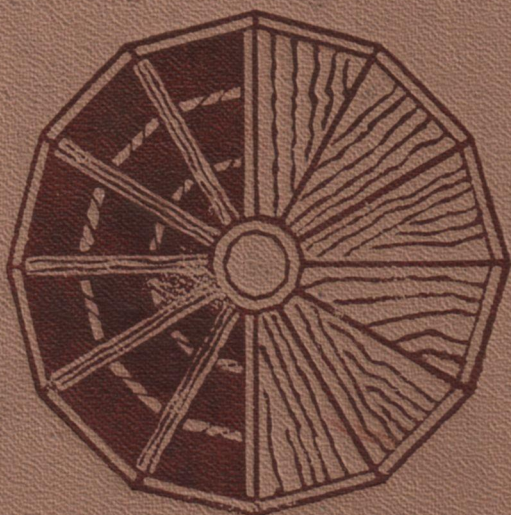


# Проектиро- вание и расчет деревянных конструкций

Справочник



**ББК 38.55я2**

**П79**

**УДК 624.011.1(035.5)**

Авторы: *И. М. Гринь, В. В. Фурсов, кандидаты техн. наук; Д. М. Бабушкин, д-р экон. наук; П. Г. Галушко, В. И. Гринь.*

Рецензенты: *д-р техн. наук В. И. Травуш, канд. техн. наук С. П. Гвоздецкий*

Редакция литературы по строительным конструкциям, материалам и изделиям  
Зав. редакцией *А. А. Петрова*

**Проектирование и расчет деревянных конструкций:** Справочник / *И. М. Гринь, В. В. Фурсов, Д. М. Бабушкин и др.;* Под ред. *И. М. Гриня.*— К.: Будивэльнык, 1988.— 240 с.: ил.  
**ISBN 5-7705-0066-2.**

Систематизированы нормативные материалы по проектированию и расчету деревянных конструкций. Даны расчетные схемы, экономическое обоснование выбора конструктивных вариантов, эффективные методы расчета элементов и узлов деревянных конструкций. Нормативные документы приведены по состоянию на 1 января 1988 г. Для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

**П 3202000000—004**  
**М(203)—88** КУ—№3—445—88

**ББК 38.55я2**

**ISBN 5-7705-0066-2**

© Издательство «Будивэльнык», 1988

## ПРЕДИСЛОВИЕ

В «Основных направлениях экономического и социального развития СССР на 1986—1990 годы и на период до 2000 года» [1] предусматривается последовательно проводить дальнейшую индустриализацию строительного производства, превращая его в единый процесс возведения объектов из элементов заводского изготовления. Улучшить структуру применяемых строительных конструкций и материалов, расширить использование прогрессивных изделий из древесины, обеспечить улучшение использования лесосырьевых ресурсов, прежде всего путем повышения комплектности переработки древесного сырья, а также отходов деревообрабатывающих предприятий для производства древесных плит.

Решению поставленных задач, а также снижению металлоемкости строительства и облегчению конструкций будет способствовать дальнейшее развитие и внедрение в практику прогрессивных деревянных конструкций с использованием клееной древесины, фанеры, древесных плит и ряда неметаллических материалов.

Деревянные конструкции, особенно клееные, заводского изготовления в основном отвечают перечисленным требованиям. Они легки, стойки к агрессивным химическим воздействиям, в большинстве случаев обладают диэлектрическими свойствами, дают возможность перекрывать большие пролеты. Для многих районов страны древесина — местный строительный материал.

В развитии деревянных конструкций произошли изменения. Разработаны их новые виды, методы расчета и проектирования, а также способы изготовления.

Основная цель данного справочника — дать краткие и исчерпывающие рекомендации по проектированию и расчету деревянных конструкций. В нем приведены характеристики материалов, основы расчета и проектирования деревянных конструкций, получивших широкое распространение, а также перспективных, прошедших экспериментальную проверку в строительстве. Подробно рассмотрены вопросы расчета наиболее характерных конструкций, для которых приведены числовые примеры. Для облегчения расчетов даны вспомогательные таблицы. Статический расчет одной из пространственных конструкций выполнен с применением ЭВМ. Некоторые вопросы расчета (частные либо касающиеся конструкций, не получивших достаточной проверки в практике проектирования и строительства) в справочнике не

приведены. Для их расчета дана ссылка на соответствующие издания, указанные в списке литературы.

Предисловие, главы 1, 2, 4, 7, 8, § 11.1...11.3, 11.5, 11.6 написаны И. М. Гринем; главы 6, 9, 13 и приложение X — В. В. Фурсовым; глава 12 и приложение IX — Д. М. Бабушкиным; главы 3, 5, 10 и приложения I...VIII — В. И. Гринем; примеры 7, 8, 9, 12 (1-й вариант) и § 11.4 — П. Г. Галушко.

Авторы выражают благодарность сотрудникам ЦНИИСК им. Кучеренко Е. М. Знаменскому и С. Б. Турковскому за предоставление ими материалов исследований деревянных конструкций.

## **Глава 1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ**

### **1.1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ И ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Деревянные ограждающие и несущие конструкции рекомендуется применять в зданиях и сооружениях различного назначения, возводимых в районах, лесной фонд которых по народнохозяйственному и природному значению отнесен к III или II группе, имеет эксплуатационное значение, а также в районах с развитой производственной базой по изготовлению деревянных конструкций [58].

Для производственных помещений с агрессивной средой к стали и железобетону, при необходимости создания диэлектричности или «радиопрозрачности» зданий и сооружений, а также для мобильных сборно-разборных зданий заводского изготовления применение деревянных конструкций допускается во всех районах страны. Кроме того, из древесины можно выполнять опоры линий электропередачи и осветительных сетей, связи, а также временные здания и сооружения [58].

Клееные деревянные конструкции рекомендуется применять для тех же условий при наличии специализированных заводов по их изготовлению и соответствующем технико-экономическом обосновании. При этом следует учитывать, что клееная древесина наиболее эффективна для получения длинных элементов больших сечений, эффективного использования лесоматериалов различной сортности, удовлетворения требований к интерьеру, повышения огнестойкости и долговечности конструкций.

Конструкции из дерева проектируют преимущественно сборными, заводского изготовления, с небольшим количеством типоразмеров унифицированных элементов. Они должны быть технологичны, малой трудоемкости при изготовлении, транспортабельны. Унификация элементов и частей конструкций особенно важна при проектировании деревянных клееных конструкций и их изготовлении на поточных линиях.

Монтажные соединения элементов конструкций должны быть простыми, удобными для выполнения. Крепежные детали (болты, винты, вклеенные стержни) — из стали или высокопрочных пластмасс. Склеивать деревянные элементы на монтаже не допускается.

При проектировании деревянных конструкций следует широко применять изделия на основе отходов древесины (древесноволокнист-

тые, древесностружечные и цементно-стружечные плиты, фибролит, арболит), а также лесоматериалы лиственных пород с соблюдением соответственных рекомендаций [27, 43].

В ограждающих конструкциях покрытий и стен одноэтажных зданий, а также галерей следует предусматривать легкие плиты и панели с деревянным каркасом и наружными полками (обшивками) из асбестоцементных плоских или волнистых листов и строительной фанеры, внутри помещений — из древесных плит.

Допускается применение деревянных конструкций в перекрытиях жилых и общественных зданий высотой не более двух этажей (здания детских учреждений—одного этажа), кроме районов, лесной фонд которых отнесен к III и II группам и имеет эксплуатационное значение, где возможно их применение в зданиях высотой в три и более этажей [58].

В зданиях с покрытиями из деревянных конструкций предусматривают только наружный отвод воды с кровли. Не рекомендуется устраивать на крыше фонарные и другие надстройки.

При проектировании предусматривают необходимые конструктивные мероприятия и защитную обработку древесины, обеспечивающие сохранность конструкций при хранении, транспортировании и монтаже, а также долговечность в процессе эксплуатации [49].

Проектируют деревянные конструкции в соответствии с действующими нормами проектирования и рекомендациями [11, 38, 43, 49, 50]. Предпочтение следует отдавать конструкциям заводского изготовления.

## **1.2. МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ В КОНСТРУКЦИЯХ**

Для строительных деревянных несущих и ограждающих конструкций применяют цельную и клееную древесину, материалы, изготовленные на ее основе, а также синтетические, металлы и асбестоцемент.

Древесина. Деревянные конструкции изготовляют преимущественно из лесоматериалов хвойных пород (сосны, ели). Мягкие лиственные породы (осина, тополь) и широко распространенные твердые лиственные (береза, бук) используют взамен хвойных в конструкциях временных зданий и сооружений, а также, при обосновании, в капитальных зданиях. В клееных конструкциях лесоматериалы указанных пород можно использовать без ограничения, но при изменении технологии изготовления (операций сушки, склеивания).

Твердые лиственные породы (дуб, граб) применяют для ответственных деталей: нагелей, вкладышей, подушек. При этом подбирают древесину прямослойную, без сучков и других пороков, влажностью не выше 12 %. Допустимо использование древесины березы и бука при обязательном антисептировании.

Лесоматериалы в зависимости от вида и пороков разделяют на сорта. Для несущих конструкций древесина должна удовлетворять требованиям 1-го, 2-го и 3-го сортов по ГОСТ 8486—86Е,

ГОСТ 9463—72\* — для хвойных пород и ГОСТ 9462—71\*, ГОСТ 2695—83\* — для лиственных [58].

Для деревянных элементов, соединяемых на гвоздях, древесину лиственницы и твердых пород применять не разрешается. Влажность древесины в конструкциях устанавливают в зависимости от температурно-влажностных условий эксплуатации (табл. 1.1). Сортамент круглого и пиленого лесоматериала с геометрическими характеристиками и плотность древесины приведены в прил. I.

**Древесные пластики.** Для отдельных видов клееных несущих и ограждающих конструкций применяют фанеру марок ФСФ и ФК (ГОСТ 3916—69\*) сортов В/ВВ, В/С и ВВ/С, фанерные профили (ГОСТ 22242—76) и трубы. Фанерные изделия, склеенные на карбамидных клеях марки ФК, допускается применять в температурно-влажностных условиях эксплуатации А1, А2 и Б1. Бакелизованную фанеру марки ФБС (ГОСТ 11539—83) применяют для ответственных конструкций или не защищенных от атмосферных воздействий.

Древеснослоистые пластики марок ДСП-Б, ДСП-В (ГОСТ 13913—78\*) используют для ответственных элементов деревянных конструкций, а также строительных диэлектрических.

Древесноволокнистые плиты марок Тс-400 и Тс-450 (ТУ-13-444-83), древесностружечные марок ДСПк на карбамидном и ДСПф на фенольном клеях (ГОСТ 10632—77\*) и на каустическом магнезите марки МДП (ТУ-13-519-80), а также цементно-стружечные на порландцементе (ГОСТ 26816—86) применяют для полок панелей стен и перегородок, плит покрытий и перекрытий. Древесностружечные используют также в качестве основания полов (на лагах и без них) с влагозащитной одеждой. В помещениях, предназначенных для пребывания людей, а также хранения пищевых продуктов, такие плиты допускаются только при наличии заключения о допустимых нормах выделения токсичных веществ.

Поскольку плиты при поглощении влаги набухают и теряют прочность, их используют в основном в помещениях с температурно-влажностным режимом эксплуатации А1, А2, Б1, защищают от влаги и гниения. Сортамент древесных пластиков и их плотность приведены в прил. II.

**Синтетические материалы.** В отдельных случаях (химически агрессивных средах, безметалльных конструкциях) применяют листовые полиэфирные стеклопластики по МРТУ 6-11-134-69 или стеклотекстолита марок КАСТ-В (ГОСТ 10292—74\* Е) и СТЭФ (ГОСТ 12652—74\*). Для изготовления ответственных деталей, например болтов и стержней, применяют стеклопластик АГ-4С (ГОСТ 20437—75\* Е).

Для изготовления клееных деревянных конструкций, а также вклеивания или приклеивания отдельных деталей используют синтетические клеи. Составы и марки их выбирают в зависимости от условий эксплуатации, области применения в соответствии с рекомендациями [11, 49] и гл. 3.

**Металлы.** В деревянных конструкциях для соединительных или других отдельных элементов применяют сталь малоуглеродистую (ГОСТ 380—71\*, ТУ 14-1-3023-80), группа которой зависит от степени

Таблица 1.1. Влажность древесины конструкций и коэффициенты условий работы  $m_v$  для конструкций из древесины, фанеры и древесных плит [11, 38]

Температурно-влажностные условия эксплуатации	Характеристика эксплуатации	Наибольшая влажность деревянных элементов, %		$m_v$ для					
		клееных	неклееных	древесины и фанеры	ДВПС	ДСПК	ДСПФ	МДП	ЦСП
Внутри отапливаемых помещений при $t \leq 35^\circ\text{C}$ и влажности воздуха, %									
A1	До 60	9	20	1	1	1	1	1	1
A2	61...75	12	20	1	0,7	0,6	0,8	0,9	0,9
A3	76...95	15	20	0,9	0,6	Не допускается	0,4	0,6	0,7
Внутри неотапливаемых помещений (СНиП 11-3-79)									
B1	В сухой зоне	9	20	1	1	1	1	1	1
B2	В нормальной зоне	12	20	1	0,7	0,6	0,8	0,9	0,9
B3	В сухой и нормальной зонах в помещениях постоянной влажностью более 75 % и во влажной зоне	15	25	0,9	0,6	Не допускается	0,4	0,6	0,7
На открытом воздухе									
B1	В сухой зоне	9	20	0,9		Не допус-		0,5	0,6
B2	В нормальной зоне	12	25	0,85	0,4	кается			
B3	Во влажной зоне	15	25	0,85					
В частях зданий и сооружений:									
G1	соприкасающихся с грунтом или находящихся в грунте	—	25	0,85					
G2	постоянно увлажняемых	—	Не ограничивается	0,75		Не допускается			
G3	находящихся в воде	—	То же	0,75		Не допускается			

Примечания: 1. Применение клееных деревянных конструкций в условиях А1 при относительной влажности воздуха ниже 45 % не допускается.

2. В неклееных конструкциях, эксплуатируемых в условиях В2 и В3, когда усушка древесины не вызывает расстройств или увеличения податливости соединений, допускается применение древесины влажностью до 40 % при условии защиты ее от гниения.

ответственности и условий эксплуатации (СНиП II-23-81\*). Для соединения деревянных элементов с помощью вклеенных стержней применяют круглую сталь периодического профиля классов А-II и А-III (ГОСТ 5781—82\*). Алюминиевые сплавы Д16-Т (ГОСТ 21488—76\*) используют для соединительных болтов или цилиндрических стержней.

**Асбестоцемент** применяют для ограждающих конструкций в виде плоских (ГОСТ 18124—75\*) и волнистых листов (ГОСТ 378—76; 8423—75; 16233—77\*). Сортамент их приведен в прил. V.

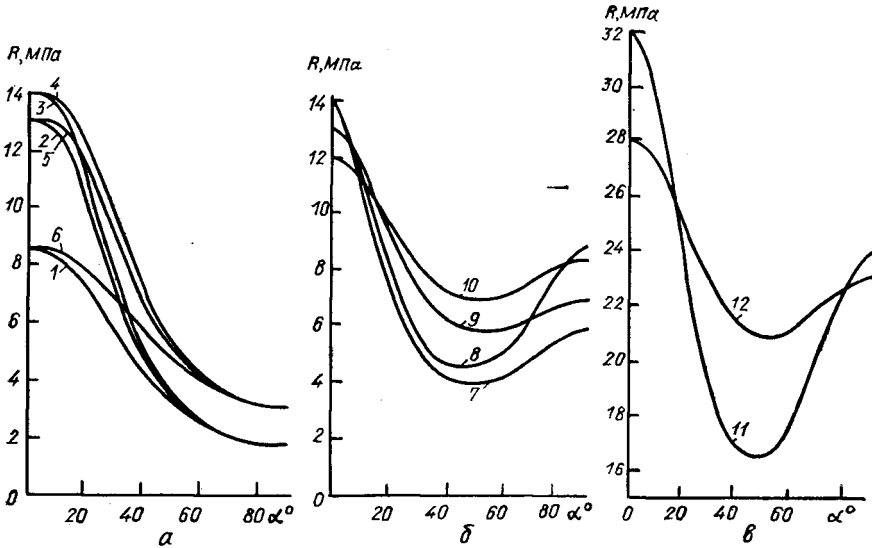


Рис. 1.1. Расчетные сопротивления:

а — древесины под углом  $\alpha$  к волокнам; б — фанеры под углом  $\alpha$  к волокнам рубашки; в — то же, бакелизированной фанеры; 1 — смятию по всей поверхности древесины 3-го сорта; 2 — то же, 2-го; 3 — то же, 1-го; 4 — смятию местному для 1-го сорта; 5 — то же, 2-го; 6 — то же, 3-го; 7 — растяжению пятислойной фанеры; 8 — то же, семислойной; 9 — сжатию пятислойной; 10 — то же, семислойной; 11 — растяжению бакелизированной фанеры; 12 — то же, сжатию.

Расчетные и физические характеристики материалов. Расчетные сопротивления и физические характеристики материалов, коэффициенты условий работы приведены в табл. 1.2...1.6.

Для конструкций из древесины других пород, рассчитываемых с учетом действия кратковременных нагрузок, для гнутых элементов, а также склеенных из досок разной толщины высотой более 50 см, расчетные сопротивления (см. табл. 1.2) умножают на коэффициенты условий работы. Для разных условий эксплуатации применяют коэффициенты  $m_b$  (см. табл. 1.1).

Для эксплуатируемых при установившейся температуре  
 50° С . . . . .  
 То же от 35 до 50° С . . . . .

$m_t = 0,8$   
 Принимают по интерполяции между  $m_t = 1$   
 и  $m_t = 0,8$

Если в элементах конструкций напряжения от постоянных и временных длительных нагрузок больше 80 % суммарного от всех нагру-



зок, к расчетным сопротивлениям вводят  $m_d = 0,8$ ; для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами,  $m_a = 0,9$ .

Расчетные сопротивления древесины смятию (скалыванию) под углом  $\alpha$  к направлению волокон определяют по формуле (1) или рис. 1.1, а, а местному смятию поперек волокон на части длины (при

Таблица 1.2. Расчетные сопротивления древесины сосны (кроме веймутовой), ели, лиственниц европейской и японской, эксплуатируемых при температуре до 35 °С, МПа [11]

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Сорта		
		1	2	3
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:	$R_{и}, R_{с}, R_{см}$			
а) элементов прямоугольного сечения шириной 11...13 см и высотой 11...50 см;		15	14	10
б) то же, шириной >13 и высотой >13...≤50 см;		16	15	11
в) то же, высотой до 50 см (за исключением указанных в п.п а, б);		14	13	8,5
г) элементов круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении		—	16	10
2. Растяжение вдоль волокон:	$R_p$			
а) неклееных элементов заводского изготовления;		10	7	—
б) то же, построечного;		12	5	
в) клееных элементов		9		
3. Сжатие и смятие поперек волокон по всей площади	$R_{с90}, R_{см90}$	1,8	1,8	1,8
4. То же, местное:	$R_{см90}$			
а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов;		3	3	3
б) под шайбами при углах смятия от 90 до 60 °С		4	4	4
5. Скалывание вдоль волокон:	$R_{ск}$			
а) при изгибе неклееных элементов;		1,8	1,6	1,6
б) то же, клееных;		1,6	1,5	1,5
в) в лобовых врубках для максимального напряжения;		2,4	2,1	2,1
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения		2,1	2,1	2,1
6. Скалывание поперек волокон:	$R_{ек90}$			
а) в соединениях неклееных элементов;		1	0,8	0,6
б) то же, клееных		0,7	0,7	0,6
7. Растяжение поперек волокон в клееных элементах	$R_{p90}$	0,35	0,3	0,25

Таблица 1.3. Коэффициент  $m_{п}$  для разных пород древесины [11]

Породы	$m_{п}$ для расчетных сопротивлений		
	$R_p, R_{и}, R_{с}, R_{см}$	$R_{с90}, R_{см90}$	$R_{ск}$
Хвойные			
лиственница (кроме европейской и японской)	1,2	1,2	1
кедр сибирский (кроме Красноярского края)	0,9	0,9	0,9

Продолжение табл. 1.3

Породы	$m_{\Gamma}$ для расчетных сопротивлений			
	$R_{D'}$ $R_{C'}$	$R_{H'}$ $R_{CM}$	$R_{C90}$ $R_{CM90}$	$R_{ск}$
кедр Красноярского края, сосна веймутовая	0,65		0,65	0,65
пихта	0,8		0,8	0,8
Мягкие лиственные				
ольха, липа, осина, тополь	0,8		1	0,8
Твердые лиственные				
дуб	1,3		2	1,3
ясень, клен, граб	1,3		2	1,6
акация	1,5		2,2	1,8
береза, бук	1,1		1,6	1,3
вяз	1		1,6	1

Таблица 1.4. Коэффициент  $m_{\Gamma}$  для деревянных конструкций при воздействии кратковременных нагрузок [11]

Нагрузка	$m_{\Gamma}$	
	для всех видов сопротивлений, кроме смятия поперек волокон	для смятия поперек волокон
1. Ветровая, монтажная, кроме указанной в п. 3	1,2	1,4
2. Сейсмическая	1,4	1,6
3. Гололедная, монтажная, ветровая при гололеде, от тяжения проводов при температуре ниже среднегодовой	1,45	1,6
4. При обрыве проводов и тросов	1,9	2,2

*Для всех видов конструкций*

- Ветровая, монтажная, кроме указанной в п. 3
- Сейсмическая

*Для опор воздушных линий электропередачи*

- Гололедная, монтажная, ветровая при гололеде, от тяжения проводов при температуре ниже среднегодовой
- При обрыве проводов и тросов

Таблица 1.5. Коэффициент  $m_{\Gamma H}$  для гнутых элементов [11]

Напряженное состояние	$m_{\Gamma H}$ при $r_K/a$ *			
	150	200	250	$\geq 500$
Сжатие и изгиб	0,8	0,9	1	1
Растяжение	0,6	0,7	0,8	1

\*  $r_K$  — радиус кривизны доски;  $a$  — толщина доски в плоскости изгиба.

