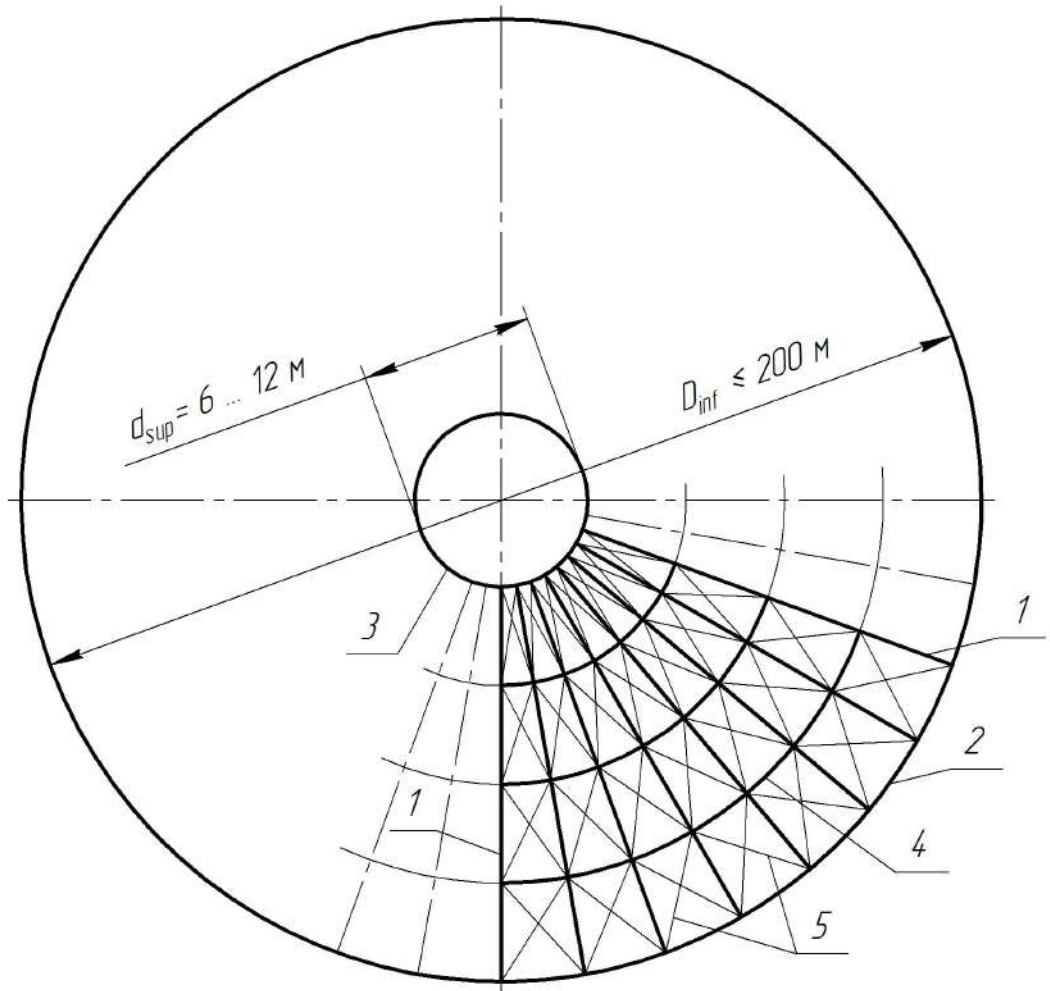


Рис. 6.3. Конструктивная схема большепролетного купола системы Шведлера: 1 – меридиональные ребра; 2 – нижнее опорное кольцо; 3 – верхнее опорное кольцо; 4 – прогоны-кольца; 5 – крестовые связи в каждом блоке из двух меридиональных ребер

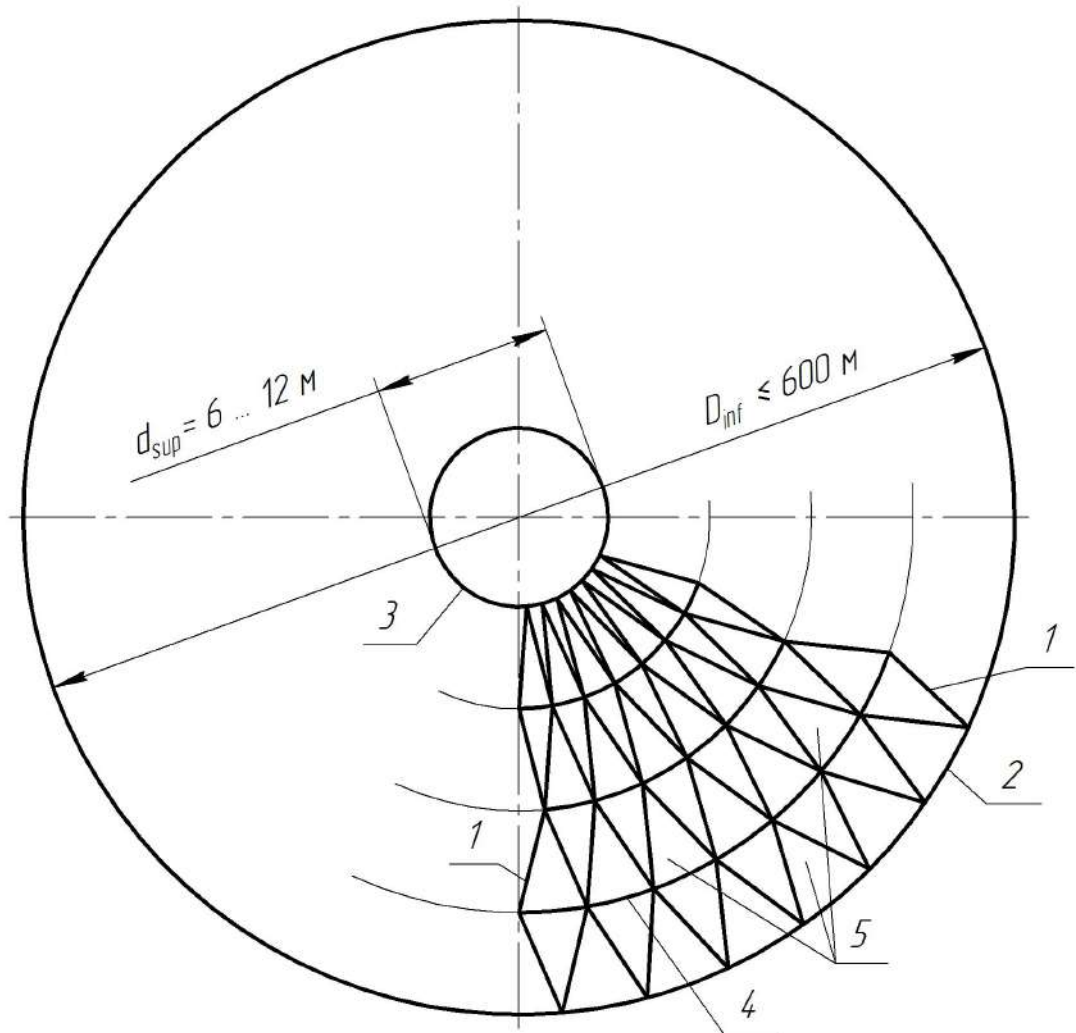


Рис. 6.4. Конструктивная схема сетчатого большепролетного купола звездчатой системы: 1 – ломаные в двух плоскостях меридиональные ребра; 2 – нижнее опорное кольцо; 3 – верхнее опорное кольцо; 4 – прогоны-кольца; 5 – плоские грани

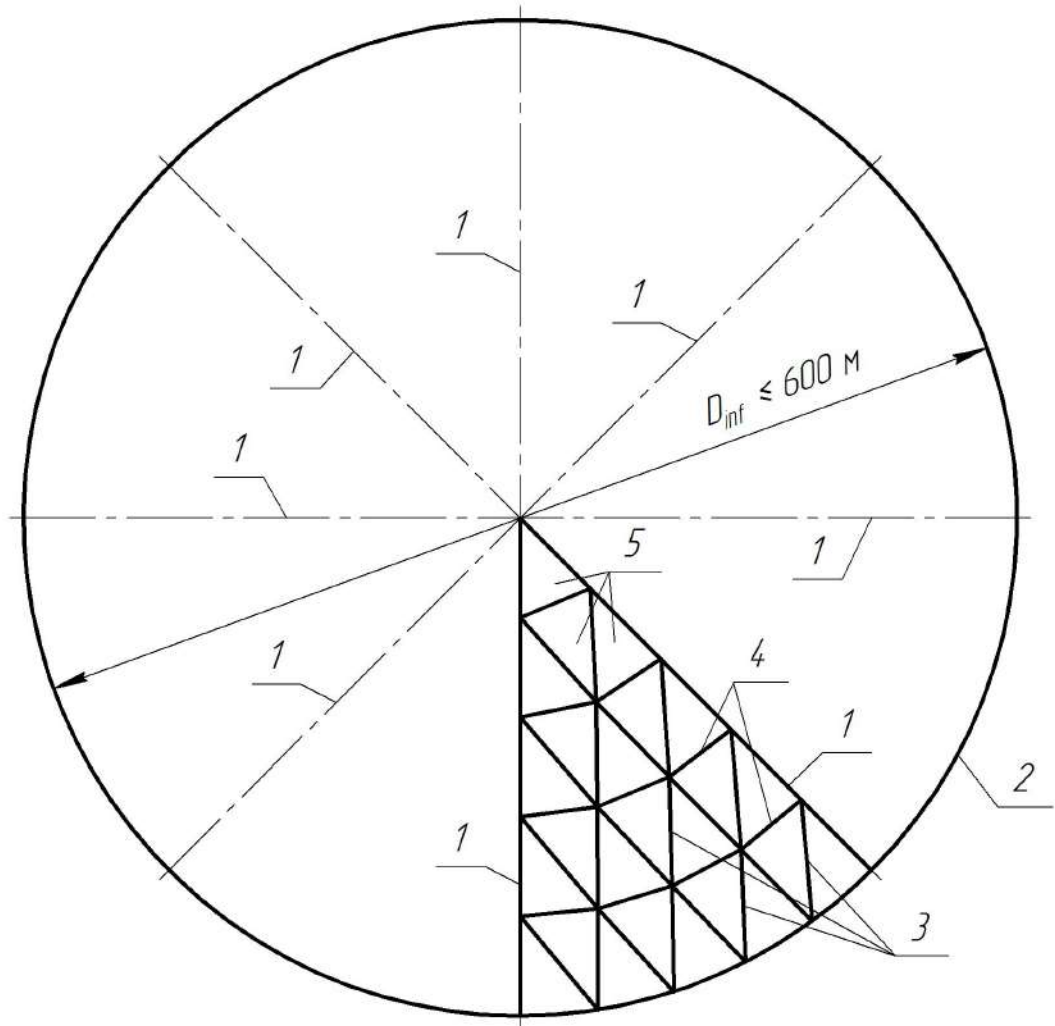


Рис. 6.5. Конструктивная схема сетчатого большепролетного купола системы Чивитта: 1 – меридиональные ломаные ребра или их оси; 2 – нижнее опорное кольцо; 3 – диагональные ломаные ребра; 4 – ломаные кольца; 5 – плоские грани

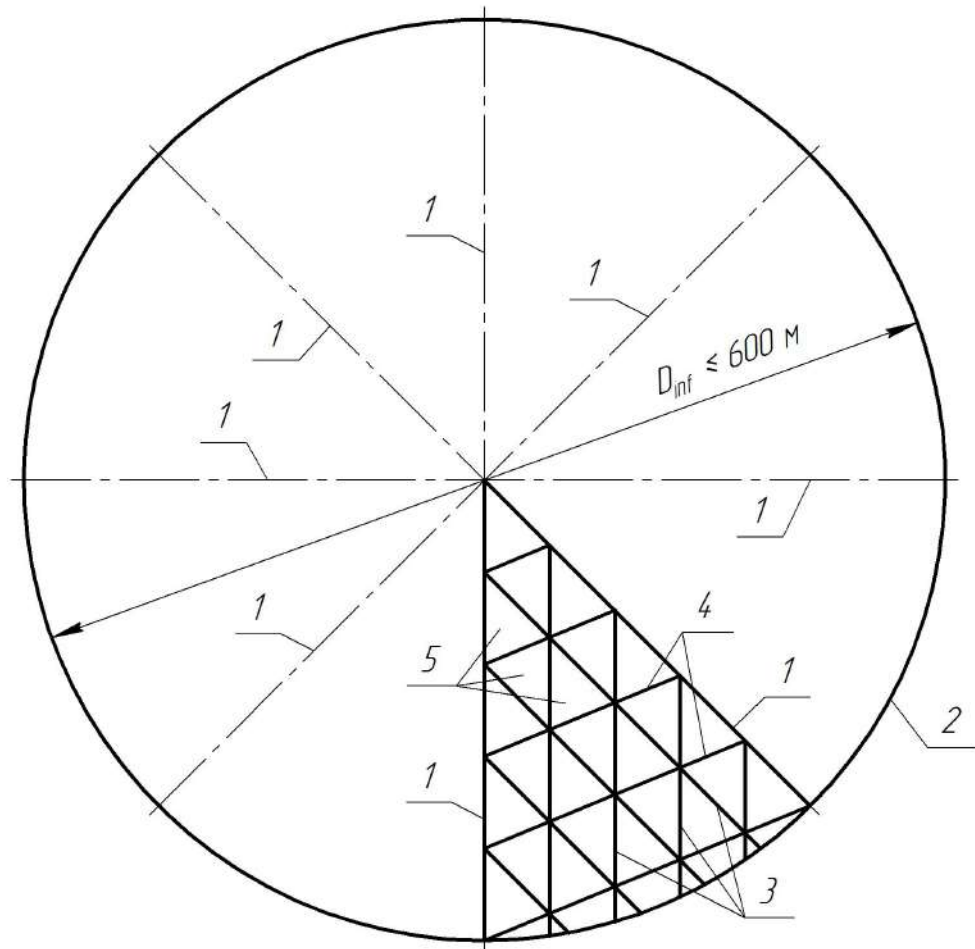


Рис. 6.6. Конструктивная схема сетчатого большепролетного купола системы Чебышева: 1 – меридиональные ломаные ребра или их оси; 2 – нижнее опорное кольцо; 3 – диагональные ломаные ребра; 4 – ломаные кольца; 5 – плоские грани

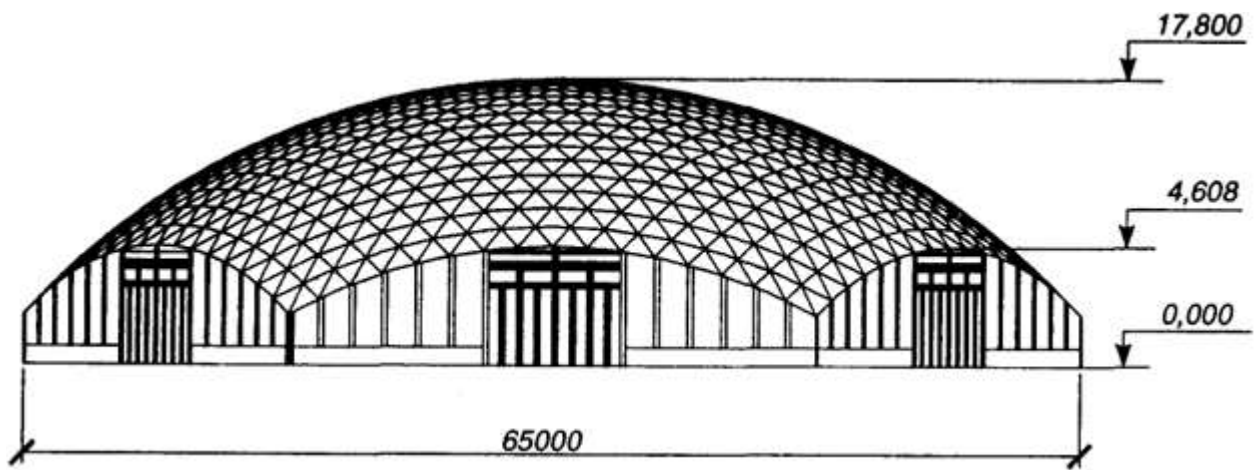


Рис. 6.7. Пример сетчатого купола системы Чебышева в г.Душанбе,  $D=65\text{м}$

Панельный купол представляет собой дальнейшее развитие сетчатого купола путем включения в его работу ограждающих кровельных конструкций. Такой купол собирают из гнutoштампованных панелей, изготовленных из стальных или алюминиевых листов толщиной 2...4 мм. По контуру панелей делают отбортовку, с помощью которой панели соединяют друг с другом на монтажных болтах. За счет перелома граней смежных панелей купол приобретает необходимую жесткость по общей устойчивости, а листы панелей, закрепленные бортовыми элементами, обеспечены от

потери местной устойчивости  $\left( \frac{h_l}{t_l} < \left[ \frac{h_l}{t_l} \right]_u \right)$ . При этом ребра соединен-

ных панелей на поверхности купола образуют рисунок сетчатого купола с его геометрической формой. Для увеличения жесткости и несущей способности купола между вершинами панелей прикрепляют [3] стержни, которые создают дополнительную сетку купола с наружной или с внутренней поверхностями купола (панельно-сетчатый купол). На рис. 6.7 [10] приведен пример сетчатого купола системы Чебышева в г. Душанбе,  $D = 65$  м.

## 6.2. Основы статического и конструктивного расчетов куполов

Ребристые купола, состоящие из арок, соединенных в верхнем ключе, представляют собой многократно статически неопределимую систему. Приближенно их расчет (статический) проводят как трехшарнирные арки, состоящий из двух противоположащих ребер. Вертикальная симметричная нагрузка на расчетную арку от постоянной нагрузки собирается с площади сферической трапеции, но приближенно заменяется треугольной с наибольшей ординатой по наружному периметру (берется шаг ребер по опорному кольцу). Снеговая симметричная нагрузка на расчетную арку определяется аналогично, но только с части грузовой площади в соответствии с нормами [26]. Вариант несимметричной снеговой нагрузки рассматривается в сочетаниях отдельным загружением. Ее величина определяется с учетом соответствующей схемой нагрузки по [26]. Ветровая

нагрузка всегда несимметрична и в расчетных сочетаниях нагрузок учитывается отдельным загружением. Схема ветровой нагрузки приведена в [26], а в приближенных расчетах расчетная схема ветровой нагрузки на купол включает эпюры распределенных нагрузок только в нижней части расчетной арки с добавлением в коньке упругоподатливой опоры, имитирующей упругий отпор соседних арок.

Подробнее об особенностях статического расчета ребристого купола можно ознакомиться в п.11.3 данного Пособия.

Определение усилий от ветровой нагрузки можно выполнять численно в КЭ-модели на пространственной стержневой схеме.

Расчет ребристо-кольцевого купола отличается от расчета ребристого тем, что вместо одной условной затяжки, которой в ребристом куполе заменяют нижнее опорное кольцо, в ребристо-кольцевом куполе кольцевые прогоны заменяются условными затяжками: сколько промежуточных неразрезных прогонов по высоте купола установлено, столько принимаются в расчетной схеме условных затяжек. Аналитический статический расчет при этом усложняется. Поэтому целесообразно использовать численный расчет в КЭ-моделях.

Расчет сетчатого и панельного купола возможен только на пространственной КЭ-модели на ЭВМ. При этом используются несколько этапов:

этап I – по безмоментной теории Лапласа [6] – расчет сплошной оболочки для получения первичных жесткостей, меридиональных и кольцевых усилий в рассматриваемых сечениях с назначением первичных жесткостей (сечений);

этап II – расчет стержневой пространственной КЭ-модели в итерационном процессе; учитывается несимметричное загружение снеговой и ветровой нагрузками;

этап III – окончательный расчет на уточненной КЭ-модели сетчатого или панельного купола.

Некоторые особенности статического и конструктивного расчета сетчатых и панельных куполов приведены в [3, стр. 514...517].

Ряд вопросов уточненных конструктивных расчетов сетчатых и панельных куполов приведены в данном учебном пособии в п.11.3. Аналитический расчет I-го этапа приведен в [6, стр. 215...218]. Некоторые вопросы статического и конструктивного расчетов сетчатых куполов, а также узлов соединения их элементов – стержней приведены в [10, стр. 272...304].

## **7. БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ ЗДАНИЯ С ПОКРЫТИЯМИ ПРОСТРАНСТВЕННЫМИ ОБОЛОЧКАМИ НУЛЕВОЙ КРИВИЗНЫ (ОДНОСЛОЙНЫЕ И ДВУХСЛОЙНЫЕ СВОДЫ)**

### **7.1. Основы компоновки**

Покрытия таких зданий имеют прямоугольный план и цилиндрическую поверхность (рис. 7.1) [3]. Схема сетки цилиндрической поверхности имеет варианты: ромбическая; с поперечными несущими ребрами; с продольными несущими ребрами; комбинированная.

Ромбическая сетка (рис. 7.2) [3] применяется для пространственных оболочек, работающих по схеме свод-оболочка, имеющая непрерывный опорный контур: стена или жесткие бортовые балки (фермы). При этом угол « $\alpha$ » наклона стержня к продольному контуру должен находиться в пределах  $\alpha = 45...60$  град. Если угол  $\alpha \leq 30$  град., то оболочка будет работать по схеме, близкой к балочной пролетом « $L$ ». В односетчатых цилиндрических сводах ромбическую сетку рекомендуют [6] применять при пролетах  $\leq 36$  м из-за недостаточной жесткости. Однако, эти рекомендации не совпадают с результатами численных расчетов выполненных дипломных проектов (Оскирко А.А., 2016 г. обеспечила при  $L > 40$  м надежность свода по первому предельному состоянию). Сетка оболочки с поперечными несущими ребрами (рис. 7.3) [3] может рассматриваться как система несущих поперечных арок, а диагональные элементы работают как связи.



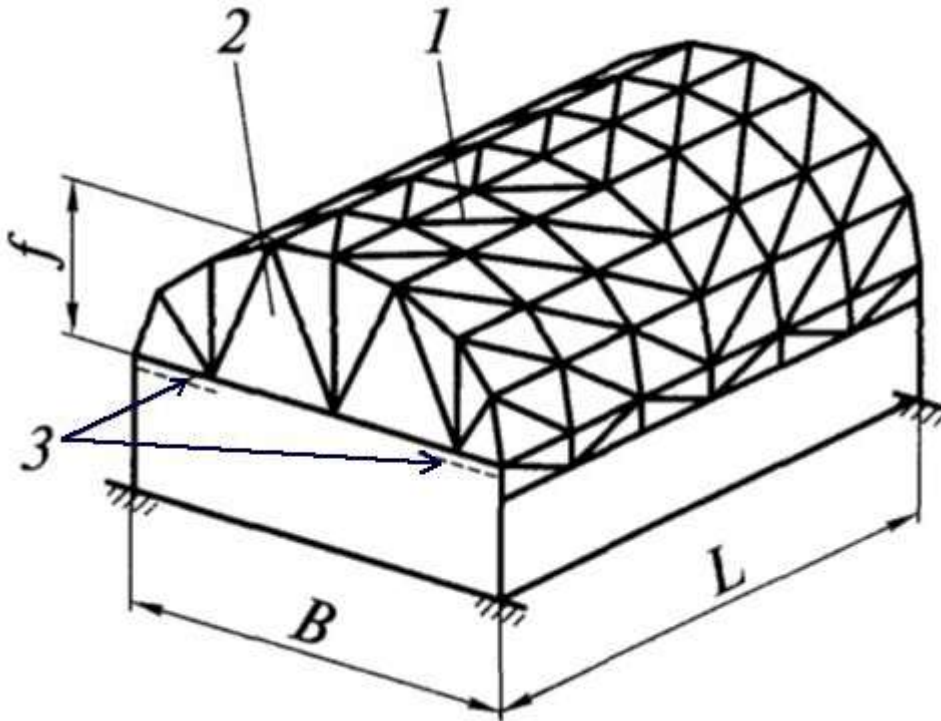


Рис. 7.1. Схема сетчатой цилиндрической оболочки: 1 – сетка оболочки; 2 – торцевая диафрагма; 3 – связи

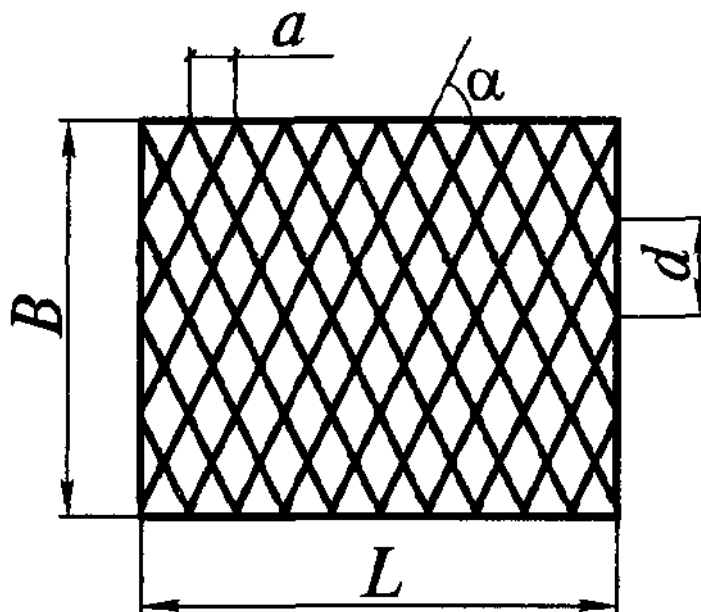


Рис. 7.2. Ромбическая схема сетчатой оболочки-свода (развертка поверхности)

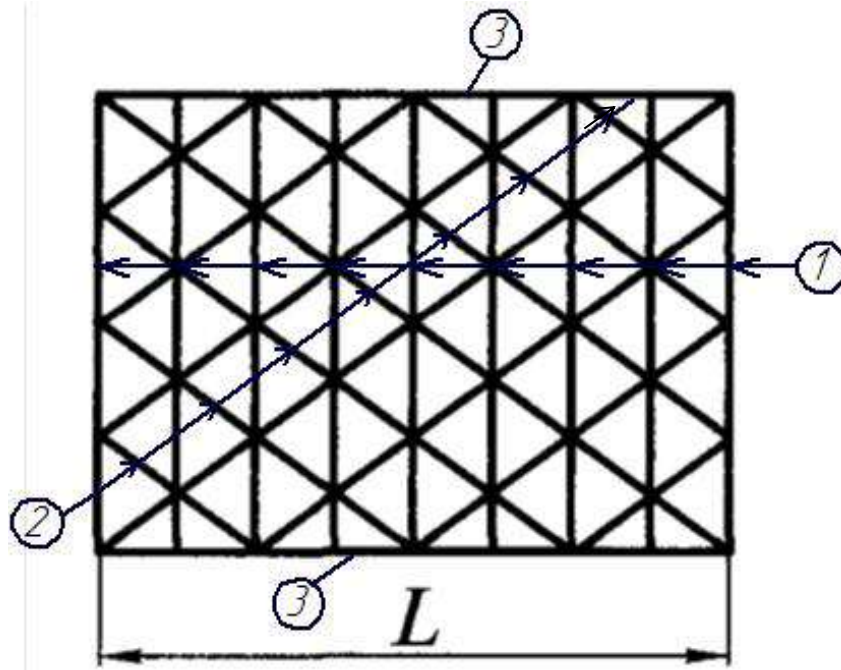


Рис. 7.3. Схема сетчатой оболочки-свода с поперечными ребрами (развертка поверхности): 1 – поперечные несущие ребра (в виде арок); 2 – диагональные элементы (связи); 3 – диафрагмы

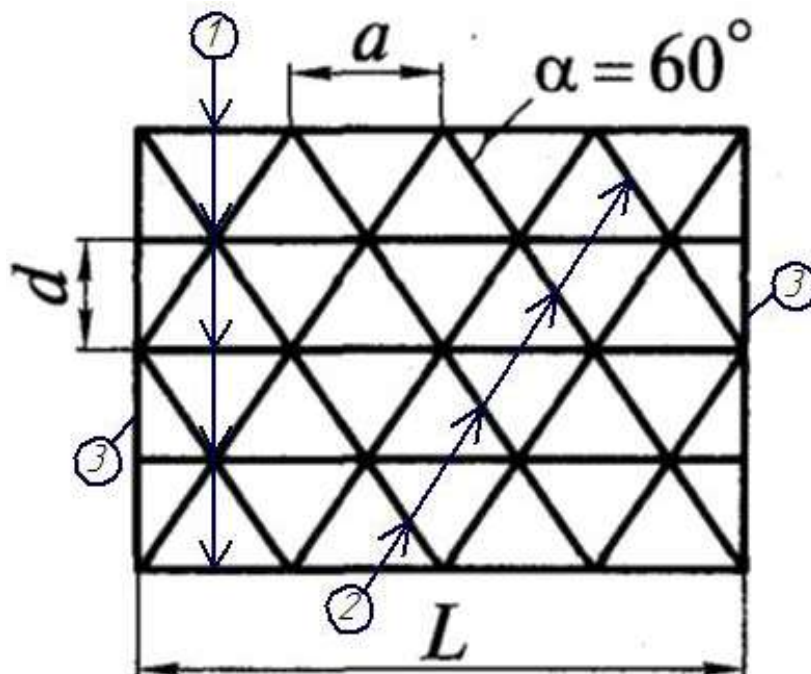


Рис. 7.4. Схема сетчатой оболочки-свода с продольными ребрами (развертка поверхности): 1 – поперечные несущие ребра (работают по балочной схеме); 2 – диагональные связи-арки; 3 – диафрагмы

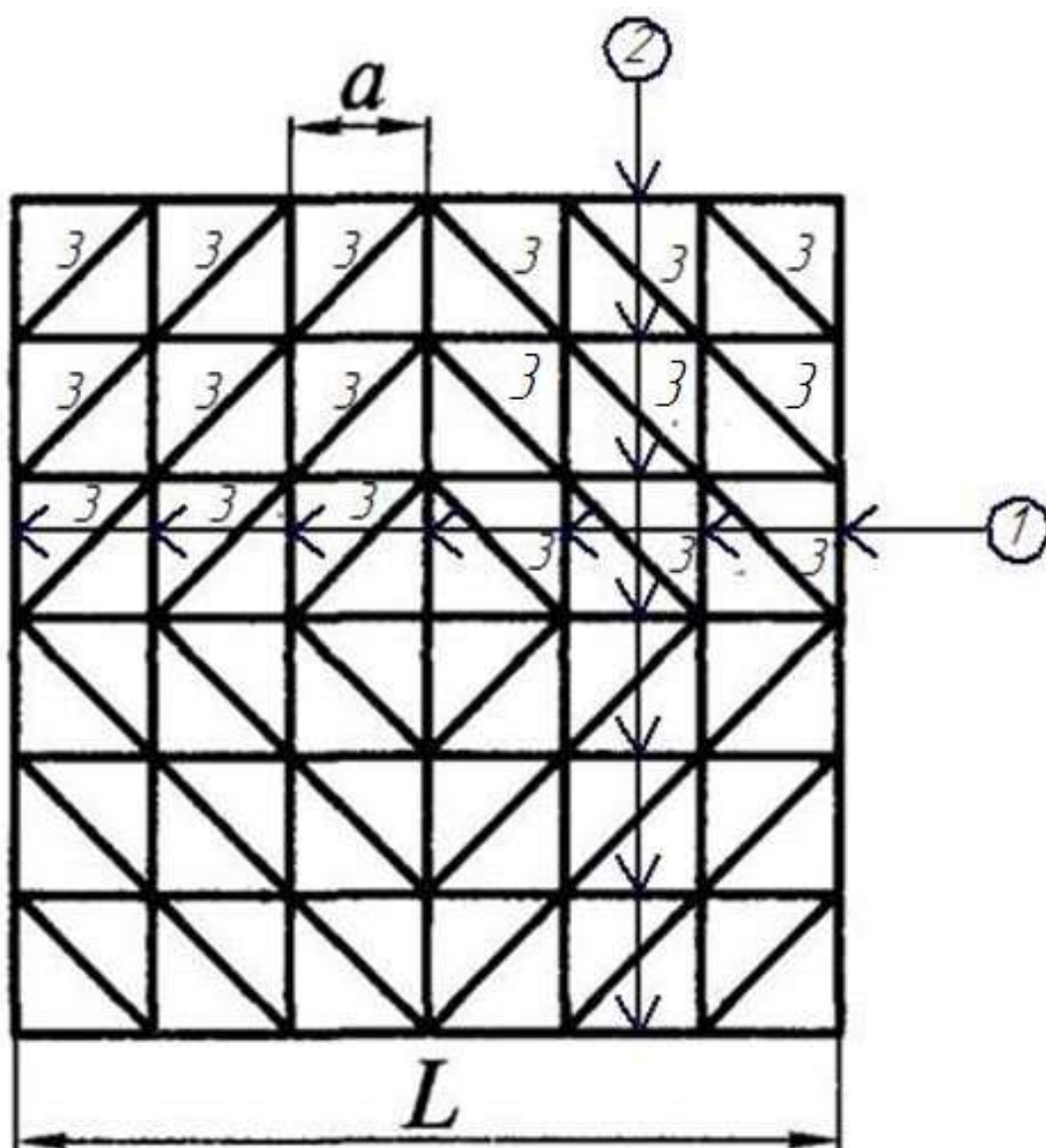


Рис. 7.5. Комбинированная схема сетчатой оболочки-свода (развертка поверхности): 1 – поперечные несущие ребра – арки; 2 – продольные ребра – балочные; 3 – диагональные стержни – связи

Сетка с продольными несущими ребрами (рис. 7.4) [3] работает как балочная между поперечными диафрагмами, а диагональные элементы, как и в предыдущем случае, работают как связи. Указанные схемы характерны для сводов с отношением  $L/B \geq 2$  (длинные оболочки). В работе коротких оболочек ( $L/B \leq 1$ ) наиболее рациональна комбинированная схема сетки по рис. 7.5 [3], в которой поперечные и продольные ребра и диагональные элементы работают совместно, обеспечивая геометрическую неизменяемость и устойчивость работы свода на сдвиг и кручение.

Очертание поверхности цилиндрической оболочки обычно принимают круговым с расположением центра радиуса ниже нулевой отметки с отношением стрелы подъема « $f$ » к пролету « $B$ » в пределах  $f/B = 1/6 \dots 1/10$ , что упрощает изготовление и монтаж. При этом принимают наименьшее число типоразмеров стержней и обеспечивают унификацию конструктивных решений узлов.

Поперечное сечение сетки свода в зависимости от пролета принимают однослойное (односетчатое) при  $B = 70 \dots 90$  м и двухслойное (двухсетчатое) при бóльших пролетах. Двухсетчатые оболочки-своды отличаются большой жесткостью и несущей способностью по сравнению с однослойными и могут перекрывать пролеты  $B = 500 \dots 700$  м. При этом толщина оболочки (расстояние между поясами сетки) принимается по расчету в зависимости от нагрузок в пределах  $h_0 = \left(1/20 \dots 1/100\right)R$ , где  $R$  – радиус кривизны цилиндрической поверхности.

Стержни сетчатых однослойных оболочек рекомендуют изготавливать из прокатных двутавров или швеллеров, гнутых швеллеров, как работающих на сжатие с изгибом, с увеличенной жесткостью в плоскости изгиба (рис. 7.6) [3]. Для двухслойных оболочек, в которых стержни, как правило работают на центральное сжатие-растяжение (рис. 7.7) [3], рекомен-

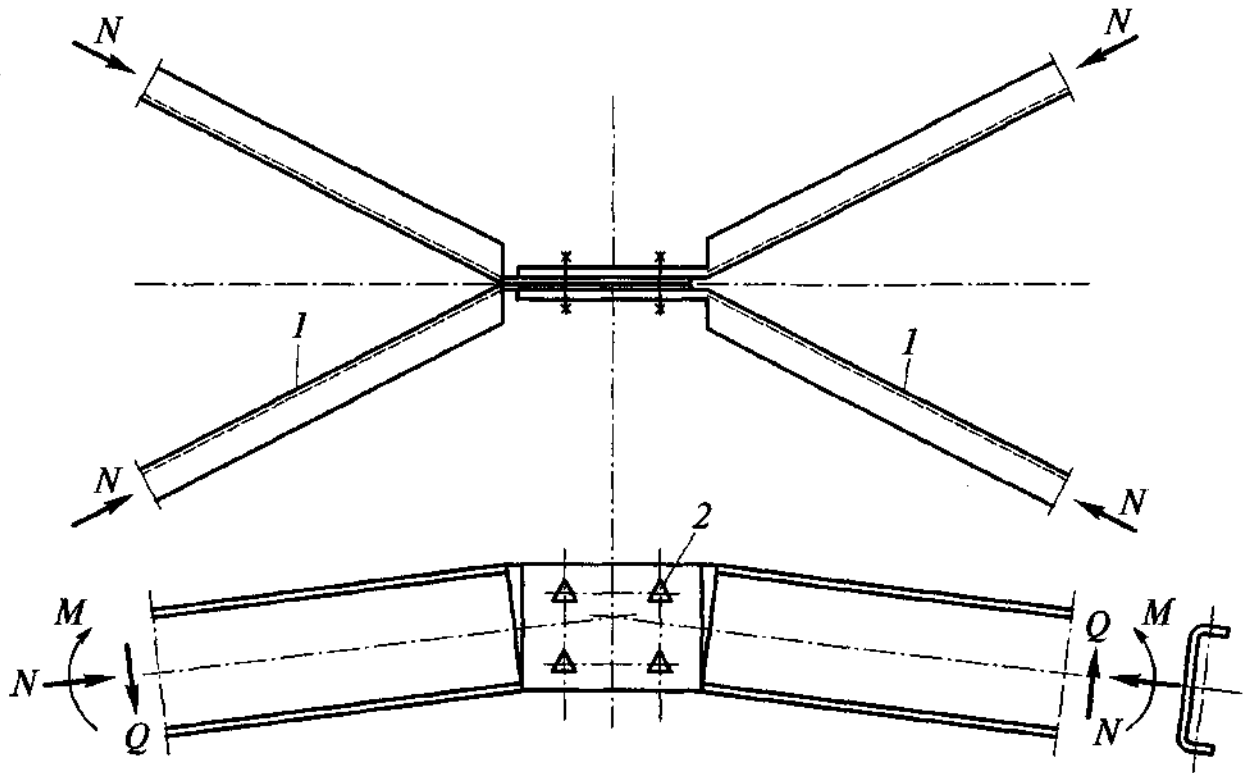


Рис. 7.6. Узел односетчатой оболочки: 1 – косяки из гнутого швеллера; 2 – монтажные болты

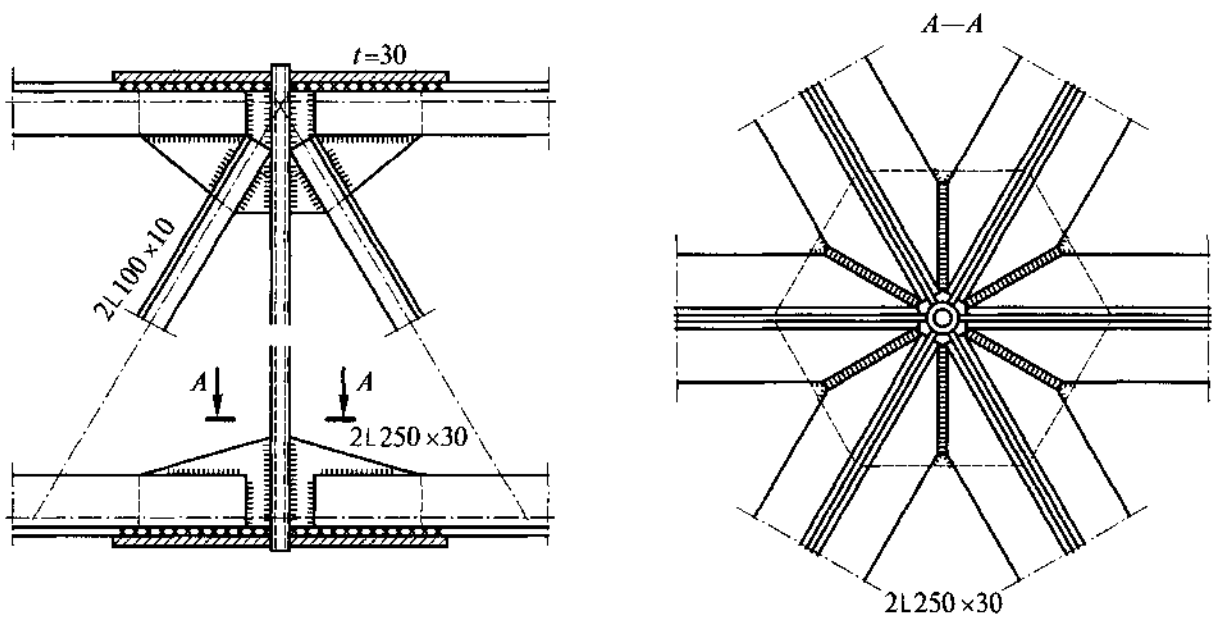


Рис. 7.7. Узел двухсетчатой оболочки

дуют трубы или другие профили, аналогичные применяемым в плоских структурах.

## **7.2. Основы статического и конструктивного расчетов сводов**

В настоящем учебном пособии эти вопросы кратко изложены в п.11.4, в том числе и поверочные конструктивные расчеты стержневых элементов сводов и узлов.

Ряд вопросов аналитических расчетов сводов изложены в [6, стр. 205...208], в [3, стр. 508...511].

## **8. БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ ЗДАНИЯ С ПОКРЫТИЯМИ ПРОСТРАНСТВЕННЫМИ СТЕРЖНЕВЫМИ ОБОЛОЧКАМИ ДВОЯКОВЫПУКЛОЙ КРИВИЗНЫ**

### **8.1. Основы компоновки**

В мировой строительной практике пространственные покрытия в виде оболочек из металлических стержней получили очень широкое распространение, в связи с чем характеризуются многообразием форм и конструктивных решений. Рассмотренные в разделе 6 купольные пространственные покрытия являются частным видом оболочек на круглом плане. Рассмотренные в разделе 7 своды являются также одним из частных видов оболочек на прямоугольном плане. Сетчатые пологие оболочки двояковыпуклой кривизны [12] могут иметь квадратный план, треугольный план и форму частного купола (рис. 8.1; рис. 8.2). Они могут быть одноволновыми и многоволновыми (рис. 8.3; рис. 8.4). Относительно поверхности земли пологие оболочки располагаются или непосредственно на столбчатых фундаментах, или на колоннах. При этом в пролете опорный криволинейный контур по каждой из четырех плоскостей опирается или на сквозную диафрагму-ферму, или на ряд колонн (рис. 8.5; рис. 8.6; рис. 8.7; рис. 8.8), или выполняет функцию арки.

Оболочки с поверхностью гиперболического параболоида сокращенно называют гипарами. Они имеют широкие возможности по формооб-

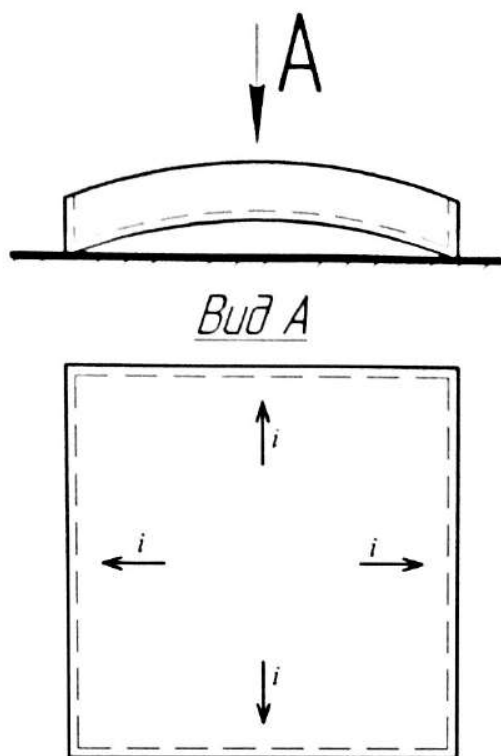


Рис. 8.1. Пологая оболочка на квадратном плане:  $i$  – здесь и далее – направление уклона

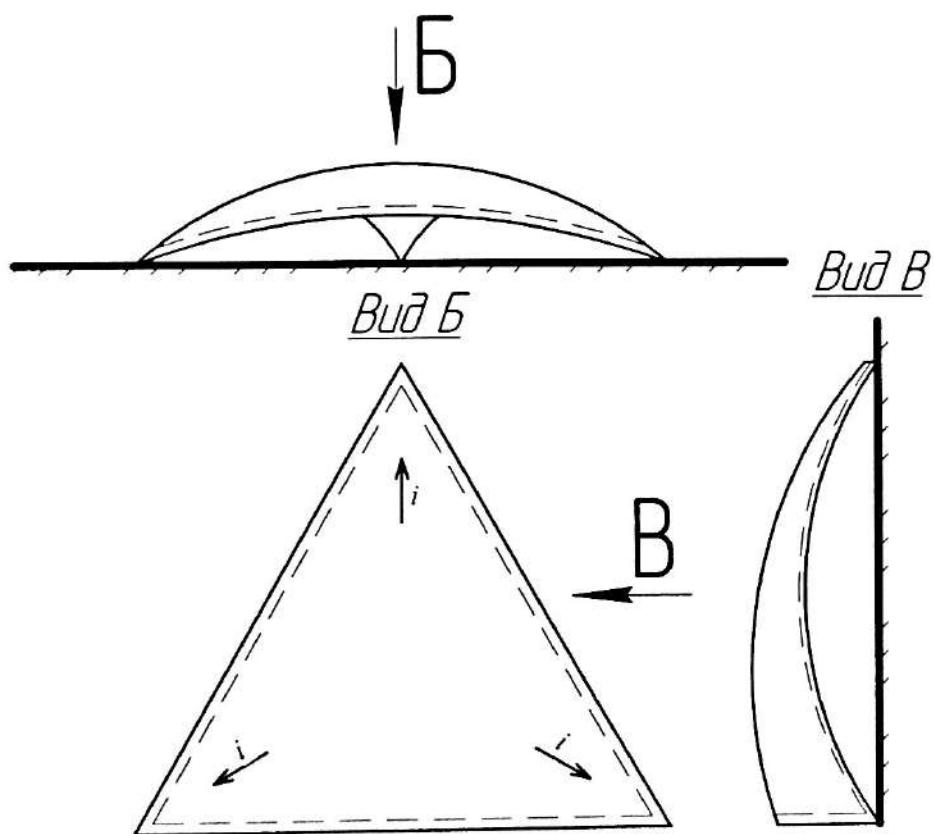


Рис. 8.2. Пологая оболочка на треугольном плане

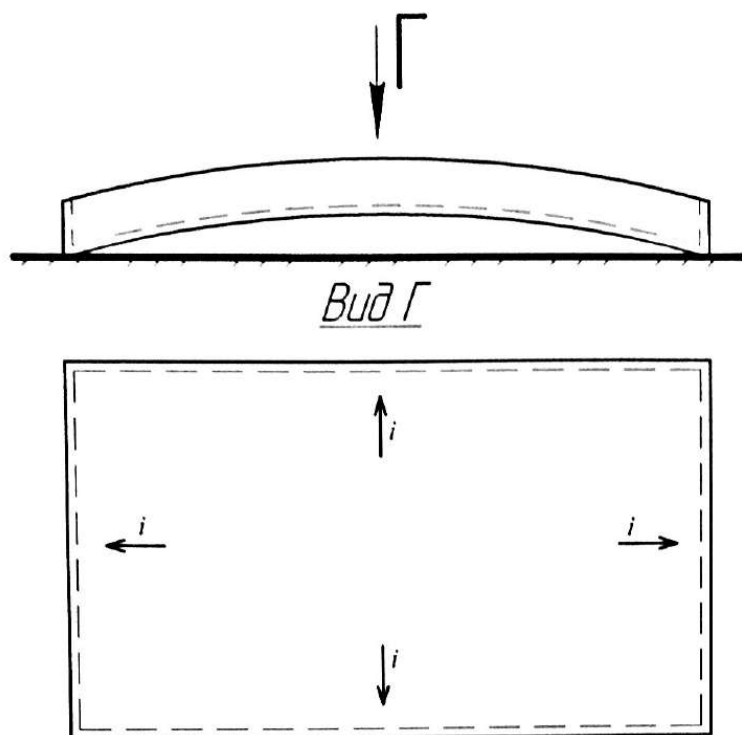


Рис. 8.3. Пологая оболочка на прямоугольном плане, одноволновая

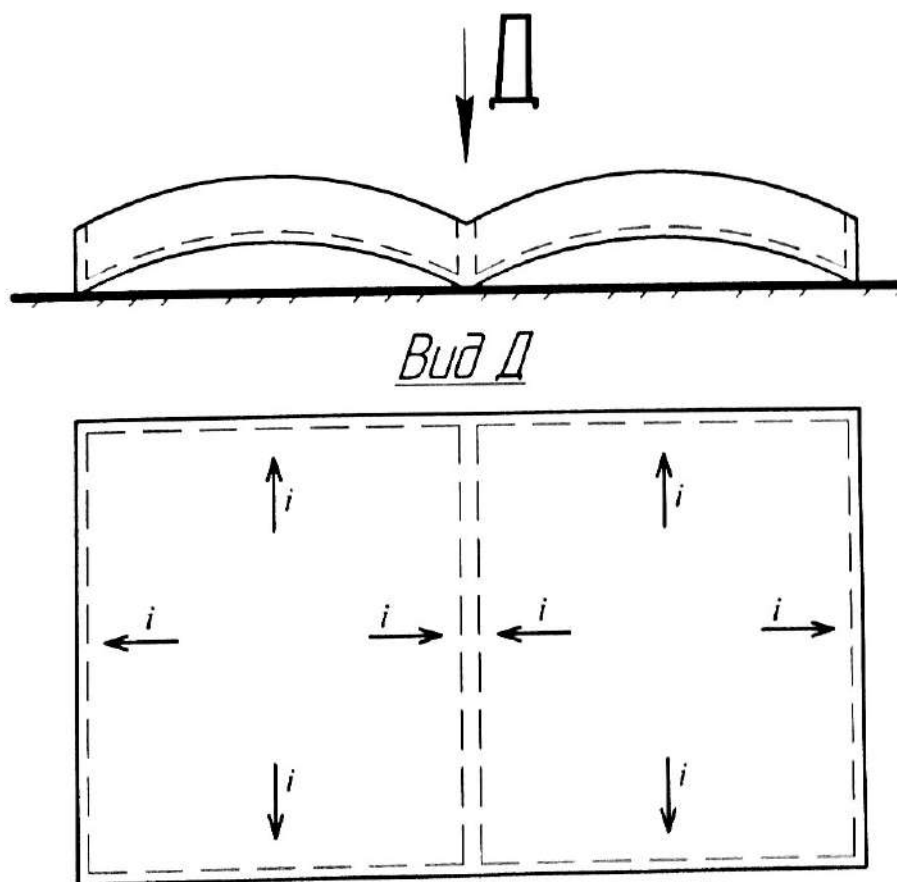


Рис. 8.4. Пологая оболочка на прямоугольном плане, двухволновая



разованию покрытий из сеток с прямолинейными стержнями (рис. 8.9). По углам покрытие гипаров опирают или на фундаменты, или на колонны.

При опирании на колонны концы гипара соединяют затяжками для снятия распоров с фундаментов. Для образования поверхности пологих оболочек двояковыпуклой кривизны рекомендуются сетки с квадратными или треугольными ячейками. В отличие от сводов пологие оболочки получают проектированием плоских сеток на заданную криволинейную поверхность. Например, основной способ разрезки пологих сетчатых оболочек положительной гауссовой кривизны (рис. 8.10) состоит в нанесении на исходную поверхность правильной сетки Чебышева с равной длиной противоположных сторон четырехугольных ячеек, закрепленной по ортогональным образующим поверхности. При этом в угловых зонах в четырехугольные ячейки сети ставят диагональные стержни, воспринимающие растягивающие кольцевые усилия. В сетчатых оболочках с поверхностью в виде гиперболического параболоида (рис. 8.11; рис. 8.12; рис. 8.13) разрезку выполняют по прямолинейным образующим, параллельным сторонам прямоугольного контура. Это позволяет компоновать из нескольких элементарных секций разнообразные покрытия из треугольных и трапециевидных фрагментов гиперболоида, сохраняя однотипность стержневых и узловых элементов (рис. 8.14; рис. 8.15). Институт ЦНИИПСК предложил формообразования сетчатых оболочек двояковыпуклой кривизны с применением кривых образующих с постоянным угловым шагом, не совпадающих с параллелями (рис. 8.16; рис. 8.17). По этому типу формообразования оболочек можно компоновать сложные оболочки из треугольных и трапециевидных фрагментов сферического вида (рис. 8.18; рис. 8.19).

Сетчатые оболочки двояковыпуклой кривизны могут применяться в широком диапазоне пролетов 30...150 м. При этом при пролетах свыше 60 м для повышения их жесткости и устойчивости рекомендуется исполь-

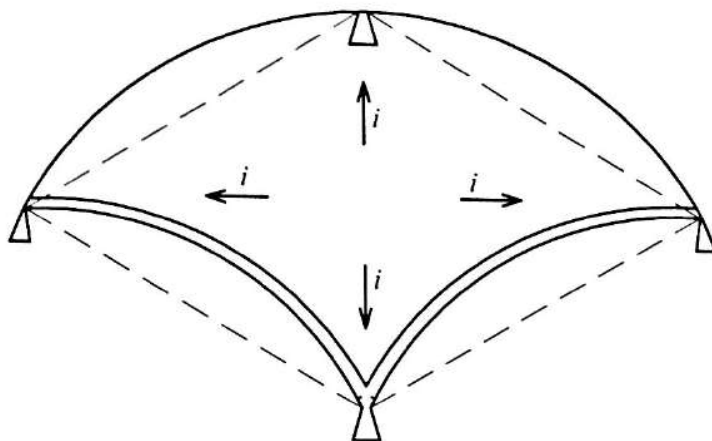


Рис. 8.5. Пологая оболочка с контурными ребрами-арками, опирающимися на фундаменты по углам прямоугольного плана

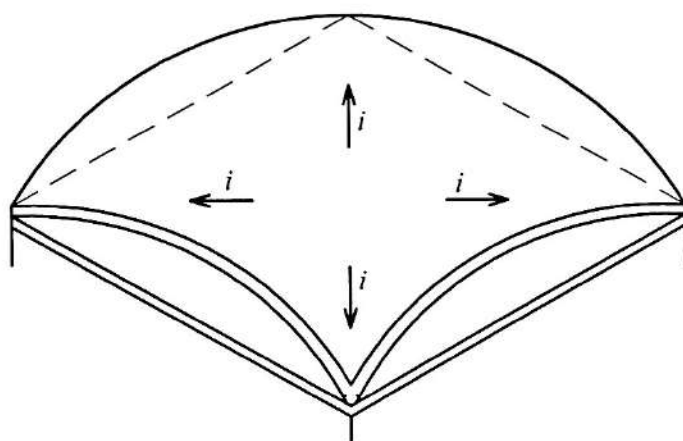


Рис. 8.6. Пологая оболочка с контурными арками с затяжками на колоннах по углам плана

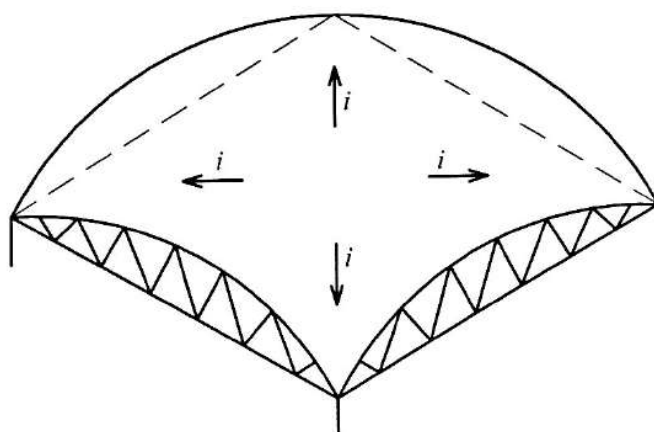


Рис. 8.7. Пологая оболочка с криволинейным опорным контуром по каждой из четырех плоскостей с опиранием на сквозную диафрагму-ферму и колонны по углам плана

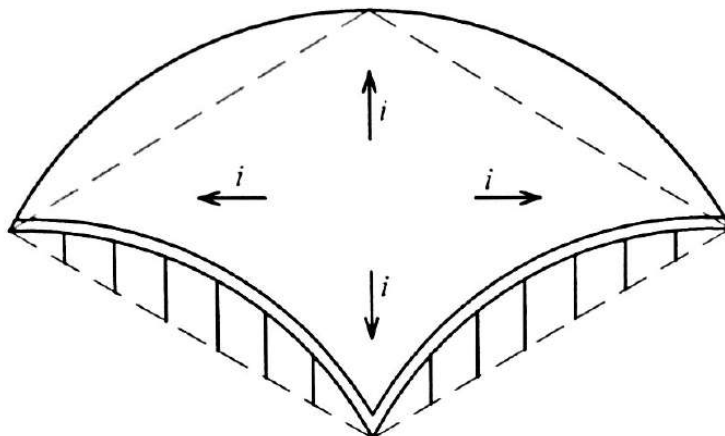


Рис. 8.8. Пологая оболочка с криволинейным опорным арочным контуром по каждой из четырех плоскостей с опиранием на ряд колонн в пролетах арок и на фундаменты по углам плана

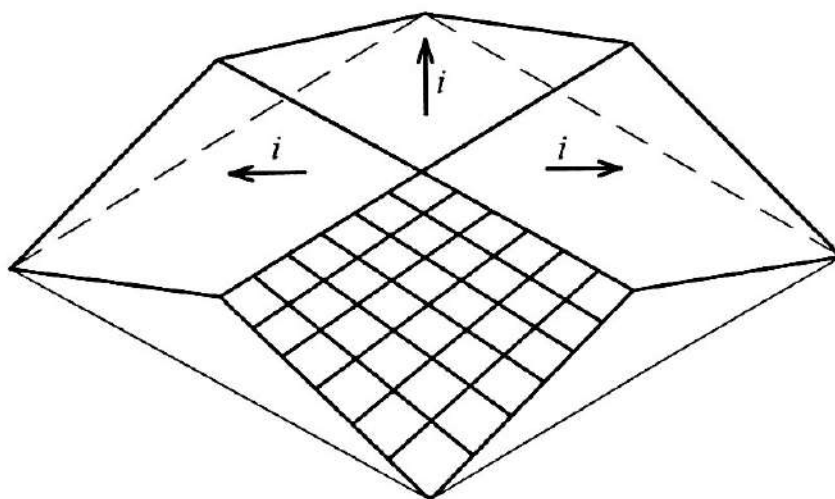


Рис. 8.9. Сетчатая оболочка из нескольких лепестков гиперболического параболоида

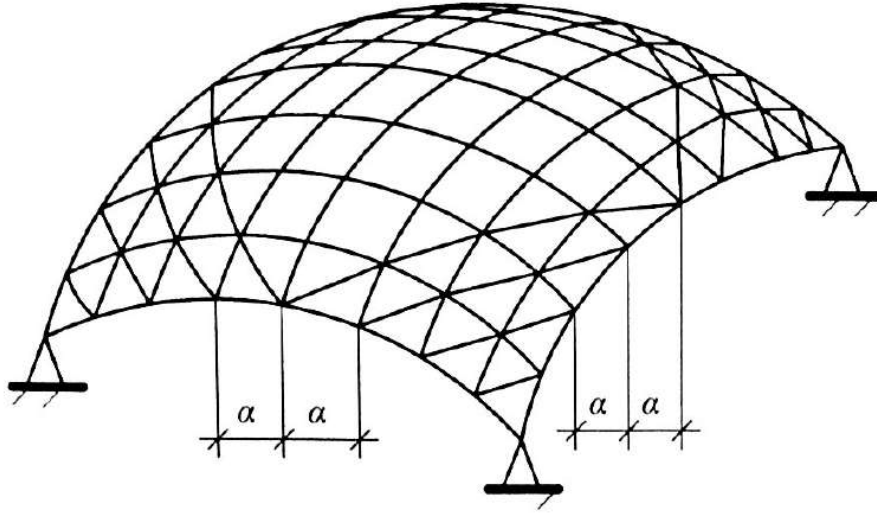


Рис. 8.10. Разрезка поверхности пологой сетчатой оболочки положительной гауссовой кривизны на квадратном или прямоугольном планах

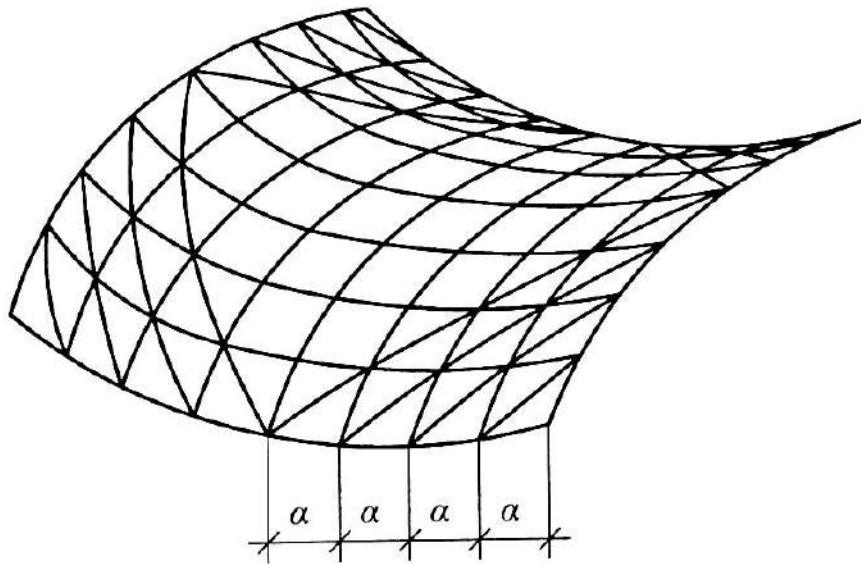


Рис. 8.11. Разрезка поверхности пологой сетчатой оболочки в форме гиперболического параболоида на квадратном или прямоугольном планах с криволинейными образующими

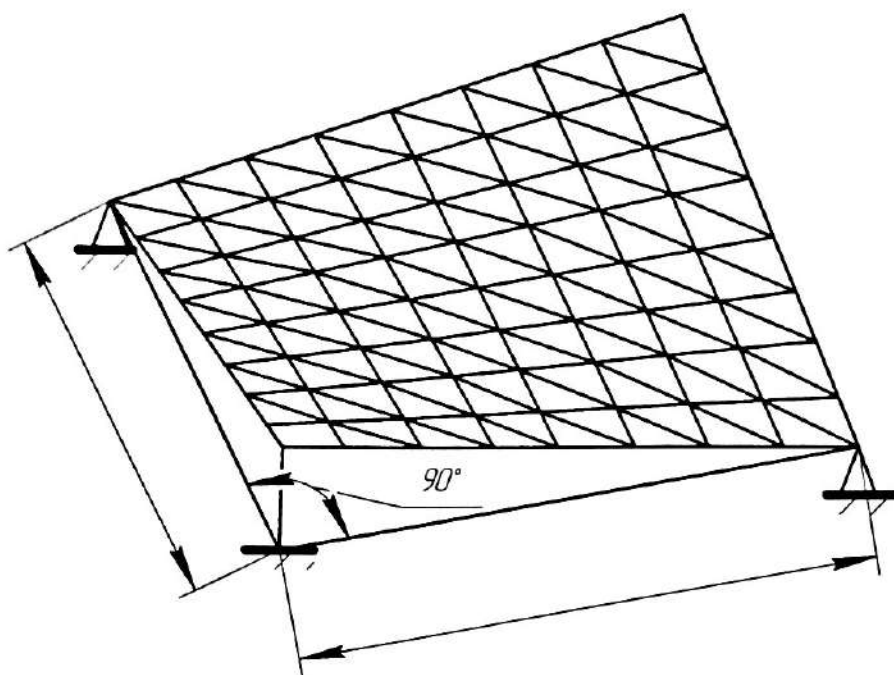


Рис. 8.12. Разрезка поверхности пологой сетчатой оболочки в форме гиперболического параболоида на квадратном или прямоугольном планах с прямолинейными образующими

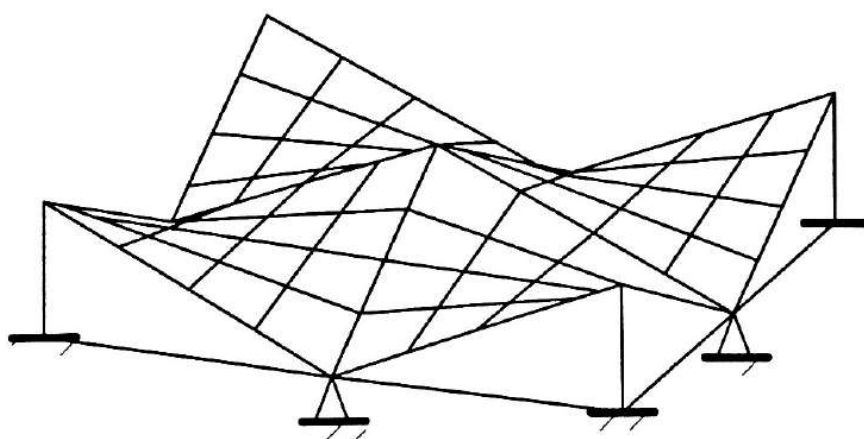


Рис. 8.13. Разрезка пологой оболочки в форме гиперболического параболоида на ломаной секторальной поверхности на квадратном или прямоугольном планах

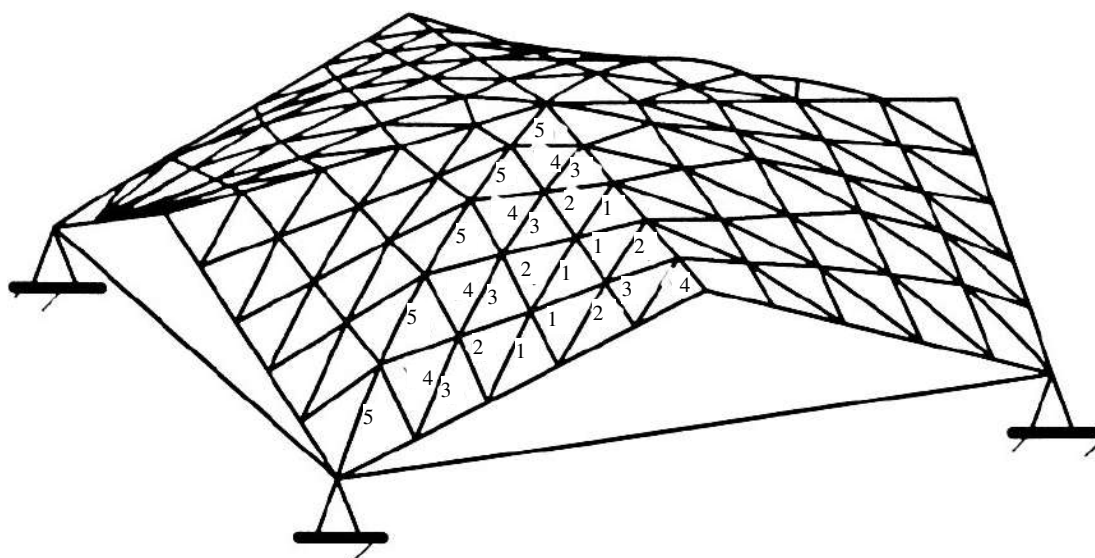


Рис. 8.14. Разрезка пологой оболочки на ломаной поверхности из треугольных ячеек на квадратном или многоугольном планах

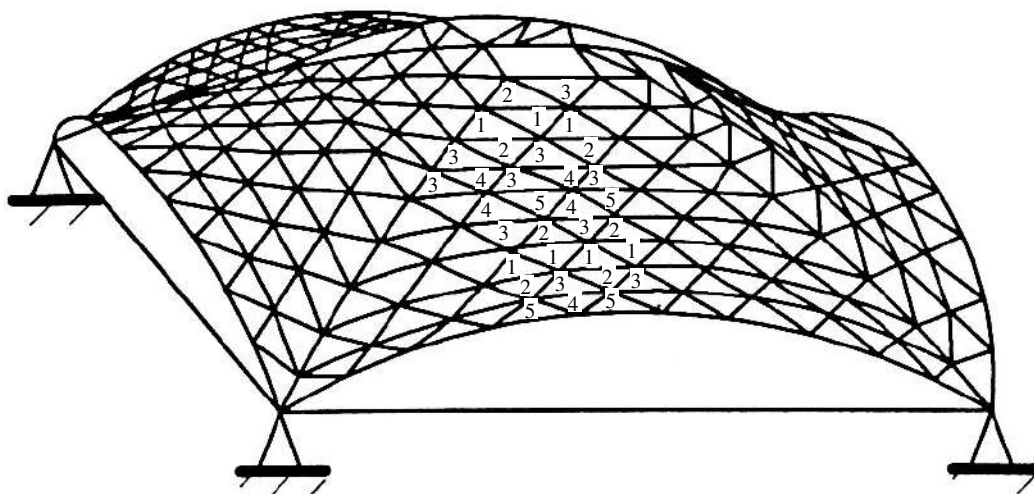


Рис. 8.15. Разрезка пологой оболочки на ломаной поверхности из трапециевидальных ячеек на квадратном или многоугольном планах

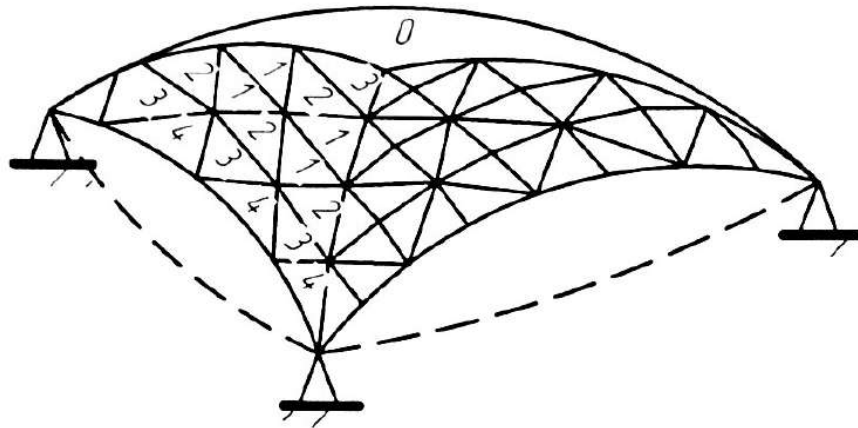


Рис. 8.16. Разрезка пологой оболочки, предложенная институтом ЦНИИПСК, с применением кривых образующих на квадратном или прямоугольном планах

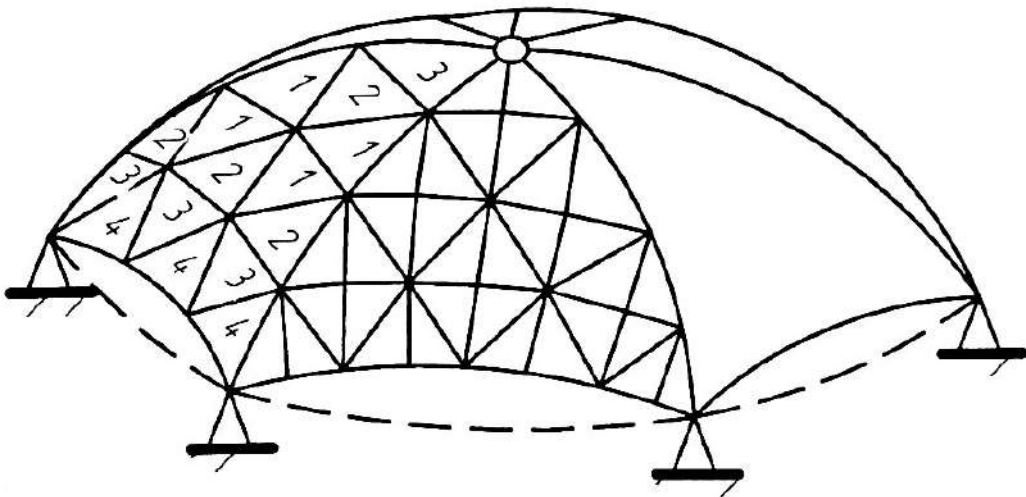


Рис. 8.17. Разрезка пологой оболочки, предложенная институтом ЦНИИПСК, с применением кривых образующих на произвольном плане

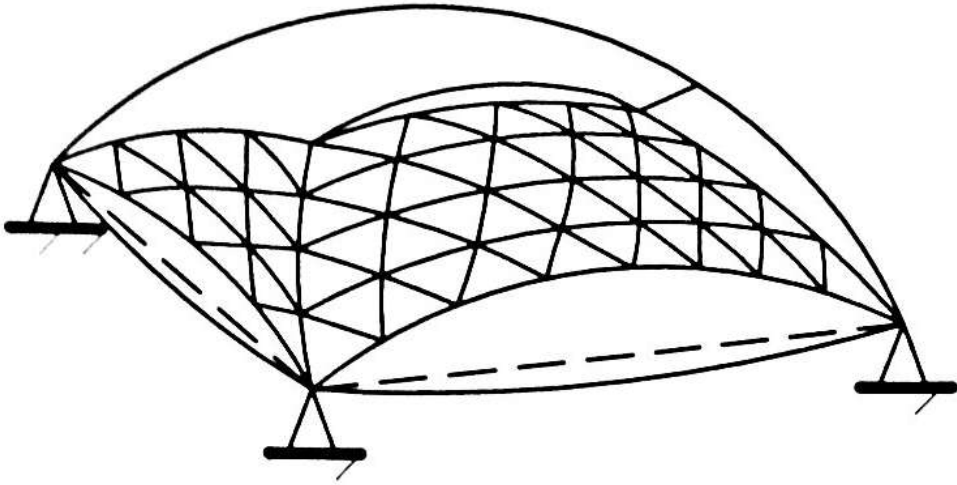


Рис. 8.18. Разрезка пологой оболочки сложной формы поверхности из треугольных и трапециевидальных фрагментов на квадратном или прямоугольном планах

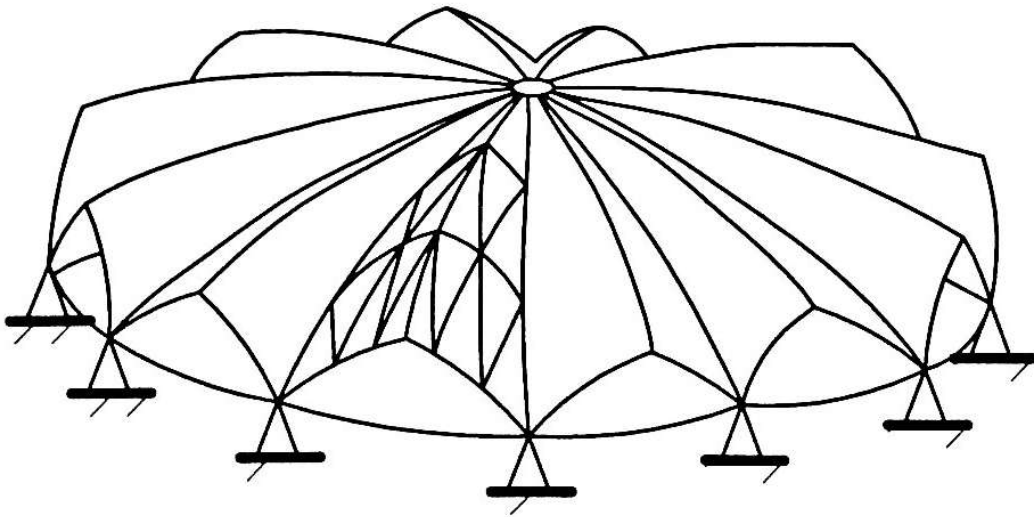


Рис. 8.19. Разрезка пологой оболочки сложной формы поверхности из треугольных фрагментов на произвольном плане



зовать двухсетчатую структуру решетки и поясов с высотой сечений между поясами  $(\frac{1}{100} \dots \frac{1}{150})L$ , где  $L$  – пролет оболочки.

## **8.2. Основы статического и конструктивного расчетов стержневых оболочек двояковыпуклой кривизны**

В настоящем учебном пособии эти вопросы кратко изложены в п.11.5, в том числе и по вопросам «прощелкивания» верхних узлов вверх или вниз в односетчатых оболочках в направлении нормали к поверхности, исследованных Д.Т. Райтом [12].

Ряд вопросов аналитического расчета пологих сетчатых оболочек изложен в [6, п. 11.5, стр. 220; п. 11.6, стр. 222].

## **9. БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ ЗДАНИЯ С ПОКРЫТИЯМИ ИЗ ПЛОСКИХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

### **9.1. Основы компоновки**

Данный тип стальных конструкций представляет собой перекрестную систему вертикальных или наклонных ферм (рис. 9.1а, б) [3]. Опирание таких покрытий отличается разнообразием: по контуру на наружные стены или колонны, установленные с определенным шагом; на колонны внутри контура; по вантовой схеме, создающей дополнительные упругоподатливые опоры (рис. 9.2; 9.3; 9.4; 9.5) [7]. Варианты решения опор для структурных плит приведены на рис. 9.1в [3].

Из-за большого количества стержней плоские пространственные стержневые конструкции обладают большой степенью статической неопределимости. В этом случае значительное число стержней работает с недогрузкой. Этим объясняется повышенная жесткость этих покрытий на изгиб, что позволяет принимать высоту поперечного сечения этих покрытий в пределах  $h = (\frac{1}{16} \dots \frac{1}{25})L$ . Это положительно влияет на снижение

единовременных расходов на ограждающие конструкции и снижение постоянных эксплуатационных расходов.

Другим преимуществом данных конструкций является сборка крупными блоками на стендах внизу (на земле) без применения грузоподъемных механизмов (вес одного стержня составляет около 70 кг). Подъем собранных блоков на проектную отметку в ряде случаев может быть с применением гидравлических домкратов, что дешевле башенных или других монтажных кранов. Дополнительную экономию по приведенным затратам можно получить, анализируя расходы при разных типах профилей для стержней пространственного покрытия. При этом в процессе расчетов методом итераций можно исключить из КЭ-модели некоторые малонагруженные стержни нижнего пояса и раскосов, контролируя наибольший прогиб всей системы покрытия и предельные гибкости сжатых стержней. При удалении из КЭ-модели «лишних» стержней необходимо контролировать геометрическую неизменяемость пространственной системы.