Коэффициент  $m_{сд}$  для элементов, склеенных из досок разной толщины [11]:

Толщина доски, мм	12	16	19	26	33	42
$m_{сд}$	1,2	1,15	1,1	1,05	1	0,95

Коэффициент  $m_б$  для клееных сжатых, изгибаемых и сжатоизгибаемых элементов [11]:

Высота сечения, см	$\leq 50$	60	70	80	100	$\geq 120$
$m_б$	1	0,96	0,93	0,9	0,85	0,8

Расчетные физические характеристики древесины при расчете по предельным состояниям второй группы [6, 11, 35]

Модуль упругости вдоль волокон $E$ , МПа	10 000
То же, поперек волокон $E_{90}$ , МПа	400
Модуль сдвига относительно осей, направленных вдоль и поперек волокон $G_{90}$ , МПа	500
Коэффициент Пуассона поперек волокон при напряжениях, направленных вдоль волокон, $\nu_{90,0}$	0,5
То же, вдоль волокон при напряжениях, направленных поперек волокон, $\nu_{0,90}$	0,02

Таблица 1.6. Расчетные сопротивления и физические характеристики древесных пластиков и древесных плит, стеклопластиков [6]

Вид и марка материала	Расчетные сопротивления, МПа				Модули упругости и сдвига, МПа		Коэффициент Пуассона $\nu$
	$R_p$	$R_c$	$R_{и}$	$R_{ск}$ ( $R_{ср}$ )	$E$	$G$	

Фанера березовая марки ФСФ [11]:

семислойная $\delta \geq 8$ мм	14	12	16	0,8 (6)	9000	750	0,085
	9	8,5	6,5	0,8 (6)	6000	750	0,065
пятислойная $\delta = 6...7$ мм	14	13	18	0,8 (5)	9000	750	0,085
	6	7	3	0,8 (6)	6000	750	0,065

Фанера из лиственницы марки ФСФ семислойная  $\delta \geq 8$  мм

	9	17	18	0,6 (5)	7000	800	0,77
	7,5	13	11	0,5 (5)	5500	800	0,06

Фанерные трубы диаметром, мм: марки Ф-1

50...150	...	25	20	...	...	...	...
200...300	...	25	15	...	...	...	...
марки Ф-2	...	20	15	...	...	...	...
50...150	...	20	15	...	...	...	...
200...300	...	15	10	...	...	...	...

Фанера бакелизованная марки ФБС,  $\delta \geq 7$  мм

	32	28	33	1,8 (11)	12 000	1000	0,085
	24	23	25	1,8 (12)	8500	1000	0,065

Древеснослоистые пластики [5]:

марки ДСП-Б, $\delta = 15...60$	109	116	130	7	15 000	...	...
марки ДСП-В, $\delta = 15...60$	45	47	60	7	7000	...	...
	45	47	60	...	...	...	...
марки ДСП-В, $\delta = 3...12$	56	60	76	8	7000	...	...

Вид и марка материала	Расчетные сопротивления, МПа				Модули упругости и сдвига, МПа		Кэф-фици-ент Пуассона $\nu$
	$R_D$	$R_C$	$R_H$	$R_{СК}$ ( $R_{CP}$ )	$E$	$G$	
<b>Плиты:</b>							
древесноволокнистые марок Тс-400, Тс-450	6,15	7	14	0,34 (6,32)	2085	711	0,24
древесностружечные марок ДСПк и ДСПф	3	5,26	5,76	0,66 (2,25)	1238	478	0,23
древесностружечные марки МДП-1,2	1,5	2,76	4,26	0,99 (2,05)	1254	615	0,21
цементно-стружечные марки ЦСП-1,2	1,35	4,23	6,17	0,87 (2)	1914	1104	0,21
<b>Стеклопластики:</b>							
полиэфирный листовой КАСТ-В (для усилий, действующих вдоль основы)	15	15	15	(9)	3000	...	0,4
при $\delta \leq 7$ мм	110	45	55	(30)	19 000	...	0,15
АГ-4 С 1:1	220	90	110	...	15 000	...	0,13

Примечания: 1. Расчетные сопротивления смятию и сжатию перпендикулярно плоскости листа фанеры:

березовой марки ФСФ  $R_{ф,с90} = R_{ф,см90} = 4$  МПа;

бакелизированной марки ФБС  $R_{ф,с90} = R_{ф,см90} = 8$  МПа.

2. Для фанеры и ДСП-В данные приведены в числителе при действии сил вдоль волокон рубашек, в знаменателе — поперек волокон.

3. Расчетные сопротивления для скалывания даны без скобок, для среза — в скобках.

4. Для древеснослоистого пластика марки ДСП-Б данные приведены вдоль слоев шпонов вдоль волокон рубашек по [6].

5. Для гнутоклеевых фанерных профилей по ГОСТ 22242—76 характеристики принимают те же, что для строительной фанеры.

6. Для древесностружечных, древесноволокнистых и цементно-стружечных плит приведены значения модулей упругости при изгибе. При сжатии и растяжении можно принимать по [38].

длине незагруженных участков не менее длины площадки смятия и толщины элементов) по формуле (2), за исключением случаев, оговоренных в табл. 1.2, п. 4.

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см(ск)}}{1 + \left( \frac{R_{см(ск)}}{R_{см90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha}; \quad (1)$$

$$R_{см90} = R_{с90} \left( 1 + \frac{8}{l_{см} + 1,2} \right), \quad (2)$$

где  $R_{с90}$  — расчетное сопротивление древесины сжатию и смятию по всей поверхности поперек волокон (см. табл. 1.2, п. 3);  $l_{см}$  — длина площадки смятия вдоль волокон древесины.

Длина незагруженных участков должна быть не менее  $l_{см}$  и не меньше толщины элемента.

При расчетах конструкций на устойчивость и по деформированной схеме принимают модуль упругости: для древесины  $E' = 300R_c$ , для

фанеры  $E'_\phi = 250R_{\phi.c}$ . Модуль сдвига относительно осей, направленных вдоль и поперек волокон: для древесины  $G_{0,90} = 0,05E'$ , для фанеры  $G'_\phi = G_\phi \frac{E'_\phi}{E_\phi}$ .

Модуль упругости древесины под углом  $\alpha$  к направлению волокон [24]:

$$E_\alpha = \frac{EE_{90}}{E \sin^2 \alpha + E_{90} \cos^2 \alpha} \quad (3)$$

Расчетные сопротивления фанеры под углом  $\alpha$  к направлению волокон рубашек определяют по рис. 1.1, б, в. Для других условий

Таблица 1.7. Коэффициенты  $m_b$  и  $m_T$  для бакелизированной фанеры, древесно-слоистых и стеклопластиков [6]

Материал	$m_b$ к характеристикам при влажности 90 %		$m_T$ при температуре, °C			
			40		60	
	R	E, G	R	E, G	R	E, G
Фанера бакелизированная	0,9	0,95	0,9	0,7	0,7	0,6
Пластик ДСП-Б	...	...	0,8	0,7	0,75	0,6
Пластик ДСП-В	...	...	0,95	0,7	0,95	0,55
Стеклопластики:						
полиэфирные при сжатии и растяжении	...	...	0,6	0,6	...	...
то же, при изгибе	0,75	...	0,4	0,4	...	...
КАСТ-В, АГ-4С	0,83	...	0,85	0,85	0,65	0,65

Таблица 1.8. Коэффициент условий работы  $m_b$  для стеклопластиков в разных атмосферных условиях

Стеклопластик	Значение $m_b$ для районов страны:			
	средней полосы	южных	средней полосы	южных
	R		E, G	
Полиэфирный листовой	0,75	0,65	0,85	0,8
КАСТ-В толщиной 2...7 мм	0,7	0,7	0,8	0,8
То же, » 1...2 »	0,56	0,56	0,64	0,64
» » <1 »	0,42	0,42	0,48	0,48

эксплуатации их умножают на коэффициенты условий работы  $m_T$ ,  $m_d$ ,  $m_n$ ,  $m_a$ ,  $m_s$ , а модули упругости и сдвига на  $m_T$ ,  $m_d$  и  $m_b$ , принимаемые как для древесины; для древесных плит  $m_b$  принимают по табл. 1.1; для остальных пластиков — по табл. 1.7...1.8. Расчетные и физические характеристики сопутствующих материалов, применяемых в деревянных конструкциях, приведены в нормах проектирования.

## Глава 2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

### 2.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И РАСЧЕТУ

Несущие и ограждающие конструкции покрытий, перекрытий и каркасов зданий, как правило, проектируют однопролетными разрезными. Для некоторых конструкций (прогоны, плиты покрытий, панели стен), в том числе клееных несущих, длина которых допускает транспортирование, можно применять неразрезные схемы.

Усилия в элементах и соединениях, деформации их или конструкций в целом определяют по правилам строительной механики в предположении упругой работы материалов и, при необходимости, с учетом податливости соединений. В отдельных конструкциях, например фермах с неразрезными верхними поясами, усилия определяют по деформированной схеме также с учетом податливости узловых соединений.

Строительные конструкции рассчитывают на силовые воздействия по двум группам предельных состояний: потере несущей способности или непригодности к эксплуатации (прочности, устойчивости формы и положения) — по расчетным нагрузкам, непригодности к нормальной эксплуатации (прогибы, осадки, смещения) — по нормативным нагрузкам. Виды и значения нагрузок и воздействий, разделение по времени их действия и сочетанию принимают по СНиП 2.01.07-85.

При статическом расчете постоянные нагрузки определяют по плотности материала конструктивных элементов. Усилия находят для наиболее неблагоприятного расположения и сочетания нагрузок. Нагрузки от веса несущих конструкций в предварительных подсчетах вычисляют по принятым сечениям или формуле

$$g_{с.в}^н = \frac{g^н + p^н}{\frac{1000}{k_{с.в}l} - 1}, \quad (4)$$

где  $g^н$ ,  $p^н$  — соответственно нормативная постоянная и временная нагрузки;  $k_{с.в}$  — коэффициент для нагрузки от веса конструкций, принимаемый в зависимости от вида и пролета конструкции и нагрузки на нее;  $l$  — пролет конструкции, м. Размерность нагрузки от веса конструкции та же, что и действующей нагрузки.

Высоту поперечного сечения задают по таблицам характеристик конструкций в зависимости от их пролета.

Из условий монтажной жесткости ширину поперечных сечений элементов конструкций принимают не менее, см:

В балках, арках, фермах с неразрезным верхним поясом и гнутоклееных рамах при пролете	
$l = 18$ м	12
$l = 21...24$ м	14
$l = 27...30$ м	17
$l = 33...36$ м	21
В фермах с разрезным верхним поясом и рамах с биссектрисным соединением в карнизном узле при пролете	
$l \leq 15$ м	12
$l = 18...21$ м	14
$l = 24$ м	17
$l = 27...30$ м	21

Размеры сечений элементов из клееной древесины устанавливают с учетом сортамента досок после их острожки.

Основные нормируемые характеристики прочности конструктивных строительных материалов при расчете элементов — расчетные сопротивления, значения которых для древесины, древесных и стеклопластиков приведены в табл. 1.2, 1.6, а для других материалов — в нормах проектирования.

При проектировании конструкций степень ответственности зданий и сооружений учитывают коэффициентом надежности по назначению  $\gamma_n$ :

Для зданий класса I . . . . .	1
То же, II . . . . .	0,95
» III . . . . .	0,9
Для временных зданий и сооружений со сроком службы до 5 лет . . . . .	0,8

При расчете конструкций предельные значения несущей способности, расчетных сопротивлений и деформаций следует делить на коэффициент  $\gamma_n$ .

По принятым размерам проверяют напряжения в сечениях элементов, деформации конструкций и рассчитывают узловые соединения на действие эксплуатационных нагрузок. Кроме того, конструкции проверяют на монтажные нагрузки, возникающие при кантовке, подъеме и установке на опоры (см. § 10.3). В отдельных случаях деревянные конструкции рассчитывают с учетом обеспечения требуемой огнестойкости. Методика расчета приведена в § 13.2.

При проектировании необходимо предусматривать меры по обеспечению неизменяемости и устойчивости элементов, конструкций и всего здания или сооружения в целом во время монтажа и последующей эксплуатации (см. гл. 10).

Действие сил трения, вследствие усушки древесины, как правило, не учитывают, за исключением случаев, когда они ухудшают работу конструкции или соединения. При этом коэффициент трения принимают 0,6. Допускается также учитывать силы трения, если равновесие системы обеспечивается только ими при условии постоянного прижатия элемента и отсутствия динамической нагрузки. Коэффициенты трения древесины:

Торца по боковой поверхности . . . . .	0,3
Боковых поверхностей . . . . .	0,2

В приведенных ниже расчетных формулах приняты значения линейных размеров поперечных сечений и длины элементов в см, а усилий в кН.

## 2.2. ЦЕЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

**Центрально- и внецентренно-растянутые элементы.** Центрально-растянутые рассчитывают по формуле

$$\sigma = N/F_{нт} \leq R_p m_0, \quad (5)$$

а внецентренно-растянутые (растянуто-изгибаемые)

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} + \frac{MR_p}{W_{расч}R_n} \leq R_p, \quad (6)$$

где  $\sigma$  — нормальное напряжение в поперечном сечении элемента;  $N$  — расчетное продольное усилие;  $M$  — расчетный изгибающий момент;  $F_{нт}$  — площадь поперечного сечения нетто, принимаемая из следующих условий: при симметричном ослаблении  $50 \text{ см}^2 \leq F_{нт} \leq 0,5F_{бр}$ , при несимметричном —  $50 \text{ см}^2 \leq F_{нт} \leq 0,67 F_{бр}$ ;  $W_{расч}$  — расчетный момент сопротивления сечения, определяемый с учетом ослаблений;  $R_p, R_n$  — расчетные сопротивления соответственно растяжению и из-

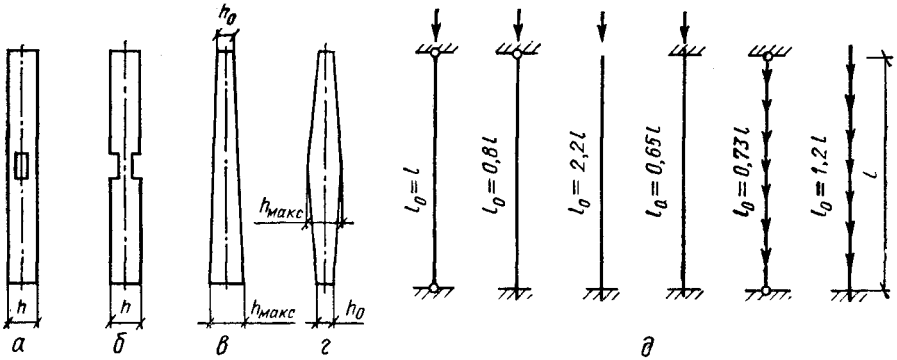


Рис. 2.1. Схемы сжатых элементов и закрепление их концов:

а — с ослаблением без выхода на кромки; б — то же, с выходом на кромки; в, г — переменного по длине сечения; д — расчетная длина в зависимости от закрепления концов элементов.

гибу материала;  $m_0 = 0,8$ . Ослабления, расположенные на участке длиной до 20 см, считаются совмещенными в одном сечении.

**Центрально-сжатые элементы рассчитывают:**

на прочность

$$\sigma = N/F_{нт} \leq R_c; \quad (7)$$

на устойчивость

$$\sigma = N/(F_{расч}\phi k_{жN}) \leq R_c, \quad (8)$$

где  $R_c$  — расчетное сопротивление сжатию;  $F_{нт}$  — имеет то же значение, что и в формуле (5);  $F_{расч}$  — расчетная площадь, принимаемая при отсутствии ослаблений или с ослаблениями в опасных сечениях, не выходящих на кромки (см. рис. 2.1, а), если  $F_{осл} \leq 0,25F_{бр}$ ,  $F_{расч} = F_{бр}$ , а если  $F_{осл} > 0,25F_{бр}$ , то  $F_{расч} = 4/3 F_{нт}$ ; при симметричных ослаблениях, выходящих на кромки (рис. 2.1, б),  $F_{расч} = F_{нт}$ ; для элементов переменного по длине поперечного сечения  $F_{расч} = F_{бр}$ . Для элементов из круглых лесоматериалов  $F_{расч}$  принимают в сечении, расположенном в середине расчетной длины элемента;  $k_{жN}$  — коэффициент, учитывающий переменность высоты поперечного сечения и принимаемый по табл. 2.1 (для элементов постоянного по длине поперечного сечения  $k_{жN} = 1$ );  $\phi$  — коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 2.2 или по рис. 2.2.



Таблица 2.1. Коэффициент  $k_{жN}$  [11]

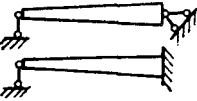

Условия опирания элементов	При проверке сечения элементов			
	прямоугольного		двухтаврового и коробчатого с постоянной высотой поясов	
	в плоскости			
	$y/z$	$x/z$	$y/z$	$x/z$
	$(0,4 + 0,6\beta)$	$\beta$	$0,4 + 0,6\beta$	$\beta$
	$0,07 + 0,93\beta$	$0,66 + 0,34\beta$	$0,35 + 0,65\beta$	1

Таблица 2.2 Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  для разных материалов [11]

Материал	Значение $\varphi$ для элементов, работающих		
	в упругой стадии	за пределами пропорциональности	с $\lambda_{мин}$
Древесина	$\frac{3000}{\lambda^2}$	$1 - 0,8 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2$	70
Фанера марки ФСФ и бакелизированная ФБС	$\frac{2500}{\lambda^2}$	$1 - \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2$	70
Фанерные трубы	$\frac{2390}{\lambda^2}$	$1 - 1,046 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2$	69
То же, угловые профили	$\frac{2150}{\lambda^2}$	$1 - 1,12 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2$	60
Древесно-слоистые пластики:			
ДСП-Б при $\delta = 15...60$ мм	$\frac{1380}{\lambda^2}$	...	45
ДСП-В при $\delta = 15...60$ »	$\frac{1110}{\lambda^2}$	...	40
ДСП-В при $\delta = 3...12$ »	$\frac{870}{\lambda^2}$	...	35

Гибкость элемента

$$\lambda = l_0/r, \quad (9)$$

где  $l_0$  — расчетная длина элемента, зависящая от способа закрепления его концов (рис. 2.1,  $\delta$ );  $r$  — радиус инерции поперечного сечения

Элемента

$$r = \sqrt{J_{6p}/F_{6p}}; \quad (10)$$

$J_{6p}, F_{6p}$  — соответственно момент инерции и площадь сечения брутто.

Радиус инерции можно принимать:

Для элементов постоянного прямоугольного сечения по длине размерами $b \times h$ . . . . .	$r_x = 0,289h$ и $r_y = 0,289b$
То же, круглого диаметром $d$ . . . . .	$r = 0,25d$
» трубчатого внутренним диаметром $D$ и наружным $D_1$ . . . . .	$r = 0,25 \sqrt{D_1^2 - D^2}$
» переменной по длине высотой сечения $h$ . . . . .	$r = 0,289h_{\text{макс}}$

Предельная гибкость элементов строительных конструкций:

Для колонн, сжатых поясов, опорных раскосов и стоек ферм . . . . .	120
Прочих сжатых элементов сквозных конструкций, растянутых поясов ферм	150
Сжатых элементов связей и прочих растянутых элементов сквозных конструкций . . . . .	200
Для опор линий электропередачи:	
Основные элементы (стойки, приставки, опорные раскосы) . . . . .	150
Прочие » . . . . .	175
Связи . . . . .	200

Для сжатых элементов переменного сечения значения предельной гибкости умножают на  $\sqrt{k_{жN}}$ .