Недостатки плоских пространственных систем вытекают из основных особенностей, связанных с наличием большого числа стержней и узлов. От типа узла, точности его изготовления, массы узла зависит сложность и трудоемкость изготовления, сборка и экономия металла. Поэтому выбор способа соединения элементов в узлах является наиболее сложной конструктивной задачей. В настоящее время на уровне изобретений имеются десятки разных типов узлов, отвечающих самым разнообразным конструктивно-технологическим и эстетическим требованиям [3, с. 506]. В нашей стране наибольшее применение нашли комбинированные узловые соединения системы «Меро» (ГДР), «МАрхИ» и «Кисловодск» (Московский архитектурный институт и Гипроспецлегконструкция). В этих соединениях [8] одним из узловых элементов является сферическое или полусферическое тело (многогранник или полумногогранник) – коннектор с резьбовыми отверстиями, в которые ввинчиваются вращающиеся на концах стержней болты. В системе «Меро» болты присоединяются к стерж-

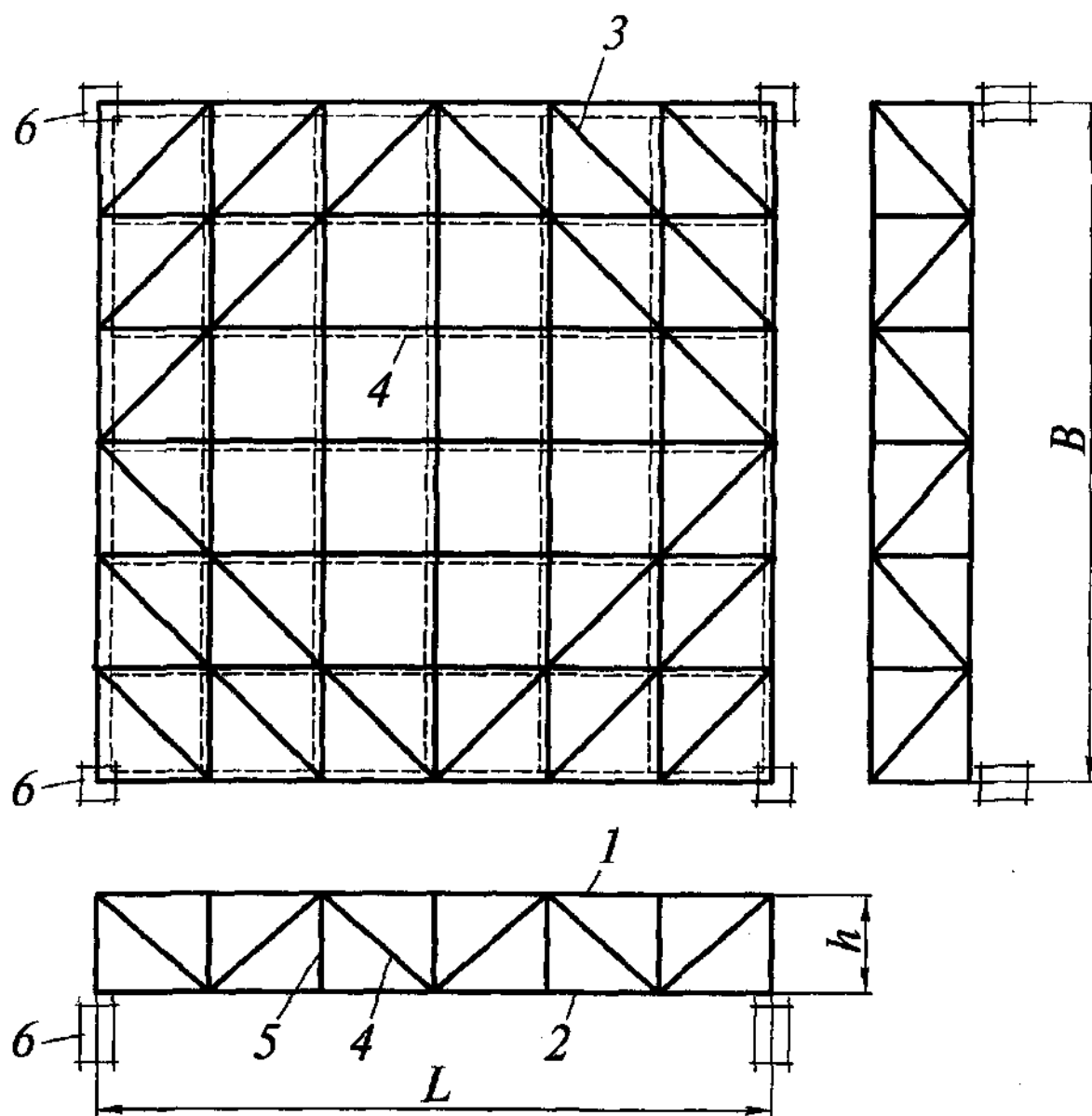


Рис. 9.1а. Структурное покрытие с ячейками квадратного плана: 1 – верхний пояс; 2 – нижний пояс; 3 – диагональные элементы; 4 – раскосы; 5 – стойки; 6 – колонны

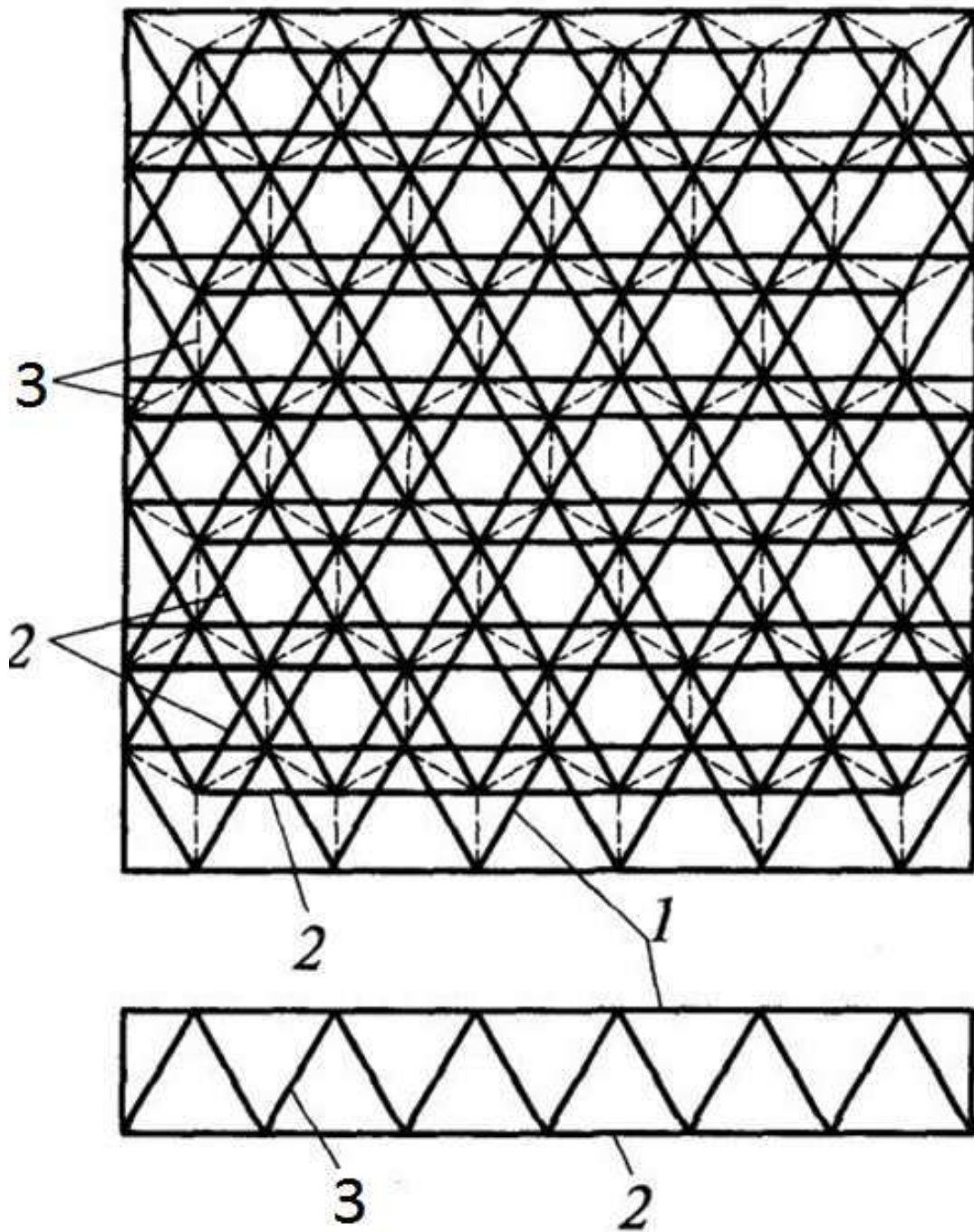


Рис. 9.16. Структурное покрытие с ячейками треугольного плана:  
1 – верхний пояс; 2 – нижний пояс; 3 – раскосы

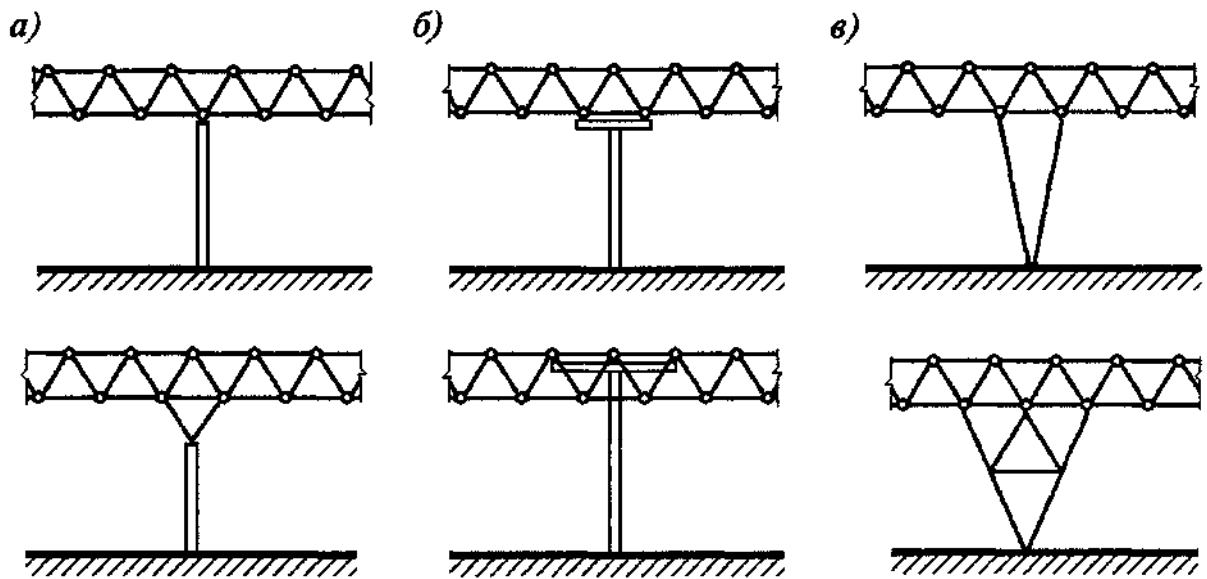


Рис. 9.1в. Варианты решения опор для структурных плит: а - обычные колонны и колонны с решетчатыми капителями; б - колонны с жесткими капителями (разгрузочными балками); в - пространственно-стержневые опоры



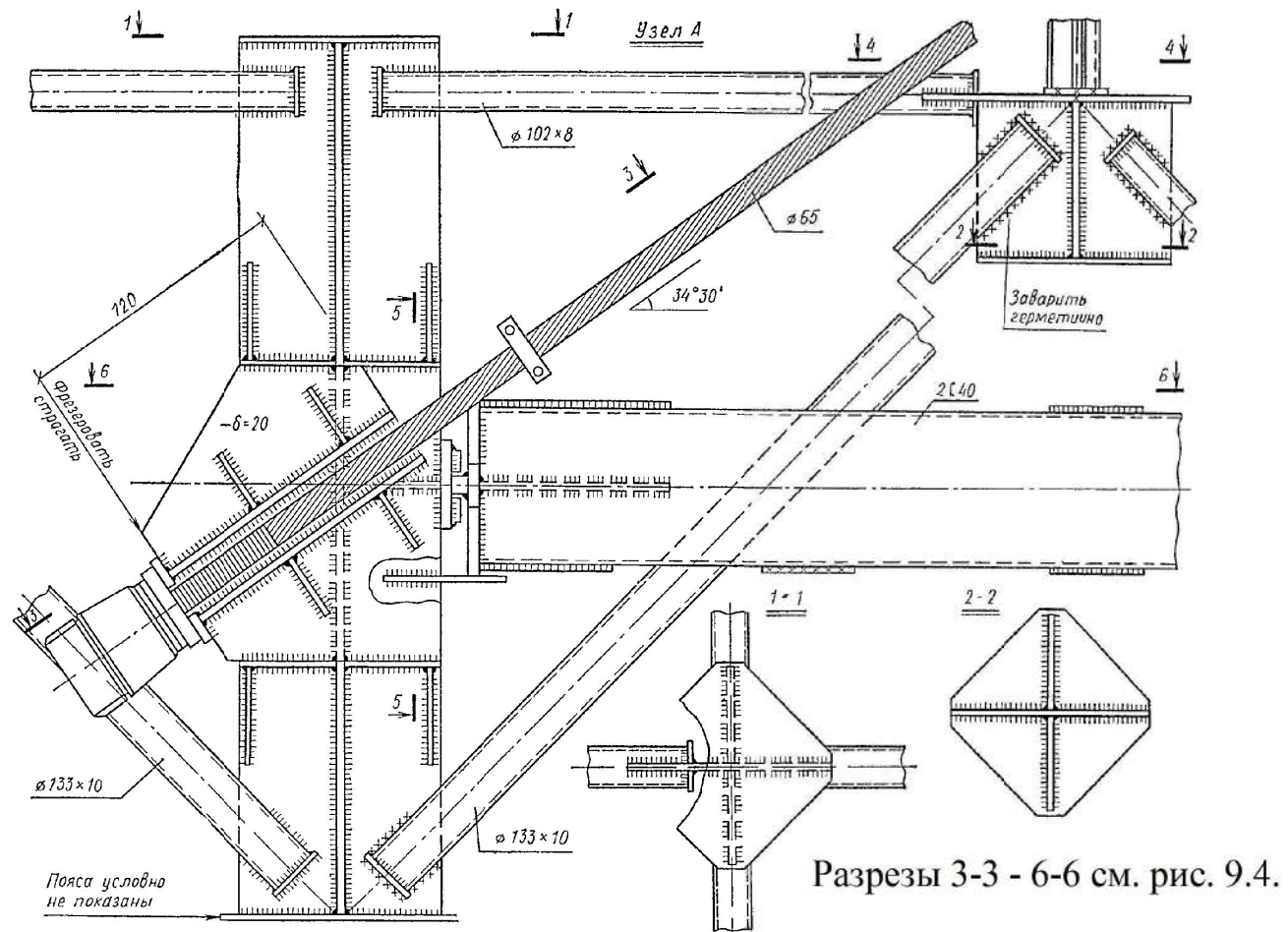


Рис. 9.3. Автобусный гараж в Ленинграде

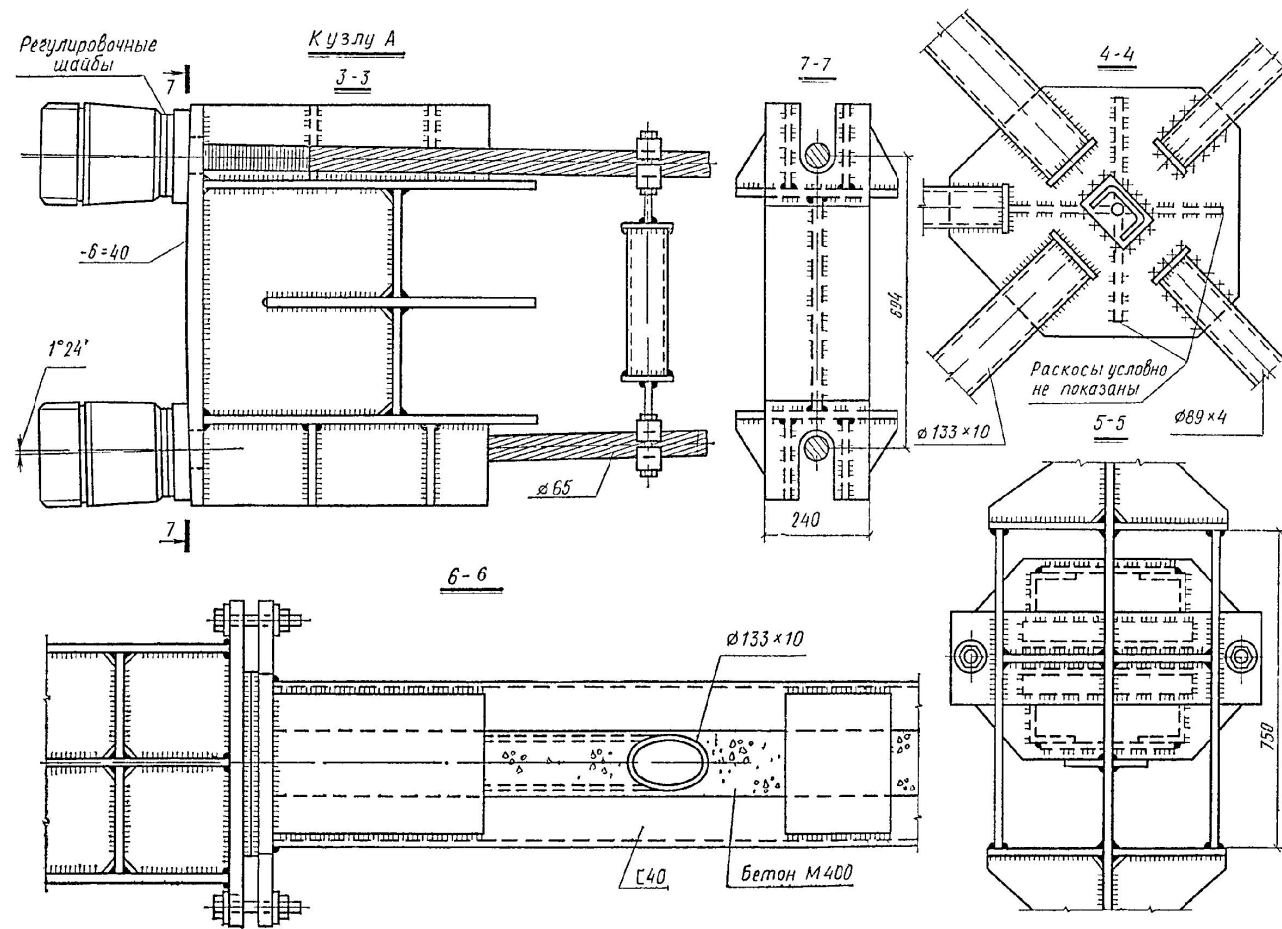


Рис. 9.4. Автобусный гараж в Ленинграде



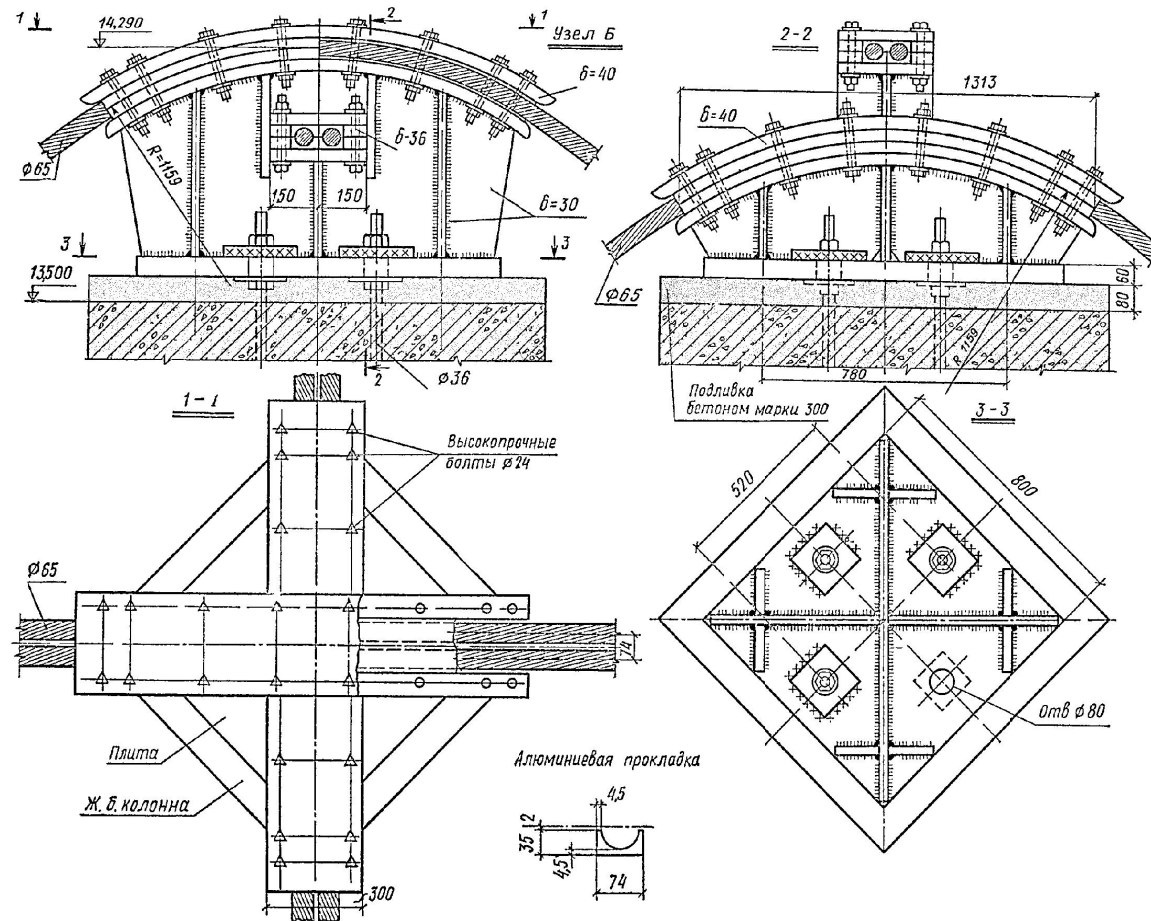


Рис. 9.5. Автобусный гараж в Ленинграде

ням с помощью конических наконечников, а в системах «МАрхИ» и «Кисловодск» с помощью плоских цилиндрических шайб, приваренных к концам трубчатых стержней, а также поводковых втулок-гаек и штифтовых фиксаторов [10, рис. 9.6]; [9, рис. 9.7; 9.8]. Процесс проектного соединения стержня с коннектором состоит в следующем: болт с помощью поводковой втулки-гайки заворачивают в коннектор до плотного касания между втулкой и торцевыми поверхностями коннектора и стержня. Это обеспечивает передачу сжимающего усилия. Передача растягивающего усилия осуществляется через сечение болта нетто (по резьбе). Стержни систем «МАрхИ» и «Кисловодск» **обладают высокой компенсационной способностью (возможность сборки, не взирая на неточности изготовления стержня по длине)**. Системы сборно-разборные с трудоемкостью монтажа 1...1,5 чел.×ч/м<sup>2</sup> площади покрытия.

Пространственные конструкции системы «МАрхИ» используют [10] унифицированные стержни и узловые коннекторы. Стержни из круглых труб сечениями 60×3...146×10 имеют длину 1.5; 2.0; 3.0 м. Общее число рекомендуемых сечений унифицированных стержней ≤10. При длине стержней 3 м высота сечения пространственной конструкции между поясами равна 2.12 м. Коннекторы двух типов 120×120 и 150×150 мм имеют форму многогранника по числу входящих в него болтов.

Примеры построенных зданий с применением плоских пространственных стержневых конструкций представлены в [8, с.138...140].

## **9.2. Основы статического и конструктивного расчетов покрытий из плоских пространственных стержневых конструкций**

В настоящем учебном пособии эти вопросы кратко изложены в п. 11.6.

В учебном пособии [10, стр. 327] обращено внимание проектировщиков на особенности автоматизированного расчета таких конструкций:

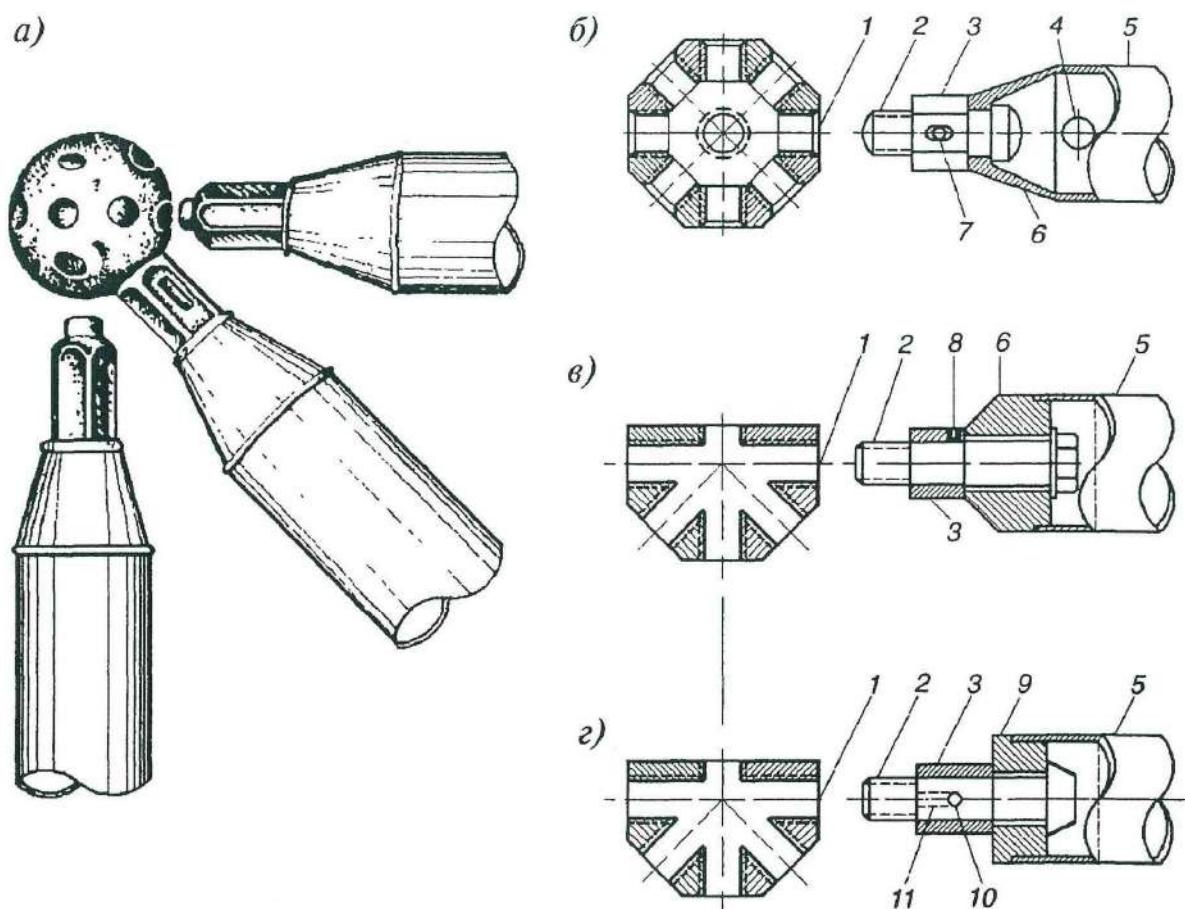


Рис. 9.6. Узловое соединение «Меро» и его модификации: а, б – общий вид узла, узловой элемент и детали стержня системы «Меро»; в, г – детали трубчатых элементов в соединениях систем «Веймар» и «МАрхИ»; 1 – отверстие с внутренней резьбой; 2 – болт; 3 – поводковая гайка; 4 – монтажное отверстие; 5 – труба; 6 – оголовок трубы; 7 – ведущий палец; 8 – фиксатор; 9 – шайба; 10 – штифт; 11 – прорезь в гайке

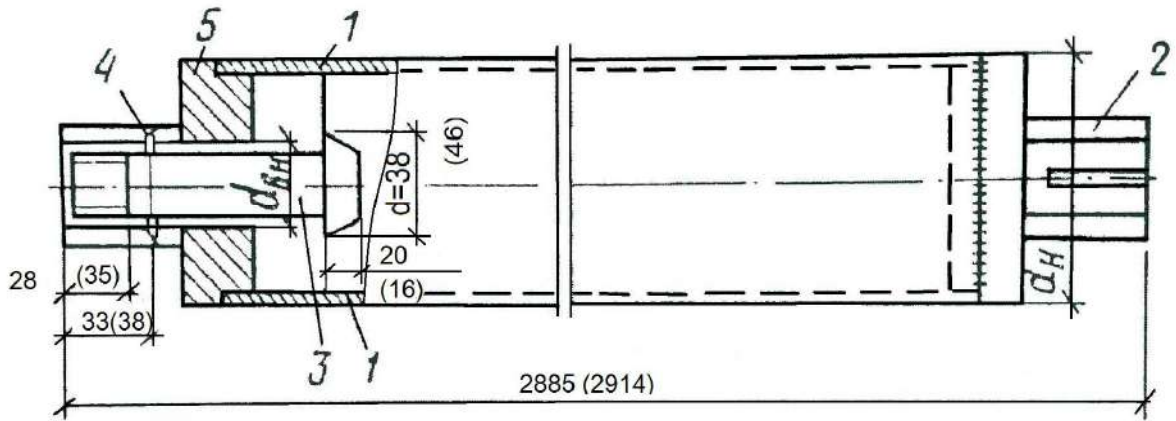


Рис. 9.7. Стержневой элемент структурной конструкции типа «Кисловодск» в сборе: 1 – электросварная труба; 2 – муфта из шестигранника; 3 – высокопрочный болт; 4 – штифт  $d=4\text{мм}$ ; 5 – шайба (размеры без скобок относятся к секции 30x30м, в скобках – к секции 36x36м)

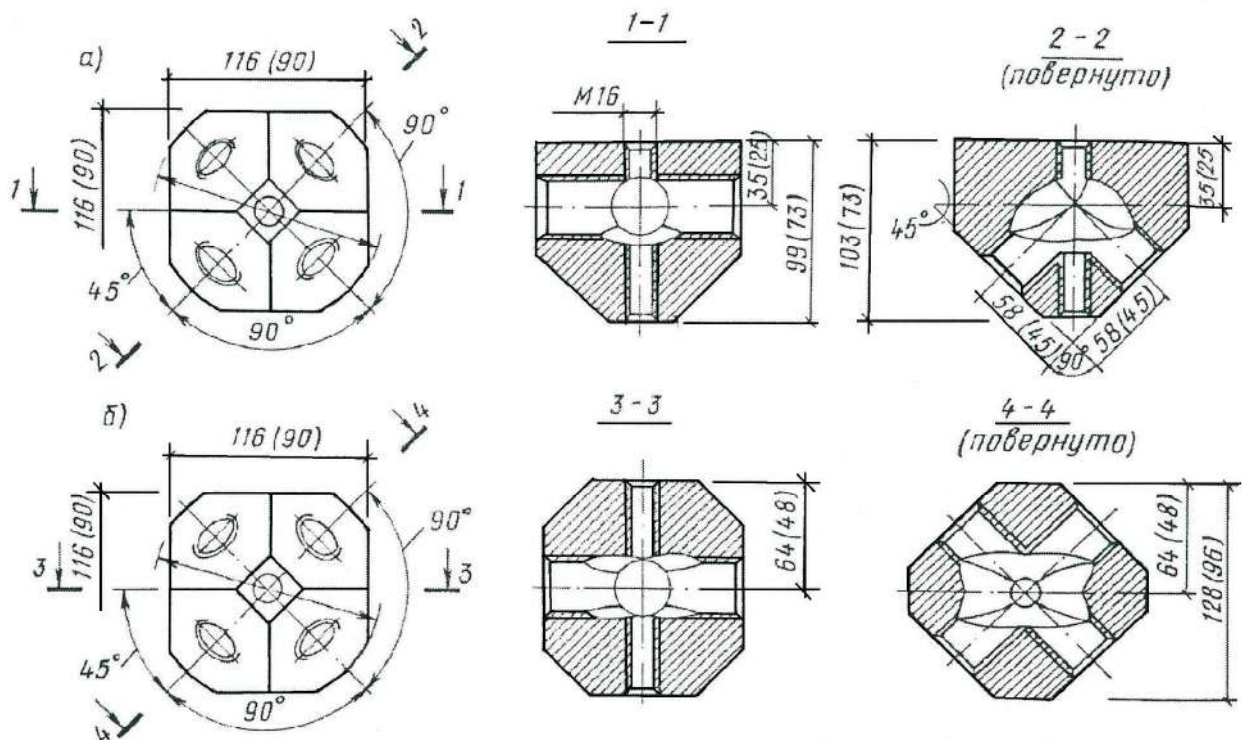


Рис. 9.8. Узловой элемент «коннектор» структуры типа «Кисловодск»: а – полумногогранник, б – целый многогранник (размеры без скобок относятся к секции 30x30м, размеры в скобках – к секции 36x36м)

– при КЭ-ом моделировании сопряжение стержней принимают шарнирным; в действительности в некоторых узлах имеет место частичное защемление стержней;

– не исключена полностью вероятность работы стержней с эксцентриситетом.

Современные программные комплексы позволяют учесть такие факторы. Расчет может быть выполнен с учетом физической нелинейности работы материала.

В учебнике [3, стр. 507] обращается внимание на то, что в процессе статического расчета на ЭВМ методом КЭ-ов могут быть выявлены стержни с нулевыми усилиями (например, некоторые стержни нижнего пояса и решетки, если кровельные элементы опираются в уровне верхнего пояса (и, возможно, включение в совместную работу). Таким образом, осуществляется структурная оптимизация покрытия за счет удаления «лишних» стержней, но это должно быть проверено по второму предельному состоянию.

В пособии [6, стр. 228...252] работа и расчет плоских пространственных стержневых конструкций совмещены с перекрестно-стержневыми конструкциями. Поэтому ряд вопросов по расчету, особенно узловых соединений в обоих типах конструкций фактически одинаковы.

## **10. БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ ЗДАНИЯ С ВИСЯЧИМИ ПОКРЫТИЯМИ ИЗ НЕСУЩИХ ГИБКИХ НИТЕЙ**

### **10.1. О висячих покрытиях В.Г. Шухова**

Висячими принято называть конструкции или целые покрытия зданий, в которых главный пролетный элемент работает на центральное растяжение, как наиболее выгодный вид деформации, полностью использующий прочностные свойства поперечного сечения материала.

Идея и первое применение висячих конструкций для покрытий зданий принадлежит В.Г. Шухову, который в 1895 году для Всероссий-

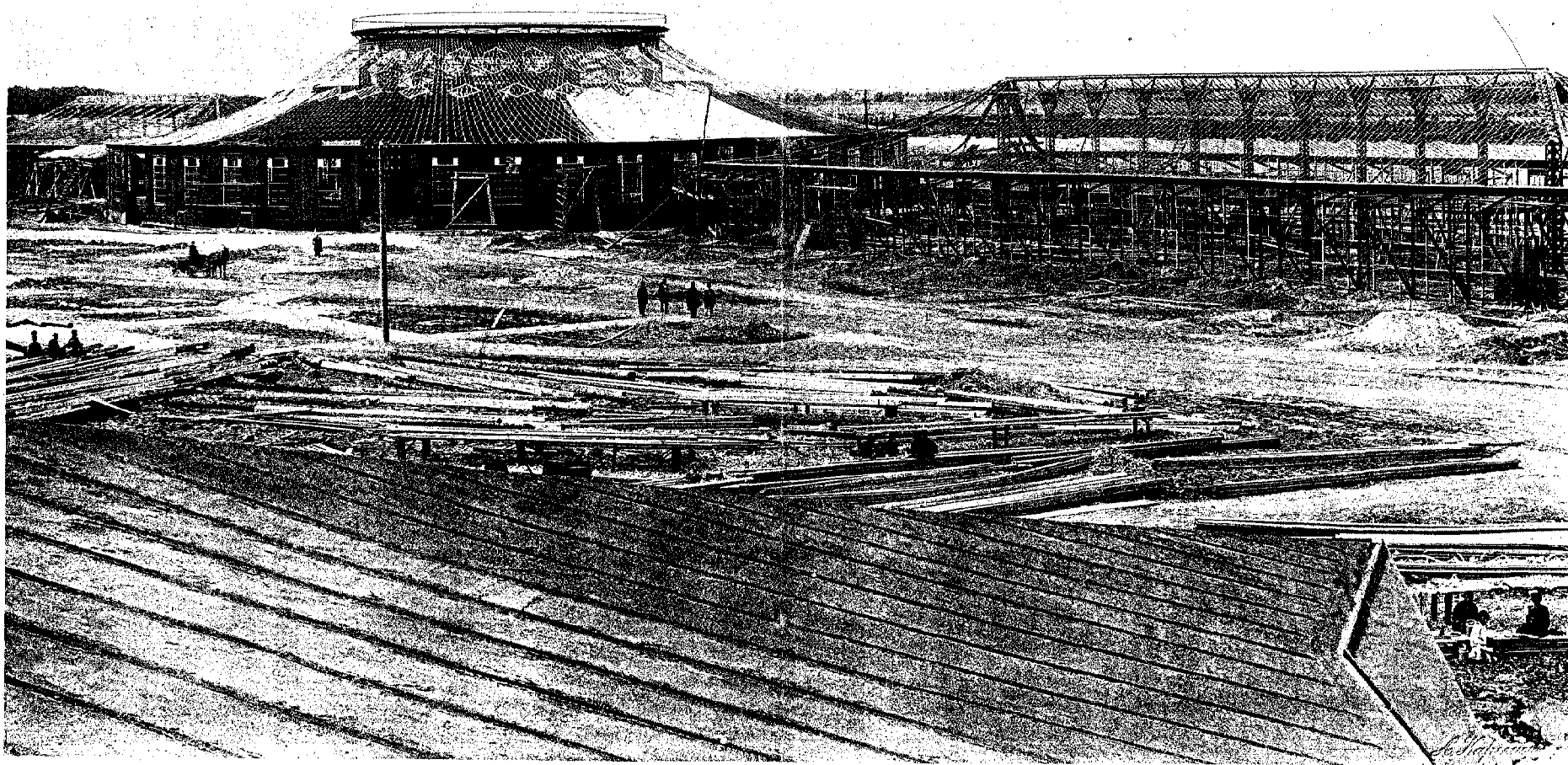


Рис. 10.1.1. Сетчатые покрытия системы инженера В.Г. Шухова: - круглый павильон («ротонда») диаметром 68 м – в центре; - два прямоугольных павильона 30x70 м – слева и справа по одному. Показан период строительства – 1895 г.  
Фото А.О. Карелина

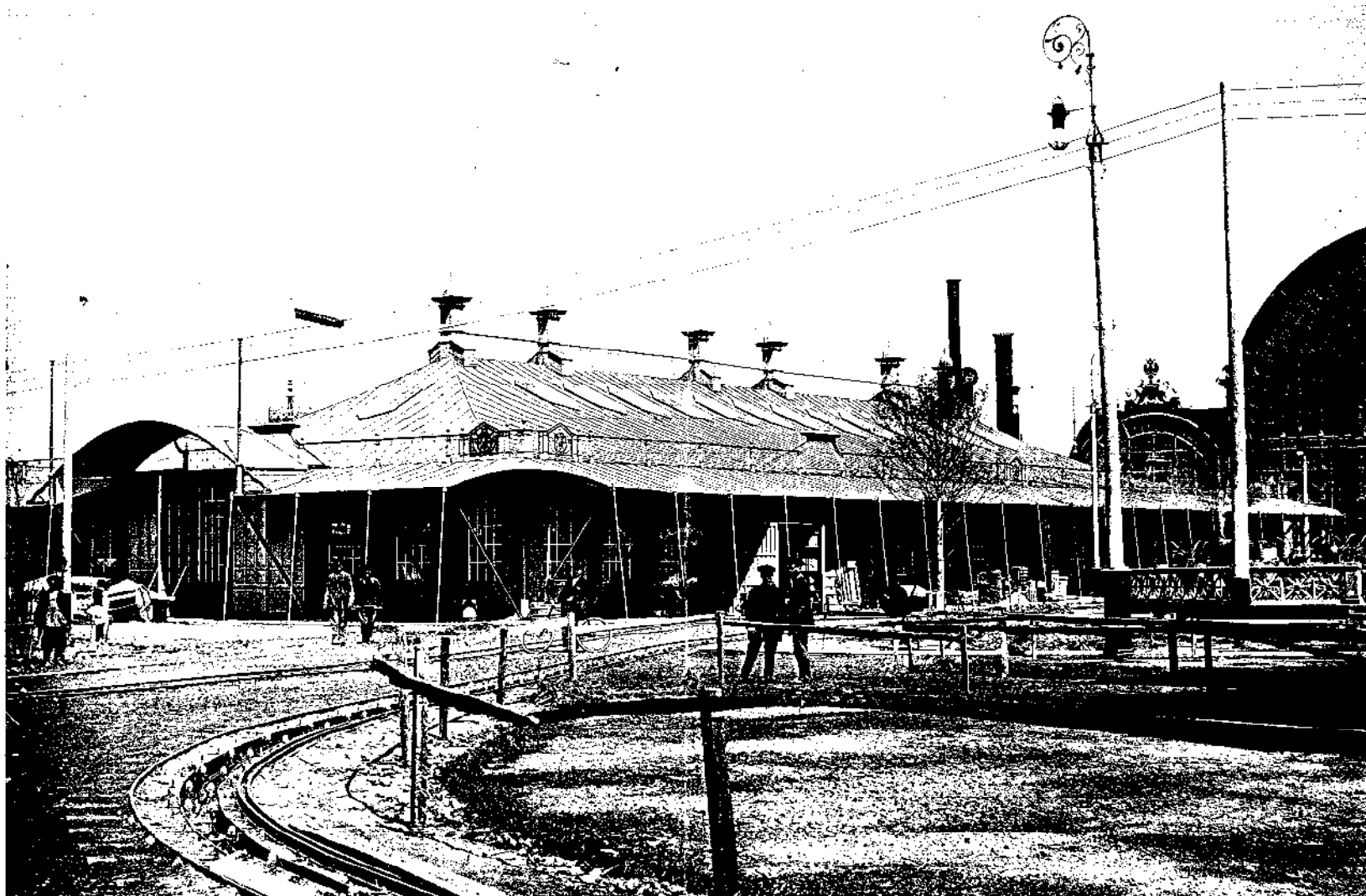


Рис. 10.1.2. Сетчатое покрытие системы инженера В.Г. Шухова: - здание прямоугольного павильона 30x70 м. Фото А.О. Карелина от 02 мая (по старому стилю) 1896 г.

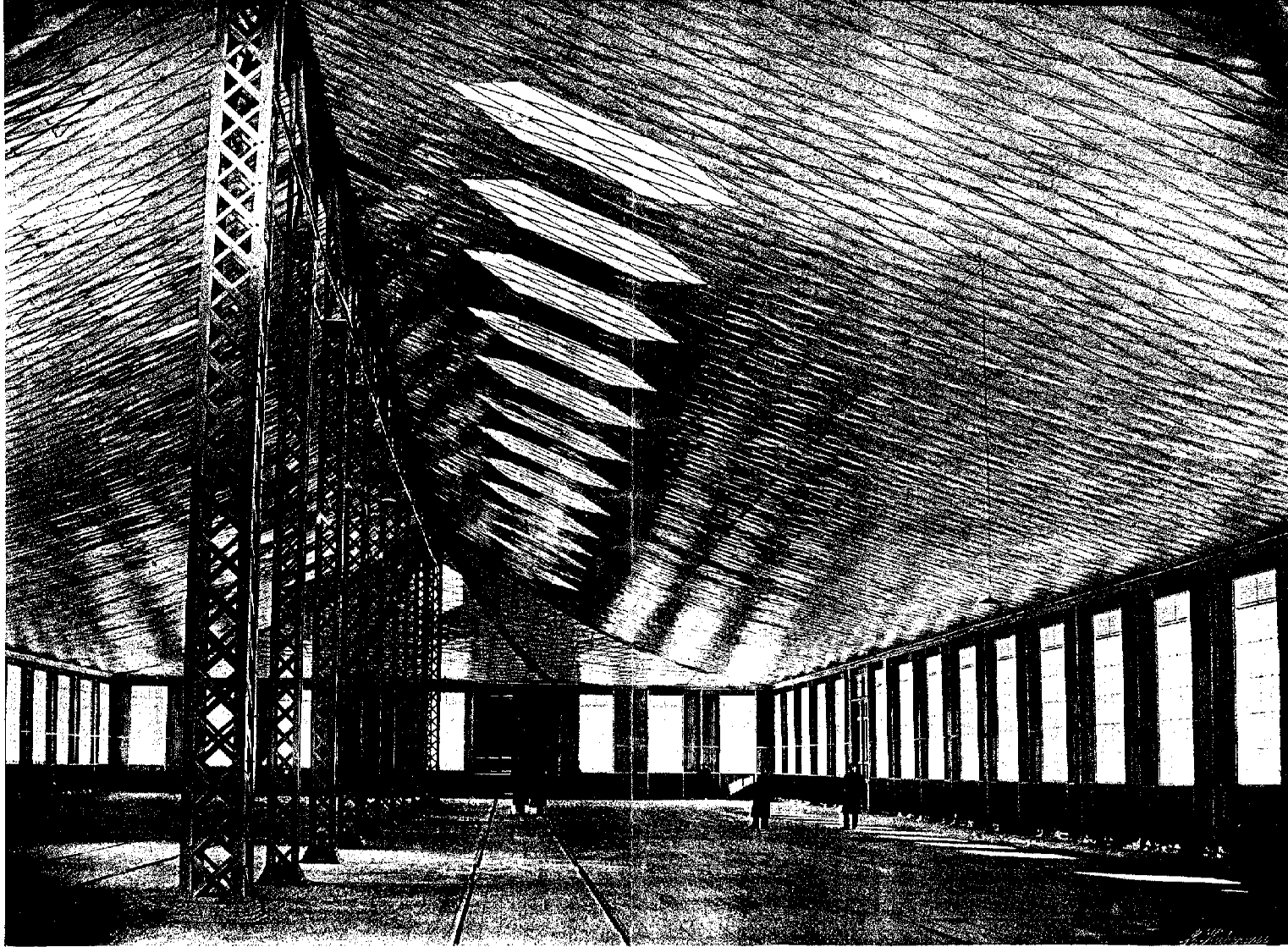


Рис. 10.1.3. Сетчатое покрытие системы инженера В.Г. Шухова: - интерьер павильона прямоугольного плана (30x70 м). Вид на 11 средних опорных колонн. Фото А.О. Карелина от 03.02 (по старому стилю) 1896 г.



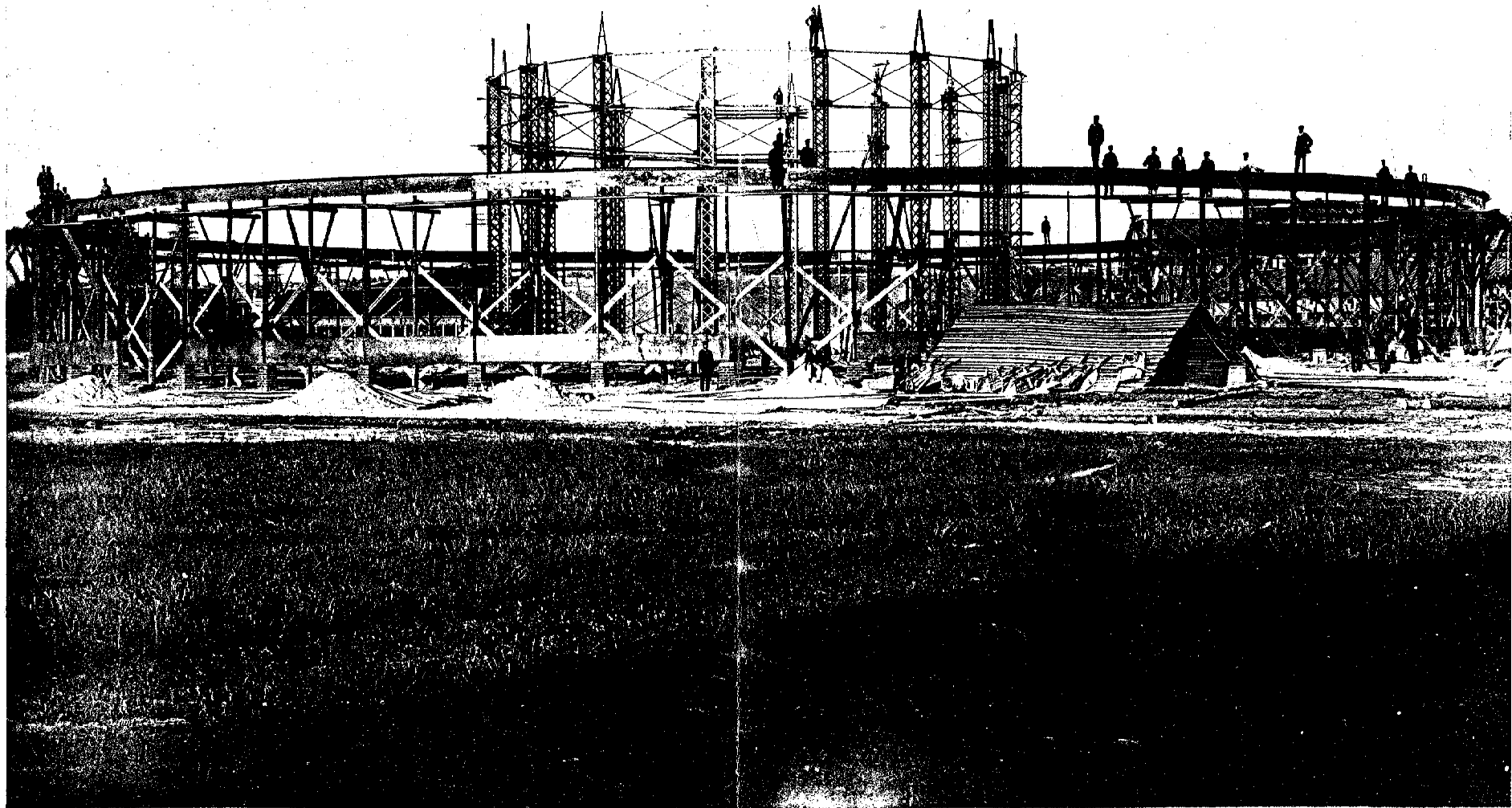


Рис. 10.1.4. Сетчатое покрытие системы инженера В.Г. Шухова: - павильон круглого плана, вид на 16 средних опорных колонн верхнего кольца диаметром  $D_v = 25$  м в период строительства. Фото А.О. Карелина от 03.06.1895 г.

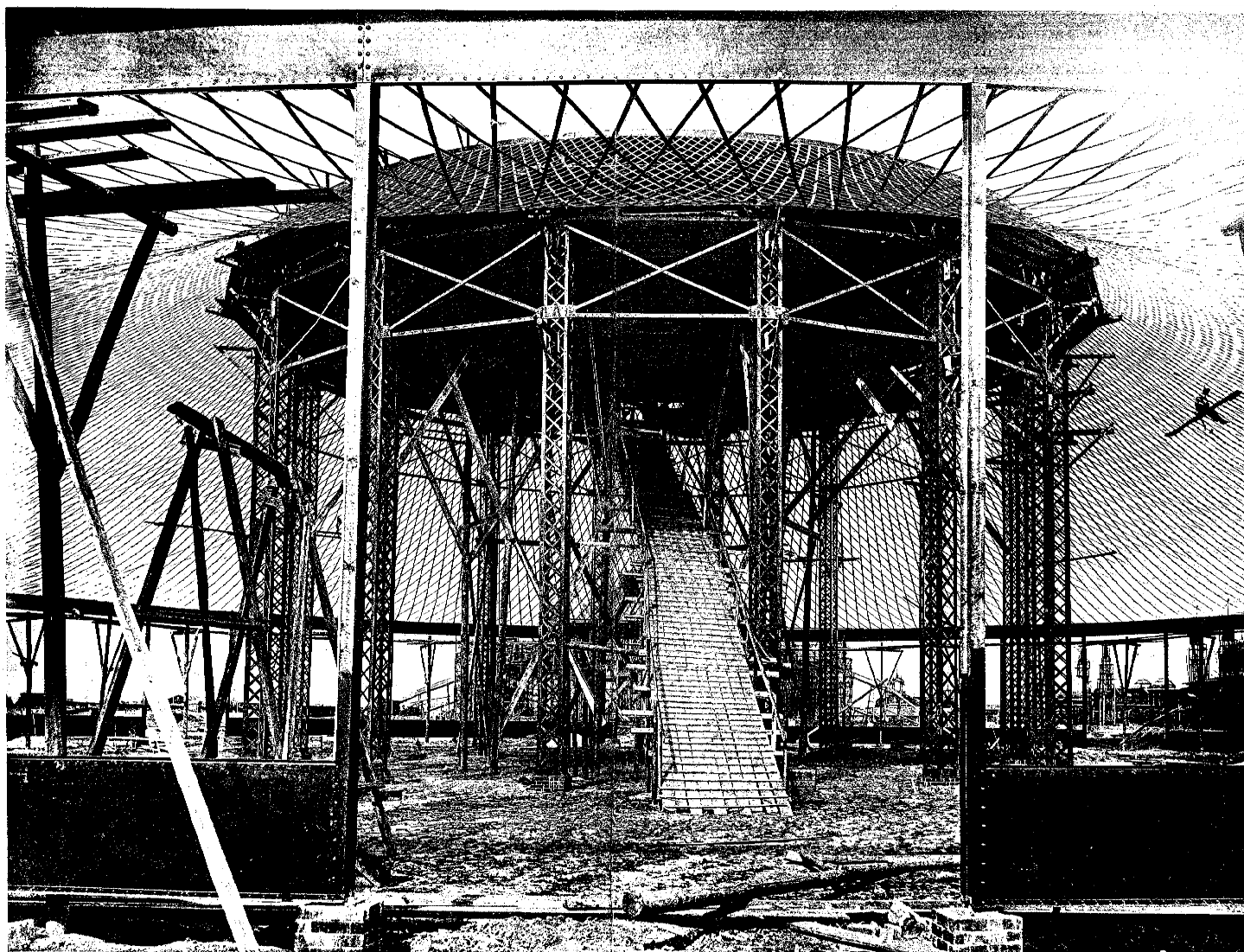


Рис. 10.1.5. Сетчатое покрытие системы инженера В.Г. Шухова: - павильон круглого плана в период строительства, вид снаружи на наружное и внутреннее опорные кольца и висящую сетку из стальных пересекающихся полос. Фото А.О. Карелина от 21.06.1895 г.

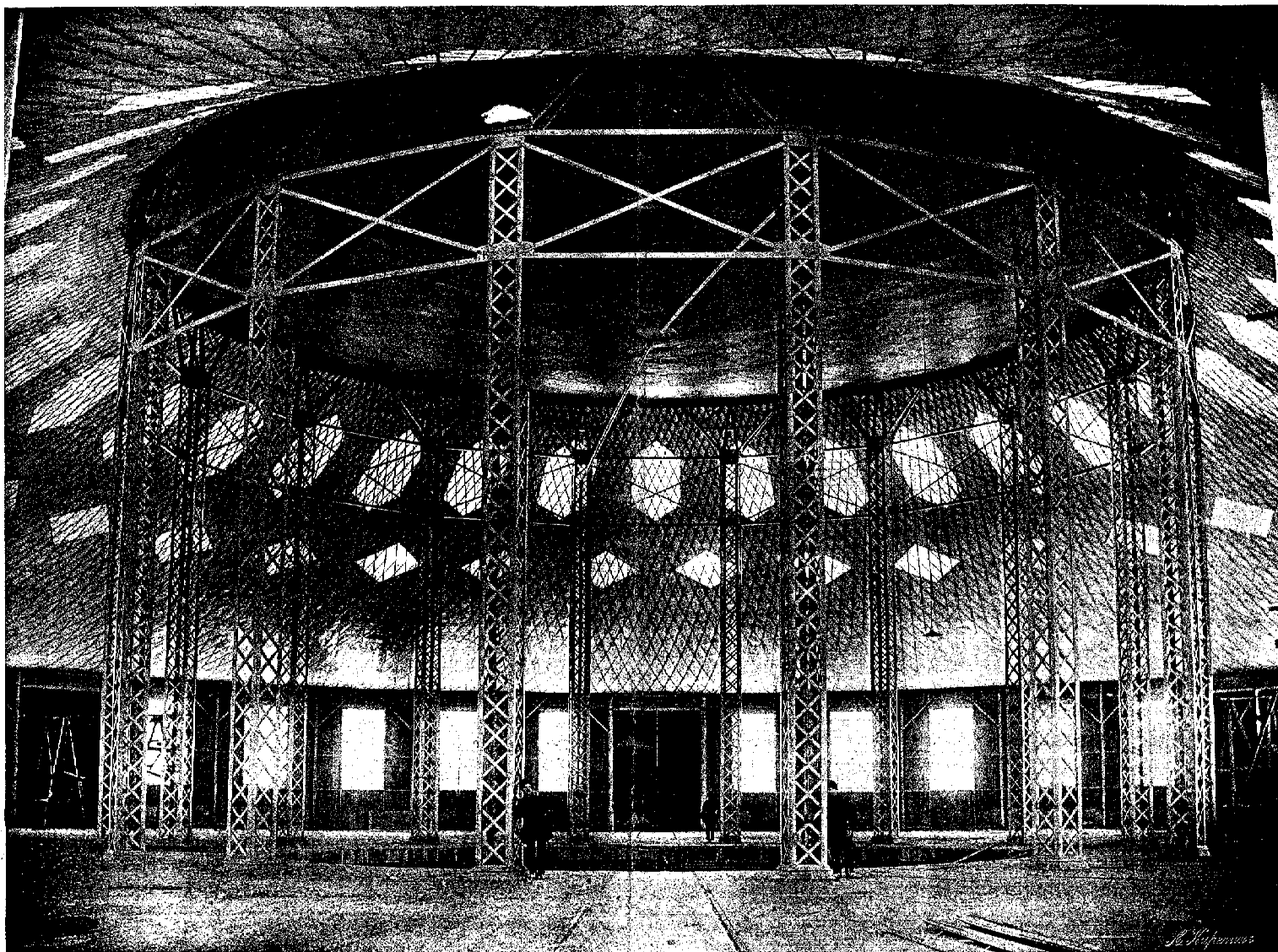


Рис. 10.1.6. Сетчатое покрытие системы инженера В.Г. Шухова: - павильон круглого плана в период окончательной доводки. Интерьер центральной части павильона. Фото А.О. Карелина от 15.08.1895 г.

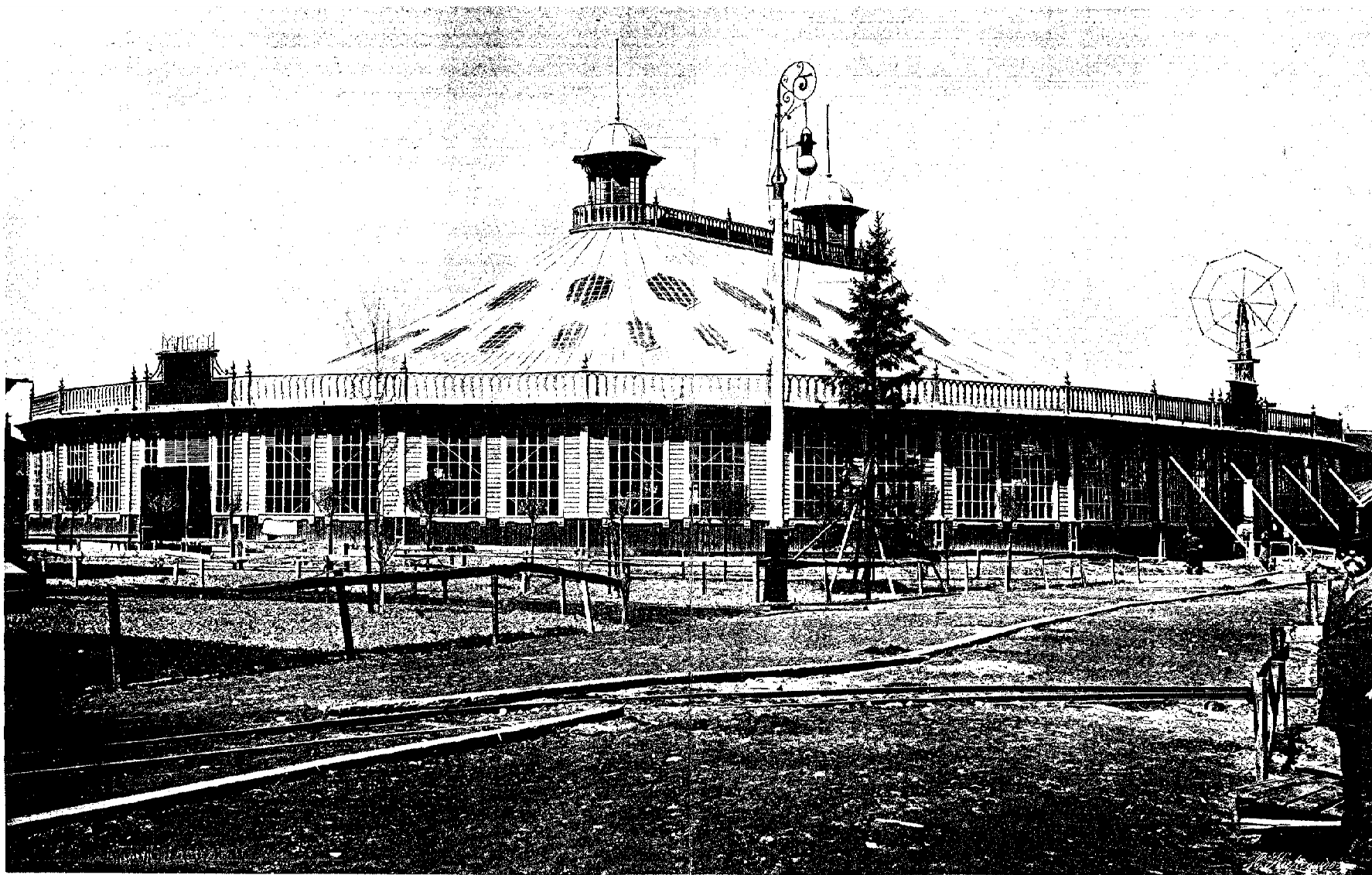


Рис. 10.1.7. Сетчатое покрытие системы инженера В.Г. Шухова: - овалный павильон 50x100 м, общий вид после завершения строительства. Фото А.О. Карелина от 10.04 (по старому стилю)1896 г.

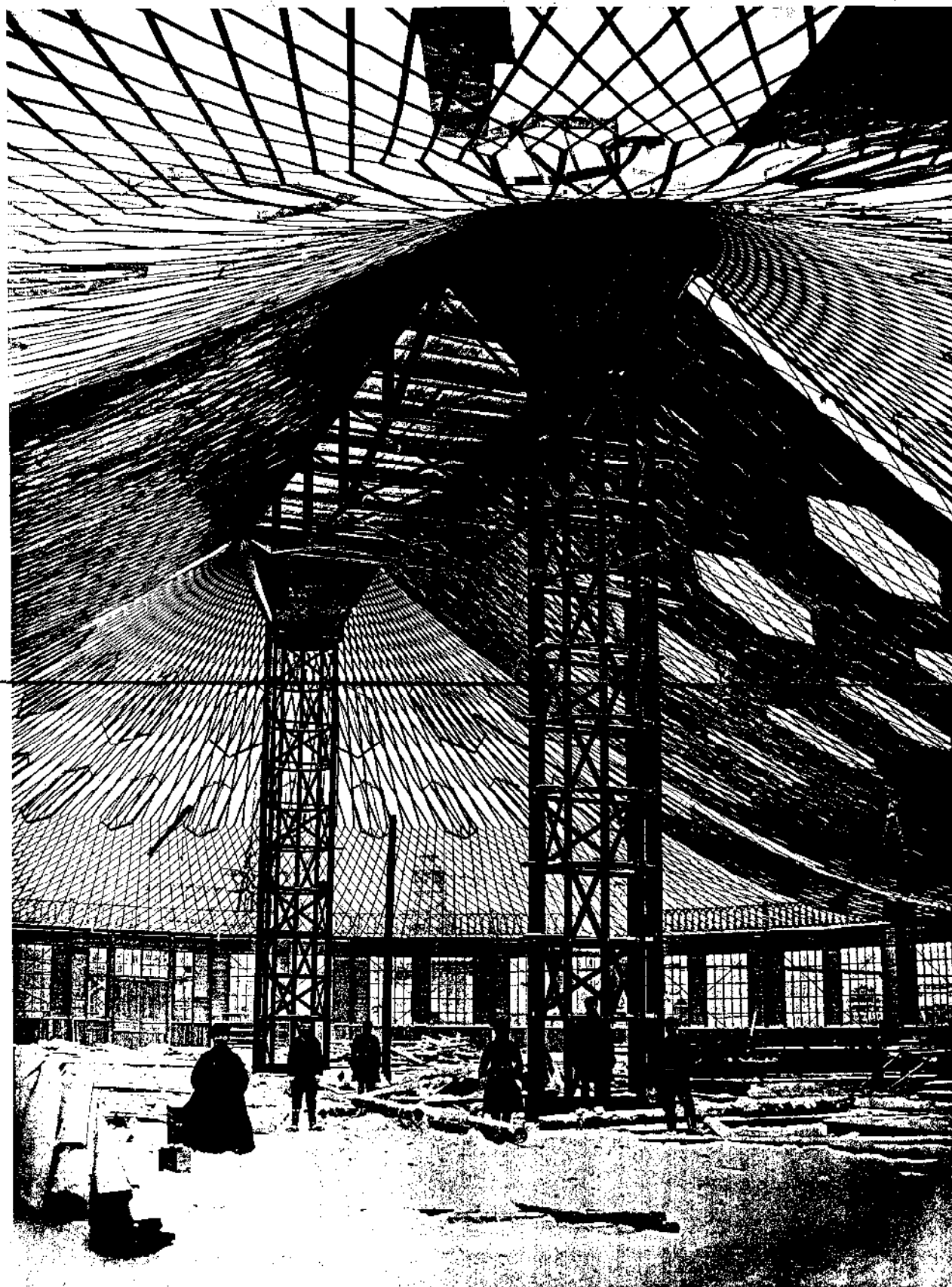


Рис. 10.1.8. Сетчатое покрытие системы инженера В.Г. Шухова:  
- овалный павильон, вид изнутри. Фото А.О. Карелина от 15.12 (по старому  
стилю) 1895 г.

ской выставки в Нижнем Новгороде запроектировал четыре павильона, которые к началу работы выставки в 1896 году были и построены под его руководством: два павильона прямоугольного плана 30×70 м; один – круглый («ротонда») диаметром 68 м; один – овального плана 50×100 м. Покрытие их было осуществлено из тонких пересекающихся (перекрещивающихся) стальных полос сечением 50×4,7 мм и стержней. Оно оказалось весьма простым и удобным в монтаже. Например, покрытие круглого павильона было выполнено всего за 10 дней небольшим числом рабочих [11]. На рис. 10.1.1÷10.1.8 (из архива Т.П. Виноградовой) приведены эти павильоны в период возведения и эксплуатации. В мае 1895 года фирма А.В. Бари под общим руководством главного инженера В.Г. Шухова приступила к работам по возведению девяти шуховских объектов (арх. В.А. Косов, инж. В.Г. Шухов) [11], в том числе и покрытий четырех зданий.

Динамику строительных работ хорошо отражает график постройки круглого павильона:

– 01.06.1895 г. – смонтированы колонны внутреннего и наружного колец висячего покрытия (заметим: начало работ в мае 1895 г.);

– 15.08.1895 г. – круглый павильон («ротонда») на будущей выставке был практически готов к эксплуатации;

– «с августа 1895 г. до февраля 1896 г. на строительных площадках выставки под руководством В.Г. Шухова велась окончательная доводка работ на девяти объектах экспозиционных павильонов».

В каталоге выставки [11] для указанных выше зданий с висячими покрытиями описаны их технологические назначения и особенности конструктивных решений:

– павильон «ротонда» круглого плана с вращающимся кругом ( $D = 18$  м) и отходящими железнодорожными путями в два соседних прямоугольных павильона (30×70 м) построен для демонстрации подвижного состава паровозов Коломенского завода. Пространство круглого здания за-

проектировано в виде комбинации пространственной свободно висящей сетки из 640 клепаных металлических полос  $50 \times 4.7$  мм, скрепленных уголковыми профилями, и мембраны в форме вогнутой внутрь чаши из тонкого листового железа со стрелой провеса 1.5 м, закрепленной на высоте 6.4 м к верхнему кольцу диаметром  $D_g = 25$  м. Висячая сетка натянута между жестким верхним кольцом и наружным кольцом, лежащим на 48 колоннах. В пересечениях сетки вставлены окна ромбической формы для естественного освещения;

– два продольных симметрично расположенных здания прямоугольного плана размерами по  $30 \times 70$  м с железнодорожными путями к движущимся по рельсам паровозами, примыкали к круглому павильону с двух сторон. Здания высотой по 11 м каждый перекрывались пространственными сетками из металлических полос  $50 \times 4.7$  мм, взаимно пересекающихся под углом 34 град. По продольным осям зданий установлены по 11 легких металлических колонн высотой по 10.6 м, несущих склепанные балки. Сетки верхними концами подвешивались к балкам продольных осей, а нижними – к балкам наружного контура, опирающимся на свои колонны вдоль стен. Распор от покрытия гасился специальными оттяжками, закрепленными с наружных продольных сторон зданий якорями;

– овальный павильон эллиптического плана ( $50 \times 100$  м) представлял собой по компоновке два полукруга радиусами по 25,5 м, соединенных прямоугольной частью ( $51 \times 21$  м), и служил для демонстрации велосипедов и экипажей. Для перекрытия здания Шухов применил висящие сетки из прокатных металлических взаимно пересекающихся полос. Пространство покрытия внутри здания опирается на две сквозные колонны высотой по 15 м по центрам воображаемого эллипса. Судя по фотографии (рис. 10.1.8), сечение сквозных колонн в поперечном направлении – около 2.0 м вверху завершается уширенными капителями, по наружным краям которых закреплены сквозные фермы с параболическими нижними поясами ( $l = 15$  м,

$h = 1,8$  м). По верхним поясам ферм положена металлическая мембрана. Для уравнивания распоров висящей сетки на прямоугольном участке покрытия каждая стойка укреплялась боковыми оттяжками. В округлых противоположных частях покрытия горизонтальные силы распоров (натяжений сетки) взаимно уравнивались без дополнительных боковых оттяжек.

## **10.2. Возрождение проектирования и строительства зданий с висячими покрытиями после окончания второй мировой войны. Общая классификация висячих покрытий**

Началом возрождения и нового развития висячих покрытий зданий считается 1953 год, когда в США было запроектировано и построено здание арены с висячим покрытием в г.Рэлей: Рэлей-арена. На рис. 10.1.9 показан общий вид этого здания, а на рис. 10.1.10 [3] – конструктивная схема висячего покрытия Рэлей-арены в форме седловидной сетки с размерами в плане  $97 \times 92$  м, которая натягивалась между двумя наклонными «падающими» железобетонными арками параболического очертания. Сама сетка двойкой кривизны состояла из системы несущих (выгнутых вниз) тросов и взаимно перпендикулярно ей из системы стабилизирующих (выгнутых вверх) тросов, образующих квадратные ячейки размерами  $1.93 \text{ м} \times 1.93 \text{ м}$ , по которым уложено легкое покрытие из металлических щитов с утеплителем и гидроизоляцией. Стрела провиса покрытия в середине пролетов составила  $\frac{f}{l} = \frac{1}{10}$ . Небольшая собственная масса покрытия ( $\approx 30 \text{ кг/м}^2$ , по [12]), низкая стоимость и выразительность формы поверхности привлекли внимание архитекторов многих стран. С этого периода и в СССР возродилось строительство большепролетных зданий с применением висячих систем разных типов: певческие эстрады в Таллине, Вильнюсе; киноконцертный зал в Харькове; дворец спорта Юбилейный в Ленинграде; цирки в Донецке, Уфе, Новосибирске; гараж в Красноярске и др.



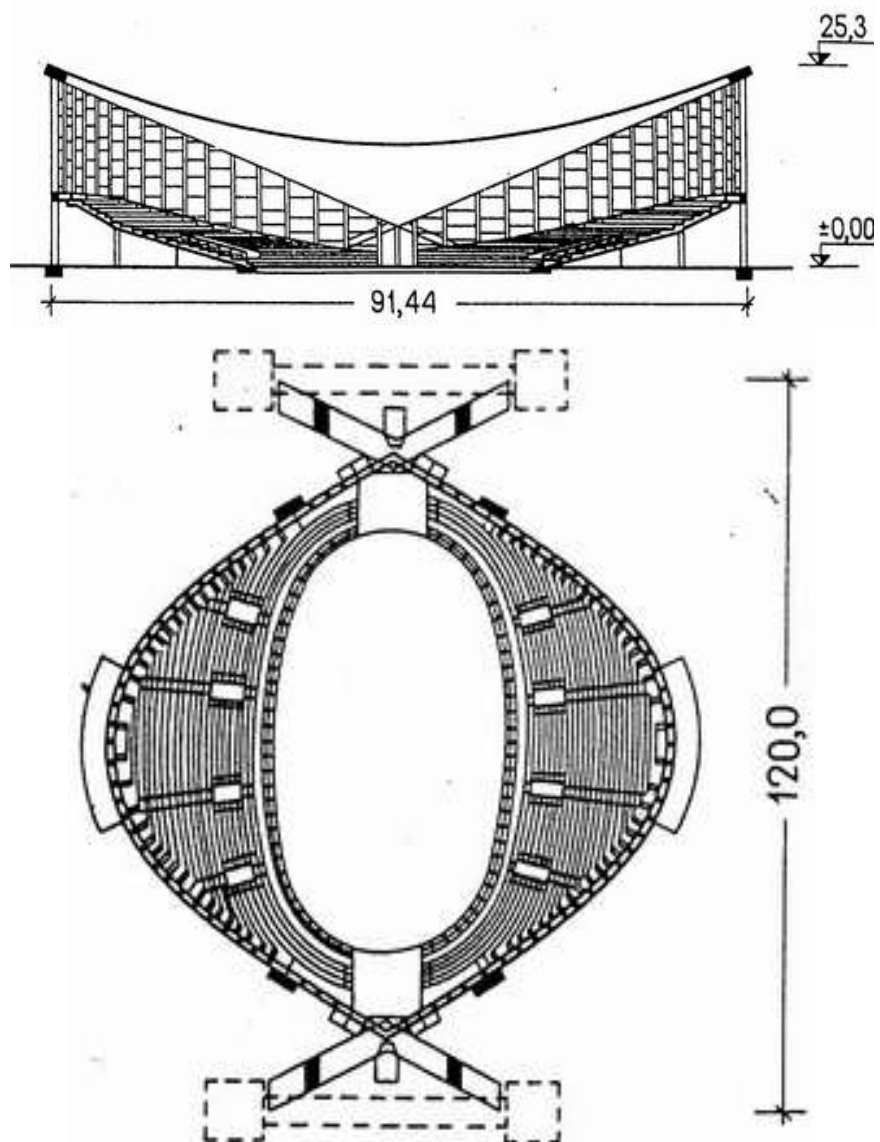


Рис. 10.1.9. Спортивный зал в г.Рэлей (США) Рэлей-арена. Общий вид

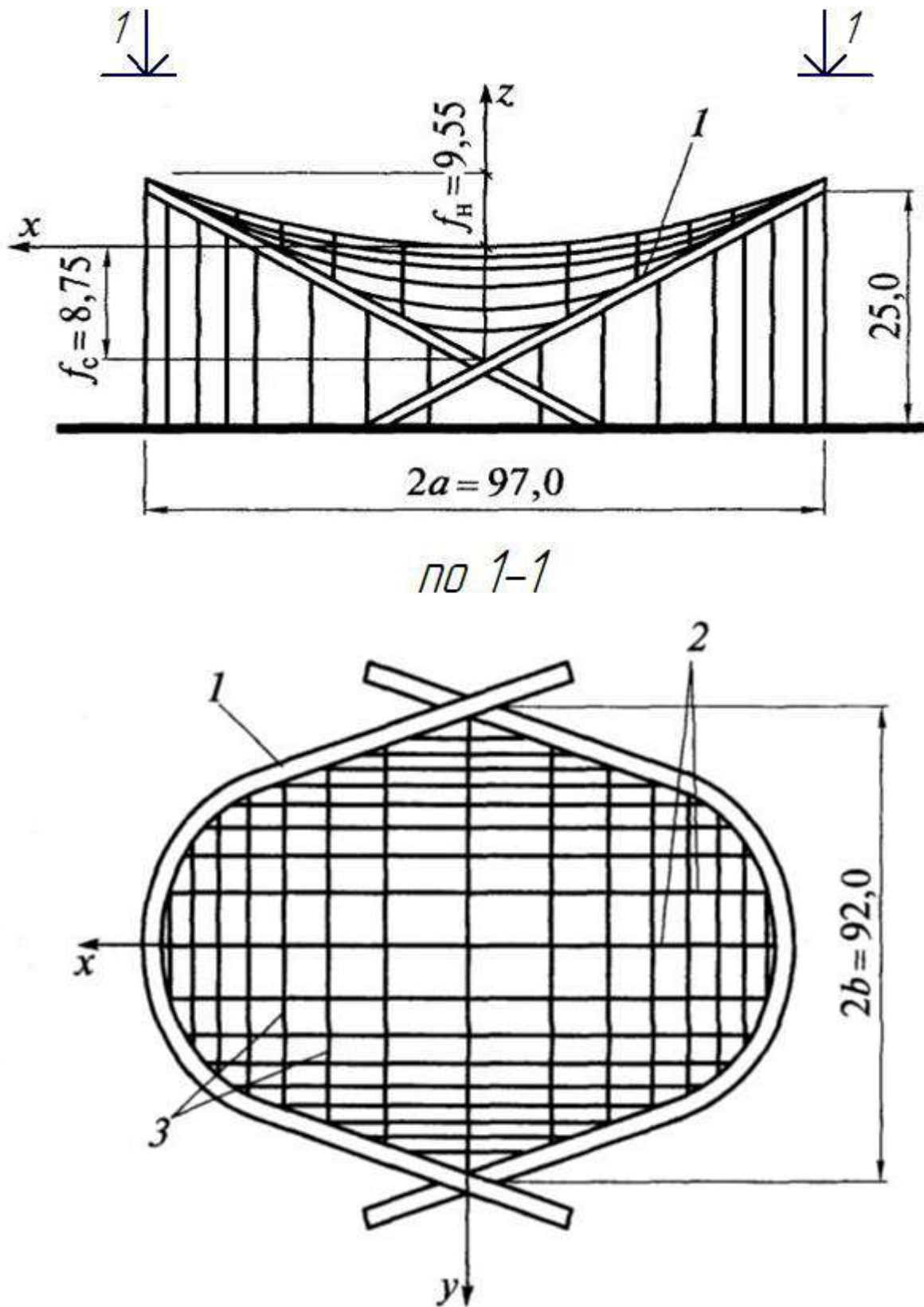


Рис. 10.1.10. Покрытие Релей-арены: 1 – железобетонные арки; 2 – несущие тросы; 3 – стабилизирующие тросы

Все конструктивные формы висячих покрытий можно разделить на семь групп (см. ниже их наименования, описания и основы расчета).

### 10.2.1. Группа 1 – однопоясные системы с гибкими нитями

#### 1) Основы компоновки

а) Большепролетные здания круглой (цилиндрической) формы с покрытием из однопоясных гибких нитей

Примером такого здания в литературе является покрытие рынка в Бауманском районе г. Москвы диаметром 80 м [5] (рис. 10.1.11). Покрытие этого здания представляет собой предварительно напряженную железобетонную оболочку, работающую на растяжение. Основной несущей конструкцией, работающей на растяжение, является система радиальных гибких нитей, опирающихся на два кольца (внутреннее стальное  $D_g = 12.0$  м и наружное железобетонное поперечным сечением  $1 \times 1.5$  м, высота сечения  $h = 1$  м). Во время монтажа на радиальные гибкие нити укладывали сборные керамзитобетонные плиты. До замоноличивания швов между плитами на покрытие давали пригруз, вызывающий растяжение в нитях, близкое к их расчетному сопротивлению, увеличивая поперечные швы между сборными плитами. После твердения в швах бетона замоноличивания пригруз снимали, а образовавшаяся оболочка из керамзитобетонных плит и стальных гибких нитей из тросов получала предварительное напряжение сжатия, позволявшее ей воспринимать растягивающие напряжения от внешних нагрузок. Распор передавался на сжатое наружное железобетонное кольцо, опирающееся на колонны, и на растянутое внутреннее стальное кольцо без внутренних опор, работающее на растяжение. Сечение гибких нитей подбирали на усилия от полной нагрузки независимо от совместной работы в керамзитобетонной оболочке. Нагрузка на радиальную нить распределяется по треугольному нелинейному закону.

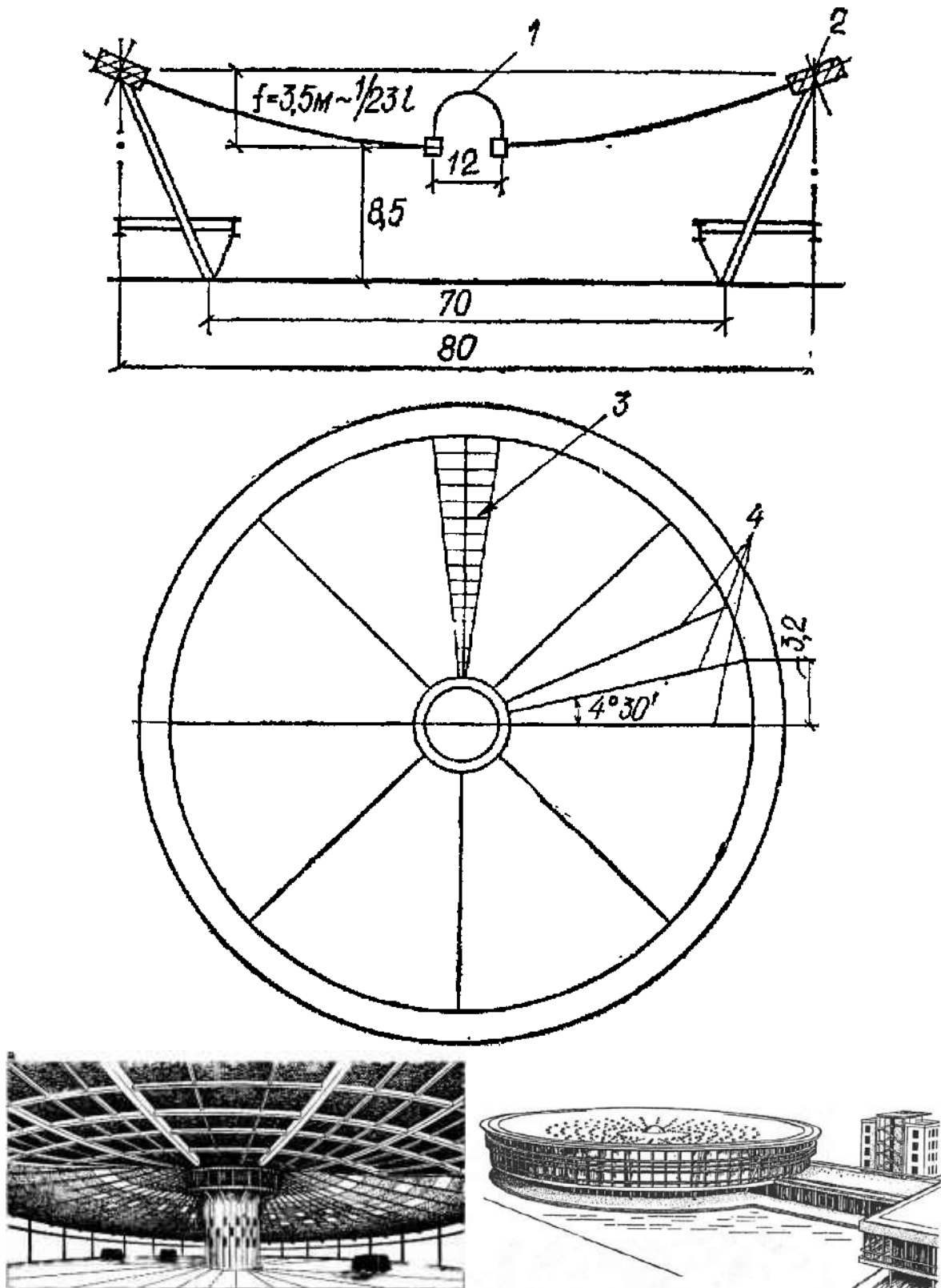


Рис. 10.1.11. Покрытие рынка в Бауманском районе Москвы: 1 – свето-аэрационный фонарь; 2 – железобетонное кольцо 1x1,5 м; 3 – керамзитобетонные плиты; 4 – тросы 80 шт. > 52,5 мм

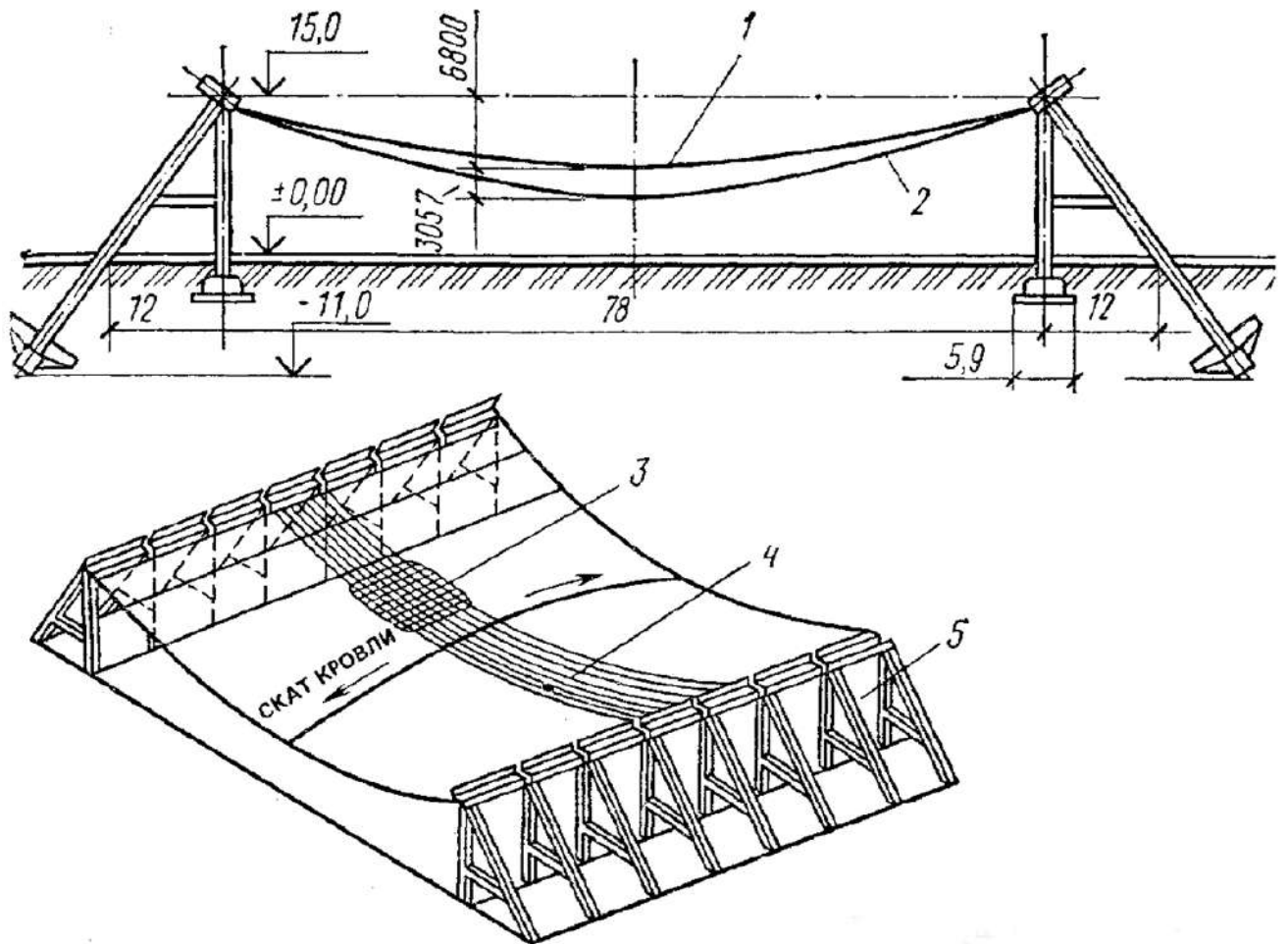


Рис. 10.1.12. Покрытие гаража в Красноярске: 1, 2, 4 – несущие стержни > 40 мм через 1,5 м; 3- железобетонные плиты; 5 – опорная конструкция