Расчетную длину элементов, соединенных в месте пересечения принимают: при проверке устойчивости в плоскости изгиба — равной расстоянию от центра узла до точки пересечения элементов, а при проверке из плоскости конструкции — в зависимости от работы элементов. Если оба элемента сжаты, расчетная длина равна полной длине элементов; если один элемент сжат, а другой не работает,  $l_0 = l_1 \mu_0$ , где

$$\mu_0 = \frac{1}{\sqrt{1 + l_1 \lambda_1^2 F_2 / l_2 \lambda_2^2 F_1}} \quad (\text{принимают } \mu_0 \geq 0,5); \quad (11)$$

$l_1, \lambda_1, F_1$  — соответственно полная длина, гибкость и площадь поперечного сечения сжатого элемента;  $l_2, \lambda_2, F_2$  — то же, неработающего.

При пересечении сжатого элемента с растянутым с одинаковыми усилиями расчетную длину первого принимают равной наибольшей длине сжатого элемента от центра узла до точки пересечения элементов.

**Изгибаемые элементы** рассчитывают на прочность: по нормальным напряжениям при простом изгибе

$$\sigma = M/W_{\text{расч}} \leq R_n; \quad (12)$$

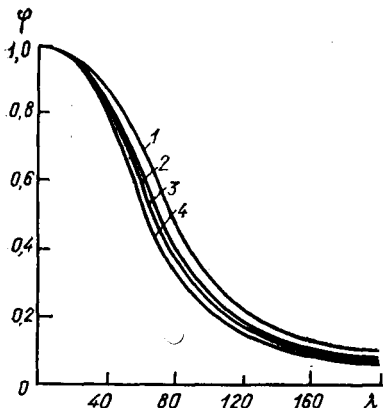


Рис. 2.2. Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$ :

1 — для древесины; 2 — для фанеры; 3 — для фанерных труб; 4 — для фанерных угловых профилей.

то же, при косом изгибе

$$\sigma = M_x/W_{x,\text{расч}} + M_y/W_{y,\text{расч}} \leq R_{\text{И}}; \quad (13)$$

по касательным напряжениям

$$\tau = QS_{\text{бр}}/(J_{\text{бр}}b_{\text{расч}}) \leq R_{\text{ск(ср)}}, \quad (14)$$

где  $M_x$  и  $M_y$  — составляющие расчетного изгибающего момента соответственно для осей  $x$  и  $y$ ;  $W_{x,\text{расч}}$ ,  $W_{y,\text{расч}}$  — составляющие расчетного момента сопротивления сечения  $W_{\text{расч}}$  относительно осей  $x$  и  $y$  ( $W_{\text{расч}} = W_{\text{нт}}$  при проверке ослабленного сечения элемента или  $W_{\text{расч}} = W_{\text{бр}}$  при проверке на действие максимального изгибающего момента в неослабленном сечении);  $Q$  — расчетная поперечная сила;

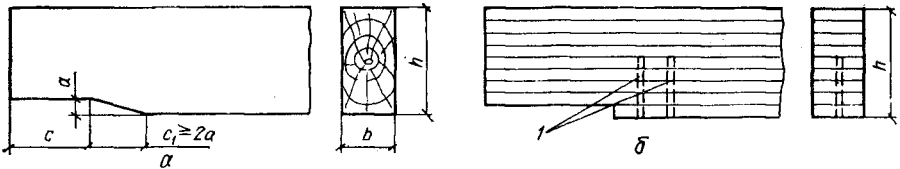


Рис. 2.3. Подрезы балок у опор:

$a$  — без усиления;  $b$  — с усилением вклеенными стержнями ( $I$ ).

$W_{\text{нт}}$  — момент сопротивления ослабленного поперечного сечения, который вычисляют с учетом ослаблений на участке длиной до 20 см и совмещенных в одном сечении;  $S_{\text{бр}}$  — статический момент брутто-сдвигаемой части сечения относительно нейтрального слоя поперечного сечения;  $b_{\text{расч}}$  — расчетная ширина сечения элемента;  $R_{\text{ск(ср)}}$  — расчетные сопротивления скалыванию (срезу) материала.

В изгибаемых элементах не рекомендуется делать подрезы в растянутой зоне, особенно по ребру элемента. На опорах в растянутой зоне их допускают только в цельных элементах глубиной  $a \leq 0,25h$  при условии, что  $A/bh < 0,4$  МПа (рис. 2.3,  $a$ ), где  $A$  — опорная реакция от расчетной нагрузки;  $c$  — длина опорной площади. При подрезке без скоса или в клееных элементах нижнюю зону закрепляют от откалывания болтами или вклеенными стержнями из стали или высокопрочных пластмасс (рис. 2.3,  $b$ ). При косом изгибе, который чаще встречается в прогонах, расположенных на наклонном скате крыши, сечение прямоугольных элементов рекомендуется принимать так, чтобы  $h/b = \text{tg } \alpha$ , если расчет ведут по прочности или  $h/b = \sqrt{\text{tg } \alpha}$  при расчете по предельному прогибу. Во всех случаях следует принимать конструктивные меры по уменьшению скатной составляющей изгибающего момента  $M_y$ , используя настилы, стропила и другие элементы кровли. В элементах из бревен косоу изгиб отсутствует.

Изгибаемые элементы также рассчитывают на жесткость

$$f = (f_0/k) [1 + c(h/l)^2] \leq f_{\text{пред}}, \quad (15)$$

где  $f_0$  — прогиб элемента постоянного сечения высотой  $h$  от действия только нормальных напряжений, определяемый по правилам строительной механики;  $k$  — коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения элемента;  $c$  — коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига на прогиб элемента.

Для элементов постоянного сечения по длине  $k = 1$ , а для переменного сечения значения  $k$  и  $c$  принимают по табл. 2.3. Влияние податливости соединений см. § 3.1.

Предельные прогибы элементов конструкций [11]	$f_{\text{пред}}/l$
Балки междуэтажных перекрытий . . . . .	1/250
То же, чердачных » . . . . .	1/200
Обрешетки, настилы . . . . .	1/150
Плиты покрытий . . . . .	1/250
Прогоны, стропильные ноги . . . . .	1/200
Клееные балки покрытий (кроме консольных), фермы . . . . .	1/300
Консольные » » . . . . .	1/150
Панели и элементы фахверка . . . . .	1/250
Несущие элементы ендов . . . . .	1/400

При косом изгибе прогиб  $f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$ , где  $f_x$  и  $f_y$  — соответственно прогибы от составляющих нагрузки;  $\alpha$  — угол наклона кровли.

Изгибаемые элементы прямоугольного поперечного сечения рассчитывают на устойчивость плоской формы деформирования:

$$\sigma = M/(\varphi_M W_{\text{ср}}) \leq R_n, \quad (16)$$

где  $M$  — максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке длиной  $l_0$ ;  $W_{\text{ср}}$  — максимальный момент сопротивления на том же участке.

Для элементов из круглых лесоматериалов принимают момент сопротивления в сечении, расположенном в середине расчетной длины элемента.

$$\varphi_M = 140b^2/(l_0 h) k_\phi k_{жМ}, \quad (17)$$

где  $l_0$  — расстояние между опорами элемента или закрепленными точками по сжатой кромке, препятствующими смещению элемента из плоскости изгиба;  $k_\phi$  — коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке  $l_0$ ;  $k_{жМ}$  — коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения по длине элемента, не закрепленного из плоскости по растянутой от момента  $M$  кромке или при числе подкрепленных точек  $m$  растянутой кромки менее четырех.

$$k_{жN} = 1 \text{ при } m \geq 4.$$

Коэффициенты  $k_\phi$  и  $k_{жМ}$  приведены в табл. 2.4.

Если на участке  $l_0$  элемента растянутая кромка закреплена из плоскости изгиба, значения коэффициента  $\varphi_M$  по формуле (17) умножают на коэффициент

$$k_{пМ} = 1 + \left( 0,142 \frac{l_0}{h} + 1,76 \frac{h}{l_0} + 1,4\alpha_p - 1 \right) \frac{m^2}{m^2 + 1}, \quad (18)$$

где  $\alpha_p$  — центральный угол, рад, определяющий участок элемента кругового очертания, например, арки; для прямолинейных элементов  $\alpha_p = 0$ ;  $\frac{m^2}{m^2 + 1} = 1$  при числе закрепленных точек растянутой кромки на участке  $l_0$   $m \geq 4$ .

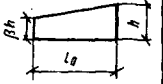
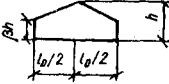
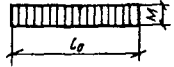
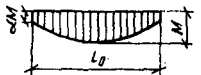
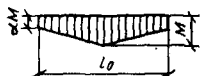
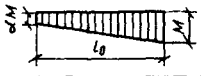
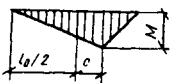
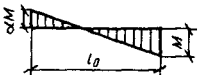
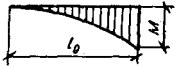
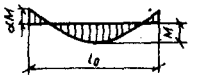
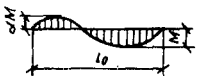
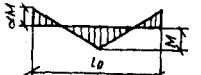
Изгибаемые элементы постоянного по длине двутаврового или коробчатого поперечного сечения рассчитывают на устойчивость плоской

Таблица 2.3. Коэффициенты  $k$  и  $c$  [11]

Поперечное сечение балки	Расчетная схема	Значения	
		$k$	$c$
Прямоугольное		$\beta$	0
То же		$0,23 + 0,77\beta$	$16,4 + 7,6\beta$
»		$0,5\alpha + (1 - 0,5\alpha)\beta$	$\frac{[45 - 24\alpha(1 - \beta) + 3\beta] \times}{\times 1/(3 - 4\alpha^2)}$
»		$0,15 + 0,85\beta$	$15,4 + 3,8\beta$
Двутавровое		$0,4 + 0,6\beta$	$(45,3 - 6,9\beta) \gamma$
Прямоугольное		$0,23 + 0,77\beta + 0,6\alpha(1 - \beta)$	$\frac{[8,2 + 2,4(1 - \beta)\alpha + 3,8\beta] \times}{\times 1/[(2 + \alpha) \times (1 - \alpha)]}$
То же		$0,35 + 0,65\beta$	$5,4 + 2,6\beta$

Примечание.  $\gamma$  — отношение площади поясов к площади стенки двутавровой балки, высоту которой принимают между центрами тяжести поясов.

Таблица 2.4. Коэффициенты  $k_\Phi$  и  $k_{жМ}$  [11, 38]

Форма эпюры моментов	$k_\Phi$		$k_{жМ}$	
	При закреплении			
	только по концам участка $l_0$	по концам и растянутой от момента $M$ кромке		
	1	1	$\beta^{1/2}$	$\beta^{1/2}$
	$1,13 - 0,13\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$	$1,13 - 0,13\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$	$\beta^{1/2}$	$\beta^{2/3}$
	$1,35 - 0,35\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$	$1,35 - 0,35\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$	...	...
	$1,75 - 0,75\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$	$3/(2 + \alpha)$ $0 \leq \alpha \leq 1$	$\frac{1}{\beta^3 - \alpha}$	$\beta^{1/2}$
	$1,35 - 1,45 \times (c/l_0)^2$	$1,35 + 0,3 (c/l_0)$	$\frac{1}{\beta^2 + 2c/l_0}$	$\frac{1}{\beta^3 - 2c/l_0}$
	$1,75 - 0,75\alpha$ $-1 \leq \alpha \leq 0$	$3/(2 + \alpha)$ $-2 \leq \alpha \leq 0$	$\frac{1}{\beta^3 - \alpha}$	$\beta^{1/2}$
	2,54	2,32	$\beta^{3/4}$	$\beta^{1/2}$
	$1,13 - \alpha \times (0,12 + 0,02\alpha)$ $-2 \leq \alpha \leq 0$	$1,13 - \alpha \times (0,12 + 0,02\alpha)$ $-2 \leq \alpha \leq 0$	...	...
	$1,13 - \alpha \times (1,4 + 1,27\alpha)$ $-1 \leq \alpha \leq 0$	$1,13 - \alpha \times (0,57 + 0,2\alpha)$ $-1 \leq \alpha \leq 0$	...	...
	$1,35 - 0,35\alpha$ $-1 \leq \alpha \leq 0$	$4/(3 + \alpha)$ $-1 \leq \alpha \leq 0$	...	...

формы деформирования при  $l_0 \geq 7b_0$  по формуле

$$\sigma = M/(\varphi_y W_{бр}) \leq R_c, \quad (19)$$

где  $\varphi_y$  — коэффициент продольного изгиба в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба сжатого пояса элемента, определяемый по табл. 2.2;  $b_0$  — ширина сжатого пояса сечения элемента.

**Внецентренно-сжатые и сжато-изгибаемые элементы** в плоскости изгиба рассчитывают

$$\sigma = N/F_{расч} + M_D/W_{расч} \leq R_c, \quad (20)$$

где  $M_D$  — изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме:

$$M_D = M/(\xi k_n); \quad (21)$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi k_{жN} R_c F_{бр}}, \quad 1 > \xi > 0, \quad (22)$$

$F_{расч}$ ,  $W_{расч}$ ,  $k_{жN}$  — принимают по указаниям, приведенным к расчетным формулам на сжатие и изгиб;  $M$  — изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы.

Для шарнирно-опертых элементов при симметричных эпюрах изгибающих моментов синусоидального, параболического, полигонального и близких к ним очертаний, а также для консольных элементов  $k_n = 1$ ;

для шарнирно-опертых элементов с эпюрами изгибающих моментов треугольного и прямоугольного очертаний

$$k_n = \alpha_n + \xi(1 - \alpha_n); \quad (23)$$

$\varphi$  — принимают по табл. 2.2;  $\alpha_n = 1,22$  — при треугольной эпюре,  $\alpha_n = 0,81$  — при прямоугольной эпюре изгибающих моментов;  $F_{бр}$  — площадь поперечного сечения элемента, принимаемая по наибольшему значению высоты сечения  $h$ .

При несимметричном загрузении шарнирно-опертых элементов

$$M_D = M_c/\xi_c + M_k/\xi_k, \quad (24)$$

где  $M_c$ ,  $\xi_c$  и  $M_k$ ,  $\xi_k$  — соответственно изгибающие моменты в расчетном сечении элемента и коэффициенты, определяемые по формуле (22) при значениях гибкостей, соответствующих симметричной и косо-симметричной нагрузкам и формам продольного изгиба.

При  $M/W_{бр} \leq 0,1 N/F_{бр}$  расчет в плоскости изгиба выполняют по формуле (8) без учета изгибающего момента.

Проверяют элементы по касательным напряжениям по формуле (14), подставляя вместо  $Q$  значение  $Q_{вн} = Q/\xi$ , а прогиб —

$$f_{вн} = f/\xi \leq f_{пред}, \quad (25)$$

где  $f$  определяют по формуле (15), а  $\xi$  — по (22).

Сжато-изгибаемые элементы прямоугольного поперечного сечения рассчитывают на устойчивость плоской формы деформирования

$$\frac{N}{\varphi_y R_c F_{бр}} + \left( \frac{M_D}{\varphi_M R_n W_{бр}} \right)^n \leq 1, \quad (26)$$

где  $F_{бр}$  и  $W_{бр}$  — максимальные значения соответственно площади и момента сопротивления поперечного сечения на рассматриваемом участке  $l_0$  элемента;  $\varphi_y$  — коэффициент продольного изгиба для гибкости участка элемента расчетной длиной  $l_0$  в плоскости, перпендикулярной плоскости деформирования, определяемый для древесины по табл. 2.2 с умножением на коэффициент  $k_{жм}$  (см. табл. 2.4);  $\varphi_m$  — по формуле (17);  $n = 2$  — для элементов без закрепления растянутой кромки из плоскости деформирования,  $n = 1$  — для элементов с закрепленной растянутой кромкой.

Если на участке  $l_0$  элемента растянутая кромка закреплена из плоскости деформирования, значение коэффициента  $\varphi_m$  по формуле (17) умножают на  $k_{пм}$  по (18), а  $\varphi_y$  — на коэффициент

$$k_{пN} = 1 + \left[ 0,75 + 0,06 \left( \frac{l_0}{h} \right)^2 + 0,6\alpha_p \frac{l_0}{h} - 1 \right] \frac{m^2}{m^2 + 1}. \quad (27)$$

Условия применения формул (26), (27) для элементов переменного сечения те же, что и (16)...(19).

Рассчитывают элементы из клееной древесины на выносливость от действия переменных напряжений, вызываемых внешней циклической нагрузкой или от изменения температурно-влажностного режима окружающей среды по [38].

### 2.3. СОСТАВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ НА ПОДАТЛИВЫХ СВЯЗЯХ

Для создания поперечных сечений крупных размеров доски или бруска сплачивают с помощью цилиндрических или пластинчатых нагелей (болты, гвозди, пластинки). Эти связи при деформации конструкций податливы, что ухудшает работу составных элементов. Последние, работающие на сжатие и опертые всем сечением, рассчитывают на прочность и устойчивость по формулам (7) и (8), в которых  $F_{нт}$  и  $F_{расч}$  принимают по площади всех ветвей. Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  при проверке устойчивости относительно оси  $x$  (рис. 2.4) определяют по гибкости, вычисленной по формуле (9), а относительно оси  $y$  — по формуле

$$\lambda_y = \sqrt{(\mu_y \lambda_y)^2 + \lambda_1^2}, \quad (28)$$

где  $\lambda_y$  — гибкость сжатого элемента относительно оси  $y$  без учета податливости при расчетной длине  $l_0$ ;  $\lambda_1$  — гибкость отдельной ветви относительно оси 1—1 при расчетной длине  $l_1$ , равной расстоянию между связями (при  $l_1 \leq 7a$   $\lambda_1 = 0$ );

$$\mu_y = \sqrt{1 + k_c \frac{b h n_{ш}}{l_0^2 n_c}} \quad (29)$$

коэффициент приведения гибкости;  $k_c$  — коэффициент податливости, определяемый по табл. 2.5;  $n_{ш}$  — расчетное количество швов в элементе, по которым суммируют взаимный сдвиг элементов составного сечения;  $n_c$  — расчетное количество условных срезов связей в одном шве на 1 м длины элемента;  $l_0$  — расчетная длина элемента, м;  $b$  и  $h$  — размеры поперечного сечения элемента, см (см. рис. 2.4).



Гибкость составного элемента, вычисленную по формуле (28), принимают не более суммарной гибкости отдельных ветвей

$$\lambda_{\text{в}} = \frac{l_0}{\sqrt{\sum J_{\text{бр}}/F_{\text{бр}}}}, \quad (30)$$

где  $\sum J_{\text{бр}}$  — сумма моментов инерции брутто поперечных сечений отдельных ветвей относительно осей 1—1 (см. рис. 2.4);  $F_{\text{бр}}$  — площадь поперечного сечения брутто элемента.

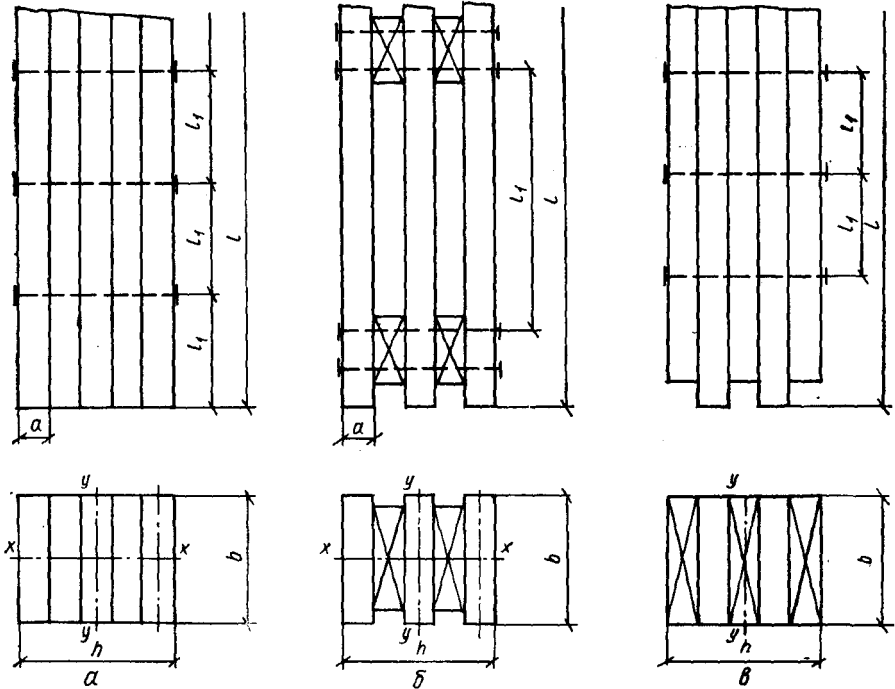


Рис. 2.4. Составные элементы на подгапных связях:

*a* — из пакета досок, опертых всем сечением; *b* — то же с короткими прокладками; *v* — то же, с частично опертыми ветвями.