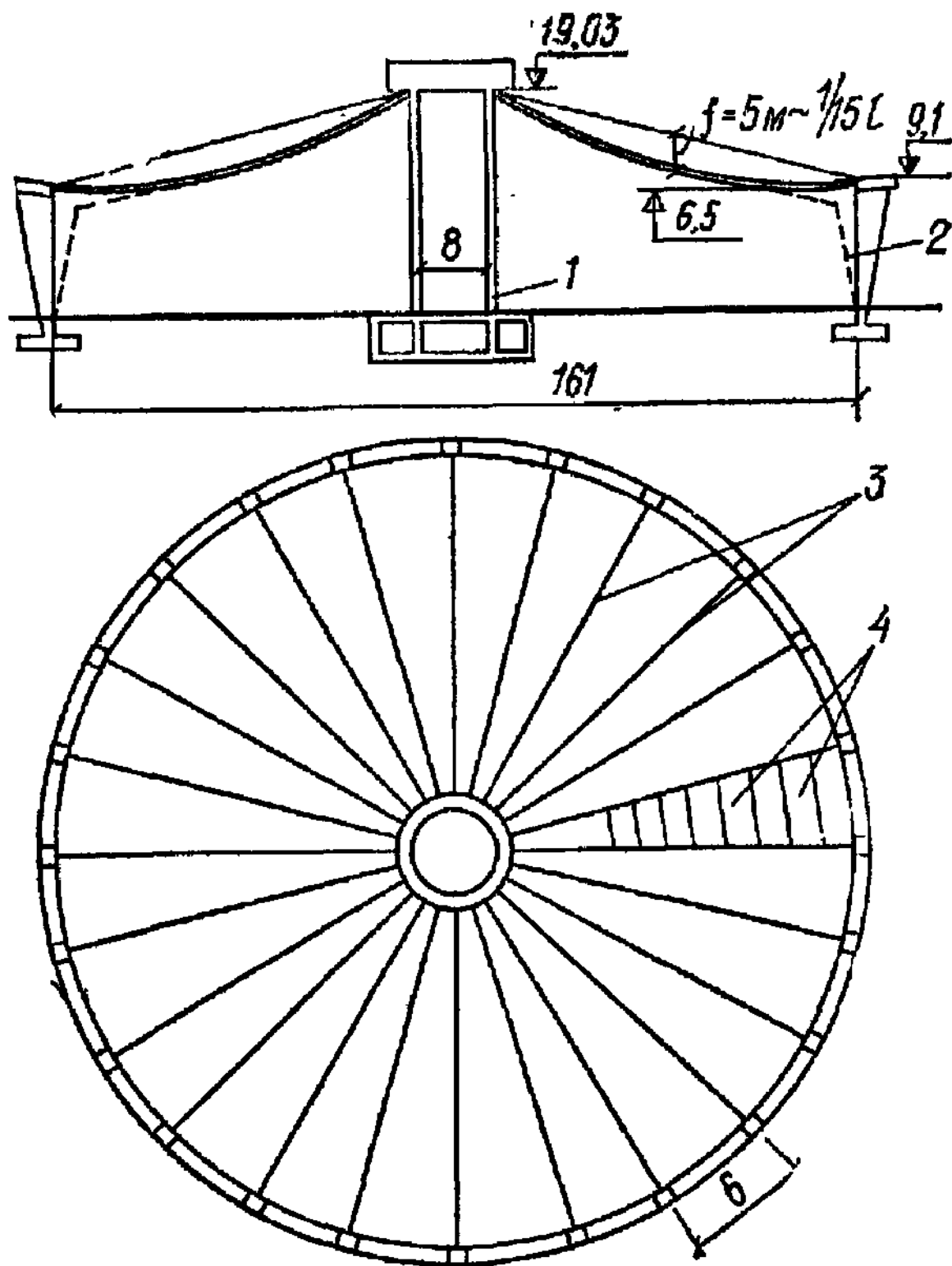


Рис. 10.1.13. Покрытие гаража в Киеве: 1 – средняя железобетонная опора; 2 – водосток; 3- тросы 84 шт.  $\times$  65 мм; 4 – ребристые железобетонные плиты

б) Большепролетные здания прямоугольной формы с покрытиями из однопоясных гибких нитей

Одним из примеров такого здания является крытый гараж в г.Красноярске пролетом 78 м [5] (рис. 10.1.12). Особенность конструктивного решения покрытия в этом здании состоит в следующем: гибкие нити из стержневой арматуры  $\varnothing$  40 мм (сталь 25Г2С) расположены параллельно с шагом 1.5 м; опорный контур только один – наружный, к которому с наружных сторон закреплены наклонные опорные конструкции из оттяжек и якорей (анкеров), закрепленные в основании для погашения бокового тяжения нитей. Как и в предыдущем примере, укладка сборных железобетонных плит, замоноличивание швов, пригруз и включение плит в совместную работу с гибкими нитями как единой оболочки, - выполнялись по аналогичной предыдущему примеру технологии. При расчете гибких нитей, расположенных параллельно, нагрузка на них передается нелинейно распределенно.

в) Большепролетные здания с висячими покрытиями в форме круглой цилиндрической оболочки с центральной опорой (шатровые покрытия)

Примером такого здания может быть автобусный гараж в г. Киеве [5] (рис. 10.1.13). Здесь работа шатрового покрытия отличается тем, что значительная часть нагрузки передается через центральную стойку-опору и лежащее на ней стальное кольцо. Покрытие имеет отрицательную гауссову кривизну и относится к внутренне стабилизированному, мгновенно жесткому (собственный вес железобетонных плит по радиальным нитям составляет  $> 1.0 \text{ кН/м}^2$ ). Возведение такой оболочки начинается с устройства опорных колец, на которые навешиваются тросы. По ним концентрическими кругами от краев к середине укладывают плиты покрытия. Такой порядок раскладки плит важен для поддержания равенства усилий во всех тросах при монтаже, что обеспечивает отсутствие изгибающих моментов в кольцах. После укладки железобетонных плит производилось предварительное напряжение тросов пригрузом (по плитам или с помощью подвеса)

балласта. Затем выполнялось замоноличивание швов между сборными плитами расширяющимся бетоном, выдержка швов до набора прочности монолитного бетона и разгрузка балласта. Другие способы предварительного напряжения аналогичных оболочек приведены в [5, с. 284...286] .

## 2) Основы расчетов однопоясных висячих покрытий с применением гибких стальных канатов (нитей) [5]

Учитывая сложность вопроса, данный раздел (висячие конструкции) рассмотрим здесь более подробно.

### а) Определение распора ( $H$ ) при действии равновесных нагрузок

Равновесные нагрузки – которые вызывают только упругие деформации. В этом случае для определения распора ( $H$ ) удобно использовать уравнение равновесия нити:

$$y(x) = M_x^{\text{бал}} / H ,$$

где  $y(x) = y_0(x) + \omega(x)$  – провес нити в сечении  $\langle x \rangle$  ;

$M_x^{\text{бал}}$  – балочный момент в сечении  $\langle x \rangle$  от нагрузки  $q(x)$  ;

$H$  – распор в виде горизонтальной составляющей усилия, растягивающего нить.

Тогда при заданном провесе нити в середине пролета ( $f_0$ ) по направлению действия нагрузки получим распор:

$$H = M_{(x=l/2)}^{\text{бал}} / f_{l/2} ,$$

где  $f_{(l/2)} = f_0 + \omega_{(l/2)}$ ,  $\omega_{(l/2)}$  – перемещение нити в середине пролета от нагрузки  $q$  (без учета собственного веса нити).

Здесь для разных типов покрытий при отсутствии смещений опор и при постоянной температуре можно иметь:

$$H_1 = H_{01(g_{c.в.н.})} + H_{1(q)} ;$$

$$H_{01(g_{c.в.н.})} = \frac{M_{(g_{c.в.н.})}}{f_{0i}} - \text{распор от собственного веса гибкой нити};$$



$H_{1(q)} = (g_1 + p_1) \cdot l_1^2 / (8f_1)$  – для прямоугольного покрытия при равномерно распределенной нагрузке ( $g_1$  – от покрытия и кровли,  $p_1$  – от временной нагрузки).

Аналогично для круглого покрытия:

$$H_2 = H_{02(g_{c.v.n.})} + H_{2(q)};$$

$$H_{02(g_{c.v.n.})} = \frac{M_{(g_{c.v.n.})}}{f_{02}};$$

$$H_{2(q)} = (g_2 + p_2) \cdot l_2^2 / (24f_2).$$

Аналогично для шатрового покрытия:

$$H_3 = H_{03(g_{c.v.n.})} + H_{3(q)};$$

$$H_{03(g_{c.v.n.})} = \frac{M_{(g_{c.v.n.})}}{f_{03}};$$

$$H_{3(q)} = (g_3 + p_3) \cdot l_3^2 / (16f_3).$$

В общем виде при учете упругих деформаций и изменения температуры распор гибкой нити допускается определять из кубического уравнения В.К. Качурина:

$$H^3 + A_n \cdot H^2 - B_n = 0,$$

где

$$A_n = \frac{EA \cdot D_0 \cdot \cos^5 \beta}{2l \cdot H_0^2} - H_0 + \left( v \cdot \sin \beta \cdot \cos^2 \beta + u \cdot \cos^3 \beta + \alpha \Delta t^\circ \cdot l \cdot \cos \beta \right) \cdot EA/l;$$

$$B_n = EA \cdot D \cdot \cos^5 \beta / (2l).$$

Здесь:  $EA$  – продольная жесткость нити на растяжение;

$H_0, D_0, l$  – начальные параметры нити;

$\Delta t^\circ = t_1^\circ - t_2^\circ$  – изменения температуры в град. ( $\Delta t^\circ$ );

$H_0 = \frac{gl^2}{\kappa \cdot f_0}$ ;  $\kappa = \frac{1}{8}; \frac{1}{24}; \frac{1}{16}$  – в зависимости от типа покрытия;

$$D_0 = \frac{g^2 l^3}{\kappa} - \text{параметр, учитывающий поперечную силу } \left( \int_0^l Q_0^2 dx \right);$$

$\alpha$  – коэффициент линейного расширения при изменении температуры;

$D_0/H_0^2 = g \cdot l/f_0$  – от раскрытия неопределенности  $D_0/H_0^2 = 0/0$  – при отсутствии начальной нагрузки;

при учете упругой податливости опорного контура в уравнении следует заменить  $\langle l \rangle$  на  $\langle l_{прив.} \rangle$  :

$l_{прив.} = \left( l + \nu \cdot EA \cdot \cos^3 \beta \right)$ ,  $\nu = \nu_A + \nu_B$  – упругая податливость опор от  $\Delta H = 1$ ;

$H_0; D_0; D; H$  – определяются по величине  $\langle l \rangle$ , а в уравнении при этом принимается равным нулю смещение  $\langle u \rangle$ , т.е.  $u = 0$ , а в знаменателе у коэффициентов  $\langle A_n \rangle$  и  $\langle B_n \rangle$  вместо  $\langle l \rangle$  нужно подставить  $\langle l_{прив.} \rangle$ .

Решение без учета смещения опор ( $\beta = 0$ ) и без учета изменения температуры ( $\Delta t^\circ$ ) выполнено Р.Н. Мацелинским в форме уравнения:

$$H^3 + H^2 \left[ \frac{EA \cdot D_0}{2l \cdot H_0^2} - H_0 \right] - \frac{EA \cdot D}{2l} = 0$$

б) Определение прогиба гибкой нити ( $\omega$ ):

В.К. Качуин получил единое кубическое уравнение для определения перемещений ( $\omega$ ) нити, учитывающее ее упругие деформации и кинематические перемещения одновременно:

$$\omega^3 = 3y_0 \cdot \omega^2 + \left( 3y_0^2 - \frac{A_n \cdot M_1^2}{B_n} \right) \cdot \omega + \left( y_0^3 - \frac{A_n \cdot M_1^2}{B_n} \cdot y_0 - \frac{M_1^3}{B_n} \right) = 0,$$

где  $\omega = \omega(x)$  – перемещение гибкой нити в сечении  $\langle x \rangle$ ;

$y_0 = y_0(x)$  – начальная ордината провеса нити в сечении  $\langle x \rangle$ ;

$M_1 = M_{(x)}^{\text{бал}}$  – балочный момент в сечении  $\langle x \rangle$  от полной нормативной нагрузки  $(g_n + p_n)$ ;

$A_n, B_n$  – коэффициенты к формуле (уравнению) распора В.К. Качурина.

Из этого общего уравнения частные решения для определения прогибов в серединах пролетов нити от нормативных нагрузок имеют виды:

– для покрытия прямоугольного плана с параллельными нитями и равномерно распределенными нагрузками  $g_n, p_n$

$$\omega^3 + 3f_0 \cdot \omega^2 + \left( 2f_0^3 + \frac{3}{64} \cdot \frac{g \cdot l^4}{EA} \right) \cdot \frac{\omega}{f_0} - \frac{3}{64} \cdot \frac{p \cdot l^4}{EA} = 0,$$

или по приближенной формуле

$$\omega = \frac{3}{128} \cdot \frac{p \cdot l^4}{EA \cdot f_0^2} \cdot \frac{1}{1 + c_1},$$

где  $c_1 = \frac{3}{128} \cdot \frac{g \cdot l^4}{EA \cdot f_0^3}$ ;

– для покрытия круглого плана (нагрузка  $g_n, p_n$ , распределенная по треугольному закону)

$$\omega^3 + 3y_0 \cdot \omega^2 + \left( 2f_0^3 + \frac{5}{432} \cdot \frac{g \cdot l^4}{EA} \right) \cdot \frac{\omega}{f_0} - \frac{5}{432} \cdot \frac{p \cdot l^4}{EA} = 0,$$

или по приближенной формуле

$$\omega = \frac{5}{864} \cdot \frac{p \cdot l^4}{EA \cdot f_0^2} \cdot \frac{1}{1 + c_2},$$

где  $c_2 = \frac{5}{864} \cdot \frac{g \cdot l^4}{EA \cdot f_0^3}$ ;

– для покрытия шатрового плана (нагрузка  $g_n, p_n$ , распределена на половину диаметра до средней опоры по треугольному закону)

$$\omega^3 + 3f_0 \cdot \omega^2 + \left( 2f_0^3 + \frac{45}{2048} \cdot \frac{g \cdot l^4}{EA \cdot \cos^5 \beta} \right) \cdot \frac{\omega}{f_0} - \frac{45}{2048} \cdot \frac{p \cdot l^4}{EA \cdot \cos^5 \beta} = 0$$

или по приближенной формуле

$$\omega = \frac{1}{91} \cdot \frac{p \cdot l^4}{EA \cdot f_0^2 \cdot \cos^5 \beta} \cdot \frac{1}{1 + c_3},$$

где  $c_3 = \frac{1}{91} \cdot \frac{g \cdot l^4}{EA \cdot f_0^3 \cdot \cos^5 \beta}$ .

в) Проверка гибкой нити по предельным состояниям:

– по прочности (ПС-1):

- по величине распора  $H_i$  и опорной реакции  $v_i$  для рассматриваемого типа покрытия ( $i = 1, 2, 3$ ) найдем полное усилие в нити на опоре:

$$S_i = \sqrt{H_i^2 + v_i^2}, \quad \text{где} \quad v_i = \frac{q_i \cdot l}{2}, \quad q_i = g_i + p_i;$$

- по величине  $S_i$  найдем требуемое разрывное усилие

$N_{\text{разр.}}^{\text{треб.}} = S_i \cdot 1,6$ , которое согласуем с ГОСТ 3068 для каната типа ТК по диаметру  $d_k$  и диаметру проволок в канате  $d_{np}$ . Получим канат с  $N_{\text{разр.}}^{\text{табл.}} \geq N_{\text{разр.}}^{\text{треб.}}$ .

– по прогибам гибкой нити (ПС-2) от нормативных нагрузок  $g_n, p_n$ :

- полное перемещение гибкой нити в расчетной части пролета

$\omega(g_{n,i} + p_{n,i}) < [\omega]$ , или в относительных единицах

$$\frac{\omega(g_{n,i} + p_{n,i})}{l} \leq \left[ \frac{\omega}{l} \right],$$

где  $l$  – пролет покрытия прямоугольного плана;

$l = D$  – диаметр круглого покрытия (определяется перемещение в центре покрытия, т.е. при  $l_y = D/2$ );

$l = \frac{D}{4}$  – четверть диаметра покрытия (перемещение определяется в точке на половине радиуса покрытия  $l_p = D/4$  круглого без центральной стойки или в шатровом покрытии).

- полный прогиб в соответствующих точках  $\frac{f}{l} \leq \left[ \frac{f}{l} \right]$ ,

$$f = f_0 + \omega_n.$$

В настоящем учебном пособии основы и особенности статического и конструктивного расчетов покрытий одиночных с гибкими нитями приведены в п.11.7.

### **10.2.2. Группа 2 – однопоясные системы с изгибно-жесткими нитями**

#### **1) Основы компоновки**

В покрытиях зданий этой группы в качестве несущих элементов обычно используют криволинейные двутавровые балки или фермы, хорошо работающие одновременно на растяжение и на изгиб. Для уменьшения изгибающего момента от постоянной нагрузки кривую их провеса принимают по веревочной кривой. Для этого на стадии изготовления или в период монтажа в нижних поясах устраивают подвижные шарниры, превращая ферму в гибкую нить. После завершения монтажа и нагружения фермы постоянной нагрузкой от кровли подвижные шарниры закрывают и уже на временные нагрузки (снег) ферма работает как изгибно-жесткая нить.

Примером такого покрытия является покрытие над зданием Олимпийского плавательного бассейна в Москве [3] (рис. 10.1.14). Это овальное в плане здание размерами 126×104 м перекрыто фермами, изогнутыми по квадратной параболе. Фермы расположены параллельно с шагом 4.5 м и шарнирно прикреплены к наклонным железобетонным аркам. Сами фермы имеют: стрелу провеса  $\frac{1}{6}L$ , высоту сечения 2.5 м; верхний пояс из швел-

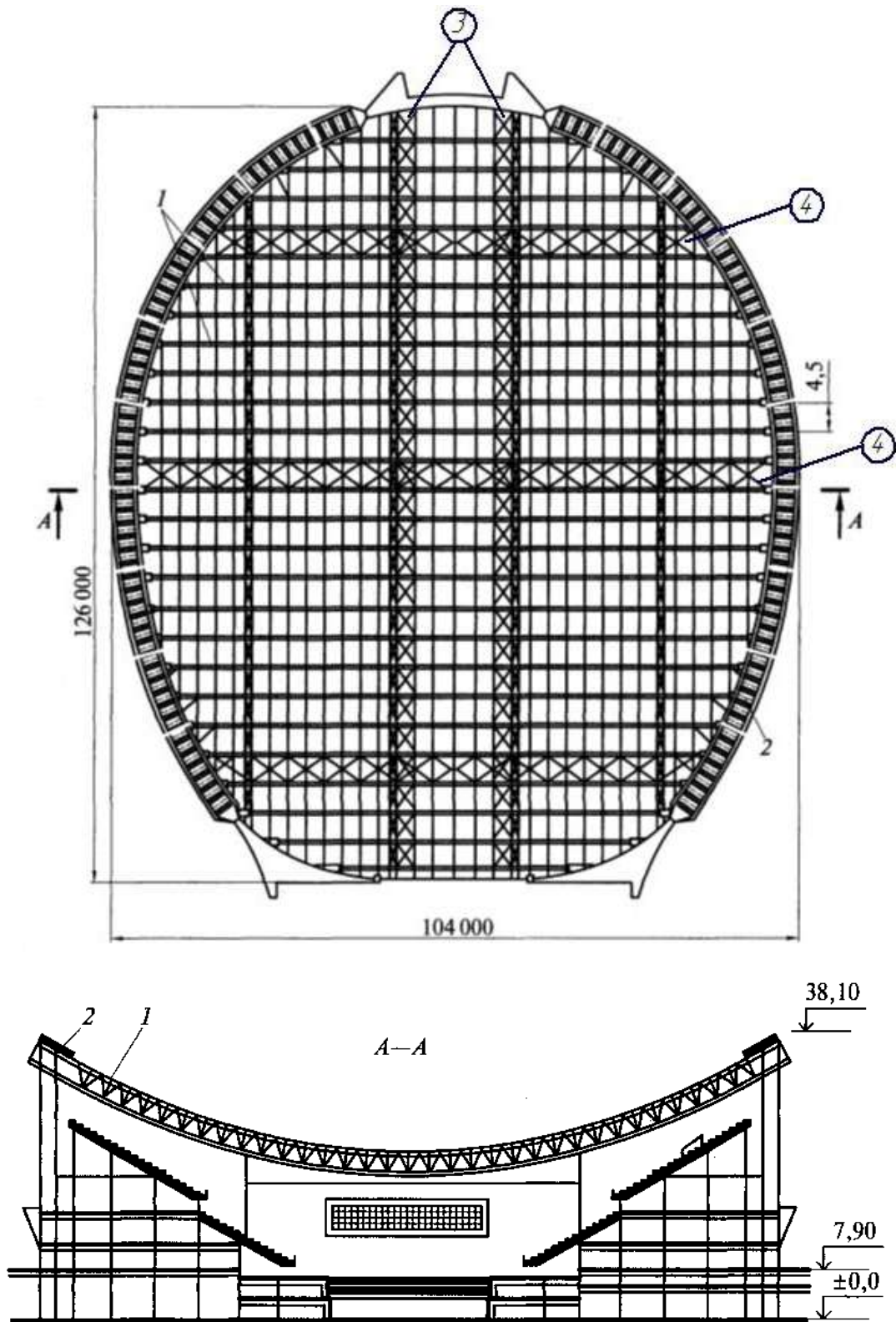


Рис. 10.1.14. Покрытие изгибно-жесткими нитями (Олимпийский плавательный бассейн в г.Москве): 1 – висячие фермы; 2 – опорная конструкция; 3 – связи продольные; 4 – связи поперечные

лера №40 (сталь – 10Г2С1) по [5], нижний – из швеллера №20 и решетку из уголков (сталь Ст3). По фермам уложен профилированный настил, утеплитель и гидроизоляция. Покрытие имеет систему горизонтальных и вертикальных связей, которые обеспечивают пространственность работе покрытия. Существенным достоинством данной системы явилась возможность устройства легкой кровли без предварительного напряжения, что упростило несущие и опорные конструкции. Покрытия такого типа выполнены также в Харькове и Вильнюсе.

## 2) Основы аналитического расчета на равновесные нагрузки

В данном учебном пособии расчет на неравновесные нагрузки не рассматривается. При необходимости с ним можно ознакомиться в [5, стр. 343...344].

### а) Определение перемещений от равновесных нагрузок [5]

Изгибно-жесткие конструкции в висячих покрытиях работают в пролете не только на растяжение, но и на изгиб.

В методике расчета таких конструкций различают работу на равновесные нагрузки и отдельно на неравновесные.

Равновесные нагрузки вызывают только упругие деформации.

Неравновесные нагрузки (одностороннее или неравномерное загрузе-ние временной нагрузкой) вызывают кинематические перемещения.

А.Л. Телоян (бывший аспирант Г.С. Веденикова, МИСИ, кафедра МК) разработал обе методики расчета изгибно-жестких конструкций.

Рассмотрим методику расчета при равновесных нагрузках. Она основана на определении перемещений из решения кубического уравнения следующего вида:

$$A_n \cdot \omega^3 + B_n \cdot \omega^2 + C_n \cdot \omega - \Gamma_n = 0,$$

где  $A_n = a_1 \cdot \frac{\kappa \cdot A}{m \cdot I}$ ;  $B_n = a_2 \cdot \frac{\kappa \cdot A}{m \cdot I} \cdot f_0$ ;

$$B_n = \left( a_3 \cdot \frac{\kappa \cdot A}{m \cdot I} \cdot f_0^2 + a_4 \cdot \frac{g \cdot l^4}{EI \cdot f_0} + 1 \right);$$

$$\Gamma_n = a_4 \cdot \frac{p \cdot l^4}{EI}$$

Здесь:  $a_1; a_2; a_3; a_4$  – постоянные коэффициенты, определяемые по табл. 15.1 [5];

$$\kappa = \cos^3 \beta / \left[ 1 \pm \frac{EA}{ml} \left( v_1 + v_2 + \frac{\rho \cdot t^{\circ} l}{H - H_0} \right) \right] - \text{коэффициент, учитыва-}$$

ющий деформативность опор и изменение температуры;

знак  $< + >$  в формуле для  $< \kappa >$  соответствует смещению опор внутрь пролета и повышению температуры;

$v_1; v_2$  – упругая податливость опор от  $\Delta H = 1$ ;

$\rho \cdot t^{\circ} l$  – температурная деформация нити;

$m = 1 + \phi_1 / l + t g^2 \beta$  – коэффициент длины нити;

$$\phi_1 = \int_0^l (y_0')^2 dx - \text{по табл. 15.2 [5];}$$

для рассматриваемых нагрузок при параллельном расположении несущих конструкций на покрытии  $\phi_1 = \frac{16 f_0^2}{3l}$ ;

$g, p$  – начальная и дополнительная нагрузки;

$E, A, I$  – общепринятые характеристики материала и сечения;

$f_0$  – начальный провис гибкой нити в сечении  $x = l/2$  при нагружении постоянной нагрузкой  $< g >$  при разомкнутых узлах нижнего пояса, не вызывающих изгибающего момента в пролете.



### б) Определение полного распора

После решения кубического уравнения в перемещениях А.Л. Телоян предлагает найти полный распор от совместного действия начальной и дополнительной нагрузок по формуле:

$$H = a_3 \cdot \frac{\kappa \cdot A}{m \cdot l^2} \cdot (2f_0 + \omega) \cdot \omega + H_0,$$

где  $a_3$  – по табл. 15.1 [5];

$H_0$  – при стреле провеса  $f_0$  от начальной распределенной нагрузки ( $g_0$ ).

### в) Определение изгибающего момента

Изгибающий момент предлагается вычислить по формуле

$$M = M_{l/2}^{бал} - H \cdot f,$$

где  $M_{l/2}^{бал}$  – балочный момент от полных равновесных нагрузок;

$H$  – распор по выше указанной формуле.

г) Конструктивный поверочный расчет по первому предельному состоянию (ПС-1) на прочность и по второму (ПС-2) на прогиб

$$\sigma_{расч.} = \frac{M}{W} + \frac{H}{A} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad \text{или} \quad \left( \frac{M}{W} + \frac{H}{A} \right) / (R_y \cdot \gamma_c) \leq 1 - \text{(ПС-1)}$$

Если граничное условие ПС-1 не выполняется, то следует варьруя одним или несколькими параметрами ( $A, I, f_0$ ) обеспечить его выполнение

или  $f = f_0 + \omega < [f]$  или  $\omega \leq [\omega]$  – (ПС-2).

В настоящем учебном пособии основы и особенности статического и конструктивного расчетов с изгибно-жесткими растянутыми элементами приведены в п. 11.7.

## 10.2.3. Группа 3 – двухпоясные висячие покрытия зданий

### 1) Основы компоновки

В таких покрытиях пояса с отрицательной кривизной, направленной вниз, являются несущими, а пояса с положительной кривизной, направленной вверх, – стабилизирующими. Между собой пояса соединены распорками

или растяжками, с помощью которых обеспечивается совместная работа поясов на восприятие внешних нагрузок. Двухпоясные висячие конструкции являются мгновенно жесткими за счет предварительного напряжения. При этом предварительное напряжение подают на стабилизирующий пояс, которое за счет распорок или растяжек передается и на несущий пояс. Силы взаимодействия, появляющиеся между поясами, называют контактной нагрузкой. Стабилизация двухпоясных висячих конструкций за счет предварительного напряжения дает возможность применить легкую кровлю, работающую независимо от висячей конструкции. В зависимости от взаимного расположения несущего и стабилизирующего поясов мгновенно жесткие двухпоясные конструкции могут создавать вогнутое, выпуклое или выпукло-вогнутое покрытие [23] (рис. 10.1.15). Наиболее распространенные конструктивные формы двухпоясных висячих покрытий – круглые с радиально расположенными двухпоясными конструкциями. В качестве примера двухпоясного выпуклого висячего покрытия круглого плана можно назвать покрытие здания в США (г. Утике) [5] (рис. 10.1.16) диаметром 75 м с радиально установленными двухпоясными конструкциями (72 шт.), опирающимися на два контура (внутреннее и наружное кольца). Пояса из стальных тросов: стабилизирующие диаметрами  $\varnothing 41$  мм (верхние), несущие диаметрами 51 мм (нижние). Кровля по верхним поясам легкая из металлических плит с утеплителем и гидроизоляцией. Внутреннее кольцо диаметром 7 м имеет два пояса. Наружное кольцо железобетонное таврового сечения  $1.5 \times 1.8$  м расположено на 24-х колоннах. Взаимодействие поясов происходит через сжатые стальные стойки из труб с шагом 4 м. стрела подъема стабилизирующих тросов –  $2.5 \text{ м} \left( \frac{1}{30} D_n \right)$ , стрела прогиба несущей нити –  $3.0 \text{ м} \left( \frac{1}{25} D_n \right)$ .

В качестве примера двухпоясного висячего покрытия выпукло-вогнутого (с пересекающимися тросами) можно назвать покрытие здания дворца спорта «Юбилейный» в Ленинграде [5] (рис. 10.1.17) диаметром

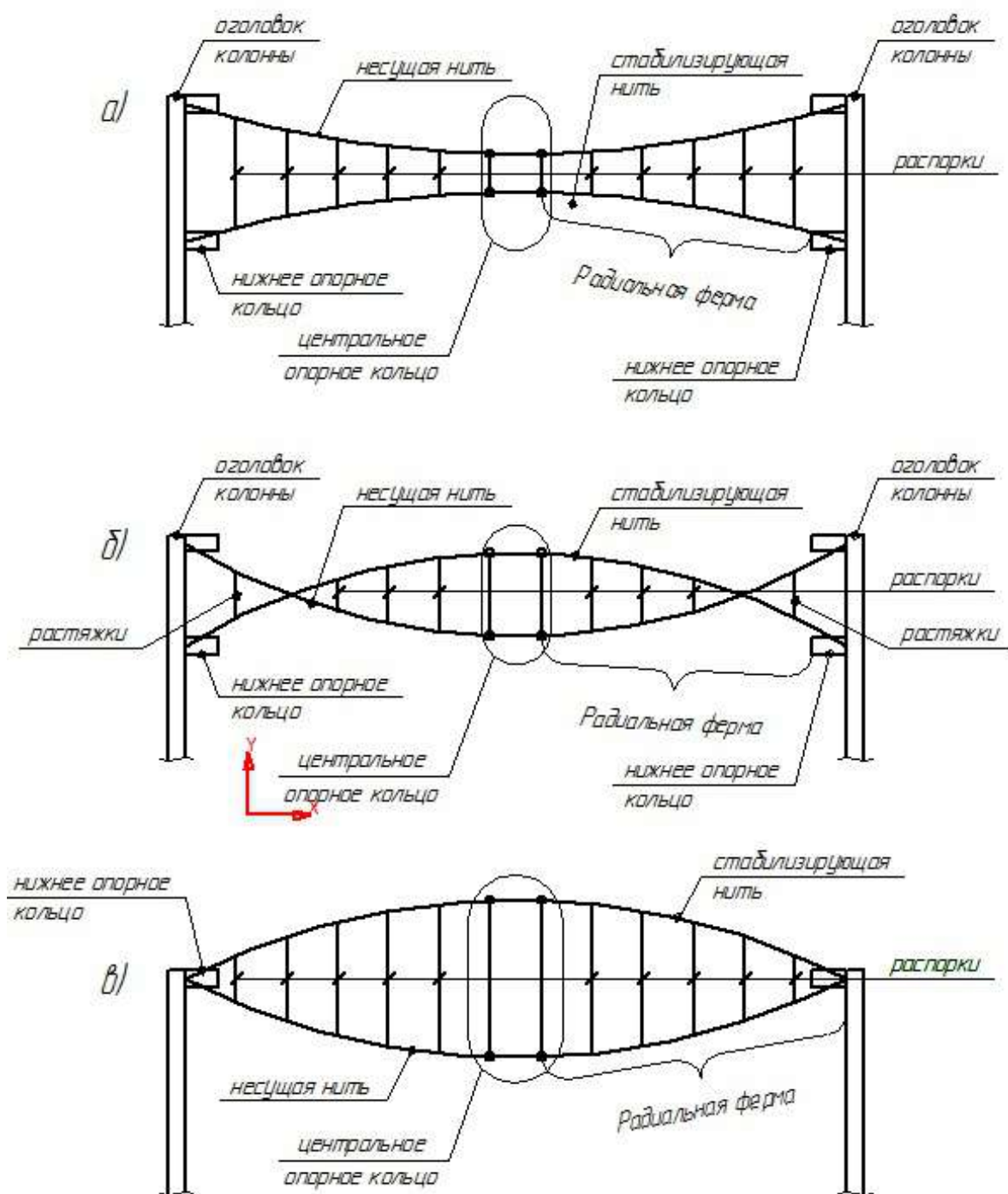


Рис. 10.1.15. Схемы двухпоясных несущих систем в покрытиях круглого плана с центральными кольцами и с мгновенно жесткими радиальными фермами: а – вогнутые (линзовидные); б – выпукло-вогнутые; в – выпуклые (линзовидные)

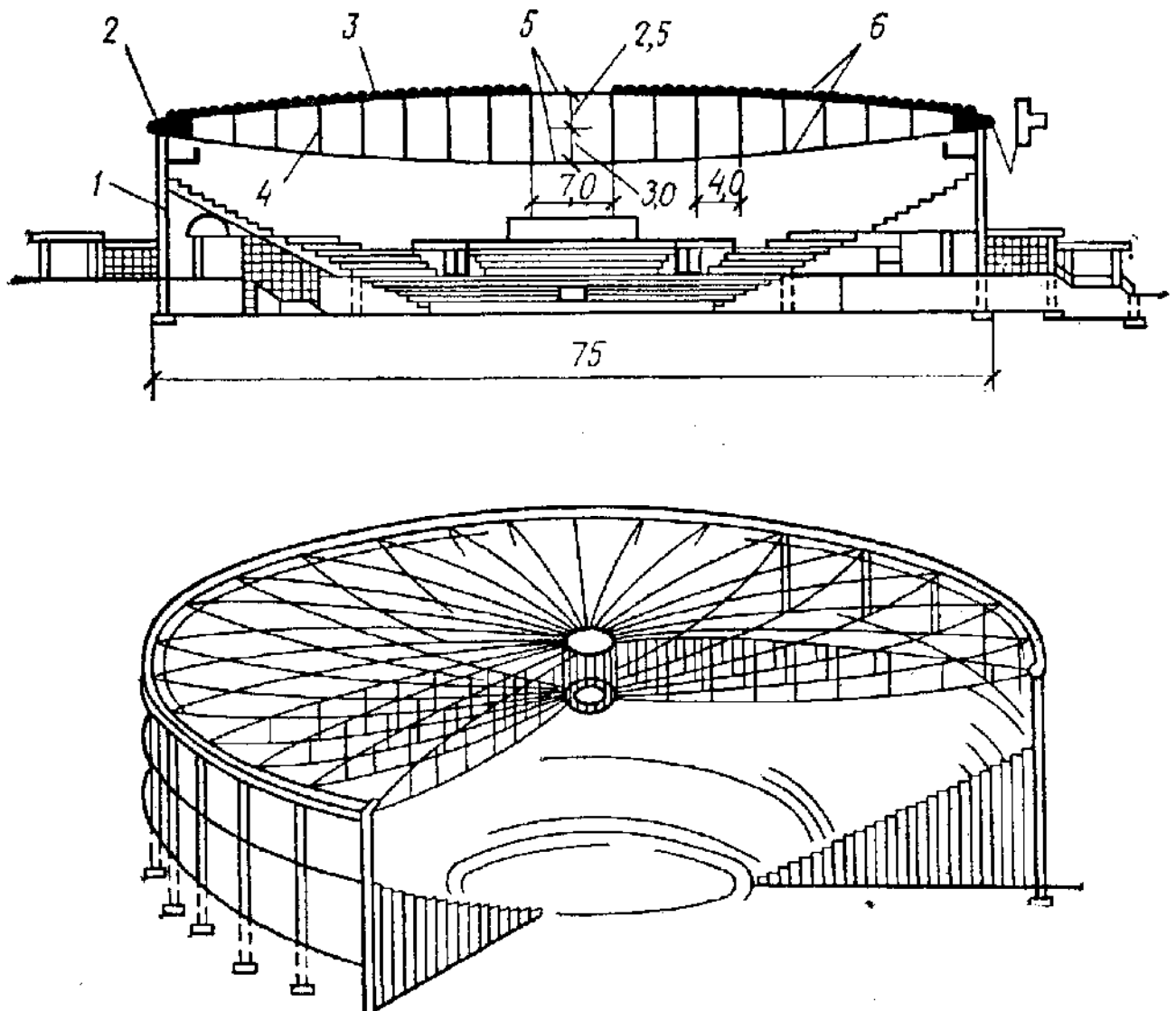


Рис. 10.1.16. Покрытие аудитории в г. Утике (США): 1 – железобетонная колонна; 2 – железобетонное опорное кольцо; 3 – покрытие по плитам из волнистой стали; 4 – распорная стойка; 5 – стальные кольца; 6 – предварительно напряженные тросы (по 72 шт.)

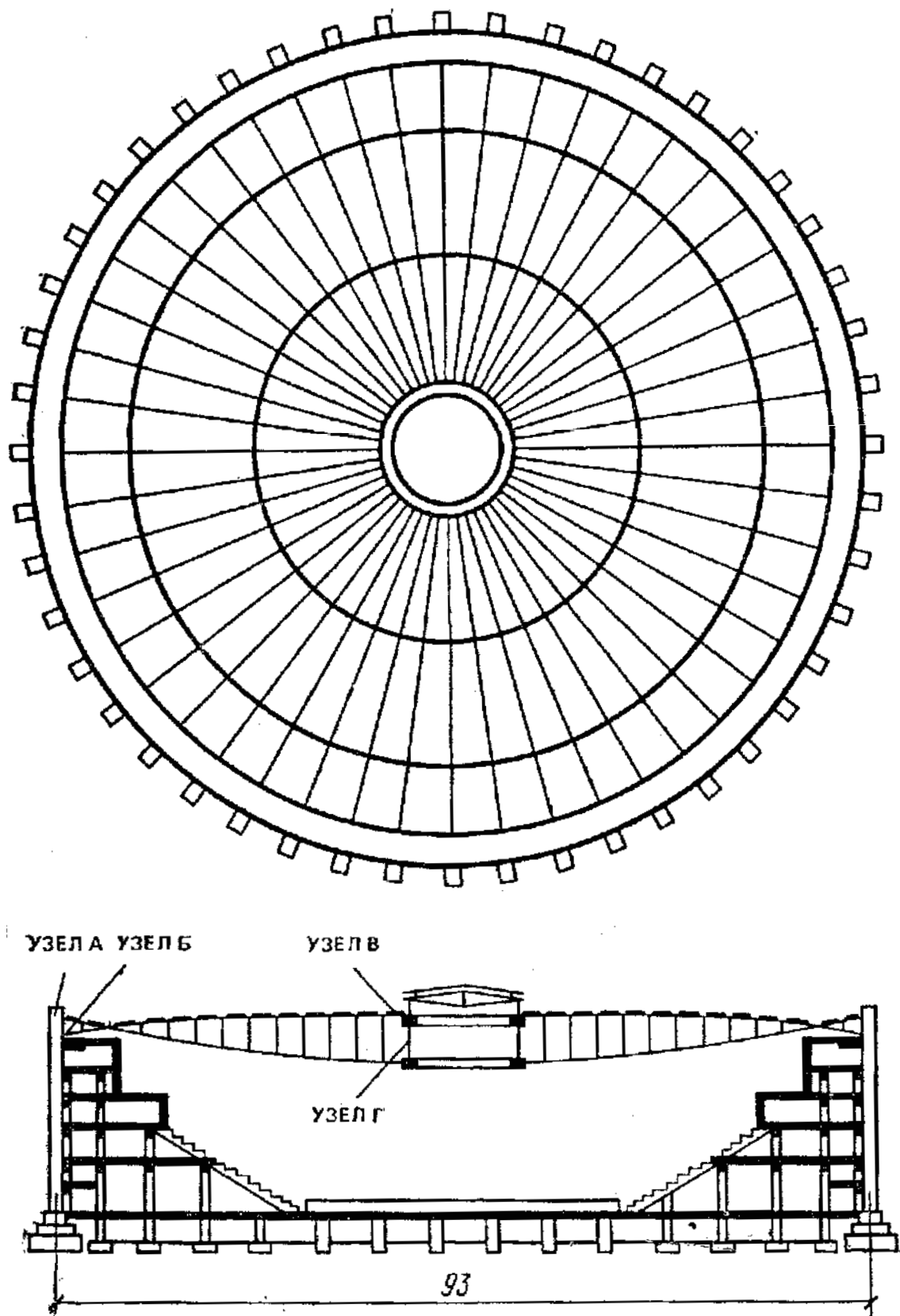


Рис. 10.1.17 – Покрытие дворца спорта «Юбилейный» (Узлы А-Г см. на рис. 16.5 [5])

93.2 м. Радиально расположенные двухпоясные конструкции (48 шт.) опираются на внутреннее стальное растянутое кольцо диаметром  $D_g = 12$  м, имеющее два пояса, и наружное железобетонное – сечением  $2.8 \times 0.62$  м, опирающееся на 48 колонн по контуру. Взаимодействие поясов происходит через стойки и растяжки с шагом 3 м. Стрела подъема стабилизирующих тросов – 3 м ( $\frac{1}{30}$  пролета). Стрела прогиба несущих тросов – 4.5 м ( $\frac{1}{20}$  пролета).