Составные элементы с частично опертыми ветвями (см. рис. 2.4, *b*, *v*) рассчитывают на прочность и устойчивость по формулам (7) и (8), в которых  $F_{\text{нт}}$  и  $F_{\text{расч}}$  принимают по сечению опертых ветвей. При проверке устойчивости относительно оси *x* (см. рис. 2.4) радиус инерции определяют по формуле (10), в которой значение момента инерции

$$J = J_0 + 0,5J_{\text{н.о.}}$$

где  $J_0$  и  $J_{\text{н.о.}}$  — соответственно моменты инерции опертых и неопертых ветвей.

При проверке устойчивости элемента относительно оси *y* гибкость определяют по формуле (28), при этом момент инерции принимают с учетом всех ветвей, а площадь — только опертых.

Таблица 2.5. Коэффициент податливости  $k_c$  [11]

Связи	Значение $k_c$ при сжатии	
	центральном	с изгибом
Стальные цилиндрические нагели:		
при $d \leq a/7$	$1/5d^2$	$1/2,5d^2$
при $d \geq a/7$	$1,5/ad$	$3/ad$
Стальные гвозди	$1/10d^2$	$1/5d^2$
Дубовые цилиндрические нагели	$1/d^2$	$1,5/d^2$
То же, пластинчатые »	—	$1,4/8b_{пл}$

Примечания: 1. Размеры  $d$ ,  $a$ ,  $b_{пл}$  в см.

2. Диаметр дубовых цилиндрических нагелей принимают не более 0,25, а гвоздей — не более 0,1 толщины соединяемых ветвей.

3. При длине защемления гвоздей менее  $4d$  работа концов гвоздей не учитывается.

4. При разных толщинах ветвей  $k_c$  определяют по толщине  $a$  более тонкой ветви.

Составные элементы, работающие на изгиб, рассчитывают по формулам (12) ... (15), в которых  $W_{расч} = k_w W$  и  $J_{расч} = k_j J$ . Значения коэффициентов  $k_w$  и  $k_j$  приведены в табл. 2.6.

Таблица 2.6. Коэффициенты  $k_w$  и  $k_j$  [11]

Коэффициент	Число слоев в элементе	Значение коэффициентов при длине пролета, м			
		2	4	6	9 и более
$k_w$	2	0,7	0,85	0,9	0,9
	3	0,6	0,8	0,85	0,9
	10	0,4	0,7	0,8	0,85
$k_j$	2	0,45	0,65	0,75	0,8
	3	0,25	0,5	0,6	0,7
	10	0,07	0,2	0,3	0,4

Примечание. Для промежуточных значений коэффициенты определяют по интерполяции.

Количество условных срезов связей  $n_c$  при равномерной их расстановке в каждом шве по длине элемента на участке с однозначной эпюрой поперечных сил:

$$n_c = \frac{1,5 (M_B - M_A) S_{бр}}{(T J_{бр})}, \quad (31)$$

где  $M_A$  и  $M_B$  — изгибающие моменты соответственно в начальном и конечном сечениях рассматриваемого участка;  $T$  — расчетная несущая способность связи в рассматриваемом шве.

Составные элементы, работающие на сжатие с изгибом и на внецентренное сжатие в плоскости изгиба, рассчитывают по (20) ... (25), в которых  $W_{расч} = k_w W$ , а при вычислении коэффициента  $\xi$  гибкость принимают по формуле (28). Количество связей определяют по (31) с введенным в знаменатель коэффициента  $\xi$ .

Устойчивость элементов в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, проверяют по (8). Кроме того, проверяют устойчивость наиболее напряженной ветви (при  $l_1 > 7a$ );

$$\sigma = N/F_{бр} + M_d/W_{бр} \leq \varphi_1 R_c, \quad (32)$$

где  $\varphi_1$  — коэффициент продольного изгиба рассматриваемой ветви, вычисленный по ее расчетной длине  $l_1$  (см. рис. 2.4).

## Глава 3. СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

### 3.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ И КЛАССИФИКАЦИЯ

Соединяют элементы для увеличения их длины (наращивание и сращивание), размеров поперечного сечения (сплачивание) и образования узлов в местах пересечения.

Применяют клеевые соединения, рассчитываемые на сдвиг; лобовые упоры и врубки для присоединения элементов, воспринимающих сжатие; нагели, работающие на изгиб; вклеенные стальные стержни — на выдергивание, продавливание и сдвиг, а также металлические элементы, испытывающие растяжение.

Все виды соединений (кроме клеевых) податливы. В процессе эксплуатации деревянных конструкций в соединениях возникают упругие и пластические деформации, вызываемые свойствами материала, что в большинстве случаев полезно, так как соединения работают вязко. Рыхлые деформации в результате неточности подгонки сопрягаемых элементов друг к другу и неплотности постановки рабочих связей необходимо стремиться уменьшить. Соединения должны быть плотными и вязкими.

При назначении рабочих связей в соединениях рекомендуется применять большее их количество с меньшей несущей способностью во избежание совпадения их с пороками древесины, особенно с сучками, так как это приводит к перегрузке остальных связей. Податливость соединений учитывают при определении деформаций конструкций и принимают, мм:

Примыкание поперек волокон элементов из цельной древесины . . . . .	3
То же, из клееной . . . . .	2
» на нагелях (кроме вклеенных) . . . . .	2
» на лобовых врубках и упорах торец в торец . . . . .	1,5
» на металлических пластинах всех видов . . . . .	1
» на вклеенных стержнях, работающих на выдергивание	
поперек волокон древесины . . . . .	0,5
вдоль волокон . . . . .	0,25

В клеевых соединениях деформации не учитывают. Указанные значения принимают при полном использовании несущей способности соединения, а при неполном — соответственно уменьшенные пропорционально действующему усилию.

### 3.2. СОЕДИНЕНИЯ НА КЛЕЮ

Применяют клей для склеивания древесины, фанеры, стеклопластиков, а также при стыковании по длине, сплачивании слоев по ширине и толщине, образовании сплошного сечения, соединении сжатых и растянутых элементов конструкций по длине и под углом по всему сечению. Можно вклеивать в древесину стальные и стеклопластиковые стержни, наклеивать шайбы, накладки.

Склеиваемые поверхности древесины должны быть остроганы, а поверхности других материалов обработаны в соответствии с инструкциями.

Для клееных деревянных элементов толщину досок принимают не более 33 мм (после острожки), в прямолинейных элементах — до 42 при образовании в них продольных прорезей. Ширину досок согласовывают с номинальной шириной клееного элемента с учетом припусков на сушку и механическую обработку [49].

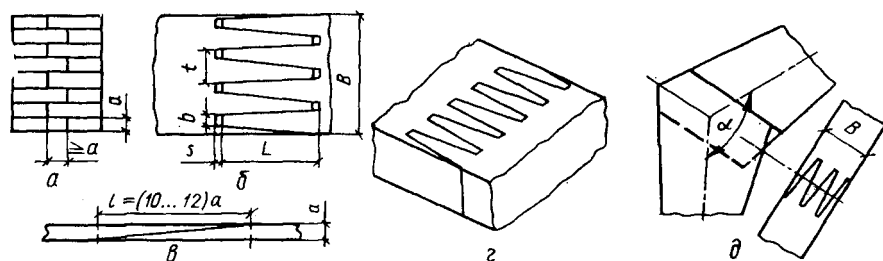


Рис. 3.1. Соединения на клею:

*а* — склеивание досок по пласти и кромке; *б, г* — детали зубчатого соединения; *в* — склеивание фанеры на «ус»; *д* — зубчатое соединение элементов конструкций.

При компоновке поперечных сечений клееных элементов рекомендуется использовать древесину только одной породы и одного сорта в растянутых и сжатых элементах при гибкости  $\lambda < 60$ ; в изгибаемых, сжатоизгибаемых и сжатых при  $\lambda \geq 60$  допускается применение древесины двух сортов, двух пород или разных сортов и пород. В последнем случае крайние слои высотой 0,15 общей высоты сечения выполняют из более прочных пиломатериалов.

При склеивании досок между собой и с фанерой под углом  $90^\circ$  ширину их принимают не более 100 мм, а при углах  $30...45^\circ$  — не более 150. Если при склеивании пакета по ширине требуется уложить две или более доски, то смещение их кромок принимают не менее толщины слоя досок (рис. 3.1, *а*). При склеивании досок по толщине смещение кромок не регламентируется.

Доски стыкуют с помощью зубчатых клеевых соединений, как правило, по пласти (рис. 3.1, *б*), фанеру — на «ус» (рис. 3.1, *в*), а цельные элементы крупного сечения по длине и под углом — зубчатым соединением по ГОСТ 19414—79\* (рис. 3.1, *г, д*). Внутренний угол между осями сопрягаемых элементов принимают не менее  $104^\circ$  с выходом зубьев только на кромки склеенного пакета.

Таблица 3.1. Синтетические клеи, применяемые при изготовлении клееных деревянных конструкций [11, 49]

Склеиваемые материалы и условия эксплуатации (по табл. 1.1)	Тип и марка клея	ГОСТ или ТУ
Древесина и древесина с фанерой для групп: А1, А2, А3, В1, В2, В3, В1, В2, В3 А2, А3, В2, В3, В2, В3 А2, В2 А2	Резорциновый ФР-12	ТУ6-05-1748-75
	Фенольнорезорциновый ФРФ-50	ТУ6-05-1880-79
	Алкилрезорциновый ФР-100	ТУ6-05-1638-78
	Алкилрезорциновый ДФК-1АМ	ТУ6-05-281-7-75
	Фенольно-алкилрезорциновый ДФК-14Р	ТУ-ЭССР 223-41-80
	Фенольный СФЖ-3016 и СФЖ-3015	ГОСТ 20907—75*
	Фенольный СФХ	ТУ6-05-281-12-76
	Карбамидно-меламиновый КС-В-СК	ТУ6-05-211-1806-79
	Карбамидные КФ-Ж, КФ-БЖ, КФ-5	ГОСТ 14231—78*
	Эпоксидные:	
Древесина со сталью (вклеенные стержни, шайбы), древесно-слоистые пластики и стеклопластики групп А, Б, В	ЭПЦ-1, К-153	ТУ6-05-1584-77 ТУ 6-05-1251-75

Для деревянных конструкций и склеивания древесины с другими материалами применяют синтетические клеи (табл. 3.1). Типы их и марки выбирают в соответствии со свойствами (прочность, долговечность и т. п.), назначением, рекомендуемыми областями применения и температурно-влажностными условиями эксплуатации. При этом следует учитывать обеспеченность сырьевой базой, технико-экономические показатели и стоимость.

### 3.3. СОЕДИНЕНИЯ НА ЛОБОВЫХ УПОРАХ И ВРУБКАХ

Лобовые упоры и врубки применяют для сращивания и узловых сопряжений сжатых элементов из бревен и цельных или клееных брусев. Сращивание лобовыми упорами выполняют при действии сжимающего усилия вдоль волокон древесины (рис. 3.2, а, б) и под углом к ним. Узловые соединения выполняют с помощью лобовых врубок с одним (рис. 3.2, в, г) или с двумя зубьями (рис. 3.2, д), а также с применением подушек (рис. 3.2, е). Для создания плотности и предотвращения смещения соединяемых элементов при транспортировании и монтаже конструкций их закрепляют болтами, скобами, накладками. В узловых соединениях из брусев следует центрировать элементы по ослабленному врезками сечению (см. рис. 3.2, в, д, е).

В лобовых врубках рабочую плоскость опирания сжатого элемента, работающую на смятие, располагают перпендикулярно действующему в нем усилию, т. е. перпендикулярно его оси. Если элемент работает

на сжатие с изгибом, ее располагают перпендикулярно равнодействующей сжимающего и поперечного усилий.

Лобовые упоры и врубки рассчитывают на смятие по плоскостям примыкания элементов и на скалывание древесины. Расчетную несущую способность соединений определяют: в лобовых врубках с одним зубом (см. рис. 3.2, в, г) и во врубках с подушками (см. рис. 3.2, е);

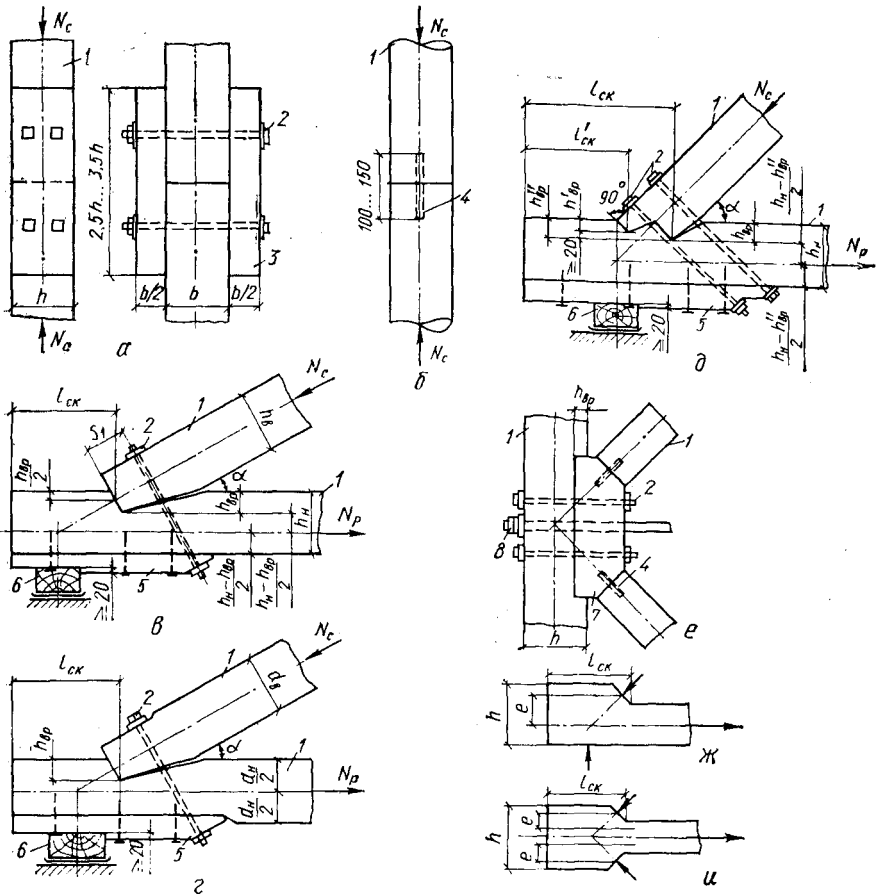


Рис. 3.2. Лобовые упоры и врубки:

а — лобовой упор с накладками на болтах; б — то же, со стальными стержнями; в — лобовая врубка с одним зубом в брусках; г — то же, в бревнах; д — то же, с двумя зубьями в брусках; е — упор через подушку; ж — схема односторонней врубки; з — двусторонней; 1 — элементы конструкции; 2 — стяжные болты; 3 — накладки; 4 — цилиндрический стержень диаметром 20...24 мм; 5 — подбалка; 6 — опорная подушка; 7 — подушка; 8 — стальной тяж.

на смятие

$$N_a \leq F_{см} R_{см\alpha}; \quad (33)$$

на скалывание

$$N_c \cos \alpha \leq F_{ск} R_{ск}^{ср}. \quad (34)$$

В лобовых врубках с двумя зубьями (см. рис. 3.2, д):  
на смятие

$$N_c \leq (F'_{см} + F''_{см}) R_{см\alpha}; \quad (35)$$

на скалывание по плоскости на глубине врубки верхнего зуба

$$N_c \cos \alpha \leq \frac{F'_{см} + F''_{см}}{F'_{см}} F'_{ск} 0,8 R_{ск}^{cp}; \quad (36)$$

то же, по плоскости на глубине врубки нижнего зуба

$$N_c \cos \alpha \leq 1,15 F''_{ск} R_{ск}^{cp}. \quad (37)$$

В формулах (33.) ... (37)  $N_c$  — расчетное усилие в примыкающем элементе;  $F_{см}$  — расчетная площадь смятия;  $F_{ск}$  — расчетная площадь скалывания;  $F'_{см}$ ,  $F''_{см}$  и  $F'_{ск}$ ,  $F''_{ск}$  — соответственно площади смятия и скалывания на уровне первого и второго зубьев;  $R_{см\alpha}$  — расчетное сопротивление древесины смятию под углом  $\alpha$  к направлению волокон, определяемое по формуле (1) или рис. 1.1, а;  $R_{ск}^{cp}$  — расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию:

$$R_{ск}^{cp} = R_{ск} \left( 1 + \beta \frac{l_{ск}}{e} \right), \quad (38)$$

$l_{ск}$  — расчетная длина площадки скалывания, принимаемая не менее  $1,5h$  и не более  $10h_{вр}$ ;  $e$  — плечо сил скалывания ( $e = 0,5h$  при несимметричной врезке (рис. 3, 2, ж) и  $e = 0,25h$  при симметричной (рис. 3.2, и);  $\beta = 0,25$  при расчете на одностороннее скалывание растянутых элементов и  $\beta = 0,125$  при расчете на промежуточное скалывание сжатых элементов (значения коэффициентов  $\beta$  даны при условии обжатия по плоскости скалывания и при  $l_{ск}/e \geq 3$ ).

Независимо от расчетных данных принимают значения  $h_{вр}$ :

В брусках	.....	$\geq 2$ см
В бревнах	.....	$\geq 3$ »
В промежуточных узлах сквозных конструкций	.....	$\leq h/4$
В остальных случаях	.....	$\leq h/3$

Примечание.  $h$  — высота элемента, в котором сделана врезка.

#### 3.4. СОЕДИНЕНИЯ НА НАГЕЛЯХ

Деревянные элементы соединяют с помощью цилиндрических нагелей из стали, алюминиевых сплавов, стеклопластика, древесно-слоистого пластика и дубовой древесины, а брусчатые балки также с помощью пластинок из дуба или березы. Цилиндрические нагели из стали применяют в виде стержней, болтов, гвоздей и винтов (шурупов или глухарей), из алюминиевых сплавов и стеклопластиков — в виде стержней и болтов, а из остальных материалов — в виде стержней.

В зависимости от количества элементов в нагельном соединении и направления действия в них усилий различают симметричные двух- и многошовные (рис. 3.3, а, б) и несимметричные одно-, двух- и многошовные соединения (рис. 3.3, в...ж).

Стальные стержни и болты применяют для соединения крупноразмерных элементов (брусьев, бревен), гвозди — досок и брусков, а винты — деревянных элементов с металлическими или пластмассовыми тонкими листами. Нагели из пластмасс, алюминиевых сплавов и древесины применяют в конструкциях, эксплуатируемых в химически агрессивных средах или с требованиями диэлектричности и «радиопрозрачности».

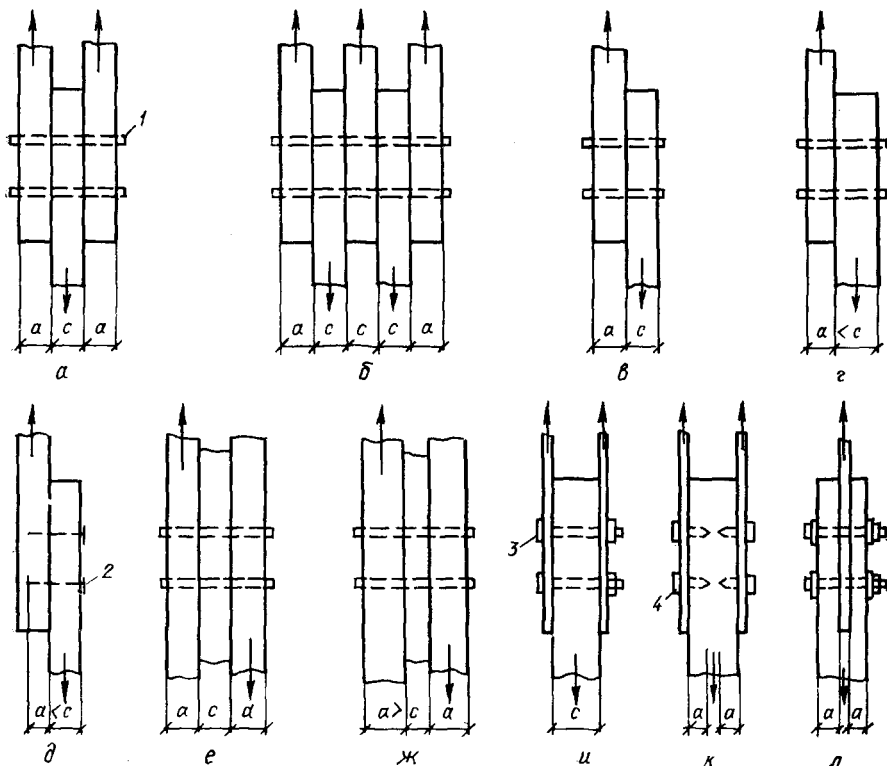


Рис. 3.3. Схемы соединений на нагелях:

*а, б* — симметричные соответственно дву- и многошпильные; *в, г, д* — несимметричные одношпильные; *е, ж* — несимметричные двухшпильные; *и, к, л* — симметричные с тонкими накладками из металла и пластмасс;  
 1 — цилиндрические стержни; 2 — гвозди; 3 — болты; 4 — глухарки.

В соединениях на цилиндрических стержнях для предотвращения раздвижки отдельных элементов ставят не менее 25 % (трех штук) стяжных болтов от общего количества нагелей в стыке. Соединения деревянных элементов с накладками или прокладками из металла или других листовых материалов на сквозных или глухих болтах применяют только при обеспечении плотной постановки нагелей (рис. 3.3, *и, к, л*). Глухие болты ввинчивают в древесину на глубину не менее пяти их диаметров.

Для плотной постановки цилиндрических нагелей в деревянных элементах просверливают отверстия того же диаметра. Для винтов



отверстия в древесине должны быть на 2...4 мм меньше диаметра винта в ненарезанной части.

Цилиндрические стержни в растянутых стыках из брусьев и досок размещают в два или четыре продольных ряда (рис. 3.4, а, в), в бревнах допустимо шахматное расположение в два ряда (рис. 3.4, б). Расстояние между осями нагелей вдоль волокон элемента  $s_1$ , поперек волокон  $s_2$  и от кромки до оси крайнего ряда  $s_3$  принимают не менее указанных в табл. 3.2.

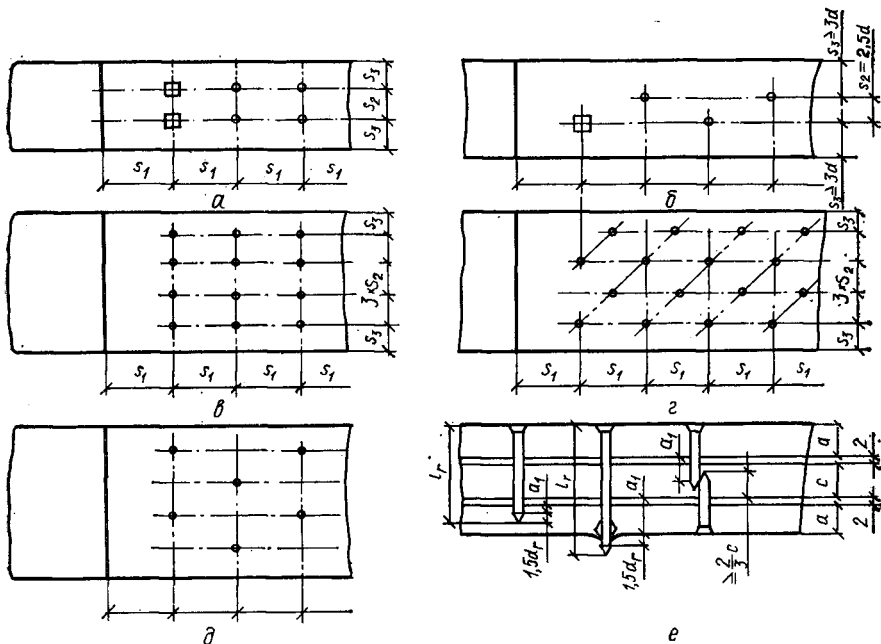


Рис. 3.4. Размещение цилиндрических нагелей и гвоздей в деревянных элементах: а — стержней в два ряда; б — стержней в круглых элементах в шахматном порядке; в — стержней и гвоздей в четыре ряда; г — гвоздей косыми рядами; д — гвоздей в шахматном порядке; е — гвоздей (глухая, сквозная и встречная по одной риске забивки).

### Количество нагелей в соединении

$$n_{\text{н}} = N / (T_{\text{мин}} n_{\text{ш}}), \quad (39)$$

где  $N$  — расчетное усилие;  $n_{\text{ш}}$  — количество расчетных швов одного нагеля;  $T_{\text{мин}}$  — наименьшая расчетная несущая способность нагеля в одном шве, определяемая по табл. 3.3. Для несимметричных соединений значения  $k_{\text{н}}$  можно определять по рис. 3.5, а. В соединениях со стальными накладками и прокладками расчетную несущую способность из условия изгиба нагеля принимают по формуле (47).

Накладки и прокладки проверяют на растяжение по ослабленному нагелями сечению и на смятие под нагелем (СНиП II-23-81\*). При выполнении соединения на цилиндрических нагелях из одного материала, но разных диаметров, расчетную несущую способность принимают

как сумму несущих способностей всех нагелей. Для растянутых стыков вводят коэффициент 0,9.

Нагели из пластмасс проверяют на срез. Расчетная несущая способность нагеля в одном шве

$$T_{cp} = \pi d^2 / 4 R_{cp}, \quad (40)$$

где  $R_{cp}$  — расчетное сопротивление материала нагеля на срез.

Таблица 3.2. Расстояния между осями нагелей и от оси последнего ряда до торца элемента в зависимости от толщины пакета  $b$  или толщины элемента  $c$  [11]

Минимальное расстояние	Стальные				Алюминиевые и стеклопластиковые		Дубовые	
	стержни, болты, винты		гвозди		стержни			
	$h > 10d$	$b \leq 10d$	$c > 10d$	$c = 4d$	$b > 10d$	$b \leq 10d$	$b > 10d$	$b \leq 10d$
$s_1$	$7d$	$6d$	$15d$	$25d$	$6d$	$6d$	$5d$	$4d$
$s_2$	$3,5d$	$3d$	$4d$ ( $3d$ )	$4d$ ( $3d$ )	$3,5d$	$3d$	$3d$	$2,5d$
$s_3$	$3d$	$2,5d$	$4d$	$4d$	$3d$	$2,5d$	$2,5d$	$2,5d$

Примечания: 1. Размеры в скобках относятся к расстановке гвоздей в шахматном порядке или косыми рядами под углом  $\alpha \leq 45^\circ$ .

2. Для промежуточных значений толщины пробиваемых гвоздем элементов с значением  $s_1$  определяют по интерполяции.

3. Для элементов, не пробиваемых гвоздями насквозь, независимо от их толщины, расстояние между осями гвоздей, а также от гвоздя до торца элемента принимают не менее  $1,5d_{гв}$ .

4. Диаметр гвоздей не более  $1/4$  толщины пробиваемых элементов.

5. Если при встречной забивке концы гвоздей входят в данный элемент с каждой стороны на глубину более  $2/3$  толщины элемента, расстояние между осями гвоздей назначают без учета взаимного захода (рис. 3.4, е).

6. Для элементов из осины, ольхи и тополя табличное значение  $s_1$  для гвоздей увеличивают в 1,5 раза.

7. При определении расчетной длины защемления конца гвоздя не учитывают его заостренную часть длиной  $1,5d_{гв}$ , а также из длины гвоздя вычитают по 2 мм на каждый шов между нестроганными соединяемыми элементами (см. рис. 3.4, е).

8. Если гвоздь пробивает элемент насквозь, то длину его защемления в последнем элементе принимают на  $1,5d_{гв}$  меньше. Если расчетная длина защемления получается меньше  $4d_{гв}$ , его работу в примыкающем шве не учитывают.

9. В растянутых стыках из бревен расстояния принимают по рис. 3.4, б.

Расчетную несущую способность винтов при заглублении их не нарезанной части (не менее двух диаметров) в древесину определяют по табл. 3.3 или рис. 3.5 как для стальных стержней.

Пластинчатые нагели применяют для сплачивания брусев или окантованных бревен и образования составных элементов, работающих на изгиб и сжатие с изгибом. Допускается сплачивать не более трех брусев или бревен.

Пластинчатые нагели изготовляют из прямослойной древесины дуба или березы. Последнюю подвергают антисептированию. Нагели ставят в гнезда, образуемые цепнодолбежным станком. При ширине элементов до 150 мм гнезда получаются сквозные, а при большей — глухие, располагаемые в шахматном порядке с обеих сторон составного элемента. Размеры гнезд и нагелей и наименьшие расстояния между ними приведены на рис. 3.6.

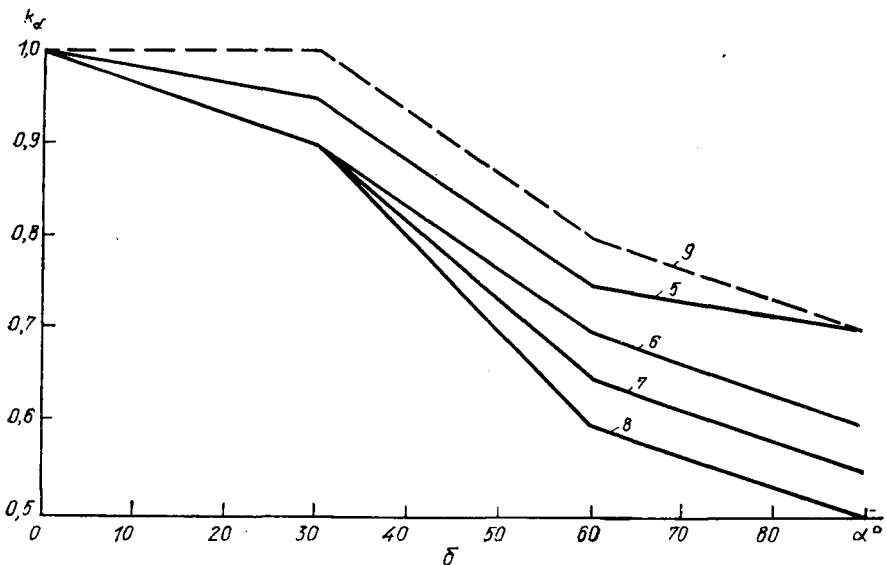
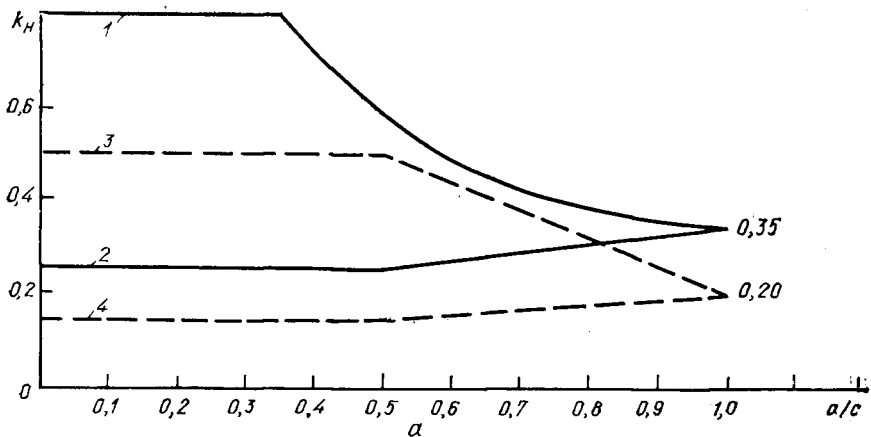


Рис. 3.5. Графики для расчета нагельных соединений:

$a$  — коэффициент  $k_n$  для несимметричных соединений (табл. 3.3);  $b$  — коэффициенты  $k_\alpha$ :  
 1 — для стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей  $T_a = (0,8...0,35) ad$  при  $c > a > 0,35c$ ; 2 — то же,  $T_c = (0,25...0,35) cd$  при  $a \leq c$ ; 3 — для дубовых нагелей  $T_a = (0,5...0,2) ad$  при  $c > a > 0,35c$ ; 4 — то же,  $T_c = (0,14...0,2) cd$  при  $a \leq c$ ; 5 — для стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей  $d = 12$  мм; 6 — то же,  $d = 16$  мм; 7 — то же,  $d = 20$  мм, 8 — то же,  $d = 24$  мм; 9 — для дубовых нагелей любого диаметра.

Длина составных элементов не должна превышать стандартной длины применяемого лесоматериала, поскольку стыки по длине не допускаются.

Расчетная несущая способность одного пластинчатого нагеля при действии сдвигающих усилий в элементах из сосны и ели, кН:

$$T = 0,75b_{пл}, \quad (49)$$

Таблица 3.3. Расчетная несущая способность  $T$  цилинд

Схема	Напряженное состояние	Значения	
		стального	из АГ-4С
соединения			
1. Симметричные соединения (см. рис. 3.3, а, б)	Смятие в элементах:		
	а) средних $T_c$ б) крайних $T_a$		$0,5cdk_{\alpha}$ $0,8adk_{\alpha}$
2. Несимметричные соединения (см. рис. 3.3, в, г, ж)	а) во всех равной толщины и в более толстых элементах одношовных соединений		$0,35cdk_{\alpha}$
	б) в более толстых средних элементах двухшовных соединений при $a \leq 0,5c$		$0,25cdk_{\alpha}$
	в) в более тонких крайних элементах при $a \leq 0,35c$		$0,8adk_{\alpha}$
	г) в более тонких элементах одношовных соединений и в крайних элементах двухшовных соединений при $c > a > 0,35c$		$k_{II} adk_{\alpha}$
3. Симметричные и несимметричные соединения (см. рис. 3.3)	Изгиб нагеля $T_H$	$(1,8d^2 + 0,02a^2) \sqrt{k_{\alpha}}$ , но не более $2,5d^2 \sqrt{k_{\alpha}}$	$(1,45d^2 + 0,02a^2) \times \sqrt{k_{\alpha}}$ , но не более $\frac{1,8d^2 \sqrt{k_{\alpha}}}{1,8d^2 \sqrt{k_{\alpha}}}$

Примечания: 1. Расчетная несущая способность нагеля приведена для элементов, принимаемых к шву.  
2. Значения коэффициентов  $k_{\alpha}$  определяют по графику (рис. 3.5, б). Угол принимают по пп. 2а и 2б, а при  $a > 0,5c$  определяют по интерполяции между значениями по пп. 2а и 2б, а при  $a > 0,5c$  принимают по формуле (47), в которой толщину крайнего элемента  $a$  принимают из условия наиболее полного использования его несущей способности на смятие умножают на коэффициенты  $m_{II}$  и  $k_{II}$ .

3. При элементах из других пород древесины, иных условиях эксплуатации, повышенных нагрузках, значения расчетной несущей способности на смятие умножают на коэффициенты  $m_{II}$  и  $k_{II}$ .

4. Для двухшовных несимметричных соединений при неодинаковой толщине элементов  $a > 0,5c$  определяют по интерполяции между значениями по пп. 2а и 2б, а при  $a > 0,5c$  принимают по формуле (47), в которой толщину крайнего элемента  $a$  принимают из условия наиболее полного использования его несущей способности на смятие умножают на коэффициенты  $m_{II}$  и  $k_{II}$ .

5. Диаметр нагеля принимают из условия наиболее полного использования его несущей способности на смятие умножают на коэффициенты  $m_{II}$  и  $k_{II}$ .

где  $b_{пл}$  — ширина пластинчатого нагеля, см, которую принимают равной ширине сплавляемых элементов при сквозных нагелях, и  $b_{пл} = 0,5b$  при глухих. Для элементов из других пород древесины (для напряжений скалывания) вводят коэффициент условия работы по табл. 1.3. Учитывают также разные условия эксплуатации, вводя коэффициенты, приведенные в § 1.2.

### 3.5. СОЕДИНЕНИЯ НА РАСТЯНУТЫХ СВЯЗЯХ И ВКЛЕЕННЫХ СТЕРЖНЯХ

Для соединения деревянных элементов применяют стальные связи: болты, тяжи, хомуты, работающие на растяжение, гвозди и винты, работающие на выдергивание, а также крепежные детали: стяжные болты, скобы, стальные подвески и накладки.

Широко распространены клеенные в древесину стальные стержни, работающие на выдергивание, продавливание и изгиб.

Растянутые тяжи, болты и хомуты из круглой стали применяют в затяжках арок и рам, растянутых элементах ферм, анкерах, кре-

**рического нагеля в одном шве [11]**

T, кН, при a, c и d, см, для			гвоздя стального	Номер формулы
стержня				
из ДСП-Б	из алюминиевого сплава Д16-Т	дубового		

$$0,3cdk_{\alpha} \quad 0,5cd \quad (41)$$

$$0,5adk_{\alpha} \quad 0,8ad \quad (42)$$

$$0,2cdk_{\alpha} \quad 0,35cd \quad (43)$$

$$0,14cdk_{\alpha} \quad 0,25cd \quad (44)$$

$$0,5adk_{\alpha} \quad 0,8ad \quad (45)$$

$$k_H adk_{\alpha} \quad k_H ad \quad (46)$$

$$\begin{aligned} (0,8d^2 + 0,02a^2) \sqrt{k_{\alpha}} \quad (1,6d^2 + 0,02a^2) \sqrt{k_{\alpha}} \quad (0,45d^2 + 0,02a^2) \times \quad 2,5d^2 + 0,01a^2, \text{ но} \quad (47) \\ \text{но не более } d^2 \sqrt{k_{\alpha}} \quad \text{но не более } 2,2d^2 \sqrt{k_{\alpha}} \times \sqrt{k_{\alpha}}, \text{ но не более} \quad \text{не более } 4d^2 \quad (48) \\ 0,65d^2 \sqrt{k_{\alpha}} \end{aligned}$$

тов из сосны и ели.  
 мают равным большему из углов смятия нагелем элементов\*, прилегающих к рассмат-  
 ной влажности и температуре, действию только постоянных и длительных временным  
 $m_B, m_H, m_D$ , приведенные в § 1.2, а на изгиб нагеля — на корень квадратный из этого  
 расчетную несущую способность нагеля из условия смятия в среднем элементе при  $c >$   
 $> c$  — по формуле (43) с заменой  $c$  на  $a$ . Расчетную несущую способность из условия  
 берут не более  $0,6c$  ( $a \leq 0,6c$ ).  
 щей способности по изгибу.

пящих конструкции к фундаментам, опорных узлах ферм, при подвеске элементов перекрытий. Рабочие связи всегда затягивают для плотного прилегания к древесине и ликвидации рыхлых деформаций в узлах с помощью гаек и контргаек на концах связей или стяжных муфт, располагаемых по их длине в местах, удобных для периодического подтягивания. В местах примыкания связей к поверхности древесины предусматривают шайбы из стали, а при парных связях — траверсы из профильного металла для распределения напряжений смятия на поверхности древесины. Во избежание обмятия ребер брусьев под хомуты ставят прокладки из угловой стали (рис. 3.7, а) или согнутой под прямым углом полосы (рис. 3.7, б); хомуты полукруглой формы прижимают к поверхности бревен через изогнутую по окружности стальную полосу (рис. 3.7, в).

Тяжи стыкуют при помощи сварки (рис. 3.7, г, д), ненатяжных петель (рис. 3.7, е) или стяжных муфт (рис. 3.7, ж). Растянутые связи рассчитывают по ослабленному нарезкой сечению

$$\sigma = N/(F_{нт}m) \leq R_y, \quad (50)$$

где  $R_y$  — расчетное сопротивление стали на растяжение (табл. 5.1 СНиП II-23-81\*);  $F_{нт}$  — площадь поперечного сечения нетто (по нарезке);  $m$  — коэффициент условий работы, равный:

при наличии нарезки . . . . .	0,8
при двойных и тройных тяжах без нарезки . . . . .	0,85
с нарезкой . . . . .	0,68

Площадь шайб и размеры траверс определяют расчетом древесины на смятие, сечение шайб — на изгиб под действием нагрузки, равной напряжению смятия в древесине.

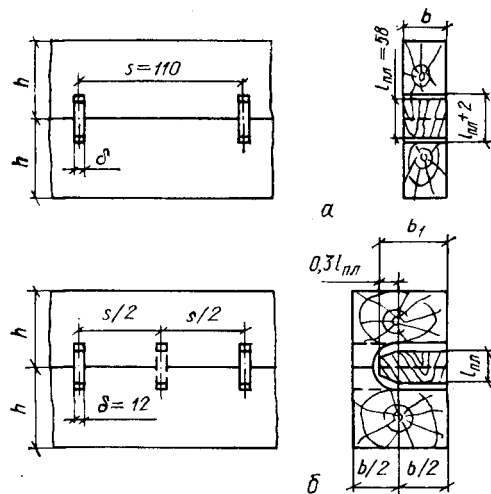


Рис. 3.6. Расстановка пластинчатых нагелей и их размеры, мм:  
а — сквозные нагели; б — глухие.

При одиночных тяжах шайбу принимают как консольную плиту, а при двойных предусматривают траверсу из профильной стали, объединяющую их, и рассчитывают ее как балку на двух опорах.