## 2) Основы расчетов

### а) О выборе расчетной схемы

Примеры реального проектирования двухпоясных покрытий показывают, что они могут быть в плане: прямоугольного решения с параллельным расположением ферм (эти конструкции имеют начальное предварительное напряжение, т.е. «мгновенно жесткое состояние» и потому могут быть названы фермами – безраскосными); круглого решения в плане с радиальными фермами и центральным кольцом или шатровыми с центральной стойкой.

При этом возможны три схемы расположения несущих и стабилизирующих поясов:

– несущие пояса выше стабилизирующих. Это весьма благоприятно для элементов, соединяющих пояса, как работающих на растяжение из гибких стальных стержней или тросов (растяжки). Но такое решение увеличивает строительную высоту покрытия и требует устройства отдельных опорных контуров. Также в этом варианте более сложный отвод воды с кровли (она вогнута вниз);

– при оформлении поясов в виде выпуклых линз снимается необходимость в двух опорных контурах. Это важно. Однако, элементы, соединяющие пояса, здесь работают на сжатие (распорки). Но увеличение длины распорок приводит к росту расхода стали;

– при оформлении поясов в форме пересекающихся нитей допускается применение больших стрелок провеса или подъема нитей и, следовательно, снижение усилий в поясах.

Таким образом, выбор расчетной схемы двухпоясных покрытий является вариантной задачей.

Величина предварительно напряжения стабилизирующего пояса является тоже вариантной задачей, так как она зависит от соотношения постоянной и временной нагрузок.

Правильность выбора величины предварительного напряжения фермы определяется проверкой прогиба покрытия в целом при сохранении растяжения под нагрузкой стабилизирующего пояса.

Вариантна и задача выбора очертания поясов. Близкой к оптимальной для несущего пояса будет стрела провеса в  $(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{15})l$  в покрытиях с параллельными фермами и с радиальными без их пересечения. Для покрытий с пересекающимися радиальными нитями к оптимальному очертанию поясов близка стрела провеса несущих нитей, равная  $\frac{1}{20}l$ . Стрелки провесов стабилизирующих поясов, близкие к оптимальным, несколько больше стрелок несущих поясов.

Площади сечений поясов подбирают по усилиям:

– в несущем поясе – от полной постоянной и временной нагрузок и остаточного (пропорционального) натяжения стабилизирующего пояса;

– в стабилизирующем поясе – от действия постоянной нагрузки, предварительного натяжения и отсоса ветра.

Для предварительных расчетов рекомендуются следующие соотношения:

для легких покрытий ( $p \gg g$ )  $\kappa = A_c / A_n = 1 \dots 1,2$

для средних покрытий ( $p \approx g$ )  $\kappa = A_c / A_n = 0,6 \dots 0,8$

для тяжелых покрытий ( $p \ll g$ )  $\kappa = A_c / A_n = 0,3 \dots 0,6$ .

## б) Рабочие формулы усилий в поясах

На основании методики расчета, разработанной Н.С. Москалевым, усилия в поясах можно определять по формулам:

$$H_H = H_{H_0} + M_{P_H}^{\text{бал}} / (f_{H_0} + \omega_H) \text{ — в несущем поясе;}$$

$$H_C = H_{C_0} - M_{P_C}^{\text{бал}} / (f_{C_0} + \omega_C) \text{ — в стабилизирующем поясе, но с}$$

условием  $H_C > 0!$

Здесь:  $H_{H_0} = H_H^{\text{II}} + M_{(g_H)}^{\text{бал}} / f_{H_0}$  — начальный распор в несущем поясе;

$$H_{C_0} = H_C^{\text{II}} - M_{(g_C)}^{\text{бал}} / f_{C_0} \text{ — начальный распор в стабилизирующем поясе.}$$

**Примечание:** слово < начальный > означает распор после приложения постоянной нагрузки (до временной).

В процессе нагружения двухпоясного покрытия усилия в несущих нитях увеличиваются, а в стабилизирующих — уменьшаются.

Для сохранения работоспособности покрытия как двухпоясного нельзя допускать < обнуления > усилий в стабилизирующих нитях (т.е.  $H_C > 0!$ ).

С этой целью Трущев А.Г. в пособии [12] и Москалев Н.С. в [22] предлагают сохранить на стадии эксплуатации натяжение стабилизирующей нити в пределах (20...30)% от начального, т.е.  $\Delta p_C = (0,2...0,3)p_C$ .

Тогда в рабочих формулах распоров следует дописать что

$$H_C^{\text{II}} = \frac{(1,2...1,3)p_C \cdot l^2}{\kappa \cdot f_{C_0}},$$

где  $\kappa_1 = 1/8$  — для прямоугольного плана покрытия (фермы устанавливаются параллельно;  $\kappa_2 = 1/24$  — то же, для круглого покрытия (фермы устанавливаются радиально).

$$H_H^{\text{II}} = H_C^{\text{II}} \cdot \frac{f_{C_0}}{f_{H_0}} = \frac{(1,2...1,3)p_C \cdot l^2}{\kappa \cdot f_{H_0}}.$$



в) Рабочие формулы усилий на опорах

Реакции опор и полные усилия на опорах при эксплуатации будут определены по формулам:

$$v_C = \frac{p_C + \Delta p_C}{2} \cdot l_C; \quad v_H = \frac{p_H + \Delta p_C}{2} \cdot l_H;$$

$$T_C = \sqrt{H_C^2 + v_C^2}; \quad T_H = \sqrt{H_H^2 + v_H^2},$$

где  $p_C = [\alpha_1 / (1 + \alpha_1)] p$  – доля временной нагрузки, приходящаяся на стабилизирующий пояс;

$p_H = p - p_C$  – то же на несущий пояс;

аналогично, в начальной стадии нагружения.

$$g_C = [\alpha_1 / (1 + \alpha_1)] g;$$

$$g_H = g - g_C;$$

$$\alpha_1 = \alpha \cdot \frac{f_C}{f_H} = \frac{m_H^2}{m_C^2} = \frac{A_C \cdot f_C^2}{A_H \cdot f_H^2} - \text{коэффициент пропорциональности рас-}$$

пределения равновесной нагрузки между поясами.

$$\text{Здесь: } \alpha = \frac{\Delta H_C}{\Delta H_H} = \frac{m_H^2}{m_C^2} \cdot \frac{A_C \cdot f_C}{A_H \cdot f_H} - \text{коэффициент изменения распоров в поя-}$$

сах;

$$m_H = L_H / l; \quad m_C = L_C / l - \text{отношения длины плиты к пролету};$$

$A \cdot f^2$  – условный момент инерции поперечного сечения нити.

г) Прогиб системы от временной нормативной нагрузки

$$\omega = \kappa \cdot \frac{pl^2}{(1 + \alpha_1) EA_H \cdot f_H^2} \leq [\omega] \quad \text{или} \quad \frac{\omega}{l} \leq \left[ \frac{\omega}{l} \right],$$

где  $\kappa = 3/128$  – при равномерно распределенной нагрузке (фермы установлены параллельно);

$\kappa = 5/864$  – в круглых покрытиях (фермы установлены радиально, нагрузка – по треугольному закону);

$A_n$  – площадь сечения несущего пояса,  $A_n = H_n / R_{н.п.}$ .

д) Определение усилий в распорках и растяжках

По методике, изложенной в [12, стр. 89] усилия в распорках (выпуклое покрытие) в стадии эксплуатации будут равны:

$$N_p^{сж} = (q + \Delta p) \cdot a_1,$$

где  $q = q_a \cdot a_\phi$  – расчетная нагрузка на ферму;

$a_\phi$  – шаг ферм;

$a_1$  – шаг распорок.

По той же методике усилия в растяжках (вогнутое покрытие) будет иметь максимальные значения в стадии монтажа:

$$N_p^{раст} = (p_c + \Delta p_c) \cdot a_2,$$

где  $\Delta p_c = (0,2 \div 0,3) p_c$ ;

$a_2$  – шаг растяжек;

По усилиям в распорках ( $N_p^{сж}$ ) и в растяжках ( $N_p^{раст}$ ) проверки на прочность и устойчивость (ПС-1) будут иметь вид:

$$N_p^{сж} / (\varphi_{н.сж} \cdot R_{y,1} \cdot \gamma_c) \leq 1 \text{ – на устойчивость распорок};$$

$$N_p^{раст} / (R_{y,2} \cdot \gamma_c) \leq 1 \text{ – на прочность растяжек};$$

где  $R_{y,1}$  и  $R_{y,2}$  – соответствующие прочностные параметры материала распорок и растяжек.

В настоящем учебном пособии основы и особенности статического и конструктивного расчетов двухпоясных конструкций из гибких нитей на круглом плане приведены в п. 11.7.

## **10.2.4. Группа 4 – большепролетные здания с покрытиями из тросовых ферм**

### **1) Основы компоновки**

Тросовые фермы представляют собой дальнейшее развитие двухъярусных мгновенно жестких конструкций. В отличие от последних в тросовых фермах вместо распорок и растяжек между поясами применены раскосная и треугольная решетки. Преимущественное применение в тросовых фермах находят треугольные решетки из гибких элементов, работающих только на растяжение за счет достаточного предварительного напряжения стабилизирующих поясов из тросов [5] (рис. 10.1.18а). При применении раскосной решетки сжатые элементы выполняют из жестких профилей [6] (рис. 10.1.18б). Тросовые фермы в покрытиях зданий широко распространены в ряде стран Западной Европы, где они называются по имени шведского инженера Яверта, который первый применил такие фермы в покрытиях зданий. Анализ покрытий зданий тросовыми фермами показывает, что большинство из них прямоугольного плана с оттяжками, в которых фермы работают как плоские системы [5] (рис. 10.18а). Они достаточно надежны в зданиях с неравномерными нагрузками, особенно в многопролетных. Шаг ферм 3...6 м, что определяется настилом и легкой кровлей с утеплителем и гидроизоляцией. При этом размеры панелей верхних поясов ферм не связывают с размерами кровельных панелей, заставляя верхние пояса работать на растяжение с изгибом.

### **2) Основы расчетов из тросовых ферм**

Тросовые фермы рассчитывают общепринятыми методами строительной механики, применяемыми при расчете статически неопределимых стержневых систем.

Ферму рассчитывают на внешние нагрузки и единичные усилия предварительного напряжения. Усилия от предварительного напряжения



## УЗЕЛ А

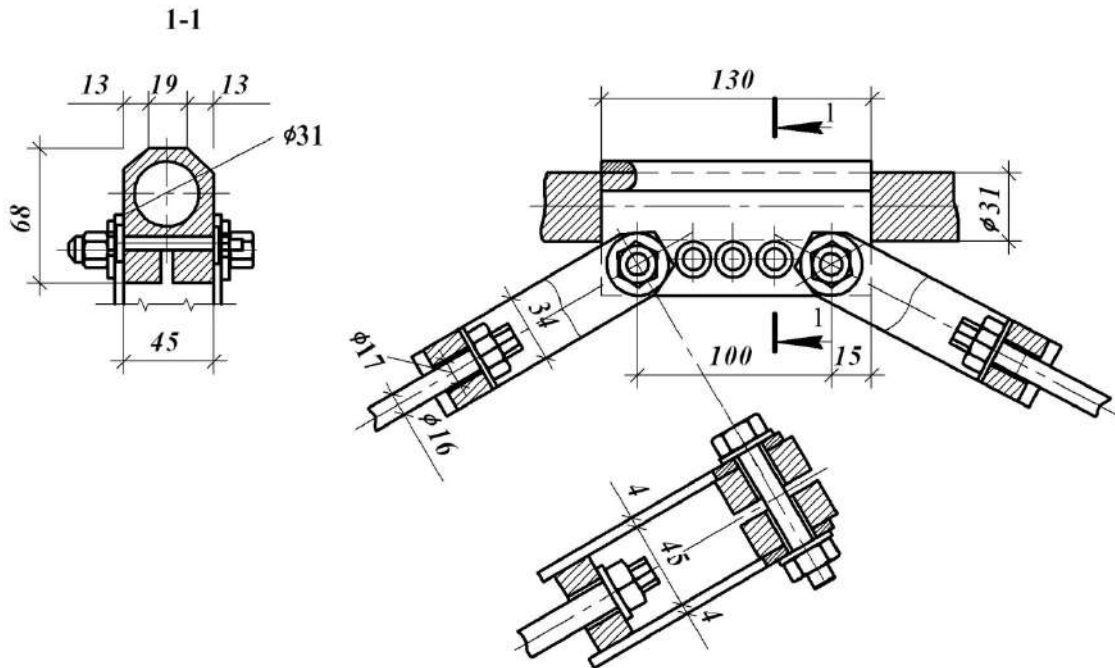


Рис. 10.1.18а. Тросовая ферма: 1 – покрытие по стальному настилу; 2 – основные канаты; 3 – раскосы

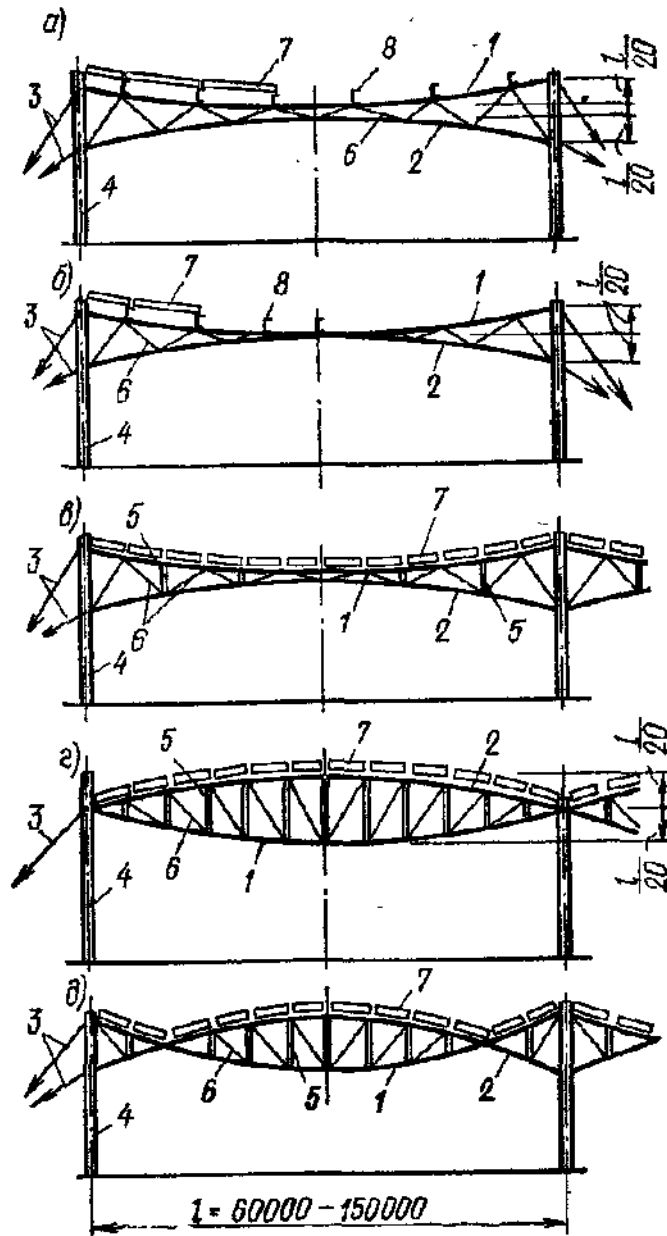


Рис. 10.1.186. Схемы вантовых предварительно напряженных ферм:  
 а-в – вогнутые с различным типом решетки; г – выпуклая; д – выпукло-вогнутая;  
 1 – несущая ванта; 2 – стабилизирующий трос; 3 – оттяжка; 4 – колонна; 5 –  
 жесткие распорки; 6 – гибкие затяжки; 7 – плиты покрытия; 8 – прогон

во всех элементах фермы должны быть растягивающими, что достигается соответствующим подбором геометрии системы. Сравнением сжимающих усилий в стержнях фермы с усилиями от единичного натяжения определяют минимальное натяжение, которое погашает сжимающие усилия от внешней нагрузки во всех стержнях, после чего составляются результирующие таблицы усилий.

В некоторых стержнях усилия от временной нагрузки и предварительного натяжения будут суммироваться и предварительное напряжение будет увеличивать их сечение.

В отдельных случаях в стержнях от временной неравномерной нагрузки возможно выключение из работы некоторых раскосов и превращение системы в этом месте в геометрически изменяемую. Такой прием можно применять только при условии выполнения всей системой нормы допустимого прогиба, но зато дает возможность уменьшить предварительное напряжение фермы.

На действие временной нагрузки усилия предварительного напряжения следует принимать с коэффициентом перегрузки или недогрузки, смотря по тому, что увеличивает расчетное усилие.

Предварительное натяжение тросовых ферм удобно осуществлять натяжением винтовыми стяжками, которыми на опорах тросы соединены с узлами ферм.

Дополнительные сведения о расчете тросовых ферм приведены в [6, стр. 272...273]; в [10, стр. 398...400].

В настоящем учебном пособии основы и особенности статического и конструктивного расчетов тросовых ферм приведены в п.11.7.

## 10.2.5. Группа 5 – висячие покрытия большепролетных зданий седловидными напряженными сетками

### 1) Основы компоновки

Седловидные покрытия представляют собой систему, состоящую из напряженной сетки, имеющей чаще всего поверхность гиперболического параболоида и жесткого опорного контура. Сетки образуются двумя семействами взаимно перпендикулярных тросов, одни из которых несущие (вогнутые), другие – стабилизирующие (выпуклые). Одним из первых висячих покрытий, отнесенных к периоду возрождения их строительства, является покрытие здания Рэлей-арены (США, 1953 г.), выполненное в форме седловидной сетки. На рис. 10.1.9 [12] показан общий вид этого покрытия, а на рис. 10.1.10 [3] – его конструктивная схема. В зависимости от конструкции опорного контура можно создавать разнообразные архитектурно-конструктивные формы седловидных покрытий и зданий в целом (рис. 10.1.19) [6], благодаря чему они получили широкое распространение в практике строительства.

С точки зрения распределения усилий наилучшей поверхностью седловидного покрытия является поверхность гиперболического параболоида. Оптимальные стрелки провеса несущих нитей -  $f_n = (\frac{1}{8} \dots \frac{1}{15})l_n$ , а стабилизирующих нитей  $f_c = (\frac{1}{10} \dots \frac{1}{25})l_c$ . Расстояние между тросами в покрытиях с жесткими настилами  $\leq 3$  м. В целом несущая система такого покрытия работает как пространственная. Эффективность седловидных систем в значительной мере зависит от материалоемкости опорного контура. Наиболее экономичны опорные контуры в виде параболических наклонных арок или эллиптического пространственного, или круглого кольца. Примерами современных зданий с седловидными сетками являются сетчатые покрытия на рис. 10.1.20, 10.1.21 [6].

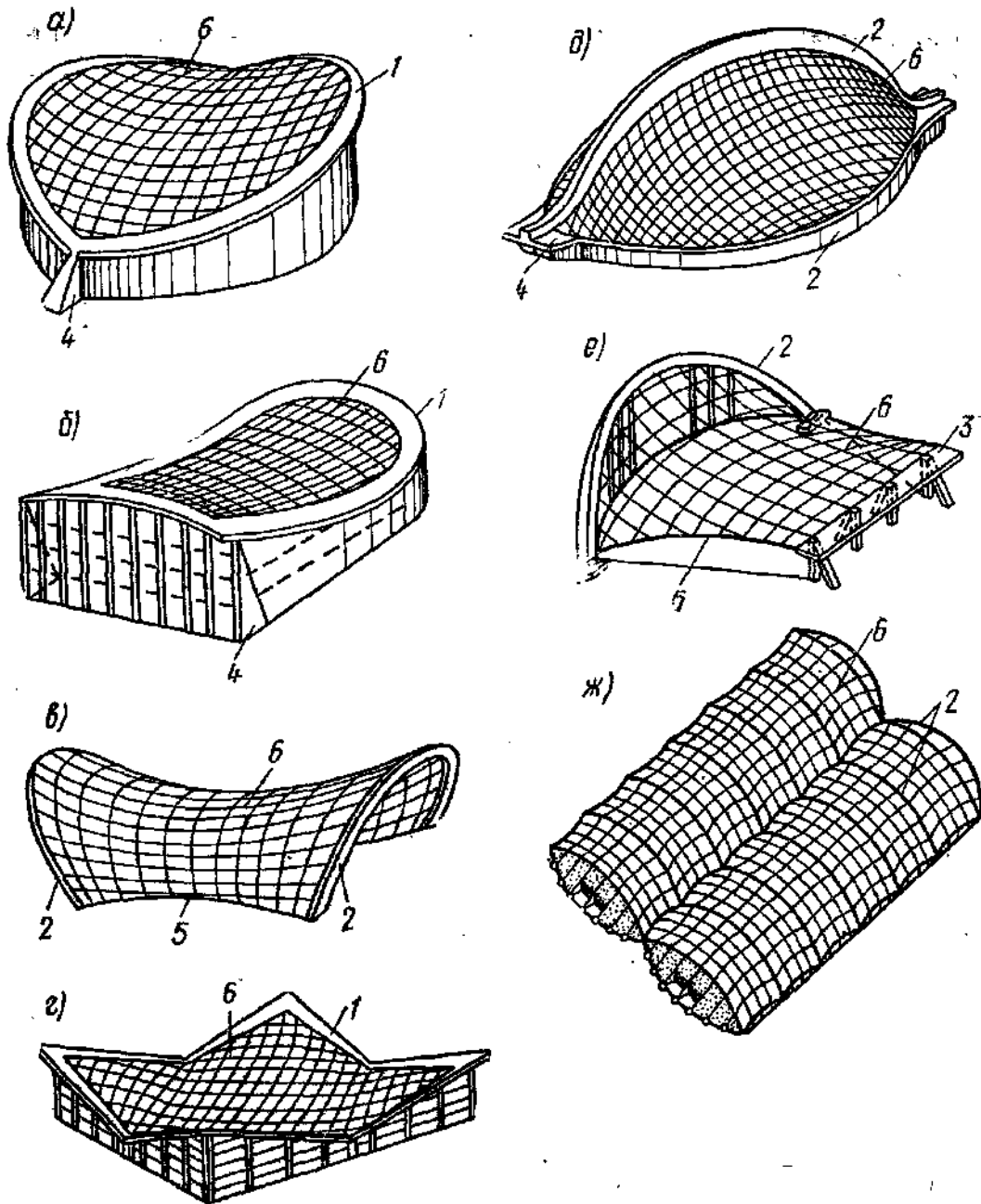


Рис. 10.1.19. Основные виды седловидных сеток: а – на замкнутом контуре, состоящем из двух наклонных арок; б – на сложном криволинейном контуре; в – с наклонными арками и тросами-подборами; г – на квадратном плане с прямолинейным опорным контуром; д – с вертикальной аркой; е – комбинированное решение с аркой, балкой и тросами-подборами; ж – с несколькими опорными арками; 1 – опорный контур; 2 – арка; 3 – балка; 4 – пилон; 5 – трос-подбор; 6 – сетка



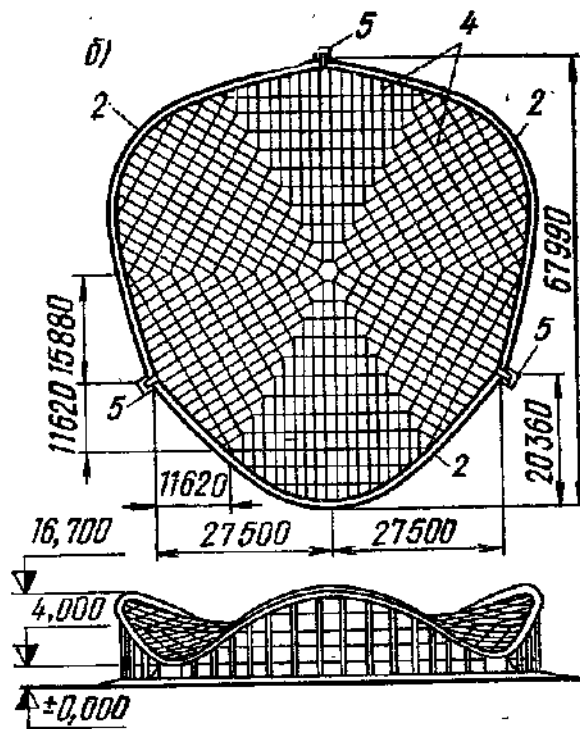
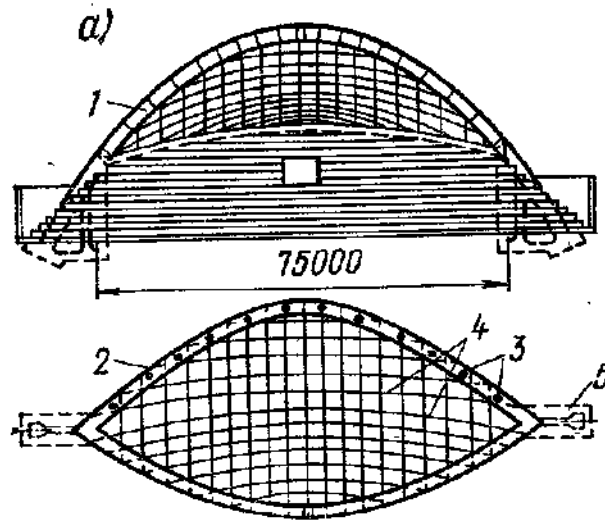


Рис. 10.1.20. Примеры сетчатых висячих покрытий, осуществленных в стране: а – певческая эстрада в Таллине; б – бассейн в Аркадии (Одесса); 1 – арка стальная; 2 – арка железобетонная; 3 – колонны; 4 – тросы; 5 – пилоны

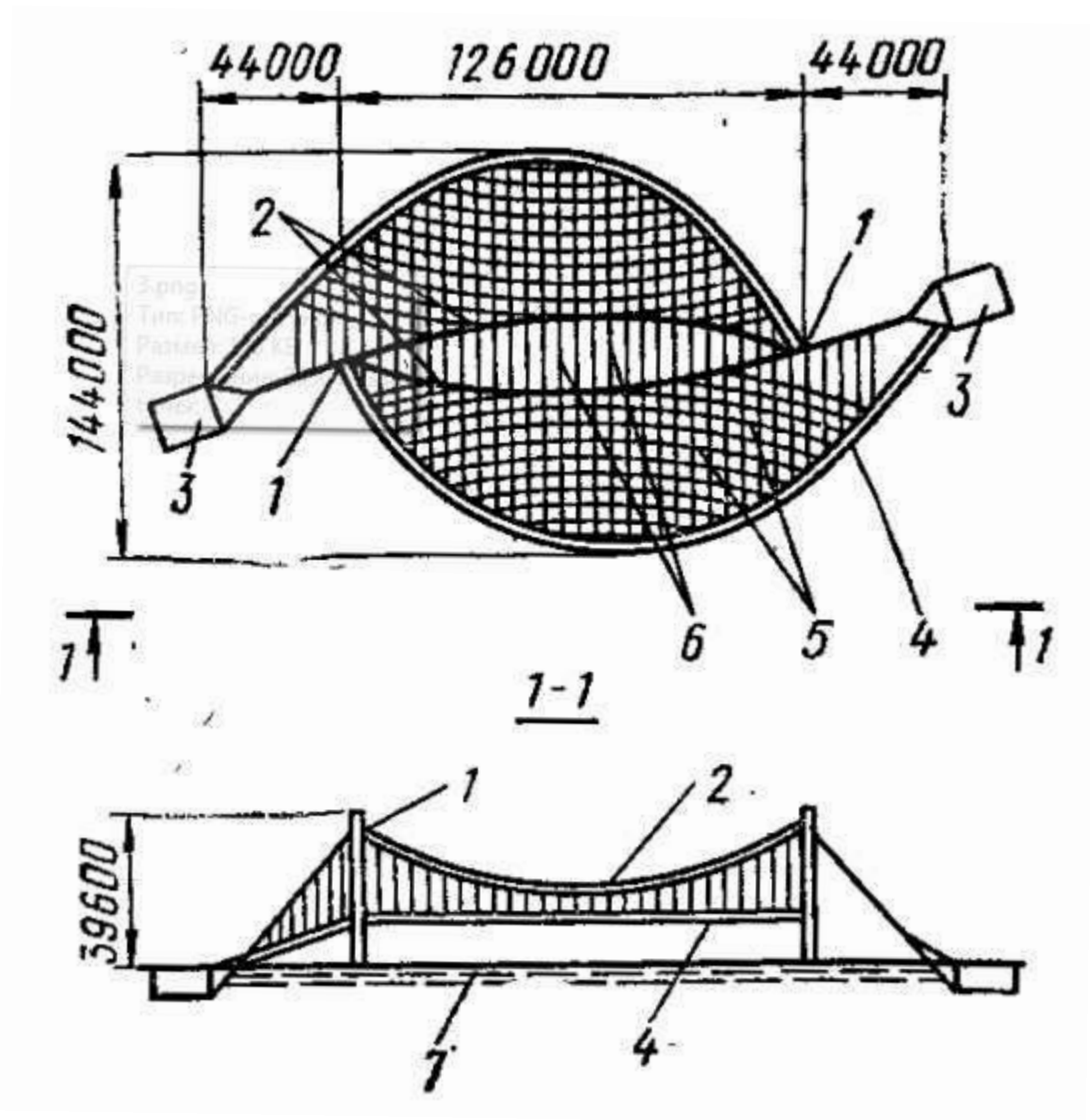


Рис. 10.1.21. Пример сложного сетчатого покрытия плавательного бассейна олимпийского комплекса в Токио (Япония): 1 – пилоны; 2 – тросы подборы; 3 – анкерные фундаменты; 4 – контурные балки; 5 – вантовые фермы; 6 – связи; 7 – распорные балки

## 2) Основы расчетов

### а) Общие предпосылки

В седловидных напряженных покрытиях основная несущая конструкция состоит из двух взаимно перпендикулярных семейств параллельных тросов (канатов):

- несущих тросов, имеющих провес вниз;
- стабилизирующих тросов, имеющих выгиб вверх.

Такая система является < мгновенно жесткой > за счет предварительного натяжения стабилизирующих тросов, расположенных над несущими, прижимая их (несущие нити вогнуты) и обеспечивая совместную работу обеих систем.

Такая поверхность способна воспринимать нагрузки от конструкций любой кровли.

По рекомендациям В.Р. Кульбаха [5] стрелки главных парабол поверхности принимают:

- для семейств несущих тросов  $f_n = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{15}\right) l_n$ ;
- для семейств стабилизирующих тросов  $f_c = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{25}\right) l_c$ , обеспечивая общее соотношение стрелок  $f_n/f_c \cong 1,5$  от полного провеса  $f = f_n + f_c$ .

Однако, увеличение стрелки провеса несущих тросов за счет уменьшения стабилизирующих ведет к уменьшению прогибов покрытия и усилий в несущих тросах, одновременно увеличивая изгибающие моменты в опорной конструкции на стадии предварительного натяжения, что нежелательно.

При этом предварительное напряжение покрытия снижает кинематические перемещения при неравномерном загрузении кровли. В процессе работы покрытия стабилизирующие тросы, работая на сжатие, должны оставаться растянутыми, в том числе и в предельном состоянии покрытия,

когда двухпоясное покрытие может выродиться в однопоясное. Чтобы такого не случилось В.Г. Трущев в [12] и Н.С. Москалев в [22] предлагают сохранить растяжение семейства стабилизирующих тросов в пределах (20...30)% от начального ( $p_c$ ), аналогично двухпоясным конструкциям.

#### б) Определение расчетных усилий

С учетом вышеизложенных условий можно записать:

– для семейства стабилизирующих тросов (канатов) полное усилие предварительного натяжения определяют по формуле:

$$H_c^{пн} = \frac{(1,2...1,3) p_c \cdot l_c^2}{8 \cdot f_{c_0}}$$

где  $p_c = [\alpha_1 / (1 + \alpha_1)] \cdot p$  – для временной нагрузки на один трос стабилизирующего семейства;

$$p = p_a \cdot a - [\text{кН/м}]; \quad p_a - [\text{кН/м}^2].$$

Небольшая часть предварительного натяжения стабилизирующих тросов (канатов) пропадет от провеса самих стабилизирующих тросов  $g_c = g_{a_c} \cdot a$  [кН/м].

Тогда полное начальное усилие в одном стабилизирующем тросе будет равно:

$$H_c^{нач} = H_c^{пн} - M_{(g_c)}^{бал} / f_{c_0}.$$

Усилия в несущих тросах пропорционально зависят от стабилизирующих.

Тогда полное усилие на один несущий трос будет равно:

$$H_n^{полн} = H_c^{пн} \cdot \frac{f_c}{f_{но} + \omega} - \text{максимальное значение.}$$

На стадии эксплуатации семейства стабилизирующих тросов на один трос будем иметь:

$$H_c^{экс} = H_c^{нач} - \frac{P_c \cdot l_0^2}{8(f_{c_0} - \omega)} - \text{минимальное, но } H_c^{экс} > 0!$$

В настоящем учебном пособии основы и особенности статического и конструктивного расчетов конструкций покрытий седловидными сетками приведены в п. 11.7.

## **10.2.6. Группа 6 – здания с комбинированными несущими конструкциями покрытий (стержневые балки или фермы и ванты)**

### **1) Основы компоновки**

Использование таких покрытий весьма целесообразно в большепролетных зданиях. В учебном пособии Н.М. Кирсанова [7] этим конструкциям посвящен отдельный раздел. Одним из примеров подобного покрытия большепролетного производственного здания из [7] покажем проект цеха на рис. 10.1.22а, б. Цех имеет пролет 96 м с подвесными многоопорными кранами грузоподъемностью по 10 тн. В каркасе стальные спаренные рамы с шагом 12 м состоят из двухветвевых колонн постоянного сечения ( $h_k = 1400$  мм) с расстояниями между ветвями 3 м, к которым сбоку на опорных столиках закреплены балки жесткости ( $h_g = 1000$  мм), подвешенные сверху в пролете к провисающей гибкой нити из стальных тросов. Снизу к балкам прикреплены крановые пути для подвесных кранов. Сверху по балкам уложена щитовая кровля. Для повышения жесткости в середине пролета крепление тросов к балке выполнено неподвижно.