**Гвозди и винты, работающие на выдергивание, применяют для крепления второстепенных элементов (подшивок, накладок) при статических нагрузках. Забивать гвозди можно только поперек волокон древесины и без предварительного рассверливания отверстий. Длину защемления гвоздя принимают не менее двух толщин прикрепляемого элемента и не менее  $10d_{гв}$ .** Правильная расстановка гвоздей показана на рис. 3.4. Винты завинчивают в предварительно просверленные в древесине отверстия, диаметр которых на 2...4 мм меньше диаметра ненарезанной их части. Расстояние между винтами (см. рис. 3.4)

$$s_1 \geq 10d; \quad s_2 = s_3 \geq 5d.$$

Расчетная несущая способность на выдергивание одного гвоздя (винта), установленного поперек волокон древесины, кН:

$$T = \pi d l_1 R_B, \tag{51}$$

где  $d$  — диаметр гвоздя или нарезанной части винта, см;  $l_1$  — длина защемленной части гвоздя (см. рис. 3.4, e) или длина нарезанной части винта, см;  $R_B$  — расчетное сопротивление выдергиванию, кН/см<sup>2</sup>:

Для гвоздя, забитого в воздушно-сухую древесину . . . . .	0,03
То же, в сырую, высыхающую при эксплуатации . . . . .	0,01
Для винта, завинченного в воздушно-сухую древесину . . . . .	0,1

Значения  $R_b$  умножают на коэффициенты условий работы  $m_b, m_n, m_t$  и  $m_d$  (см. § 1.2). При диаметре забиваемых гвоздей более 5 мм в расчет вводят  $d = 5$  мм.

**Вспомогательные стальные крепежные детали** ставят чаще всего в узлах для соединения деревянных элементов в период сборки, транспортирования и монтажа, при их работе на незначительные усилия, а также для соблюдения проектных размеров конструкций.

Стяжные болты, соединяющие пакеты досок или брусьев, в узловых соединениях на врубках принимают диаметром не менее  $\frac{1}{30}$  толщины стягиваемого пакета и не менее 12 мм.

Стальные шайбы, накладки и прокладки — толщиной не менее 0,25 диаметра болта и не менее 4 мм, а размер шайбы или прокладки — не менее  $3,5d$ .

Скобы ставят в узлах конструкций из брусьев или

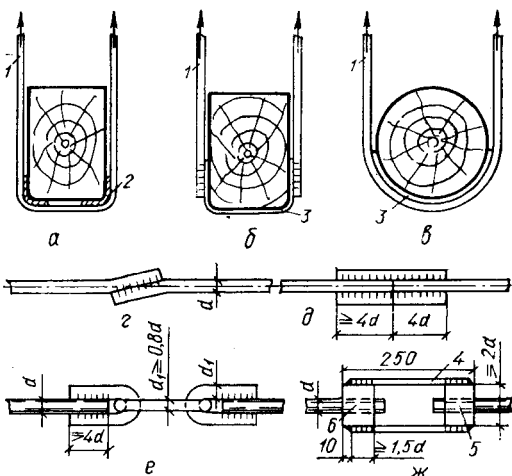


Рис. 3.7. Стальные хомуты и тяжи:

*а, б, в* — хомуты для подвески балок; *г* — стык тяжа внахлестку; *д* — то же, с накладками; *е* — то же, с помощью петель; *ж* — то же, натяжными муфтами; *1* — хомут; *2* — угловая сталь; *3* — полосовая сталь; *4* — сварная муфта; *5* — правая резьба; *6* — левая резьба.

бревен. В зависимости от размеров сечений элементов и длины скоб диаметр их 8...18 мм. Забивают скобы в древесину без просверливания отверстий с таким расчетом, чтобы место забивки не совпадало с сердцевинной частью деревянных элементов, а расстояния от вершины угла до центров заглупления скобы были одинаковыми. Расстояния от центра забивки скобы до торца элемента  $s_1$  принимают такое же, как для нагелей (см. § 3.4).

Все стальные растянутые или вспомогательные детали защищают от коррозии, а в конструкциях, рассчитанных на огнестойкость, выступающие металлические части защищают деревянными элементами (§ 13.2).

**Стальные стержни, вклеиваемые в древесину**, применяют при стыковании растянутых, изгибаемых и сжато-изгибаемых элементов в узлах ферм, опорных узлах балок, а также для крепления конструкций к фундаментам. В зависимости от действующих усилий и конструктивного решения узлов или стыков стержни ставят вдоль (рис. 3.8, *а*), поперек (рис. 3.8, *б*) или под углом  $30^\circ$  к волокнам древесины (3.8, *в, г*). Они могут работать на выдергивание, продавливание, а также на совместное действие продольных и поперечных усилий, как нагели.

Для соединений применяют цилиндрические стержни арматуры периодического профиля классов А-II...А-III (ГОСТ 5781—82\*), а

также цилиндрические стержни с нарезкой диаметром 12...25 мм. Они допускаются в условиях эксплуатации А1, А2, Б1 и Б2 при температуре окружающей среды не выше 35 °С.

Для постановки стержней периодического профиля в деревянных элементах просверливают глухие отверстия, диаметр которых на 5 мм больше внешнего диаметра стержней. Их заполняют эпоксидным клеем. Для отвода избыточного клея в конструкции просверливают отверстия диаметром 2...3 мм. В стержнях с нарезкой для этой цели

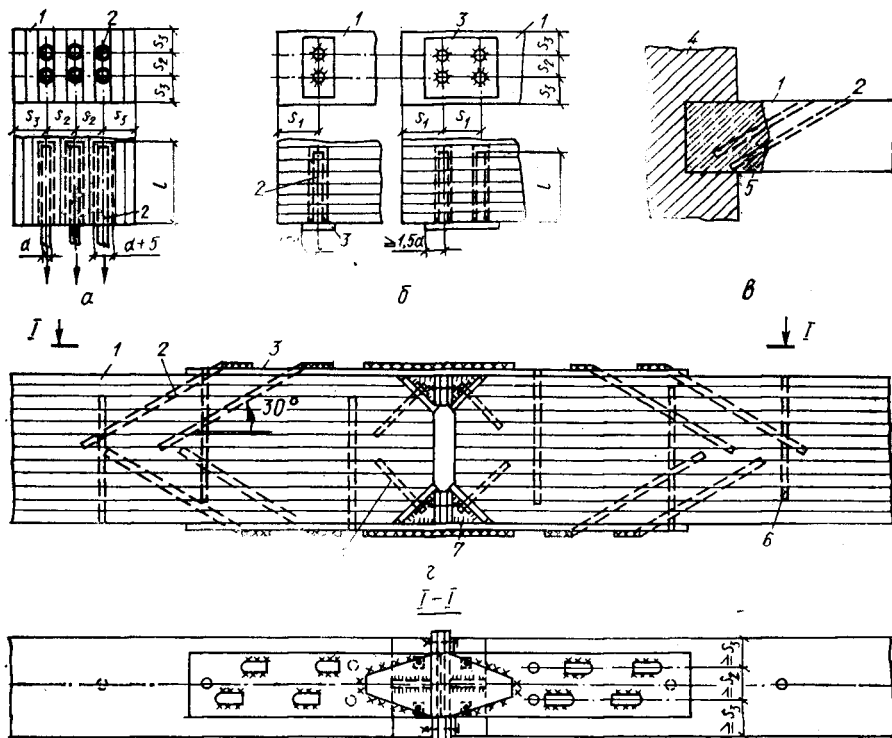


Рис. 3.8. Соединение элемента на вклеенных стержнях:

*a* — размещение стержней при вклейке вдоль волокон; *b* — то же, поперек (опорный узел балки); *v* — размещение наклонных стержней при усилении сгнившего опорного узла балки; *2* — то же, в монтажном стыке конструкции; *1* — деревянный элемент; *2* — расчетный вклеенный стальной стержень; *3* — стальные пластины, приваренные к стержням; *4* — стена здания; *5* — полимербетон (вместо удаленного конца сгнившей балки); *6* — нерабочий (нерасчетный) стержень, препятствующий расслоению древесины; *7* — стальной сварной башмак стыка; *8* — вклеенные болты.

вдоль оси заранее предусматривают паз. Размер отверстия в древесине на 1...2 мм меньше диаметра болта, длина на 50 мм больше длины винчиваемой части болта, которую принимают не менее 16 диаметров болта и не более 500 мм.

Расчетная несущая способность вклеенного в древесину сосны и ели стержня периодического профиля, работающего на выдергивание и продавливание независимо от направления волокон, кН:

$$T = \pi l (d \pm 0,5) R_{св} k_1 k_2, \quad (52)$$



где  $l$  — длина заделываемой части стержня, см, принимаемая по расчету с соблюдением условия  $30d > l > 10d$ ;  $d$  — диаметр стержня, см;  $R_{ск}$  — расчетное сопротивление древесины скалыванию, МПа;  $k_1$  — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига вдоль стержня

$$k_1 = 1,2 - 0,02l/d; \quad (53)$$

$k_2$  — коэффициент, учитывающий неравномерность нагружения стержней, если усилие передается на стержни через накладку (табл. 3.4). Если усилие передается на каждый стержень непосредственно,  $k_2 = 1$ .

Таблица 3.4. Коэффициент неравномерности нагружения  $k_2$  [44]

Условия передачи нагрузки	Число поперечных рядов стержней				
	1		2		
	Число стержней в ряду				
	1	2	3	1	2
С центрирующей прокладкой	1	0,9	0,85	0,8	0,75
Без центрирующей прокладки	1	0,9	0,85	0,75	0,7

Для других условий эксплуатации и пород древесины значения расчетной несущей способности умножают на коэффициенты условий работы  $m_n$ ,  $m_d$ ,  $m_T$ ,  $m_b$  и  $m_p$ .

Расстояния между осями стержней принимают не менее:

Вдоль волокон древесины . . . . .	$s_1 \geq 3,5d$
Поперек » » . . . . .	$s_2 \geq 2d$
Расстояние от оси стержня до кромки независимо от направления волокон . . . . .	$s_3 \geq 2d$

Расчет соединений на стальных наклонно клеенных стержнях для конкретных конструкций приведен в § 6.4 и 8.3.

## Глава 4. ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ

### 4.1. ХАРАКТЕРИСТИКА И КЛАССИФИКАЦИЯ

Ограждающие конструкции зданий проектируют холодными (для неотапливаемых зданий) и утепленными (для отапливаемых). Их изготавливают в построечных условиях из отдельных элементов и в заводских в виде готовых плит и панелей.

Ограждающие конструкции покрытий делятся на чердачные (при разделении конструкций крыши и перекрытия чердачным помещением) и бесчердачные (при их совмещении). В покрытиях функции ограждения выполняют кровли и поддерживающие их настилы (обрешетки), в стенах — гидроизоляционные материалы, закрепляемые к обшивкам. Чердачное покрытие здания состоит из кровли и чердачного перекрытия. При расстоянии между стенами или опорами здания не

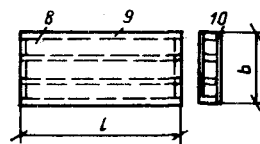
Таблица 4.1. Схемы ограж  
а. Построечного

Наименование и характеристика конструкции	Схема
1. Покрытие не утепленное	
2. То же	
3. Покрытие утепленное беспустотное	
4. Покрытие утепленное пустотное	
5. То же	
6. Подвесные чердачные перекрытия	

б. Заводского

Наименование и характеристика	Схема конструкции
-------------------------------	-------------------

7. Плиты и панели с фанерными полками и деревянным каркасом



дающих конструкций [11, 38]

изготовления

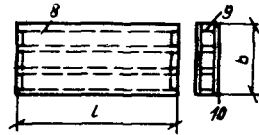
Материал кровли	Область применения	Вес без утеплителя, кН/м <sup>2</sup>
Три слоя рубероида на мастике	В зданиях неотапливаемых	0,2...0,3
Асбестоцементные волнистые листы обыкновенного профиля	То же	0,25...0,4
Три слоя рубероида на мастике по выравнивающему слою	В зданиях отапливаемых с относительной влажностью внутреннего воздуха $\varphi \leq 60\%$	0,5...0,7
Три слоя рубероида на мастике	То же, при $\varphi > 60\%$	0,4...0,6
Асбестоцементные листы обыкновенного профиля	То же	0,4...0,6
—	В зданиях отапливаемых	0,3...0,6

изготовления

$b$ и $l$	$h/l$	Область применения	Вес без утеплителя, кН/м <sup>2</sup>
$b = 1500$ (1200)	1/20	Покрытия, стены и подвесные перекрытия зданий	0,1...0,3
$l = 3000...12\ 000$	1/32		
	1/30		
	1/50		

Наименование и характеристика	Схема конструкции
-------------------------------	-------------------

8. Плиты и панели с плоскими асбестоцементными полками и деревянным каркасом



Примечания: 1. Размеры в скобках приведены для панелей стен.  
 2. В плитах покрытий при кровле из волнистых асбестоцементных листов верхнюю  
 3. Обозначения на эскизах: 1 — кровля; 2 — защитный настил; 3 — рабочий настил  
 изоляция: 8 — верхняя полка (обшивка); 9 — ребра; 10 — нижняя полка.

более 7 м кровля опирается на наслонные стропила или комбинированные системы (см. § 5.1), а чердачное перекрытие — на стены или опоры (рис. 4.1, а). При большем расстоянии кровля опирается на несущие конструкции (балки, фермы), а чердачное перекрытие к ним подвешивается.

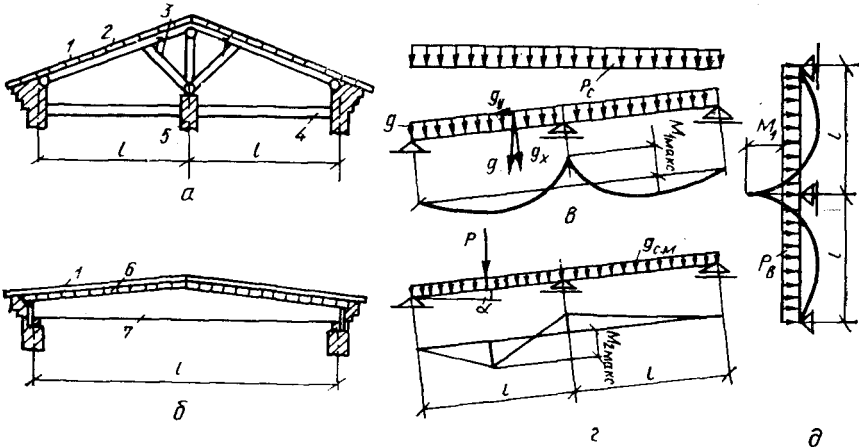


Рис. 4.1. Виды покрытий и расчетные схемы настилов и обшивок стен:  
 а — чердачное покрытие; б — бесчердачное; в — расчетная схема настила при эксплуатационной нагрузке; г — то же, при монтажной; д — расчетная схема обшивки при ветровой нагрузке;  
 1 — кровля; 2 — настил; 3 — наслонная система стропил; 4 — чердачное перекрытие;  
 5 — опоры (стены) здания; 6 — плиты покрытия; 7 — несущая конструкция.

В отапливаемых зданиях для предохранения от потерь тепла в покрытиях и стенах укладывают утеплитель, располагаемый с наружной (холодной) стороны ограждения. Рекомендуется применять легкие несгораемые или трудносгораемые утеплители в виде жестких или полужестких плит. Для предохранения ограждения от конденсационного увлажнения применяют пароизоляцию, которую располагают с внутренней (теплой) стороны ограждения. Для нее используют рулонные материалы: толь, пергамин и синтетические пленки.

$b$ и $l$	$h/l$	Область применения	Вес без утеплителя, кН/м <sup>2</sup>
$b = 1500$ (1200)	1/20	Покрытия и стены производственных зданий	0,4...0,6
$l = 3000...6000$	1/32		
	1/30		
	1/50		

обшивку не выполняют. (обрешетка, подшивка); 4 — прогон; 5 — стропила (балки); 6 — утеплитель; 7 — паро-

Бесчердачные покрытия с относительной влажностью воздуха помещений до 60 % устраивают беспустотными, а с большей влажностью — пустотными, в которых предусмотрены сквозные продухи для удаления лишней влаги из толщи покрытия. Настилы (обрешетки) покрытий поддерживаются стропилами или прогонами, обшивки стен — прогонами.

В связи с переходом на индустриальные методы строительства широкое распространение получили крупноразмерные плиты покрытий и панели стен с деревянным каркасом и обшивками из фанеры, асбестоцементных листов и древесных плит. Основные типы ограждающих конструкций, рекомендуемые к применению, и их характеристики приведены в табл. 4.1.

#### 4.2. НАСТИЛЫ ПОКРЫТИЯ, ПЕРЕКРЫТИЙ, ОБШИВКИ СТЕН И ПРОГОНЫ

Настилы предназначены для поддержания кровли или утеплителя.

Для трехслойной рубероидной кровли, наклеенной на мастике применяют настил из двух слоев досок, соединяемых гвоздями. Верхний защитный слой из досок толщиной 16...22 мм и шириной не более 100 мм укладывают под углом 45° к нижнему, который для лучшего проветривания делают разреженным из досок толщиной 19...32 мм (по расчету).

Для кровли из волнистых асбестоцементных листов обыкновенного профиля, а также волнистого стеклопластика, кровельной стали и черепицы применяют настил из брусков сечением не менее 50 × 50 мм, расположенных друг от друга на расстоянии, зависящем от нагрузки и размеров кровельного материала. Так же решают стеновое ограждение.

В покрытиях и подвесных перекрытиях отапливаемых зданий утеплитель укладывают на сплошной дощатый настил или накат толщиной 19...32 мм (по расчету). Доски соединяют между собой впритык или вчетверть, в зависимости от требований эксплуатации помещения. Снизу они могут быть остроганы.

Для ускорения строительства зданий настилы проектируют в виде щитов, изготавливаемых в цехах. Для предотвращения увлажнения их в процессе транспортирования и монтажа, наружную плоскость

сплошных щитов оклеивают гидроизоляционным материалом, который при эксплуатации будет служить одним из слоев кровли или пароизоляции.

Для изготовления настилов и обрешетки, как правило, применяют древесину хвойных пород третьего сорта. Допустима древесина мягколиственных пород: тополя, осины и ольхи для обрешетки, а также однослойные настилы при условии доступности осмотра и проветривания чердачных помещений.

Деревянные настилы и обрешетки из длинных досок рассчитывают как двухпролетные балки на следующие сочетания нагрузок: от постоянной и снеговой на прочность и жесткость (рис. 4.1, в) и от собственного веса и сосредоточенного груза  $P = 1$  кН только на прочность (рис. 4.1, г). Обшивки стен рассчитывают на прочность и жесткость от действия ветровой нагрузки (рис. 4.1, д).

Изгибающие моменты и прогибы:

$$M' = (g + p) l^2 / 8; \quad (54)$$

$$M'' = 0,07 g_{c.в} l^2 + 0,207 P l; \quad (55)$$

$$f' = 2,13 (g'' + p'') l^4 / (384 E J). \quad (56)$$

При расчете однослойного настила по второму сочетанию нагрузок сосредоточенный груз принимают с коэффициентом перегрузки  $n = 1,2$  и распределяют на две доски или два бруска при расстоянии между их осями  $\leq 150$  мм и на одну доску или брусок при расстоянии более 150 мм. При двойном дощатом перекрестном настиле сосредоточенный груз распределяют на ширину 500 мм рабочего настила.

Прочность проверяют по формуле (12), принимая расчетное сопротивление изгибу для древесины третьего сорта  $R_n = 13$  МПа, а значения предельного прогиба — на с. 20. Для расчета по второму (монтажному) сочетанию принимают  $R_n = 13 \cdot 1,2 = 15,6$  МПа.

Обрешетку из брусков, расположенных вдоль зданий, проверяют на косою изгиб по формуле (13). Настилы, обрешетки и подшивки закрепляют гвоздями, которые рассчитывают на выдергивание от нагрузки, расположенной на подшивке по формуле (51). Длины и расположение гвоздей принимают по указаниям § 3.5.

Настилы и обрешетку покрытий, укладываемые вдоль здания, опирают на наклонные балки — стропила из бревен или досок. При расположении настилов вдоль ската опирание осуществляют непосредственно на прогоны. Расстояние между балочными конструкциями принимают 1...1,5 м. Стропила рассчитывают как наклонные однопролетные балки (см. § 5.1). В двускатных крышах стропила соседних скатов соединяют в коньке в полдерева или с помощью накладок гвоздями или болтами. В этом случае скатные составляющие нагрузки уравновешиваются и прогоны не испытывают косою изгиба.

Прогоны покрытий и стен предназначены для передачи действующих нагрузок на несущие конструкции. В чердачных покрытиях прогоны опирают на торцевые стены или стойки наслонной системы стропил, в бесчердачных — на несущие конструкции; в подвесных покрытиях их подвешивают к конструкциям.

В конструкциях покрытий применяют прогоны разрезные, с подбалками, подкосами, консольно-балочные и неразрезные (рис. 4.2). В стеновом ограждении, в основном, разрезные. Разрезные прогоны выполняют из бревен или брусев, стыкуемых на опорах (рис. 4.2, а, б, в). Они просты в изготовлении и монтаже, но расход лесоматериала больше чем для других типов, особенно при пролетах более 4 м.

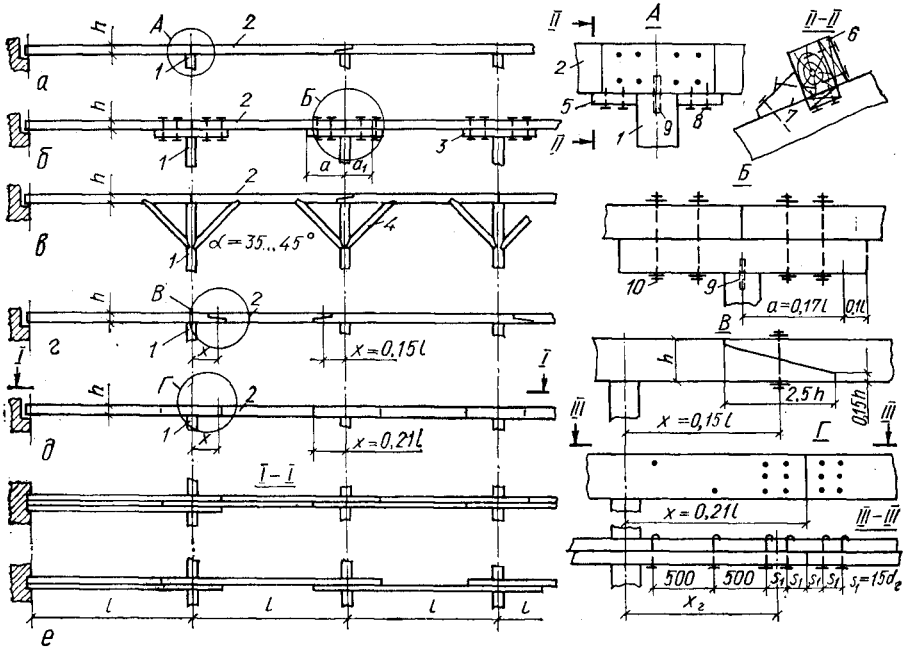


Рис. 4.2. Схемы и детали прогонов покрытий:

а — разрезной; б — разрезной с подбалками; в — разрезной с подкосами; г — консольно-балочный; д — неразрезной из спаренных элементов; е — план неразрезных прогонов; 1 — несущая конструкция; 2 — прогон; 3 — подбалка; 4 — подкос; 5 — упорные кобылки из досок; 6 — накладка на стыке прогонов; 7 — бобышка; 8 — гвоздь; 9 — стальной стержень; 10 — болт.

Прогоны рассчитывают на прочность и жесткость как однопролетные балки по формулам (12)...(15). Нагрузку принимают равномерно распределенной при опирании на прогоны настилов или стропил, если их в пролете не менее четырех. При меньшем количестве стропил в пролете прогоны рассчитывают на действие сосредоточенных грузов.

Прогоны с подбалками применяют в наслонной системе стропил для уменьшения расчетного пролета (рис. 4.2, б). Подбалки выполняют из бревен или брусев такого же сечения, как прогоны и скрепляют с ними двумя болтами с каждой стороны стойки. Рассчитывают прогоны по прочности и жесткости по формулам (12), (15). Наибольший изгибающий момент в подбалке при полном загрузении соседних пролетов

$$M_{\text{под}} = q l a_1 / 2, \tag{57}$$

где  $q$  — полная погонная нагрузка;  $a_1$  — расчетный вылет консоли подбалки.

Расчетный изгибающий момент в прогоне определяют при расположении временной нагрузки через один пролет. Тогда

$$M = q(l - 2a_1)^2/8 - qa_1^2/2. \quad (58)$$

Прогиб прогона относительно его опорных точек

$$f = 5q^3(l - 2a_1)^4/(384EJ), \quad (59)$$

где  $a_1 = ag/q$ ;  $g$  — постоянная нагрузка.

Расчетный вылет консоли подбалки  $a_1$  назначают из условия равнопрочности консоли и прогона. При равномерно распределенной нагрузке на прогоне  $g \approx p$  и при равных расстояниях между осями стоек  $a_1 = 0,17l$  (см. рис. 4.2, б).

На крайних стойках подбалки не укладывают, так как они поворачиваются при изгибе вместе с прогоном, поэтому расчетный пролет прогона  $l_{кр} = l - a_1$ . Рекомендуется крайние пролеты делать меньше промежуточных либо увеличивать сечение прогона.

Прогон с подкосами также применяют в наслонной или подкосно-балочной системах стропил для уменьшения пролета прогона и обеспечения устойчивости системы в продольном направлении. Верхние концы подкосов располагают примерно в третях пролета прогона и соединяют с ним лобовыми врубками. Угол наклона подкосов к горизонту от 30 до 45°. Нижние концы их упирают в лежни при наслонной системе стропил или соединяют лбовыми врубками со стойкой в подкосно-балочной системе. Узлы скрепляют скобами. Стыки прогонов обычно располагают над стойками (см. рис. 4.2, узел Б).

Прогон рассчитывают как однопролетные балки с расчетным пролетом, равным большему расстоянию между стойкой и подкосом или между подкосами по прочности и жесткости. Разрешается рассчитывать прогон как трехпролетную неразрезную балку по опорному (на подкосе) изгибающему моменту с учетом ослабления его лобовой врубкой. Подкосы и стойки рассчитывают на сжатие по устойчивости по формулам (8)...(10), а узлы — по (33), (34), (38).

Консольно-балочные прогоны, как правило, применяют в бесчердачных покрытиях при расстояниях между несущими конструкциями не более 4,5 м. Стыки прогона в виде косога прируба (см. рис. 4.2, узел В) располагают попарно через пролет в местах изменения знака изгибающего момента при загрузении всех пролетов равномерно распределенной нагрузкой. При расстоянии от оси до центра стыка  $x \approx \approx 0,15l$  получают прогон с равными моментами в пролете и на опорах, а при  $x \approx 0,21l$  — с равными прогибами в подвесной и консольной частях прогона. Здесь изменение интенсивности временной нагрузки в соседних пролетах приводит к увеличению изгибающих моментов, что следует учитывать при расчете.

Расчет и конструирование прогонов — по формулам (12)...(15).

Изгибающие моменты и прогибы:

для равномерноментных прогонов при  $x \approx 0,15l$

$$M_{\max} = ql^2/16; \quad f_{\max} = 2q^3l^4/(384EJ), \quad (60)$$



для равнопрогибных при  $x \approx 0,21l$

$$M_{\max}^{\text{оп}} = ql^2/12; \quad M_{\max}^{\text{пр}} = ql^2/24; \quad f = q^4 l^4 / (384 EJ). \quad (61)$$

Формулы справедливы для всех пролетов и опор многопролетных балок, если крайние пролеты длиной  $l_{\text{кр}} = 0,85l$ . При равных пролетах сечение прогонов в крайних пролетах необходимо увеличить.

Неразрезные прогоны проектируют по равнопрогибной схеме из спаренных элементов — досок или пластин. Стыки размещают вразбежку на расстоянии  $x \approx 0,21l$  от оси опоры (см. рис. 4.2, д). Каждый стык одного элемента перекрывается цельным другим элементом. По длине прогона элементы соединяют гвоздями в шахматном порядке через 500 мм, а в стыке ставят гвозди по расчету на действие поперечной силы (см. рис. 4.2, узел Г). Длина гвоздей должна обеспечить загиб их концов при выходе из прогона.

Неразрезные прогоны обычно применяют при небольших уклонах под рубероидную кровлю, поскольку при крутых уклонах тонкие доски или пластины не могут воспринимать скатную составляющую нагрузки. При наличии в покрытиях стропил, прочно соединенных с прогонами и между собой в коньке и рассчитанных на действие скатной составляющей нагрузки, они могут применяться и при больших уклонах.

Прогоны рассчитывают на прочность и жесткость по формулам (12)...(15), принимая значение расчетного изгибающего момента на опоре и наибольшего прогиба по (61). Кроме того, определяют количество односрезных гвоздей в стыке прогона

$$n_{\text{гв}} = M_{\text{оп}} / (2x_{\text{г}} T_{\text{мин}}), \quad (62)$$

где  $x_{\text{г}}$  — расстояние от оси опоры до места приложения равнодействующей гвоздевого забоя по одну сторону стыка;  $T_{\text{мин}}$  — наименьшее значение расчетной несущей способности гвоздя, определяемое по табл. 3.3. При пролетах прогонов до 4,5 м и рубероидной кровле возможна схема, приведенная на рис. 4.2, е. Здесь в каждом пролете укладывают однопролетный прогон с двумя консолями, а концы соседних прогонов соединяют гвоздями. В этой схеме на опоре, где изгибающий момент больше, сечение состоит из двух досок, а в пролете — из одной. Прогон, в зависимости от вылета консоли, может работать как равномоментный или равнопрогибный.

В крайних пролетах равнопролетных прогонов (рис. 4.2, д, е), где изгибающие моменты больше, чем в средних, сечение прогонов увеличивают за счет введения дополнительного элемента без проверки их расчетом (рис. 4.2, д).

При равных по длине крайних и средних пролетах нагрузка на несущие конструкции от опорного давления прогона на второй от края опоре увеличивается. Если это недопустимо, необходимо уменьшить крайние пролеты прогона. К несущим конструкциям прогоны крепят с помощью стальных или деревянных элементов болтами или гвоздями (см. рис. 4.2, узел А).

#### Пример 1. Настил и прогоны.

Проектировать и рассчитать дощатый настил и прогоны утепленного покрытия производственного здания размером в плане 24 × 35 м с температурно-влажност-

ными условиями эксплуатации по группе А1 в Киевской области. Кровля рубероидная трехслойная с уклоном 0,1 по цементной стяжке толщиной 20 мм, плотностью 2000 кг/м<sup>3</sup>. Утеплитель — фибролитовые плиты толщиной 100 мм, плотностью 500 кг/м<sup>3</sup> (ГОСТ 8928—81). Настил одинарный из сосновых досок (ГОСТ 24454—80 Е). Шаг несущих конструкций 4,5 м. Класс ответственности здания II,  $\gamma_n = 0,95$ .

*Выбор конструктивной схемы.* Принимаем покрытие с неразрезными прогонами, поставленными на расстоянии 1,25 м по скату крыши.

1. Настил. Статический расчет.

Нагрузки по первому сочетанию (см. рис. 4.1, в) по табл. 4.2.

Таблица 4.2. Нагрузки, кН/м

Составляющие нагрузки	Нормативная нагрузка	$n$	Расчетная нагрузка
Рубероидная кровля	0,1	1,3	0,13
Цементная стяжка 0,02 · 2000/100	0,4	1,3	0,52
Фибролит 0,10 · 500/100	0,5	1,2	0,6
Пароизоляция	0,02	1,3	0,026
Настил 0,019 · 500/100	0,095	1,1	0,105
		<i>Итого</i>	
	1,12		1,38
Снеговая нагрузка 0,7 · 1 · 0,72	0,5	1,4	0,71

Для Киевской области  $p_0 = 0,7$  кН/м<sup>2</sup>;  $c = 1$ ;  $v = 4$  м/с;  $k = (1,2 - 0,1 \times \times 4) \cdot 0,9 = 0,72$ .

При  $g^H/p_0 = 1,12/0,7 = 1,6 > 1$ ;  $n = 1,4$ .

Расчет настила ведем на нормальную составляющую действующей нагрузки

$$q_x^H = (g^H + p^H \cos \alpha) \cos \alpha = (1,12 + 0,5 \cdot 0,995) \cdot 0,995 = 1,61 \text{ кН/м};$$

$$q_x = (1,38 + 0,71 \cdot 0,995) \cdot 0,995 = 2,08 \text{ кН/м}.$$

По формуле (54)  $M = q_x l^2/8 = 2,08 \cdot 1,25^2/8 = 0,41$  кН · м.

Определяем толщину настила по (12):

$$\sigma = M/W_{\text{расч}} \leq R_n, \text{ откуда } W = M/R_n = 41/1,37 = 30 \text{ см}^3,$$

$$\text{где } R_n = 1,3/0,95 = 1,37 \text{ кН/см}^2; \quad \gamma_n = 0,95.$$

$$h = \sqrt{6 \cdot 30/100} = 1,35 \text{ см при } b = 100 \text{ см. По сортаменту } h = 1,9 \text{ см.}$$

Прогиб по формуле (56):

$$f = 2,13 \cdot q_x^H l^4 / (384 E J) = 2,13 \cdot 0,0161 \cdot 1,25^4 / (384 \cdot 10^3 \cdot 57) = 0,382 \text{ см},$$

где  $J = 100 \cdot 1,9^3/12 = 57 \text{ см}^4$ ;  $E = 10^3 \text{ кН/см}^2$ ;

$$f/l = 0,382/1,25 = 1/327 < f_{\text{пред}} = 1/150 \cdot 0,95 = 1/143.$$

Статический расчет повторому сочетанию нагрузок (см. рис. 4.1, в). Принимаем доски настила шириной 15 см. В этом случае сосредоточенная нагрузка передается на две доски и  $b_{\text{расч}} = 15 \cdot 2 = 30 \text{ см}$ . Нагрузка от веса настила (см. табл. 4.2):

$$g_{\text{с.в}} = 0,105 \cdot 0,3 \cdot 0,995 = 0,031 \text{ кН/м}.$$

Сосредоточенная нагрузка  $P = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,995 \approx 1,2$  кН.

Изгибающий момент в сечении под нагрузкой по формуле (56):

$$M = 0,07 \cdot 0,031 \cdot 1,25^2 + 0,207 \cdot 1,2 \cdot 1,25 = 0,316 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем напряжение для принятой толщины досок  
 $\sigma = 31,6/18,05 = 1,75 \text{ кН/см}^2 = 17,5 \text{ МПа} < R_{II}/\gamma_n = 13 \cdot 1,2/0,95 = 18,4 \text{ МПа}$ ,  
 где  $W = 30 \cdot 1,9^2/6 = 18,05 \text{ см}^3$ .

2. Прогоны. Статический расчет. Расчетная схема прогона — пятипролетная неразрезная балка с равными пролетами по всей длине. Нагрузка от покрытия (см. табл. 4.2), кН/м:

$$g^H = 1,12 \cdot 1,25 = 1,4; \quad g = 1,38 \cdot 1,25 = 1,73.$$

Ориентировочно нагрузка от собственного веса:

$$g_{с.в}^H = 0,12 \text{ кН/м}; \quad g_{с.в} = 0,13 \text{ кН/м}.$$

Снеговая нагрузка (табл. 4.2), кН/м:

$$p^H = 0,5 \cdot 1,25 = 0,63; \quad p = 0,71 \cdot 1,25 = 0,89.$$

Нормальная составляющая нагрузки, кН/м:

$$q_x^H = (1,4 + 0,12 + 0,63 \cdot 0,995) \cdot 0,995 = 2,13;$$

$$q_x = (1,73 + 0,13 + 0,89 \cdot 0,995) \cdot 0,995 = 2,73.$$

Скатная составляющая воспринимается настилом и передается на коньковые прогоны.

Изгибающий момент по формуле (61):  $M_{\max} = q_x l^2/12 = 2,73 \cdot 4,5^2/12 = 4,61 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

По формуле (12):

$W = M/R_{II} = 461/1,37 = 337 \text{ см}^3$ , где  $R_{II} = 13/0,95 = 13,7 \text{ МПа}$  (табл. 1.2).  
 По прилож. 1 принимаем сечение из двух досок размером  $50 \times 150 \text{ мм}$  с  $W_x = 375 \text{ см}^3$ ;  $J_x = 2812,6 \text{ см}^4$ .

Прогиб прогона по формуле (61):

$$f = q^H l^4/(384EJ) = 0,0213 \cdot 450^4/(384 \cdot 10^3 \cdot 2812,6) = 0,8 \text{ см};$$

$$f/l = 0,8/450 = 1/562 < f_{\text{пр}} = 1/200 \cdot 0,95 = 1/190.$$

В крайних пролетах ставим дополнительную доску такого же сечения. В стыке досок прогона ставим гвозди диаметром 4 мм,  $l = 120 \text{ мм}$  в два ряда с каждой стороны стыка. По длине доски скрепляем гвоздями в шахматном порядке через 500 мм (см. рис. 4.2, узел Г).

$$s_1 = 15d = 15 \cdot 0,4 = 6 \text{ см}; \quad a = 5 \text{ см}; \quad a_1 = 5 - 1,5 \cdot 0,4 = 4,4 \text{ см}.$$

По формулам (43), (46), (47), табл. 3.3 расчетная несущая способность гвоздя, кН:

$$T_c = 0,35cd = 0,35 \cdot 5 \cdot 0,4 = 0,7;$$

$$T_a = k_n ad = 0,38 \cdot 4,4 \cdot 0,4 = 0,67;$$

$$T_n = 2,5d^2 + 0,01a^2 = 2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 4,4^2 = 0,59,$$

где по рис. 3.5  $k_n = 0,38$  при  $a_1/c = 4,4/5 = 0,88$ .

Количество гвоздей по формуле (62):

$$n_{\text{ГВ}} = M_{\text{оп}}/(2x_{\text{Г}} T_{\text{мин}} \gamma_n) = 461/(2 \cdot 85,5 \cdot 0,59 \cdot 0,95) = 4,95 \approx 6 \text{ шт.}$$

### 4.3. ПЛИТЫ ПОКРЫТИЙ, ПЕРЕКРЫТИЙ И ПАНЕЛИ СТЕН

Ограждающие конструкции заводского изготовления — плиты покрытий, перекрытий и панели стен — применяют в отапливаемых зданиях при относительной влажности воздуха в помещениях до 75 % и в неотапливаемых без выделения водяных паров в районах с расчетной температурой наружного воздуха до  $-50^\circ\text{C}$ .

Плиты покрытия предназначаются для бесфонарных зданий с наружным отводом воды. Длина их как правило, 3; 4,5 и 6 м, в отдельных случаях при соответствующем технико-экономическом обосновании — 9 и 12 м.

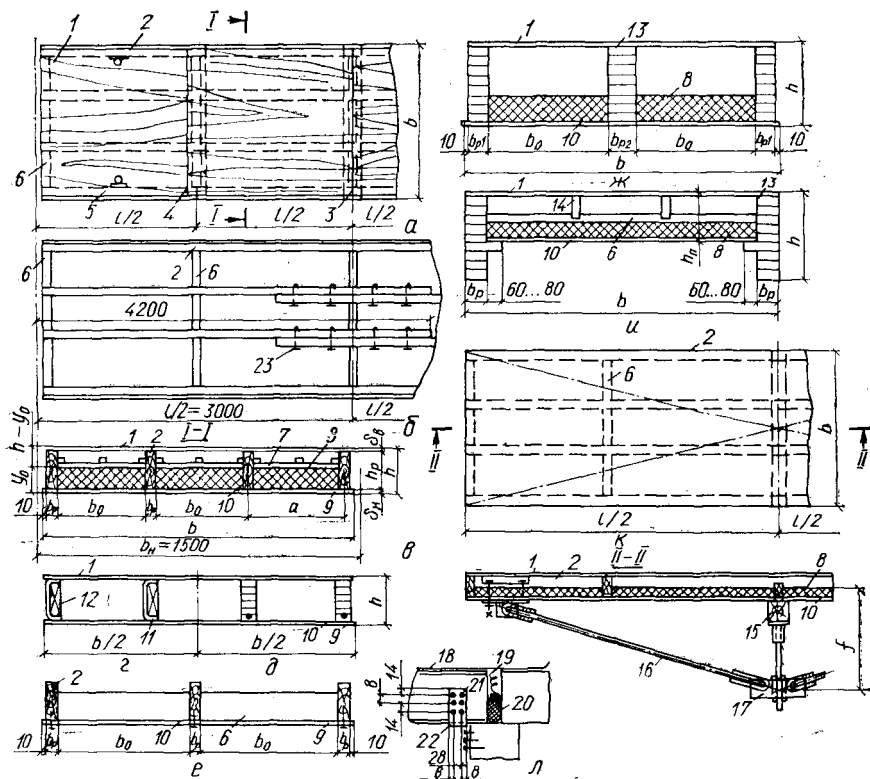


Рис. 4.3. Виды ребристых плит:

*а* — фанерная пролетом 6 м; *б* — двухпролетная пролетами по 3 м; *в* — поперечное сечение фанерной плиты с дощатыми ребрами; *г* — то же, с ребрами из гнутых фанерных профилей; *д* — то же, с клееными армированными ребрами; *е* — поперечное сечение плиты с плоской нижней асбестоцементной полкой и кровлей из волнистых листов; *ж*, *и* — то же, трех- и двухреберной плиты пролетом 9...12 м; *к* — шпренгельная плита с асбестоцементными полками; *л* — крепление плит к несущим конструкциям с помощью стальных элементов; *1* — верхняя полка; *2* — продольные дощатые ребра; *3* — стык фанеры впритык с накладками; *4* — стык фанеры на «хус»; *5* — крепежные детали для захвата плит при монтаже; *6* — поперечные ребра; *7* — прижимные бруски 25 × 25 мм; *8* — утеплитель; *9* — нижняя полка; *10* — пароизоляция; *11* — фанерные ребра; *12* — дощатые вставки длиной 200 мм в опорной части плиты; *13* — продольные клееные ребра; *14* — дополнительные продольные ребра; *15* — брусок для упора стойки шпренгеля; *16* — стальные тяжи шпренгеля; *17* — стальные крепежные детали; *18* — рубероидная кровля; *19* — минеральный войлок; *20* — эластичная прокладка и герметизирующая мастика; *21* — шурупы диаметром 4 мм; *22* — крепежные детали толщиной 4 мм; *23* — гвозди.