Другой пример комбинированного покрытия [7] приведен на рис. 10.1.23а, б, в, г, д – проект спортивно-тренировочного манежа в Ленинграде, выполненный в институте ЛенЗНИИЭП. Каркас здания пролетом 72 м, длиной 126 м представляет собой рамную конструкцию с шарнирным опиранием стальных ригелей на наклонные железобетонные колонны. При этом ригели усилены параболическими тросовыми затяжками из двух

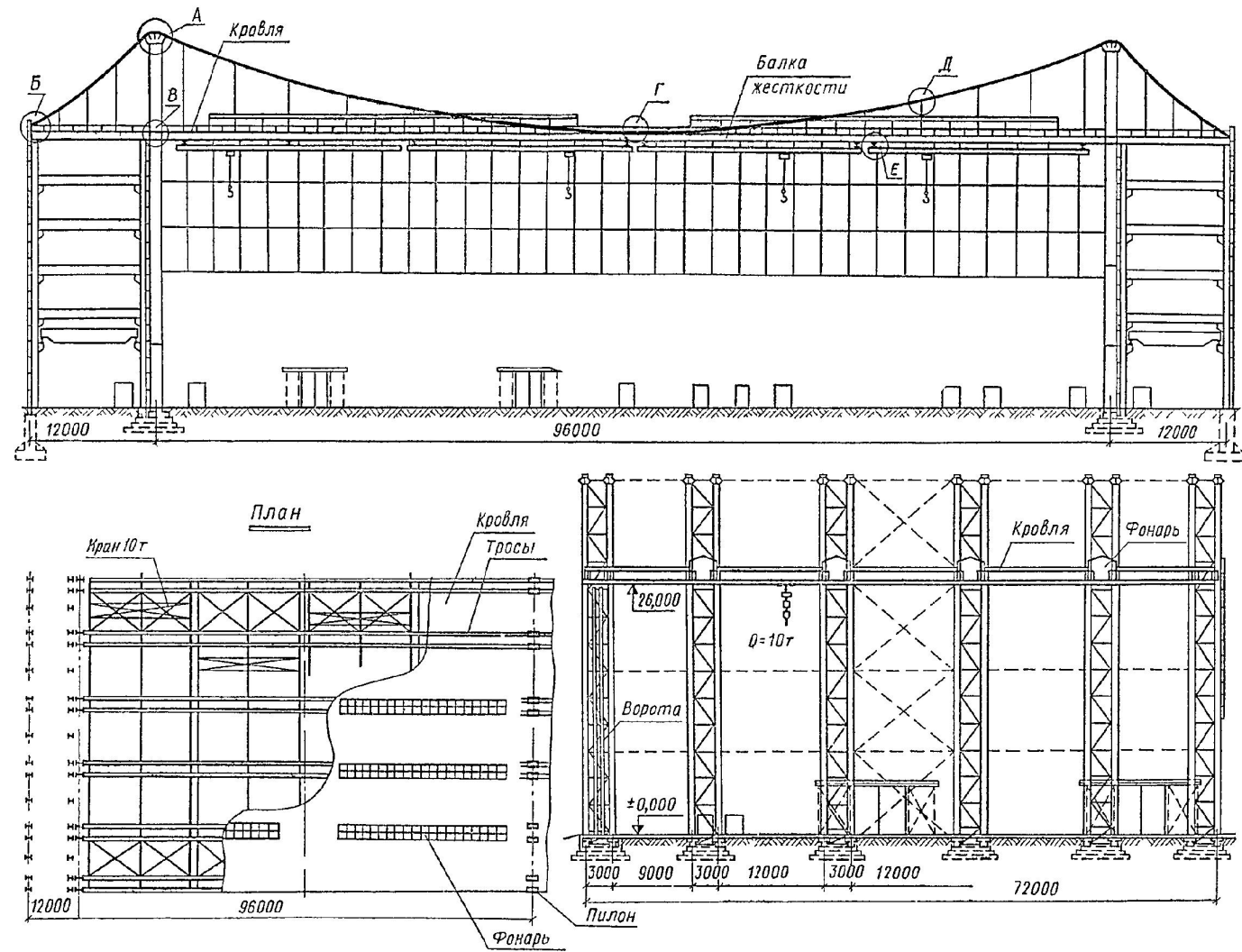


Рис. 10.1.22а. Промышленное здание с висячим покрытием. План, разрез

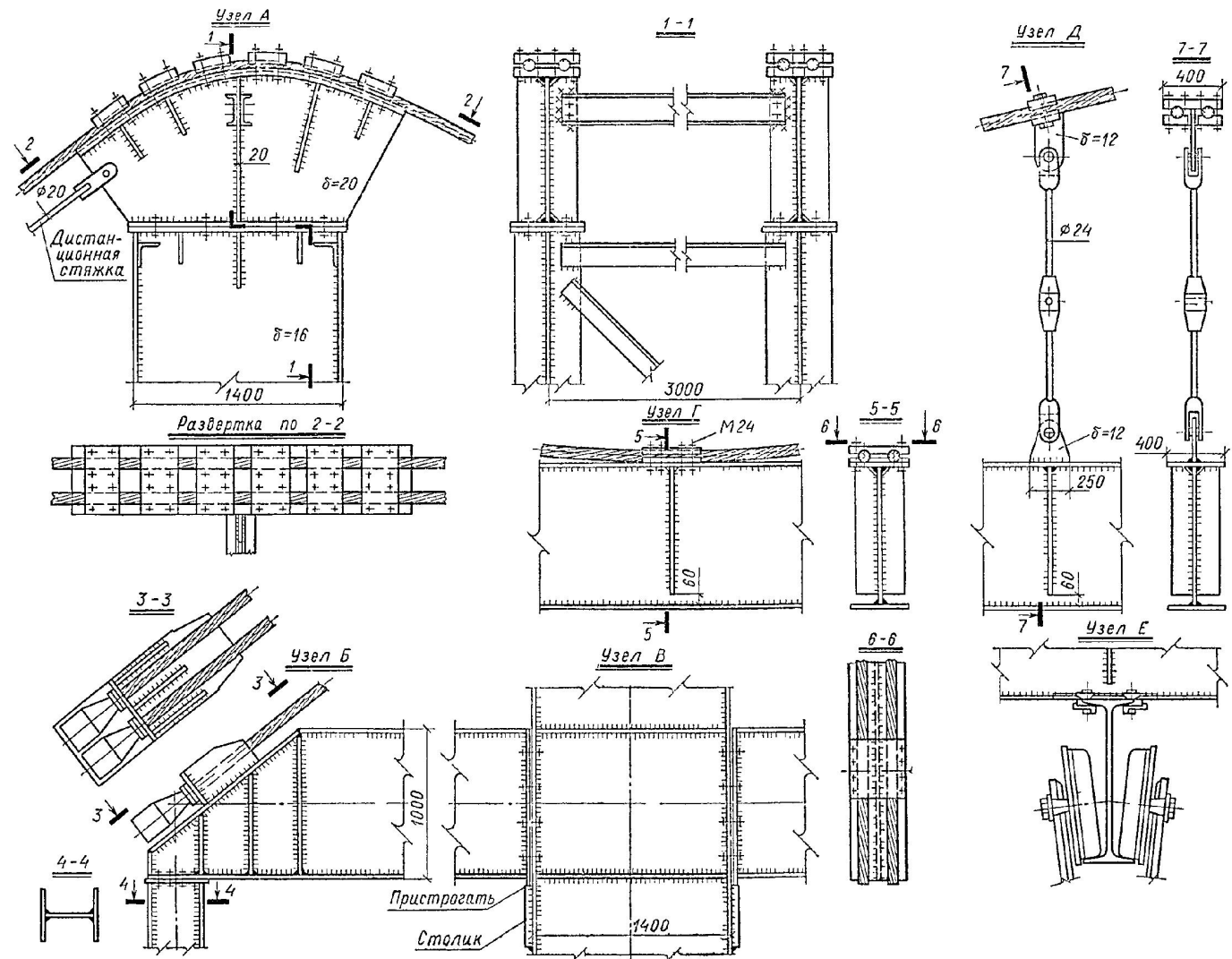


Рис. 10.1.226. Промышленное здание с висячим покрытием. Узлы

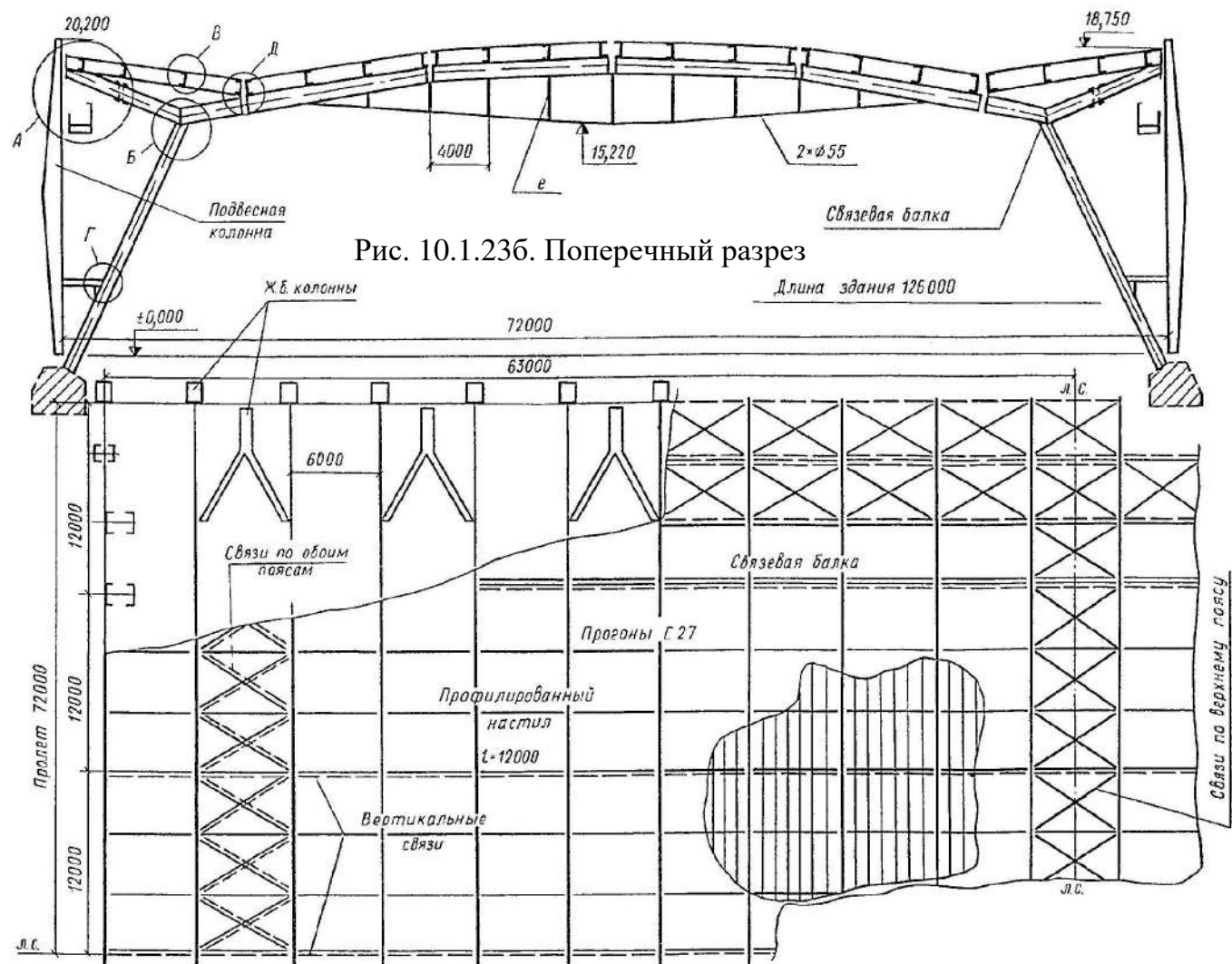


Рис. 10.1.23б. Поперечный разрез

Рис. 10.1.23а. Спортивно-тренировочный манеж в Ленинграде. План



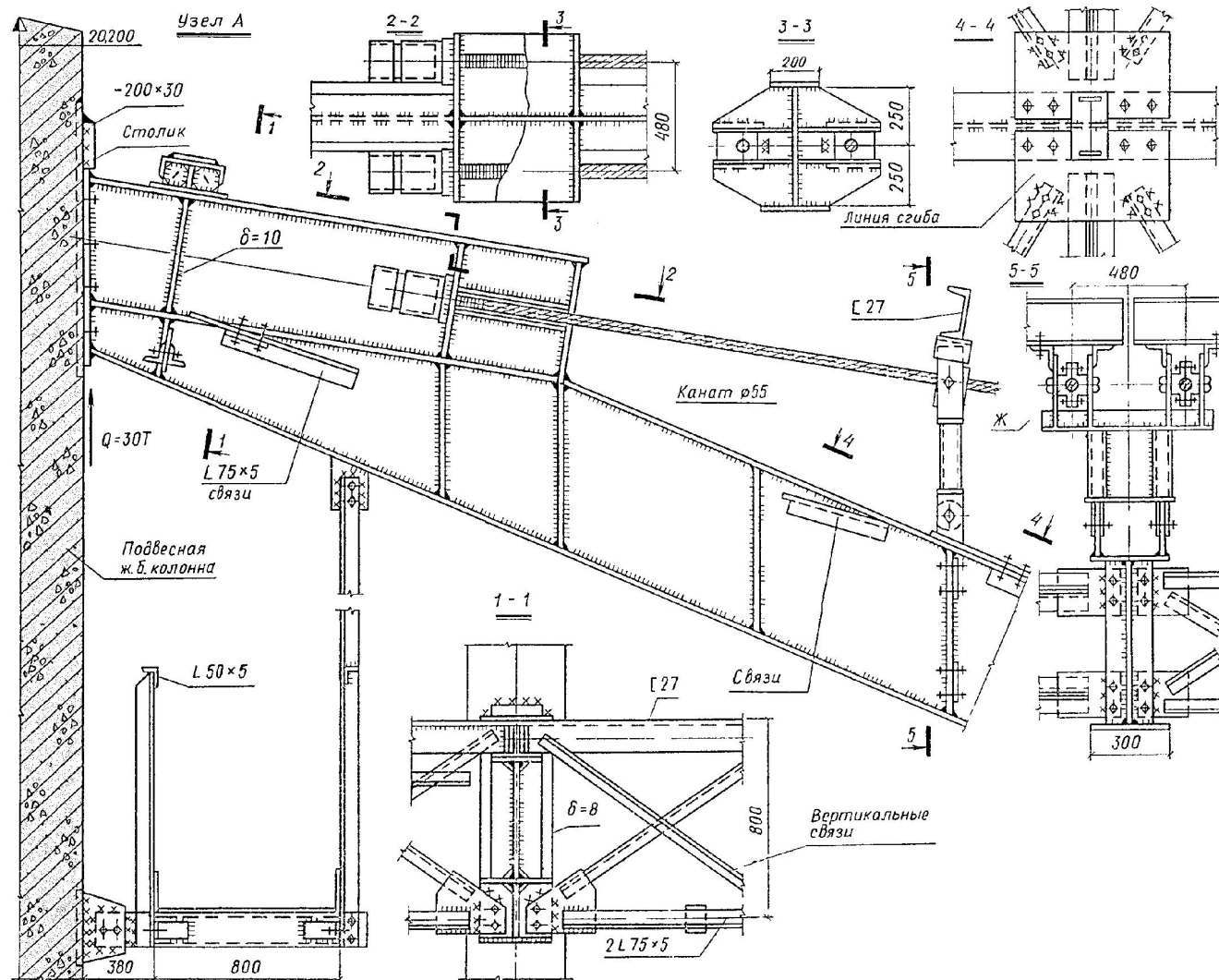


Рис. 10.1.23в. Спортивно-тренировочный манеж в Ленинграде. Узлы



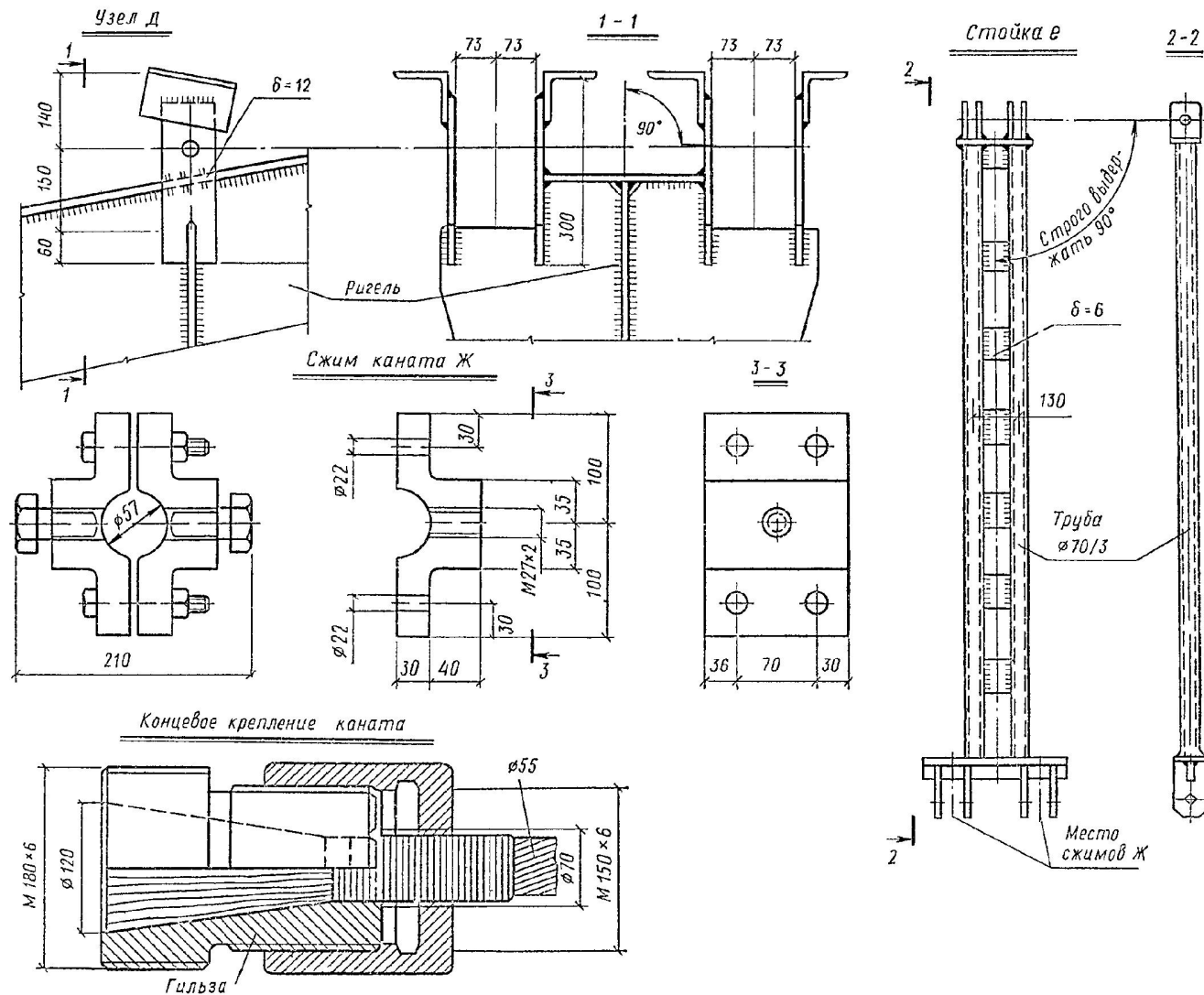


Рис. 10.1.23д. Спортивно-тренировочный манеж в Ленинграде. Узлы

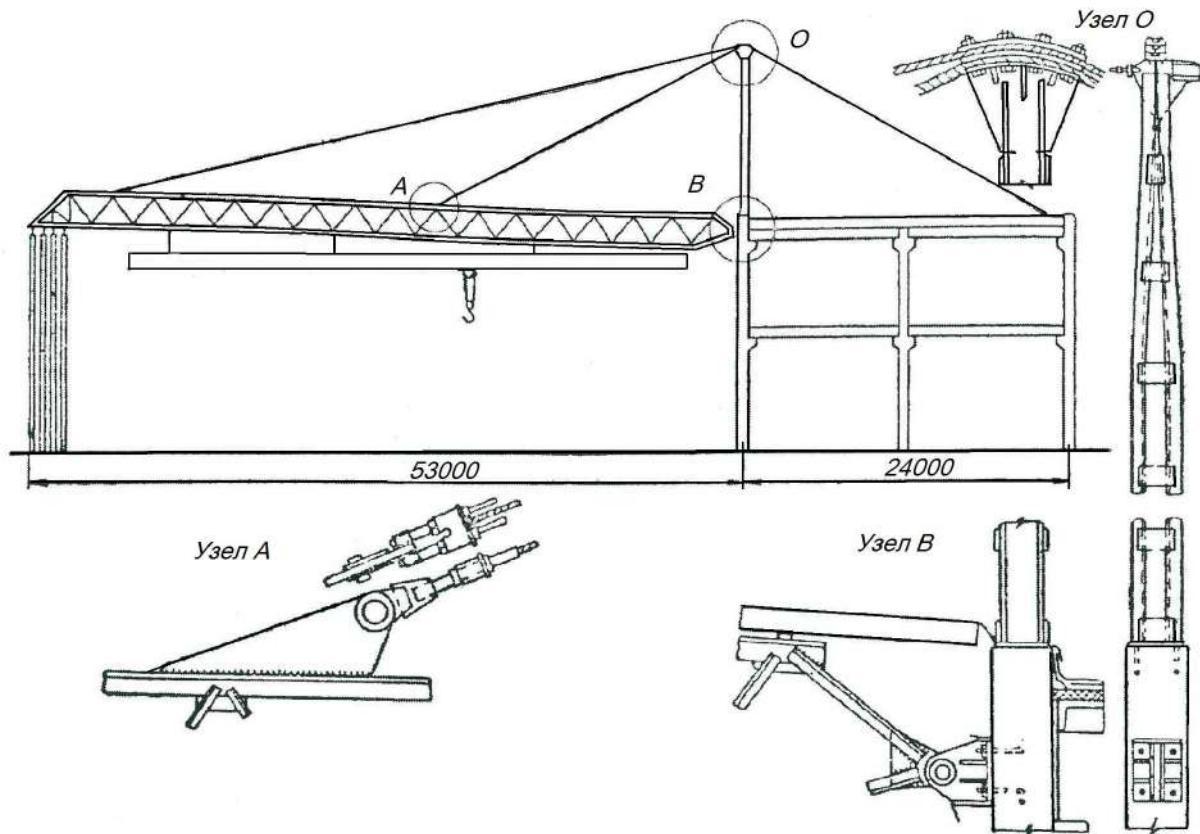


Рис. 10.1.24. Проект покрытия ангара комбинированной системой – балочная ферма на тросах

канатов  $\varnothing 55$  мм. К внешним консолям ригелей подвешены железобетонные колонны фахверка, создающие разгружающие моменты в ригелях. Покрытие имеет развитую систему связей. Расход стали  $67,4 \text{ кг/м}^2$ .

Третий пример – типовой ангар, имеющий комбинированное покрытие из жестких стальных ферм пролетом 60 м, подкрепленных вантами из тросов [13] (рис. 10.1.24). Такая консольная система удобно сочетает в себе технологические преимущества с экономичностью.

## **2) Основы статического и конструктивного расчетов покрытий из комбинированных конструкций**

Статический расчет комбинированных конструкций ведут методами строительной механики. Предельные прогибы системы проверяют на стадии монтажа и не допускают более  $\left(\frac{1}{300} \dots \frac{1}{500}\right)l$ . В приближенных расчетах допускается считать нить (ванту, или пологую криволинейную нить) нерастяжимой и производить расчет каждого элемента (гибкого и жесткого) в отдельности.

Уточненный расчет таких систем следует выполнять на ЭВМ с учетом их геометрической нелинейности, а начальные жесткости вант и жесткой конструкции назначать по приближенным формулам [5, стр. 367].

В консольных комбинированных конструкциях (ангары) наклонные ванты слегка провисают под действием собственного веса. При увеличении осевого усилия провес ванты будет уменьшаться, а расстояние между точками закрепления ванты будет увеличиваться как за счет выпрямления, так и за счет ее деформации по закону Гука. Это выпрямление ванты равносильно уменьшению ее модуля упругости и учитывается в расчетах коэффициентом  $\langle \nu \rangle$  по формуле, приведенной в [5, стр. 369]. Тогда уточненный модуль упругости ванты с учетом ее провисания можно принять в форме:

$$E' = E/\nu.$$

По найденным усилиям конструктивный расчет элементов таких систем выполняется по формулам, показанным в настоящем учебном пособии, п. 11.6.

### **10.2.7. Группа 7 - большепролетные здания с покрытиями из всяких мембранных оболочек**

#### **1) Основы компоновки**

Общие свойства всяких мембранных оболочек, конструктивные особенности покрытий с применением мембран изложены в [24, с.4...26].

#### **2) Основы и особенности статического и конструктивного расчетов мембранных оболочек**

В учебном пособии [25] изложены основы расчета мембранных оболочек [25, пп. 3 и 4, стр. 27...48]. В настоящем учебном пособии приводятся ниже только краткие пояснения к этим расчетам.

Здесь статический и конструктивный расчеты объединены в 3 этапа (численного расчета по этапам II и III, аналитического расчета на I этапе) по каждому виду покрытий. Приведены пять видов мембранных покрытий.

На первом этапе задается для каждого из рассмотренных видов мембран форма кривой поверхности и аналитически по методике Лапласа или теории В.К. Качурина определяются кольцевые и меридиональные усилия (по Лапласу или распор  $H$  и перемещение гибкой нити по Качурину). Затем на II и III этапах на пространственной стержневой КЭ-модели проводится численный расчет в пакете прикладных программ на ЭВМ.

Так расчет на I этапе универсального спортзала в г. Санкт-Петербурге; покрытия автостоянки в г. Усть-Илимске; мембраны крытого стадиона на проспекте Мира (Москва) – по безмоментной теории, а изгибно-жесткой фермы – радиального типа на I этапе – отдельно по методике Телояна. Этап I по методике Качурина В.К. применен в расчете покрытия велотрека в Крылатском, спортивного зала в Измайлове, плавательного бассейна в Харькове (здесь на этапах II и III рассматривалась уже изгибно-жесткая конструкция).

## 11. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО СТАТИЧЕСКОМУ И КОНСТРУКТИВНОМУ РАСЧЕТАМ ПОКРЫТИЙ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ЗДАНИЙ

### 11.1. Общие рекомендации

При освоении раздела большепролетных стальных конструкций уникальных зданий студент должен прежде всего осознать проектируемую конструкцию как реальную для конкретного здания. С этой целью он должен выполнить следующие действия и проявить умения (как и при проектировании любой другой конструкции):

- оценить особенности работы конкретной конструкции;
- правильно выбрать материал для этой конструкции и материал для ее соединений;
- грамотно собрать вероятные нагрузки на конструкцию (или целое покрытие), разделив их на самостоятельные загрузки;
- без ошибок перейти от конструктивной схемы проектируемой конструкции к ее расчетной схеме (конечно-элементной (КЭ) модели) с начально заданными жесткостями (поперечными сечениями) элементов;
- выполнить статический расчет КЭ-модели на каждое загрузеие отдельно от нормативных нагрузок и составить вероятные сочетания загрузеий на наиболее невыгодные перемещения узлов заданной КЭ-модели;
- варьируя жесткостями конечных элементов и повторяя статический расчет, обеспечить расчетной схеме удовлетворение нормативным требованиям по перемещениям с наименьшим запасом (II-е предельное состояние);
- выполнить статический расчет КЭ-модели с последними (уточненными) жесткостями на расчетные нагрузки от каждого загрузеия и определить расчетные сочетания усилий в элементах;

– выполнить конструктивный расчет элементов расчетной схемы и их соединений на расчетные усилия с проверками по I-му предельному состоянию;

– оформить проект КМ и КМД конструкции.

Более емко этот алгоритм проектирования изложен в учебном пособии [17, предисловие], где сформулирована главная функциональная задача несущих конструкций и три основных особенности ее решения.

В части преломления приведенного выше алгоритма на уникальные здания можно добавить рекомендации из [17, гл. 1] о дополнительных требованиях к объемам изысканий и проектным работам, изготовлению и монтажу конструкций, правилам их приемки и эксплуатации:

1) Новизна технических решений требует от инженера-конструктора глубоких специальных знаний, опыт проектирования зданий подобного типа.

2) Безопасность и эффективность строительства лучше обеспечивается специалистами, которые могут видеть общую картину и не теряются в деталях.

3) Возможно, необходимо персональное лицензирование инженеров на право проектирования уникальных объектов.

4) Важной особенностью проектирования уникальных зданий является генерирование идей, основанных на творческом потенциале, который должен объединить свои профессиональные знания и опыт со способностью неограниченного созидания.

5) При выборе расчетной модели очень важен предыдущий опыт, важна интуиция.

6) Выдвигаемые идеи проектирования уникальных зданий должны быть технически и экономически обоснованы.

7) При всей неповторимости уникальных большепролетных зданий их проектирование должно обязательно включать следующие стадии:

– постановка задачи;



- разработка и анализ вариантов технических решений;
- выбор окончательного варианта;
- разработка проектной документации с тщательной проверкой принятых решений;
- необходимыми документами, предшествующими проектным разработкам являются: Техническое задание (ТЗ) и Специальные технические условия (СТУ).

8) При разработке уникальных большепролетных зданий следует применять трехстадийное проектирование [18]:

- эскизное (концептуальное);
- проект;
- рабочая документация.

На стадии эскизного проекта конструктор разрабатывает и анализирует эскизные варианты технических решений совместно с архитекторами, технологами, специалистами по изготовлению и монтажу.

На стадии «Проект» разрабатываются основные конструктивные решения выбранного варианта эскизного проекта: монтажные схемы, узлы и детали, предварительные технические спецификации. На этой стадии также возможны варианты, наиболее рациональные по ТЭП.

На стадии «Рабочей документации» выполняют подробную разработку чертежей: общие данные, сведения о нагрузках, схемы расположения конструкций, чертежи элементов и узлов, спецификации материалов и изделий.

9) Расчет уникальных большепролетных конструкций зданий в большинстве случаев выполняют в нелинейной постановке, с учетом неупругих деформаций. При этом расчет сложных узлов моделируют пластинчатыми или объемными КЭ. В расчет таких узлов вводят нелинейную диаграмму работы материала.

## 11.2. Основы и особенности статического и конструктивного расчетов балочных, рамных и арочных конструкций

Статический расчет балочных, рамных, арочных конструкций большепролетных зданий: обычно выполняют в плоских расчетных схемах (КЭ-моделях) со всеми существующими требованиями по сбору нагрузок, заданию начальных жесткостей и основными предпосылками перехода от конструктивной схемы к ее идеализированной расчетной. Согласно [15, п.4.2.4] расчетные схемы и основные предпосылки расчета плоских систем должны отражать действительные условия работы стальных конструкций как для отдельных элементов, так и для всей плоской системы со связями. Допускается [15, п.4.2.5] выполнять проверку устойчивости стержневых конструкций и каркаса в целом по недеформированной схеме с использованием сертифицированных вычислительных комплексов в предположении упругих деформаций, но с учетом коэффициента надежности по устойчивости  $\gamma_S = 1,3$  [15, п.4.3.2]. При этом согласно [16, п.4.24] расчет конструкций, для которых нормы проектирования не содержат указаний по определению усилий с учетом неупругих деформаций, допускается определять их в предположении упругой работы, а поперечные сечения конструктивных элементов допускается рассчитывать с учетом неупругих деформаций. Стержни плоских большепролетных сквозных ригелей (балочных, рамных, арочных), как правило, соединяются в узлах двухсторонними фасонками. Поэтому при создании КЭ-моделей таких конструкций узлы принимают жесткими (рамными).

Проверочные конструктивные расчеты стержневых элементов балочных, рамных и арочных конструкций: выполняют согласно [15] на расчетные сочетания усилий по следующим формулам:

- № 6, 7 – на прочность и устойчивость центрально растянутых и сжатых;
- № 41...46 – изгибаемых 1-го класса на прочность;
- № 50...55 – изгибаемых 2-го и 3-го классов на прочность;
- № 63...76 – изгибаемых на общую устойчивость;

- № 105...121 – внецентренно-сжатых или сжато-изгибаемых сплошного сечения на прочность и общую устойчивость;
- п.9.3 – внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых сквозного сечения на общую устойчивость.

Особенности конструктивных проверочных расчетов монтажных узлов: состоят в том, что они имеют двухфасоночные соединения (как правило). Проверочные расчеты таких соединений следует начинать с эскизного изображения узлов, затем выполнять расчет соединений. Если монтажный узел проектируется на болтах (обычных или высокопрочных), то определяют требуемое количество болтов для каждого элемента от его расчетного усилия в узле и размещают болты на минимальных (по нормам) расстояниях ( для уменьшения расхода стали на фасонки и накладки). Монтажная сварка в таких соединениях применяется при соответствующем обосновании. Для этого назначают сварочные материалы, выполняют эскиз соединения и рассчитывают длины соответствующих стыковых и угловых швов по формулам [15]. Основные формулы для практических расчетов монтажных соединений имеют вид по [15]:

- № 186 – для расчета одного болта на срез;
- № 187 – то же на смятие болта или соединения;
- № 186 – то же на растяжение;
- № 189 – для определения количества болтов кл. А, В в срезных и растянутых соединениях;
- п.14.2.12 – проверка болтового соединения на одновременное действие  $N_s$ ,  $M$  и  $Q$ ;
- п.14.2.13 – то же при одновременном действии усилий  $M$ ,  $Q$ ,  $N_s$ ,  $N_t$  (формула № 190);
- № 192 – при расчете болтов во фрикционных соединениях;

– по п.14.1(14.1.1...14.1.20) – при расчете сварных стыковых и угловых соединений (формулы № 175, 44 – с учетом п. 14.1.15 и формул № 176; 177; 178...183; 184, 185).

Кроме приведенных формул для расчета количества болтов или длин сварных швов в монтажных стыках могут потребоваться расчеты отдельных деталей: планок, накладок и т.п.

#### Особенности конструктивных проверочных расчетов опорных узлов

В большепролетных балочных конструкциях горизонтальные смещения опор могут быть весьма значительными. Поэтому для исключения появления дополнительных горизонтальных усилий конструктивное решение опорных узлов делают с одной опоры шарнирно неподвижным, а с другой – шарнирно подвижным. При этом неподвижную опору выполняют в форме плиточного шарнира балансирующего типа, а подвижную – на катках с опорной подушкой. Конструктивные схемы таких опор приведены в [19, с. 276...283]. Основные расчетные формулы для неподвижных опорных частей приведены в [19, с. 283...286]. Основы расчета подвижных кольцевых опор изложены в [19, с. 286...280].

В большепролетных рамных и арочных конструкциях для конструирования и расчета опорных узлов можно воспользоваться [10, с. 256, 268], [3, с. 498, 499, 501-502].

### **11.3. Основы и особенности статического и конструктивного расчетов купольных конструкций**

Ребристый купол при расчете на вертикальную симметричную нагрузку в практических расчетах расчленяют на отдельные плоские арки со своей грузовой площадью. При этом нижнее опорное кольцо заменяют условной затяжкой, находящейся в плоскости каждой пары ребер, образующих плоскую арку (рис. 11.1) [10].

При расчете ребристого купола на горизонтальную ветровую или несимметричную вертикальную нагрузки конструкция купола также расчленяется на арки, но диаметрально перпендикулярные (рис. 11.2) [10].

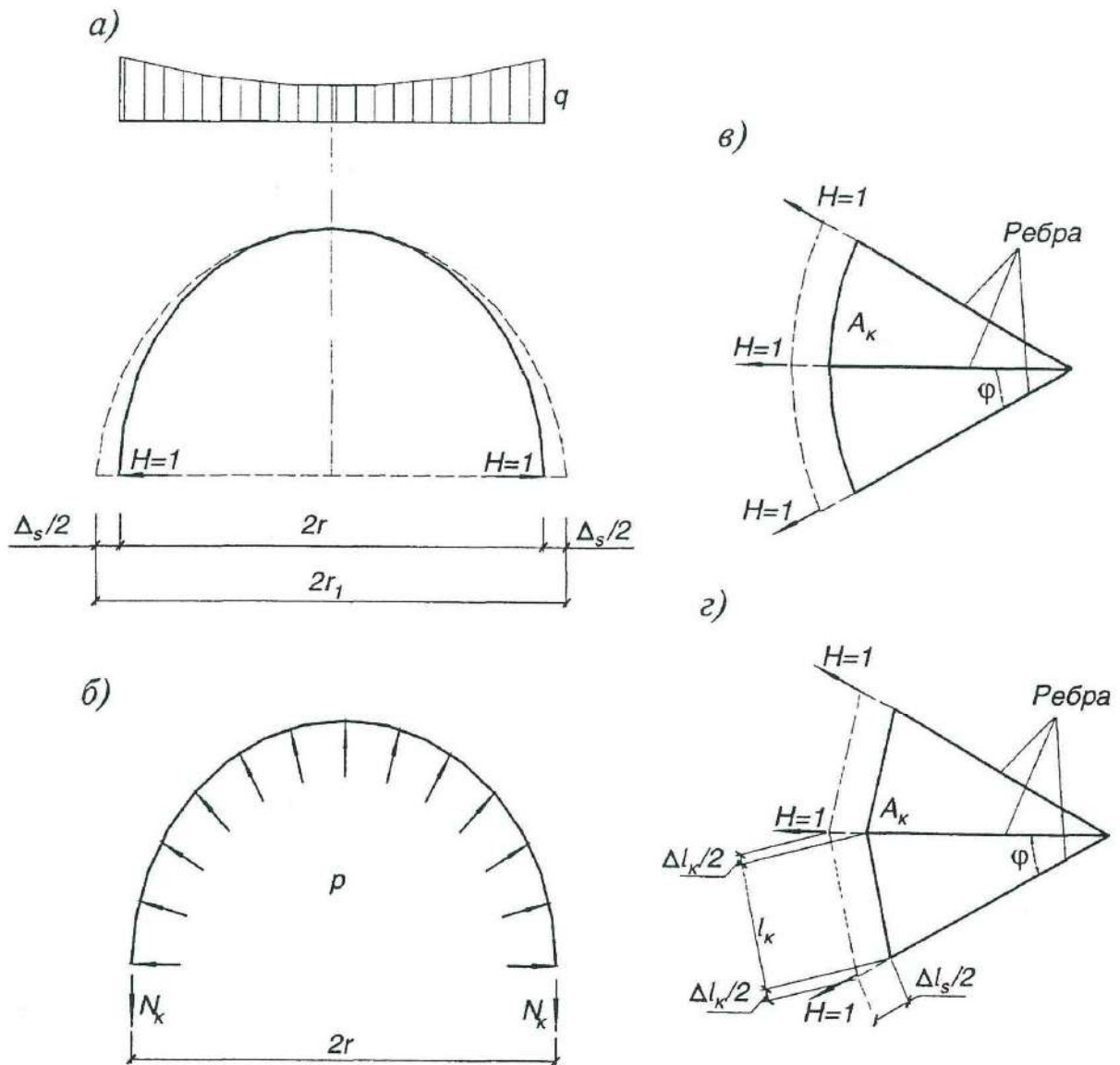


Рис. 11.1. К расчету ребристого купола на вертикальную нагрузку: а – схема условной арки; б, в – расчетные схемы кольца; г – деформация многоугольного кольца

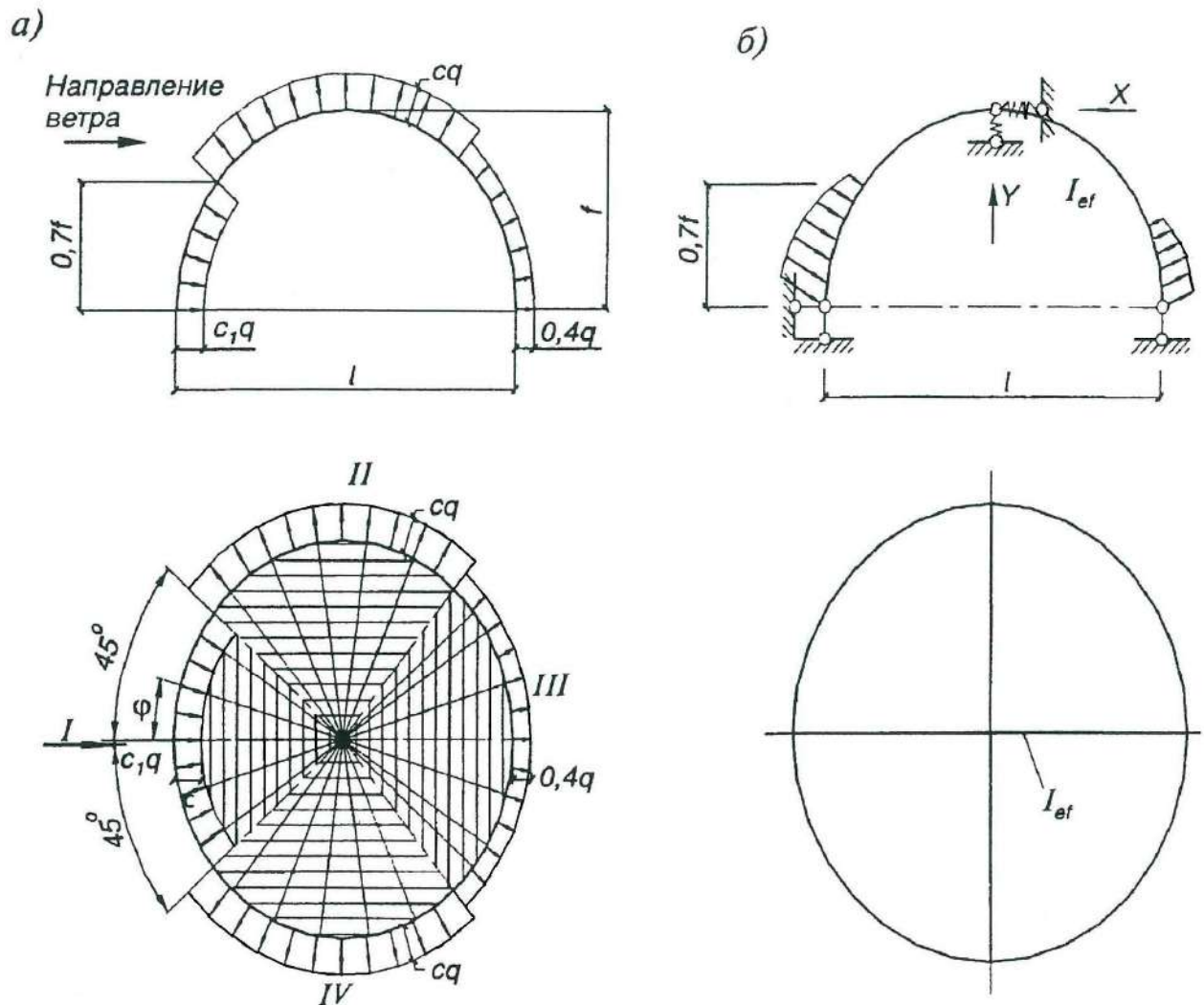


Рис. 11.2. К расчету ребристого купола на ветровую нагрузку по [10, с. 287...288]: а – схема ветровой нагрузки, б – расчетная схема

Примечание. Согласно СП20.13330.2011 [26] расчет на ветровую нагрузку купола следует выполнить с учетом приложения Д.1.4, рис. Д.6.

Согласно СП 20...2016 при расчете купола на ветровую нагрузку следует учитывать приложение В.1.4, рис. В.6.

Диаметральная арка, расположенная по направлению ветра (первый и третий квадраты) получает наибольшее горизонтальное смещение, но поддерживается упругим отпором соседних арок, расположенных под углом к главной арке. Поэтому в расчетах для главной арки применяют эквивалентную жесткость [10, с. 288]. Определение усилий в такой арке можно выполнять как численно в КЭ-модели, так и аналитически [10, с. 288].

В ребристо-кольцевом куполе кольцевые прогоны вместе с ребрами составляют единую пространственную систему. Однако в приближенных расчетах на симметричные нагрузки расчет допускается вести как плоскую арку с рядом условных затяжек на уровнях кольцевых прогонов. Более точен расчет КЭ-модели на пространственной схеме при любой нагрузке.

Сетчатый или панельный купол рассматривают как пространственную КЭ-модель на ЭВМ. При этом начальные жесткости элементов можно принять по существующим аналогам или исходя из предельной гибкости для сжатых стержней.

Проверочные конструктивные расчеты стержневых элементов куполов: выполняют, как правило, на центральное растяжение или сжатие в зависимости от усилия в нем от расчета КЭ-модели на ЭВМ. Расчет ведут по формулам № 6, 7 [15], если в КЭ-модели нагрузки приложены в узлах. Если же нагрузка распределена по поверхности (как в панельном куполе), то расчет ведут как сжато-изгибаемых или растянуто-изгибаемых элементов по формулам № 105...121 и по п.9.3 [15].

Проверочные расчеты узловых элементов и опорных узлов куполов: выполняют расчет соединительных болтов в зависимости от типа узлового соединения в пролетной части купола (рис. 11.3) [6]; выполняют расчет и конструирование опорных элементов также в зависимости от их типа (рис. 11.4) [6].

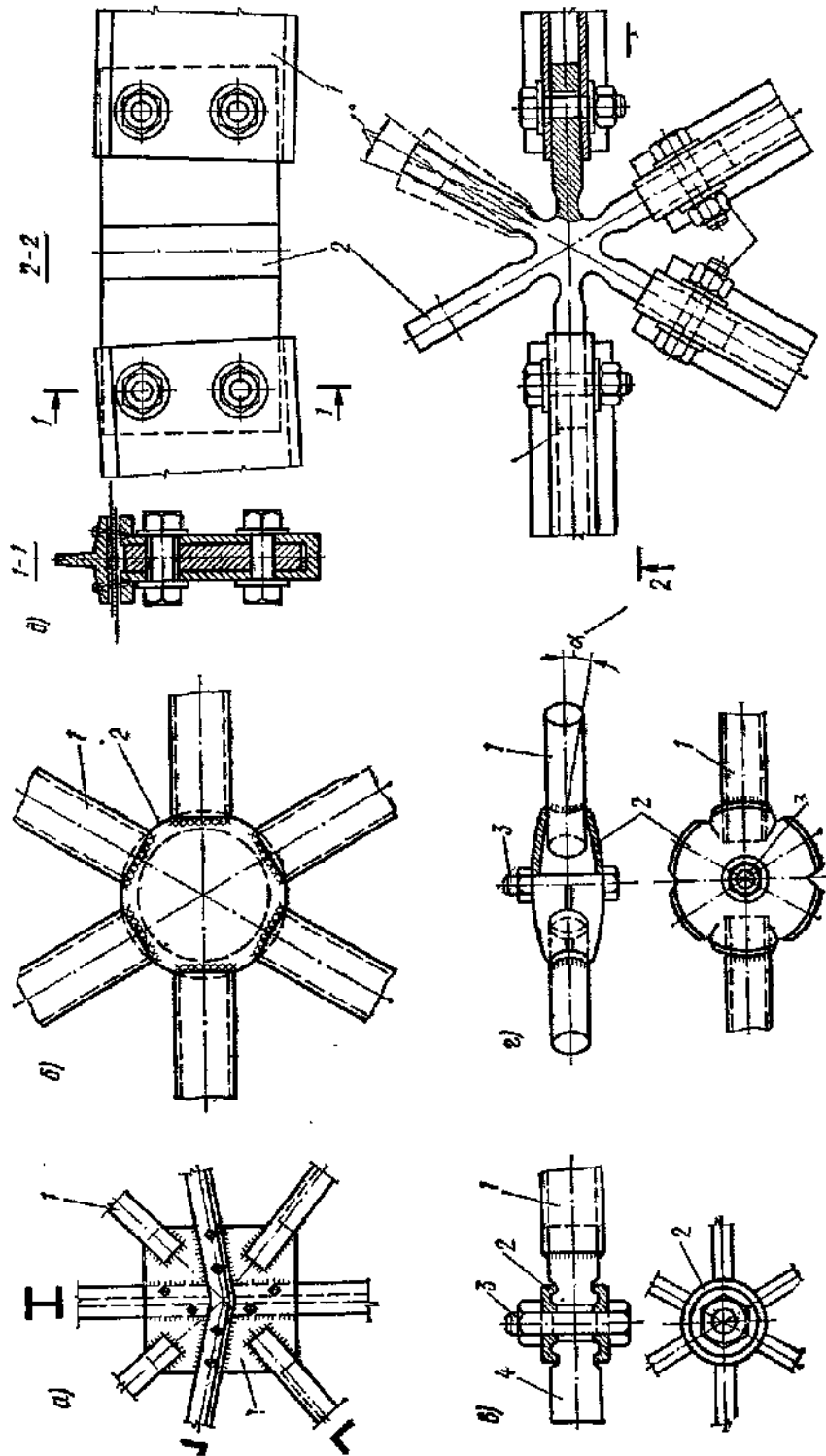


Рис. 11.3. Узлы одноярусных сетчатых куполов: а – с плоскими штампованными фасонками; б – со сферической пустотелой фасонкой; в – системы «Цейсс»; г – со штампованными сферическими фасонками; д – системы ЦНИИпроектстальконструкция. 1 – стержневые элементы; 2 – узловые элементы; 3 – рабочие болты; 4 – наконечник



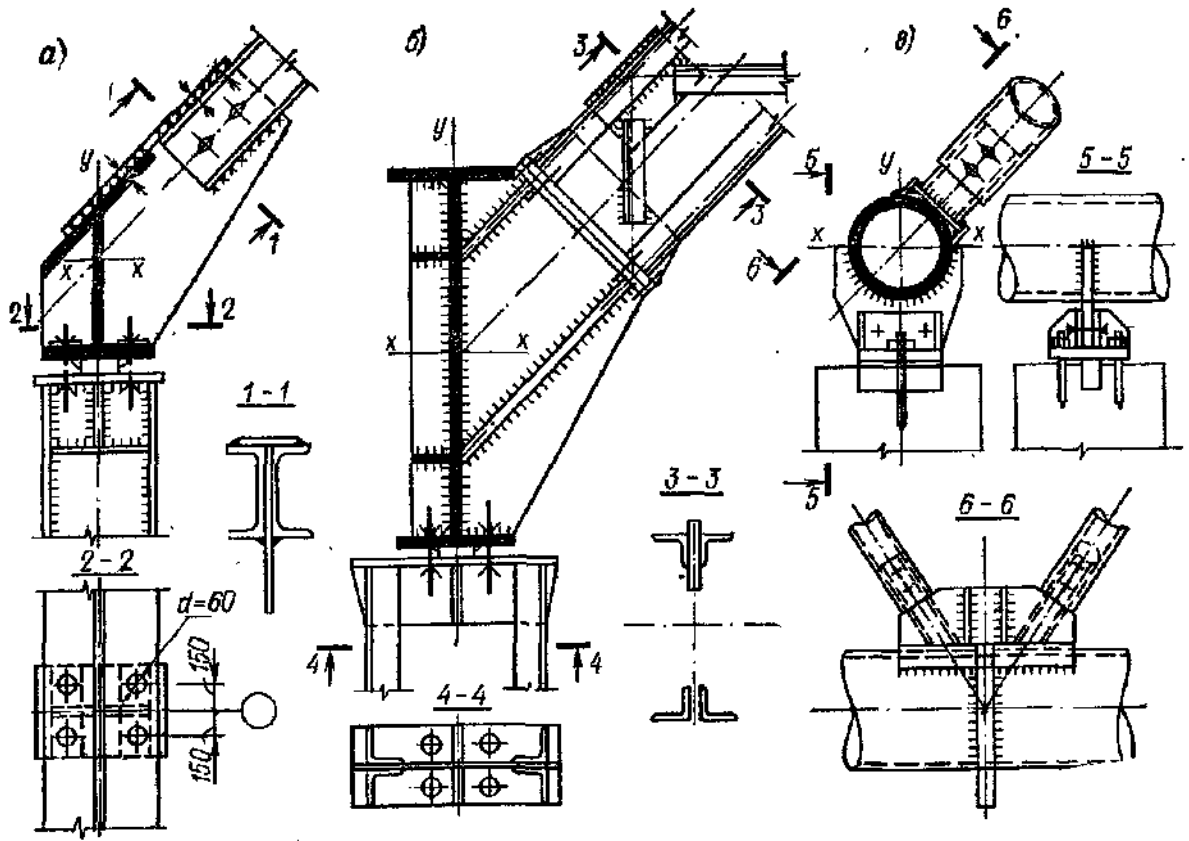


Рис. 11.4. Узлы сопряжения ребер купола с опорным кольцом: а – в одно-  
 поясном ребристом куполе; б – то же, в двухпоясном; в – в сетчатом

#### **11.4. Основы и особенности статического и конструктивного расчетов сводов**

Статический расчет однослойных (односетчатых пролетами до 90 м) и более сложных двухслойных (двухсетчатых) пролетами  $> 90$  м ( в пределе до 700 м) сводов ведут на пространственных КЭ-моделях на первом этапе с шарнирными узлами. Расчет проводится на нормативные нагрузки (собственный вес кровли, свода, снег, ветер) для оценки вертикальных и боковых – горизонтальных перемещений; обеспечения перемещений, удовлетворяющих нормам, достигают варьированием жесткостями КЭ, которые первоначально задают или приближенно, исходя из предельной гибкости сжатых элементов, или по имеющимся аналогам. Поэтому первый этап расчета на перемещения выполняют несколько раз, изменяя жесткости КЭ и добиваясь желаемого перемещения без излишних запасов. После этого выполняют второй этап расчета в той же КЭ-модели на определение усилий в стержнях свода от расчетных наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок (отдельных загрузений: собственный вес кровли, свода, снега и ветра; в производственных зданиях возможно подвесное крановое оборудование; в общественных зданиях – подвесные потолки; подвесные инженерные сети). Полученные усилия от расчетных сочетаний нагрузок объединяют в группы: для сжатых поясов, растянутых поясов и решетки в двухсетчатых сводах; для сжатых и растянутых стержней в односетчатых сводах. При этом в каждой группе элементы с близкими по величине усилиями принимают одинакового поперечного сечения. Практически назначают не более 10 стержней одного профиля в каждой группе.

Проверочные конструктивные расчеты стержневых элементов свода выполняют согласно [15] на расчетные сочетания усилий по следующим формулам: № 6, 7 – на прочность и устойчивость центрально растянутых и сжатых; № 105...121 внецентренно сжатых или сжато-изогнутых сплошного сечения на прочность и общую устойчивость; по п.9.3 – внецентренно сжатых или сжато-изогнутых сквозного сечения на общую устойчивость.

Особенности конструктивных проверочных расчетов монтажных и опорных узлов:

– узловые соединения сводов выполняют и рассчитывают с применением специальных узловых элементов (рис. 7.6; 7.7) [3], (рис. 11.5) [6] на болтах или сварке.

Конструктивной особенностью сетчатых цилиндрических сводов и оболочек является расположение осей стержней двух соседних узлов в разных плоскостях. Это свойство (особенность) требует применения в них таких профилей, как труб, швеллеров, двутавров, закручивание которых относительно продольной оси на малый угол не вызывает значительных напряжений в сечениях. При численных расчетах КЭ-моделей такой крутящий момент может быть выявлен и соответственно учтен в проверочных расчетах. Своды и оболочки конструируют преимущественно из коротких стержневых элементов и специальных узловых деталей: для оболочек (рис. 11.5); для перекрестно стержневых систем (рис. 11.6) – на сварке [6]; (рис. 11.7) – на болтах [6], позволяющих прикреплять стержни под разными углами.

Расчет болтов или сварных соединений в таких узлах выполняют по установленным формулам [15].

### **11.5. Основы и особенности статического и конструктивного расчетов стержневых оболочек двояковыпуклой кривизны**

Для однополосных пологих оболочек одной из проблем при проектировании является обеспечение общей жесткости в узлах многократно статически неопределимых конечно-элементных моделей. Таким требованиям отвечают конструкции узлов «ИФИ» («Берлин»), «Триодетин», «Октаплатте», «ЦНИИСК» (рис. 11.6 б [6], 11.8 д [10]). Проблема здесь заключается в возможности потери устойчивости оболочки в «большом», или в «процелкивании» верхних узлов вверх или вниз в направлении нормали к поверхности. Согласно [12, с. 146], для непоявления такого явления следует вы-

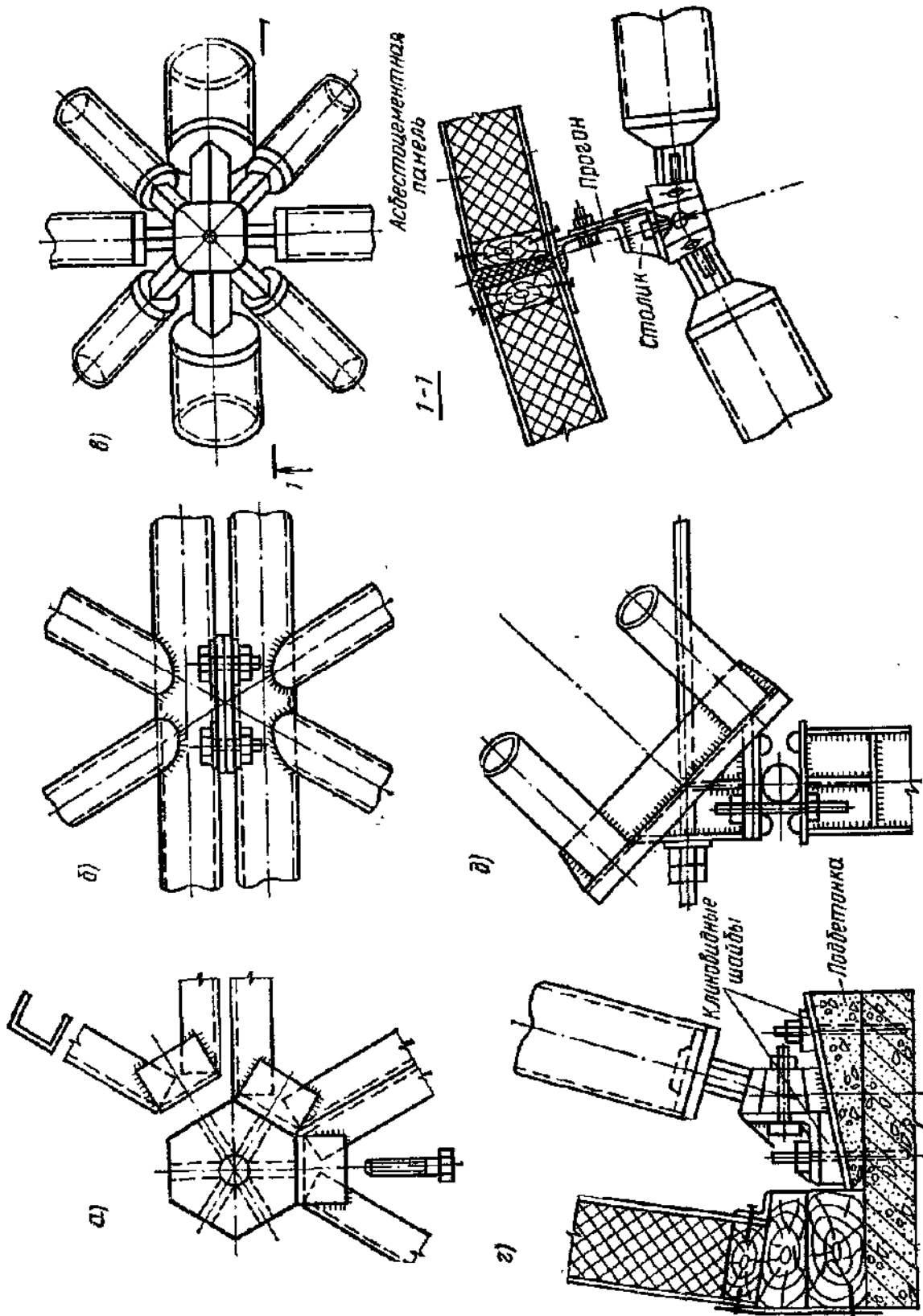


Рис. 11.5. Узлы цилиндрических сетчатых оболочек: а – разработанные в ЧССР; б – собираемые из плоских ферм; в, г – конструкции МАрХИ (СССР); д – вариант опорного узла двухпоясного свода с затяжкой

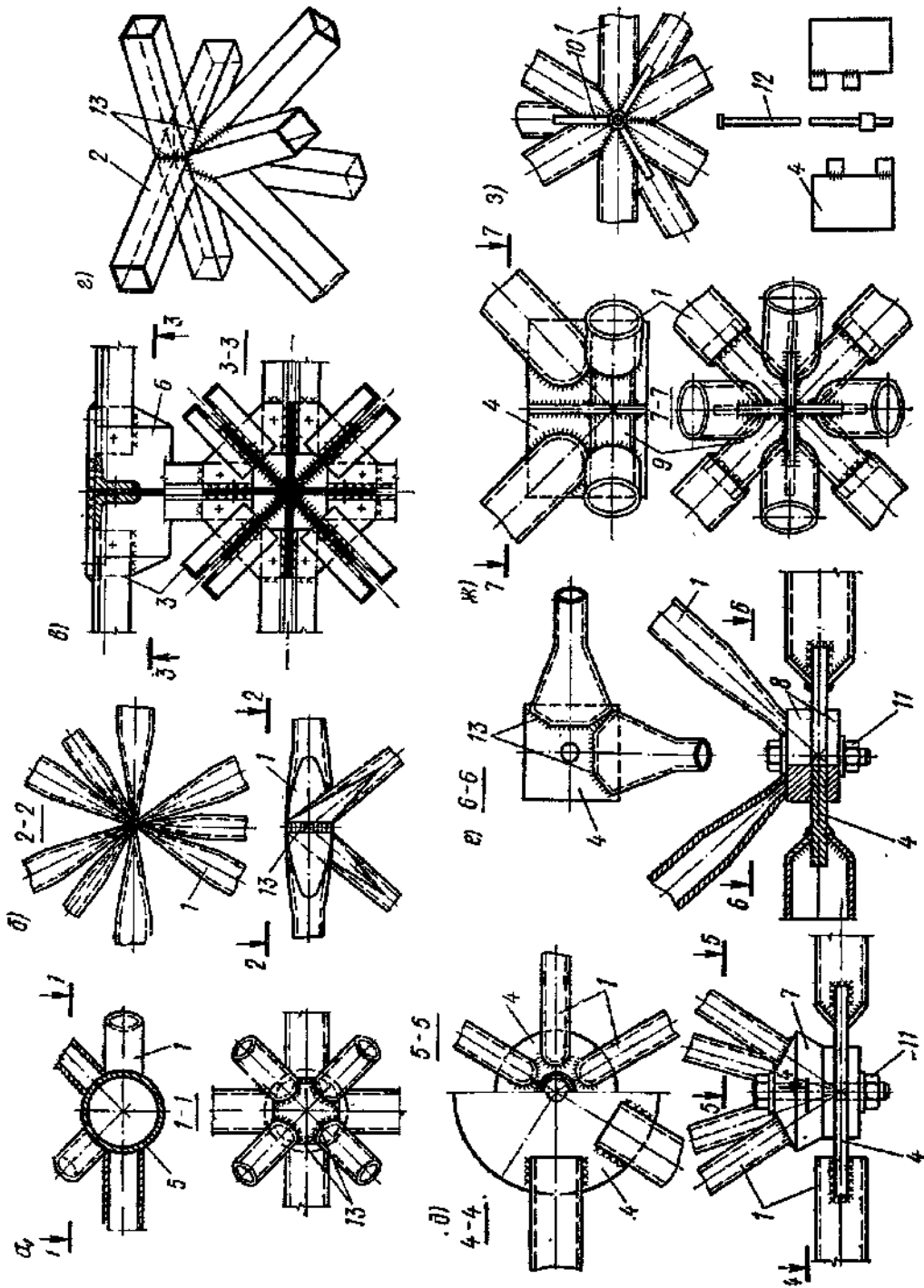


Рис. 11.6. Узлы полносборных перекрестно-стержневых систем на монтажной сварке (а-г), собираемых из объемных пирамид и призм полной заводской готовности (д-з): а – «Октаплат» (ФРГ); б – ЦНИИСК (СССР); в – на сварных листовых косынках; г – бесфасоночная из прямоугольных труб; д-е – «Пирамитек» (Франция); ж-з – МарХИ (СССР); 1 – трубчатый стержень; 2 – стержень из прямоугольной трубы; 3 – то же, из уголков; 4 – листовая фасонка; 5 – пустотелая шаровая фасонка; 6 – листовая крестовая фасонка; 7 – штампованная фасонка в виде усеченного конуса; 8 – квадратная узловая пластина; 9 – звездчатая фасонка из круглых труб; 10 – узловая фасонка с петлевыми шарнирами; 11 – стяжной болт с шайбой и гайкой; 12 – монтажная шпилька; 13 – гайка

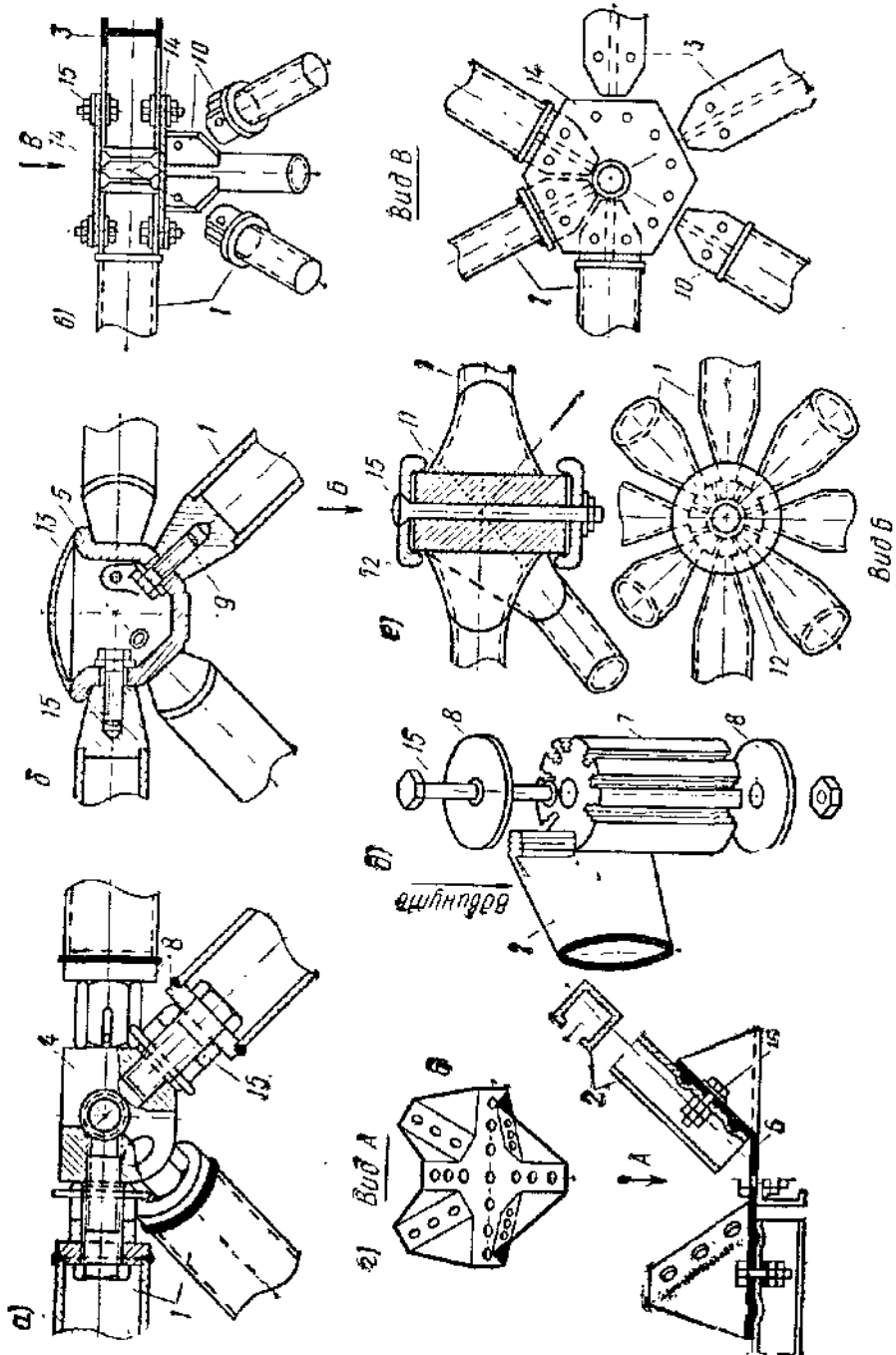


Рис. 11.7. Узлы полносборных перекрестно-стержневых систем, собираемых из отдельных элементов на осевых и срезных болтах и с клиновидными захватами: а – МархИ (СССР); б – «Кокиль» (Франция); в – «Тридиматек» (Франция); г – «Юнистрат» (США); д – «Триодетик» (Канада); е – ИФИ (ГДР); 1 – трубчатые стержни; 2 – то же, из открытых профилей; 3 – то же, двутавровые; 4 – полусферический узловый элемент; 5 – литая полушаровая фасонка; 6 – то же, штампованная листовая; 7 – прессованный узловый элемент; 8 – плоская шайба; 9 – литой конус; 10 – рожковый наконечник; 11 – клин; 12 – тарельчатая шайба; 13 – сферическая крышка; 14 – плоская узловая пластина; 15 – стяжной болт

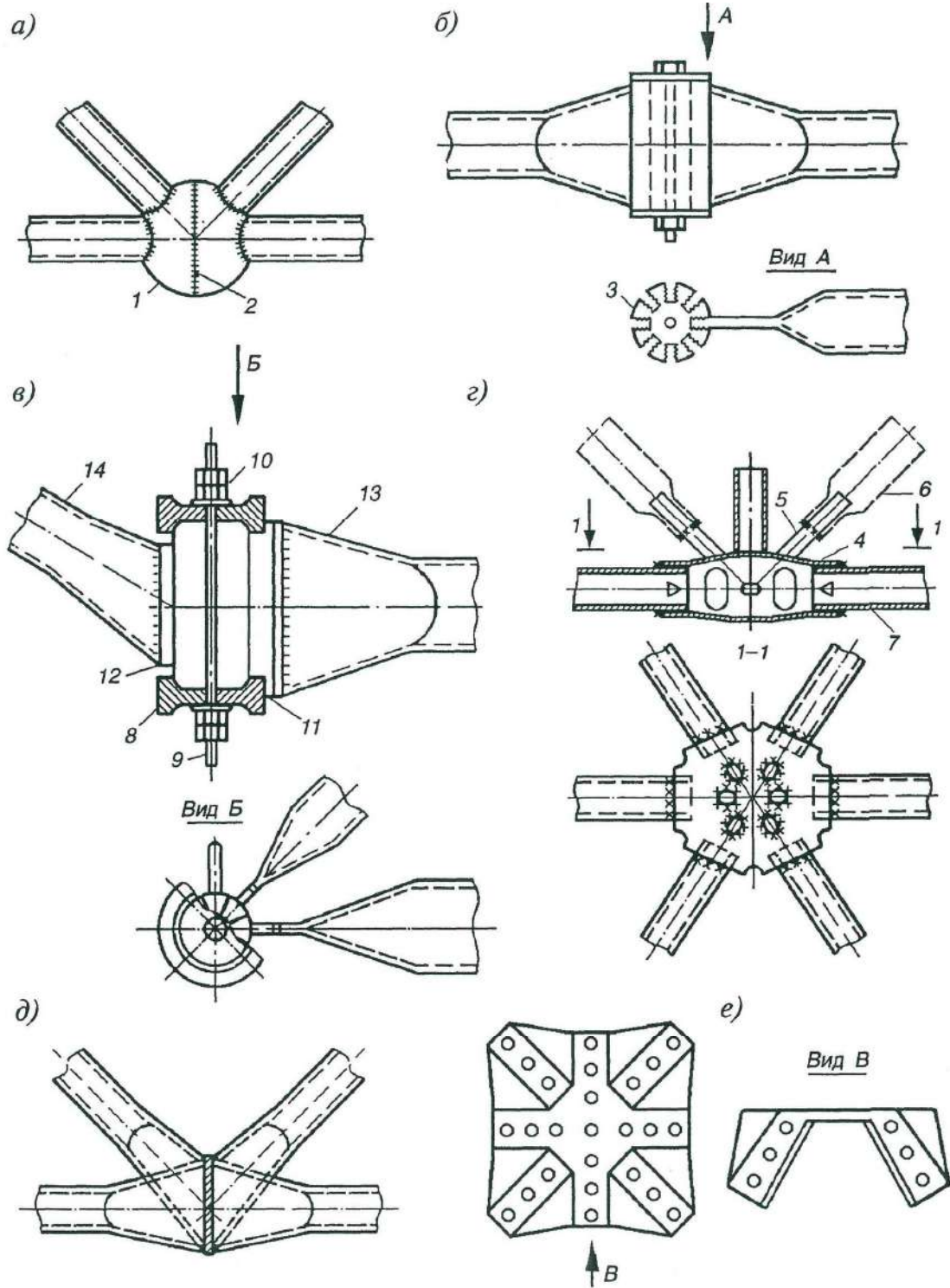


Рис. 11.8. Узлы различных структурных систем: а – «Октаплатт»; б – «Триодетик»; в – «Берлин»; г – «Дю Шато»; д – узел ЦНИИСК; е – «Юнистрэт»; 1 – шаровая вставка; 2 – сварной шов; 3 – фигурная прорезь; 4 – крышка; 5 – круглый стержень; 6 – труба раскоса; 7 – труба нижнего пояса; 8 – крышка; 9 – стяжной 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

полнять условие  $a^2 / (R \cdot i) < 9$ , где  $a$  – длина стержня (размер ячейки),  $R$  – радиус кривизны оболочки,  $i$  – радиус инерции поперечного сечения стержня.

В двухпоясных оболочках устойчивость системы стержней обеспечивается геометрической неизменяемостью конструкции в целом. Поэтому в узлах двухпоясных покрытий допускаются любые соединения стержней (шарнирные или жесткие).

Четкой градации перехода от однопоясных оболочек к двухпоясным нет. Это зависит от многих факторов: формы оболочки, очертания и размеров ячейки сетки, сечения стержней и материала (стали), а также от нагрузок. В практике строительства однопоясных сетчатых оболочек перекрываемый пролет ограничивают величиной  $L = 60 \div 75$  м. Для двухпоясных оболочек  $L_{\max} \leq 600$  м. Большое значение для обеспечения геометрической неизменяемости оболочек имеет жесткость опорных контуров (диафрагм жесткости). Высоту поперечного сечения контурных ребер и арок в пологих сетчатых оболочках принимают в пределах  $h \approx 1/60 L$ , где  $L$  – пролет (диаметр). В гипарах горизонтальные размеры наклонных и коньковых ребер на I-ом этапе расчета назначают в пределах  $(1/50 \dots 1/60)L$ , вертикальный размер  $(1/25 \dots 1/30)L$ .

Аналитический расчет для первичного назначения сечений элементов сетки изложен в [12, с. 167...174].

Уточненный статический расчет пологих оболочек ведут на пространственных КЭ-моделях методом последовательных уточнений сечений (жесткостей КЭ) сначала по перемещениям от нормативных нагрузок, а после удовлетворения перемещений (с наименьшим запасом) выполняют статический и конструктивный (проверочный) расчеты от расчетных нагрузок по предельным состояниям I группы.



Основные рабочие формулы для прочностного расчета изложены в СП 16 [15] (см. раздел 11.2 настоящего пособия). Проверочные расчеты узловых элементов выполняют в зависимости от типа подсоединения стержней к узлу (на болтах или сварке) по соответствующим разделам СП 16 [15].

### **11.6. Основы и особенности аналитического и конструктивного расчетов плоских пространственных стержневых конструкций («структур»)**

Статический расчет «структур» традиционно выполняли аналитически по методике, изложенной в [20]. В современных условиях используют численный расчет на пространственных стержневых КЭ-моделях в ППП «SCAD», «ЛИРА» с полными шарнирами в узлах соединений стержней. На первом этапе статический расчет ведут на нормативные нагрузки (собственный вес кровли с прогонами, вес структуры, снег, ветер) для оценки вертикальных и боковых (горизонтальных) перемещений. Обеспечение перемещений, удовлетворяющих нормам, достигают варьированием жесткостями КЭ стержней поясов и решетки, жесткостями КЭ основных колонн и фахверковых, жесткостями вант (при их применении), которые первоначально задают или приближенно по предельной гибкости, или по типовой серии, или по аналогам. Поэтому первый этап расчета на перемещения выполняют несколько раз, изменяя жесткости КЭ и добиваясь желаемых перемещений без излишних запасов. После этого выполняют второй этап расчета в той же пространственно-стержневой КЭ-модели на определение усилий в стержнях структуры от расчетных нагрузок при наиболее неблагоприятном их сочетании. Стержни с близкими значениями усилий объединяют в группы до 10 стержней в каждом поясе и решетке. Для каждой группы проверяют назначенные сечения в первом этапе, уточняют сечения второй раз и проводят окончательный расчет КЭ-модели по I предельному состоянию. Аналогично идет уточнение сечений колонн, фахверков и вант,

а также вертикальных связей между контурными фахверковыми колоннами.

Проверочные конструктивные расчеты стержней структуры, колонн и вант выполняют согласно [15] на расчетные сочетания усилий по формулам: № 6; 7 – на прочность и устойчивость центрально растянутых и сжатых стержней; № 105...121 – внецентренно сжатых или сжатоизогнутых сплошного сечения на общую устойчивость; по п.15.8 – для вант из гибких стальных канатов или тросов.

Особенности конструктивных проверочных расчетов монтажных и опорных узлов:

– узловые соединения «структур» выполняют и рассчитывают с применением специальных узловых элементов на болтах (рис. 9.6 настоящего уч. пособия), см. также [10, рис. 7.7], (рис. 9.7; 9.8 настоящего уч. пособия) или на монтажной сварке (рис. 11.6; 11.7 настоящего уч. пособия). Расчет болтов или монтажных сварных соединений в таких узлах выполняют по формулам [15].

– конструктивное решение опорных узлов опирания структур на колонны приведены настоящим уч. пособием на рис. 9.1, в; опирание структур на оголовки колонн – (рис. 2.70; 3.14 [9]); опирание колонн на фундаменты – на рис. 3.15 [9]. При этом расчет узлов в оголовках проводят на наибольшие поперечные вертикальные и горизонтальные силы ( $Q_x$  и  $Q_y$ ), расчет узлов примыкания колонн к фундаментам – по методике расчета баз колонн с квадратной плитой и выносными анкерными болтами (на  $M_{\max}$  и  $M_{\min}$ ).

### **11.7. Основы и особенности статического и конструктивного расчетов покрытий с гибкими висячими нитями и вантами**

Статический и конструктивный расчеты однопоясных висячих покрытий с использованием гибких нитей (теория изложена в [22]):

– на прямолинейном плане покрытия с параллельными нитями рассчитывают по методике, изложенной в [10, с. 366...367], [12, с. 81...83; с. 97...98], [14, с. 185], [21, с. 237...264];

– на круглом плане покрытия без центральной стойки рассчитывают по методике, изложенной в [10, с. 368...374], [12, с. 84];

– на круглом плане с центральной стойкой (шатровое покрытие) рассчитывают по [12, с. 84...86], [12, с. 98...100], [10, с. 375...377];

– двухпоясные из гибких нитей на круглом плане рассчитывают по [10, с. 388...396], [5, с. 346...361], [20, с. 265...278], [23, с. 164...180], [14, с. 233...243];

– перекрестные системы из гибких нитей двойкой кривизны (седло-видные) рассчитывают по [10, с. 400...407], [14, с. 245...256].

Статический и конструктивный расчеты висячих покрытий с изгибно-жесткими растянутыми элементами выполняют по [14, с. 221...232], [10, с. 377...383].

Статический и конструктивный расчеты тросовых ферм выполняют по [10, с. 396...400], [23, с. 181...184], [6, с. 272...274], [14, с. 243...245].

Статический и конструктивный расчеты висячих комбинированных покрытий (стержневые фермы большепролетные, подвешенные на вантах) выполняют по [13, с. 514...515], [6, с. 279...281], [23, с. 201...206], [5, с. 365...369].

Некоторые вопросы расчета висячих конструкций изложены в данном учебном пособии в п.10.2.1÷10.2.6.

### **11.8. Основы и особенности статического и конструктивного расчетов висячих мембранных оболочек**

Статический и конструктивный расчеты висячих мембранных оболочек изложен в учебном пособии [25, с. 27...48].

Некоторые вопросы расчетов мембранных оболочек приведены в настоящем учебном пособии в п.10.2.7.

**СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ**

1. Российская Федерация. Министерство образования и науки. Об утверждении федерального государственного образовательного стандарта высшего образования по специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений (уровень специалитета): приказ Министерства образования и науки Российской Федерации от 11.08.2016 №1030: [редакция от 13 июля 2017 года]. – URL: [http://www.consultant.ru/document/cons\\_doc\\_LAW\\_204252/](http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_204252/) (дата обращения : 15.03.2021). – Режим доступа : Консультант-Плюс. Законодательство. ВерсияПроф. – Текст : электронный.
2. Российская Федерация. Законы. Градостроительный кодекс Российской Федерации : Федеральный закон Российской Федерации № 190-ФЗ : [принят Государственной Думой 22 декабря 2004 года : одобрен Советом Федерации 24 декабря 2004 года] : [редакция от 30 декабря 2020]. – URL: [http://www.consultant.ru/document/cons\\_doc\\_LAW\\_51040](http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_51040) (дата обращения : 15.03.2021). – Режим доступа : Консультант-Плюс. Законодательство. ВерсияПроф. – Текст : электронный.
3. Металлические конструкции : учебник для студентов высших учебных заведений / Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъев [и др.] ; под редакцией Ю. И. Кудишина. – 10-е изд. стер. – Москва : Академия, 2007. – 688 с. – ISBN 978-5-7695-4418-7. – Текст : непосредственный.
4. Металлические конструкции. В 3 томах. Том 3. Специальные конструкции и сооружения : учебник для строительных вузов / под редакцией В. В. Горева. – Москва : Высшая школа, 1999. – 544 с. : ил. – ISBN 5-06-003698-7. – Текст : непосредственный.
5. Металлические конструкции : специальный курс : учебное пособие для строительных вузов / Е. И. Беленя, Н. С. Стрелецкий, Г. С. Ведеников [и др.] ; под редакцией Е. И. Беленя. – 3-е изд., перераб. и доп. – Москва :

- Стройиздат, 1991. – 687 с. – ISBN 5-274-01095-4. – Текст : непосредственный.
6. Файбишенко, В. К. Металлические конструкции : учебное пособие для вузов / В. К. Файбишенко. – Москва : Стройиздат, 1984. – 336 с. : ил. – Текст : непосредственный.
  7. Кирсанов, Н. М. Висячие и вантовые конструкции : учебное пособие для вузов / Н. М. Кирсанов. – Москва : Стройиздат, 1981. – 158 с. : ил. – Текст : непосредственный.
  8. Трофимов, В. И. Легкие металлические конструкции зданий и сооружений : учебное пособие / В. И. Трофимов, А. М. Каминский. – Москва : АСВ, 2002. – 576 с. – ISBN 5-93093-122-4. – Текст : непосредственный.
  9. Легкие конструкции одноэтажных производственных зданий / Е. Г. Кутухтин, В. М. Спиридонов, Ю. М. Хромец [и др.]. – 2-е изд., перераб. и доп. – Москва : Стройиздат, 1988. – 263 с. : ил. – (Справочник проектировщика). – Текст : непосредственный.
  10. Металлические конструкции : учебник для строительных вузов. В 3 томах. Том 2. Конструкции зданий / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов [и др.] ; под редакцией В. В. Горева. – Москва : Высшая школа, 1999. – 528 с. : ил. – ISBN 5-06-003538-7. – Текст : непосредственный.
  11. Петропавловская, И. А. Летопись инженерной и научной деятельности почетного академика В. Г. Шухова / И. А. Петропавловская ; ответственный редактор Ю. М. Батурин ; Институт истории естествознания и техники им. С. И. Вавилова РАН ; Комиссия РАН по разработке научного наследия почетного акад. В. Г. Шухова ; Международный Шуховский фонд. – Москва : Фестпартнер, 2014. – 416 с. – ISBN 978-5-904101-10-7. – Текст : непосредственный.
  12. Трущев, А. Г. Пространственные металлические конструкции : учебное пособие для вузов / А. Г. Трущев. – Москва : Стройиздат, 1983. – 215 с. : ил. – Текст : непосредственный.

13. Металлические конструкции : учебник для вузов / под общей редакцией Е. И. Беленя. – Изд. 4-е, перераб. – Москва : Стройиздат, 1973. – 688 с. – Текст : непосредственный.
14. Металлические конструкции : специальный курс : учебное пособие для вузов / Е. И. Беленя, Н. Н. Стрелецкий, Г. С. Ведеников [и др.] ; под общей редакцией Е. И. Беленя. – 2-е изд., перераб. и доп. – Москва : Стройиздат, 1982. – 472 с. – Текст : непосредственный.
15. СП 16.13330 – 2017. Стальные конструкции : свод правил : издание официальное : утвержден и введен в действие приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 27 февраля 2017 года № 126/пр : актуализированная редакция СНиП II-23-81\* : дата введения 2017-08-28 : [редакция от 4 декабря 2019 года]. – URL: [http://www.consultant.ru/document/cons\\_doc\\_LAW\\_278905/](http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_278905/) (дата обращения : 15.03.2021). – Режим доступа : Консультант-Плюс. Законодательство. ВерсияПроф. – Текст : электронный.
16. ГОСТ 27751-2014. Межгосударственный стандарт. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения : национальный стандарт Российской Федерации : утвержден и введен в действие приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 11 декабря 2014 года № 1974-ст : введен впервые : дата введения 2015-07-01. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200115736> (дата обращения : 15.03.2021). – Текст : электронный
17. Металлические конструкции : учебник для строительных вузов. В 3 томах. Том 1. Элементы стальных конструкций / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов [и др.] ; под редакцией В. В. Горева. – Москва : Высшая школа, 1997. – 527 с. : ил. – ISBN 5-06-003443-7. – Текст : непосредственный.
18. Еремеев, П. Г. Современные стальные конструкции большепролетных покрытий уникальных зданий и сооружений : монография / П. Г. Еремеев

- ев. – Москва : АСВ, 2009. – 336 с. : ил. – ISBN 978-5-93093-651-3. – Текст : непосредственный.
19. Проектирование металлических мостов / Е. Е. Гибшман. – Москва : ТРАНСПОРТ, 1969. – 416 с. – Текст : непосредственный.
20. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2 книгах. Книга 1 / под редакцией А. А. Уманского. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – Москва : Стройиздат, 1972. – 600 с. – Текст : непосредственный.
21. Лихтарников, Я. М. Расчет стальных конструкций : справочное пособие / Я. М. Лихтарников, Д. В. Ладыженский, В. М. Клыков. – 2-е изд. перераб. и доп. – Киев : Будивельник, 1984. – 368 с. – Текст : непосредственный.
22. Москалев, Н. С. Конструкции висячих покрытий / Н. С. Москалев. – Москва : Стройиздат, 1980. – 331 с. : ил. – Текст : непосредственный.
23. Металлические конструкции : специальный курс / под общей редакцией Н. С. Стрелецкого. – Москва : Стройиздат, 1965. – 367 с. – Текст : непосредственный.
24. Еремеев, П. Г. Справочник по проектированию современных металлических конструкций большепролетных покрытий / П. Г. Еремеев. – Москва : АСВ, 2011. – 256 с.: ил. – ISBN 978-5-93093-809-8. – Текст : непосредственный.
25. Колесов, А. И. Металлические висячие мембраны-оболочки : учебное пособие для вузов / А. И. Колесов, А. А. Лапшин, Д. А. Морозов ; Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2015. – 57 с. – ISBN 978-5-528-00043-5. – Текст : непосредственный.
26. СП 20.13330.2016. – Нагрузки и воздействия : свод правил : издание официальное : утвержден и введен в действие приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 3 декабря 2016 года № 891/пр : актуализированная редакция

- СНиП 2.01.07–85\* : дата введения 2017-06-04 : [редакция от 28 января 2019 года]. – URL: <http://www.consultant.ru/cons/cgi/online.cgi?req=doc;base=STR;n=21021#0494065318720567> (дата обращения : 15.03.2021). – Режим доступа : Консультант-Плюс. Законодательство. ВерсияПроф. – Текст : электронный.
27. Катюшин, В. В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчет, проектирование, строительство) / В. В. Катюшин. – Москва : Стройиздат, 2005. – 656 с. : ил. – ISBN 5-274-02030-5. – Текст : непосредственный.



Колесов Александр Иванович

Основы компоновки и расчетов стержневых,  
висячих и мембранных стальных конструкций  
покрытий большепролетных зданий

Учебное пособие

Подписано в печать 14.04.2021. Формат 60x90 1/8 Бумага газетная. Печать трафаретная.  
Уч. изд. л. 19,5. Усл. печ. л. 19,9. Тираж 300 экз. Заказ №

---

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего  
образования «Нижегородский государственный архитектурно-строительный  
университет» 603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.  
Полиграфический центр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, Ильинская, 65  
<http://www.nngasu.ru>, [srec@nngasu.ru](mailto:srec@nngasu.ru)