Для перекрытий применяют плиты длиной не более 3 м, укладываемые на прогоны или подвешиваемые к несущим конструкциям. Плиты и панели состоят из каркаса и полок (обшивок). Продольные несущие ребра каркаса выполняют из цельных досок, клееных элементов, фанерных профилей, цельных или клееных армированных балок

и балок с фанерной стенкой (рис. 4.3). Поперечные ребра, как правило, дощатые. Для полок применяют водостойкую строительную фанеру, плоские асбестоцементные листы, твердые и сверхтвердые древесно-волоконистые плиты, стеклопластик. Для внутренних полок можно применять также древесностружечные и цементно-стружечные плиты. В панелях стен наружные полки должны быть влагоустойчивы.

В утепленных плитах и панелях с полками из древесных материалов и пластмасс рекомендуется утеплитель из несгораемых или трудносгораемых материалов (плиты минераловатные на синтетическом связующем, из стеклянного штапельного волокна). При асбестоцементных полках можно применять также трудносгораемые материалы (фибrolит, пенопласт). Во избежание смещения при транспортировании и монтаже мягкий утеплитель закрепляют прижимными решетками из деревянных брусков сечением  $25 \times 25$  мм, соединяя с каркасом гвоздями. Полки к ребрам крепят в основном на клею, асбестоцементные — на шурупах. Пароизоляция из рулонных гидроизоляционных материалов или окрасочная.

Рулонную кровлю наклеивают на верхнюю полку плиты покрытия: один слой рубероида — при изготовлении плиты для защиты ее от увлажнения. Для предотвращения увлажнения полок во время транспортирования и монтажа на верхнюю при изготовлении плит наклеивают один слой рубероида, остальные — при устройстве кровли. В кровле из волнистых листов верхнюю полку не устраивают, а плиту сверху, во избежание увлажнения, временно защищают полиэтиленовой пленкой.

Наиболее широко распространены конструкции с фанерными и асбестоцементными полками и каркасом из досок. Фанерные плиты и панели изготавливают с полками из фанеры повышенной водостойкости марки ФСФ сорта не ниже В/ВВ (ГОСТ 3916—69\*) из древесины березы или лиственницы. В отдельных случаях, при соответствующем обосновании можно применять бакелизованную фанеру марок ФБС (ГОСТ 11539—83). Толщина нижней полки должна быть не менее 6 мм, верхней — 8. Соединяют полки с ребрами водостойкими синтетическими клеями. Волокна рубашек располагают вдоль плиты или панели. Фанера стыкуется на «ус» при длине «уса», равной 10 толщине листа или впритык с помощью фанерных накладок, приклеиваемых с внутренней стороны (см. рис. 4.3, а). Продольные деревянные ребра изготавливают из древесины хвойных пород, удовлетворяющих требованиям не ниже второго сорта по ГОСТ 8486—86Е и ставят на расстоянии не более 500 мм. Размеры продольных ребер назначают по расчету.

Составные клееные и фанерные ребра конструктивно решают по правилам, изложенным в гл. 6. В стенке из фанерных балок оставляют разрывы для пропуска поперечных ребер из фанерных гнуто-клееных профилей (ГОСТ 22242—76). В их опорных частях вставляют прокладки из досок (см. рис. 4.3, з).

Плиты пролетом 9 и 12 м проектируют часторебристыми (шаг не более 500 мм) или редкоребристыми (три или два ребра на ширину плиты). При наличии в поперечном сечении трех ребер, как правило

составного сечения, среднее, как более нагруженное принимают большей ширины, чем крайние (см. рис. 4.3, *ж*). Если два ребра расположены по краям плиты, между ними ставят поперечные несущие, которые опирают на выпуски досок из продольных ребер. Для крепления верхней обшивки ставят дополнительные продольные ребра, которые также раскрепляют поперечные в продольном направлении (см. рис. 4.3, *и*). В отдельных случаях, особенно при больших нагрузках, плиты проектируют со шпренгелем, нижним поясом которого служат стальные тяжи, а верхним — сама плита (см. рис. 4.3, *к*) [24, 37, 45].

Плиты и панели с асбестоцементными полками изготавливают также с деревянным каркасом. Для полок применяют плоские асбестоцементные листы толщиной 8...10 мм по ГОСТ 18124—75\*. При кровле из волнистых асбестоцементных листов обыкновенного (ГОСТ 378—76) или унифицированного (ГОСТ 16233—77\*) профилей верхнюю полку не делают, а внутренние полости плит защищают от увлажнения полиэтиленовой пленкой. Размеры асбестоцементных листов см. в прил. 5.

Продольные ребра выполняют из цельных досок толщиной не менее 40 мм или клееными с шагом не более 500 мм, а поперечные — из цельных досок, которые устанавливают по торцам плит и под стыками полок. Полки крепят к ребрам оцинкованными шурупами размером не менее 5 × 60 мм с потайной головкой через раззенкованные отверстия, диаметр которых на 2 мм больше диаметра шурупа. Расстояние между осями отверстий 20...60 диаметров шурупа. Шурупы ставят на расстоянии не ближе 15 мм от конца полки (см. рис. 4.3, *е*). Волнистые листы крепят по правилам устройства кровель.

Плиты и панели с дощатыми ребрами при шаге несущих конструкций вдоль здания 3 м, а также при укладке плит покрытия вдоль ската на прогоны, можно выполнять двухпролетными длиной 6 м с укладкой на три опоры. В этом случае целесообразны наружные продольные ребра сплошные, а средние — из досок длиной 4,2 м со стыком на средней опоре внахлестку (см. рис. 4.3, *б*). Средние ребра рассчитывают как двухпролетную балку на прочность по изгибающему моменту в пролете и на жесткость. Изгибающий момент на опоре воспринимается сечением из двух досок. Крайние ребра не рассчитывают, а принимают такого же сечения, как средние, поскольку они воспринимают нагрузку вдвое меньше. Гвозди, соединяющие доски средних ребер, рассчитывают на поперечную силу в средней опоре.

Конструктивных решений плит и панелей с асбестоцементными обшивками и деревянными ребрами предложено достаточно много [29, 37], некоторые из них применяют в типовых проектах.

Крепят плиты и панели к несущим конструкциям шурупами или гвоздями и крепежными деталями. Стыки между утепленными плитами и панелями герметизируют эластичными прокладками (пороизол, гернит) и мастиками (тиоколовые и др.). Эластичные прокладки в стыке должны быть обжаты. В качестве утеплителя стыка применяют минераловатные изделия (см. рис. 4.3).

Фанерные плиты и панели рассчитывают как свободно лежащие на двух опорах с расчетным пролетом, определяемым в зависимости

от расстояния между несущими конструкциями и размером опирания на них плит, который должен быть не менее 55 мм.

Поперечное коробчатое сечение, составленное из древесины и фанеры, рассчитывают по приведенным к фанере геометрическим характеристикам:

$$J_{\text{пр}} = J_{\text{ф}} + J \frac{E}{E_{\text{ф}}}; \quad F_{\text{пр}} = F_{\text{ф}} + F \frac{E}{E_{\text{ф}}}, \quad (63)$$

где  $F_{\text{ф}}$ ,  $J_{\text{ф}}$ ,  $E_{\text{ф}}$  — площадь, момент инерции и модуль упругости фанеры на сжатие или растяжение;  $F$ ,  $J$ ,  $E$  — то же, для древесины продольных ребер.

При определении приведенных геометрических характеристик расчетную ширину фанерных полок (см. рис. 4.3, в)  $b_{\text{расч}}$  принимают равной:

$$\begin{array}{ll} \text{При } l > 6a & \dots \dots \dots 0,9b \\ \text{При } l < 6a & \dots \dots \dots 0,15lb/a \end{array}$$

Прочность растянутой и устойчивость сжатой полок проверяют по формулам:

$$\sigma_{\text{р}} = M/W_{\text{пр}}^{\text{н}} \leq R_{\text{ф.р}} k_{\text{ф}}; \quad \sigma_{\text{с}} = M/(W_{\text{пр}}^{\text{в}} \varphi_{\text{ф}}) \leq R_{\text{ф.с}}, \quad (64)$$

где  $M$  — расчетный изгибающий момент для плит от действия постоянных и снеговой нагрузок, а для панелей стен — от ветровой нагрузки;

$$W_{\text{пр}}^{\text{н}} = J_{\text{пр}}/y_0; \quad W_{\text{пр}}^{\text{в}} = J_{\text{пр}}/(h - y_0) —$$

соответственно приведенные моменты сопротивления для нижней и верхней полок;  $R_{\text{ф.р}}$  и  $R_{\text{ф.с}}$  — расчетные сопротивления фанеры соответственно на растяжение и сжатие;  $k_{\text{ф}} = 1$  при отсутствии стыков в фанере, при наличии их в строительной фанере  $k_{\text{ф}} = 0,6$ , а в бакелизированной  $k_{\text{ф}} = 0,8$ .

$$\varphi_{\text{ф}} = 1 - (b_0/\delta)^2/5000 \quad \text{при } b_0/\delta < 50;$$

$$\varphi_{\text{ф}} = 1250/(b_0/\delta)^2 \quad \text{при } b_0/\delta \geq 50;$$

где  $b_0$  — расстояние между ребрами в свету;  $\delta$  — толщина верхней полки (см. рис. 4.3, в).

Клеевые швы между шпонами фанеры (в пределах ширины ребер) проверяют на скалывание:

$$\tau_{\text{ш}} = QS_{\text{пр}}/(J_{\text{пр}} \Sigma b_{\text{р}}) \leq R_{\text{ф.ск}}, \quad (65)$$

где  $Q$  — расчетная поперечная сила;  $S_{\text{пр}}$  — статический момент верхней или нижней полки относительно центра тяжести сечения;  $R_{\text{ф.ск}}$  — расчетное сопротивление скалыванию клеевых швов между шпонами фанеры.

Верхнюю полку плит покрытия проверяют на местный изгиб от действия сосредоточенной силы  $P = 1 \cdot 1,2 = 1,2$  кН как пластинку шириной 100 см, защемленную в местах приклейки к ребрам,

$$\sigma = M/W = 6Pa/(8 \cdot 100\delta^2) \leq R_{\text{ф.н90}} m_{\text{н}}, \quad (66)$$

где  $R_{ф.и90}$  — расчетное сопротивление фанеры на изгиб поперек волокон рубашки;  $m_n = 1,2$  — коэффициент, учитывающий расчет на монтажную нагрузку.

Прогиб плит и панелей определяют по формуле (15) с подстановкой в знаменатель  $m = 0,7$ .

В фанерных плитах с ребрами из фанерных профилей расчет ведут по формулам, приведенным выше, а при определении прогиба — по формуле (15), подставив в знаменатель  $m = 0,59$ . Плиты с ребрами из балок с фанерной стенкой рассчитывают по формулам, приведенным выше, с проверкой ребер. При определении прогиба в знаменатель формулы (15) вводят  $m = 0,63$ .

В плитах и панелях с полками из асбестоцементных плоских листов верхние полки рассчитывают на прочность и жесткость как трехпролетные плиты шириной 100 см на воздействие тех же нагрузок, что и в фанерных плитах; нижнюю полку плиты — на нагрузку от веса ее и утеплителя; продольные ребра — как свободно лежащие одноили двухпролетные балки (в зависимости от размеров плит и панелей). Расчет с учетом совместной работы полок и ребер при соединении их шурупами не целесообразен ввиду большой податливости последних.

**Пример 2. Фанерная плита покрытия.** Спроектировать и рассчитать плиту покрытия склада в районе Киева (температурно-влажностные условия эксплуатации А1). Кровля рубероидная трехслойная с уклоном 0,1. Утеплитель — минераловатные полужесткие плиты толщиной 50 мм,  $\gamma = 125 \text{ кг/м}^3$  по ГОСТ 9573—82. Пароизоляция — полиэтиленовая пленка толщиной 0,2 мм. Материалы плиты: древесина — сосна 2-го сорта по ГОСТ 8486—86Е, фанера марки ФСФ по ГОСТ 3916—69\* и фанерные профили швеллерного сечения по ГОСТ 22242—76. Класс ответственности здания II;  $\gamma_d = 0,95$ .

Т а б л и ц а 4.3. Нагрузки на плиту, кН/м

Подсчет нагрузок	Нормативная	$n$	Расчетная
Рубероидная кровля $0,1 \cdot 1,5$	0,15	1,3	0,20
Фанерные полки $(0,009 + 0,006) \times 700/100 \cdot 1,5$	0,16	1,1	0,18
Ребра $(0,046 \cdot 0,169 \cdot 5,98 \cdot 4 + 0,046 \times 0,144 \cdot 0,43 \cdot 15) 500/100 \cdot 6$	0,19	1,1	0,21
Крепёжные бруски	0,04	1,1	0,04
Утеплитель $0,05 \cdot 1,25 \cdot 1,5$	0,09	1,2	0,11
Постоянная $g$	0,63	—	0,74
Снеговая $0,7 \cdot 0,72 \cdot 1,5p$	0,76	1,55	1,18
Полная	1,39	—	1,92

*Выбор конструктивной схемы.* Принимаем ребристую плиту размером в плане  $5980 \times 1470$  мм с четырьмя продольными ребрами в двух вариантах: дощатые (см. рис. 4.3, а, в) и из гнутоклееных фанерных профилей (см. рис. 4.3, г). Листы фанеры длиной 1525 мм состыковывают на «ус» в трех местах по длине плиты. Поперечные ребра в торцах плиты и под стыками фанеры. Верхняя полка толщиной 9 мм, нижняя — 6. Для удержания утеплителя в проектном положении установлена решетка из брусков размером  $25 \times 25$  мм, прикрепленных к ребрам.

*Первый вариант.* Согласно ГОСТ 24454—80Е, дощатые ребра (с учетом острожки)  $169 \times 46$  мм. В этом случае  $h/l = 184/5920 = 1/32 > 1/35$  (см. табл. 4.1).

*Статический расчет.* Нагрузки на плиту см. в табл. 4.3.



Снеговая нагрузка для Киева:  $p_0 = 0,7 \text{ кН/м}^2$ ;  $p^H = p_0ck$ ;  $k = (1,2 - 0,1 \cdot 4) \cdot 0,9 = 0,72$ , где скорость ветра  $v = 4 \text{ м/с}$ . При  $g^H/p_0 = 0,63/(0,7 \cdot 1,5) = 0,6$ ;  $n = 1,55$ .

$$M = ql^2/8 = 1,92 \cdot 5,92^2/8 = 8,41 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = ql/2 = 1,92 \cdot 5,92/2 = 5,68 \text{ кН},$$

где расчетный пролет плиты  $l = 5,98 - 0,06 = 5,92$ .

Первый вариант. Геометрические характеристики поперечного сечения плиты (см. рис. 4.3, в):  $a = b_0 + b_p = 42,9 + 4,6 = 47,5 \text{ см}$ ;  $l = 592 > 6a = 6 \cdot 47,5 = 285 \text{ см}$ . Приведенная ширина полки, см:

$$b_{\text{расч}}^B = 0,9b^B = 0,9 \cdot 147 = 132,3;$$

$$b_{\text{расч}}^H = 0,9b^H = 0,9 \cdot 149 = 134,1.$$

Расчет ведем по приведенным к верхней полке геометрическим характеристикам по формуле (63).  $E/E_\Phi = 1000/900 = 1,11$ . Приведенная площадь сечения  $F_{\text{пр}} = 134,1 \cdot 0,6 + 132,3 \cdot 0,9 + 4,6 \cdot 4 \cdot 16,9 \cdot 1,11 = 80,5 + 119,1 + 345,1 = 545 \text{ см}^2$ . Приведенный статический момент сечения относительно нижней грани плиты  $S_{\text{пр}} = 80,5 \cdot 0,3 + 119,1 \cdot 17,95 + 345,1 (8,45 + 0,6) = 24,1 + 2137,8 + 3123,2 = 5285 \text{ см}^3$ . Расстояние от нижней грани плиты до центра тяжести сечения  $y_0 = S_{\text{пр}}/F_{\text{пр}} = 5285/545 = 9,7 \text{ см}$ ;  $h - y_0 = 18,4 - 9,7 = 8,7 \text{ см}$ .

Приведенный момент инерции (собственные моменты инерции полок не учитываются)  $I_{\text{пр}} = 80,5 \cdot 9,4^2 + 119,1 \cdot 8,25^2 + 4,6 \cdot 16,9^3 \cdot 1,11/12 + 345,1 \cdot 0,65^2 \times 1,11 = 7113 + 8106 + 8215 + 160 = 23\,594 \text{ см}^4$ .

Моменты сопротивления,  $\text{см}^3$ :

$$W_{\text{пр}}^H = I_{\text{пр}}/y_0 = 23\,594/9,7 = 2432;$$

$$W_{\text{пр}}^B = I_{\text{пр}}/(h - y_0) = 23\,594/8,7 = 2712.$$

Прочность нижней полки по формуле (64):

$$\begin{aligned} \sigma &= M/W_{\text{пр}}^H = 841/2432 = 0,35 \text{ кН/см}^2 = 3,5 \text{ МПа} < R_{\text{ф.р}}k_\Phi/\gamma_n = \\ &= 14 \cdot 0,6/0,95 = 8,8 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Устойчивость верхней полки по формуле (64):

$$\begin{aligned} \sigma &= M/(W_{\text{пр}}^B \varphi_\Phi) = 841/2712 \cdot 0,545 = 0,57 \text{ кН/см}^2 = 5,7 \text{ МПа} < R_{\text{ф.с}}/\gamma_n = \\ &= 12/0,95 = 12,65 \text{ МПа}, \text{ где при } b_0/\delta_\Phi = 42,9/0,9 = 47,7 < 50, \\ \varphi_\Phi &= 1 - (b_0/\delta_\Phi)^2/5000 = 1 - 47,7^2/5000 = 0,545. \end{aligned}$$

Проверка верхней полки на местный изгиб по формуле (66):

$$\begin{aligned} \sigma &= 6Pa/(8 \cdot 100\delta^2) = 6 \cdot 1,2 \cdot 47,5/(8 \cdot 100 \cdot 0,9^2) = 0,53 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 5,3 \text{ МПа} < R_{\text{ф.изг}}/\gamma_n = 6,5 \cdot 1,2/0,95 = 8,2 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Напряжения скалывания в шве между шпонами фанеры верхней полки по (65):

$$\begin{aligned} \tau_{\text{ш}} &= QS_{\text{пр}}^n/(I_{\text{пр}}\Sigma b_p) = 5,68 \cdot 983/(23\,594 \cdot 4,6 \cdot 4) = 0,013 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 0,13 \text{ МПа} < R_{\text{ф.ск}}/\gamma_n = 0,84/0,95 = 0,89 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

где  $S_{\text{пр}}^n = 119,1 (8,7 - 0,45) = 983 \text{ см}^3$ .

Прогиб плиты по формуле (15):

$$\begin{aligned} f &= 5q^H l^4/(384 \cdot 0,7EI) = 5 \cdot 1,39 \cdot 5,92^4/(384 \cdot 0,7 \cdot 900 \cdot 23\,594) = 1,5 \text{ см}; \\ f/l &= 1,5/592 = 1/395 < f_{\text{пр}} = 1/(250 \cdot 0,95) = 1/237. \end{aligned}$$

Второй вариант. Ребра из гнутоклееных профилей швеллерного сечения (см. рис. 4.3, з). Нагрузки те же, что и в первом варианте.

Геометрические характеристики поперечного сечения плиты следующие. Ребра № 16 (ГОСТ 22242—76)  $h = 16$  см,  $b_p = 8$  см,  $a = b_0 + b_p = 38,6 + 8 = 46,6$  см;  $l = 592 > 6a$ . Приведенная ширина полки  $b_{расч} = 0,9b$ . Для верхней полки  $b_{расч} = 0,9 \cdot 147 = 132,3$  см; для нижней  $b_{расч} = 0,9 \cdot 149 = 134,1$  см. Площадь поперечного сечения плиты  $F = 134,1 \cdot 0,6 + 132,3 \cdot 0,9 + 28,5 \cdot 4 = 80,46 + 119,07 + 114 = 313,53$  см<sup>2</sup>.

Статический момент поперечного сечения плиты относительно нижней грани  $S = 80,46 \cdot 0,3 + 119,07 (0,6 + 16 + 0,9/2) + 114 \cdot 8,6 = 24,2 + 2030,1 + 980,4 = 3034,6$  см<sup>3</sup>;

$y_0 = S/F = 3034,6/313,53 = 9,68$  см;  $h - y_0 = 17,5 - 9,68 = 7,82$  см.

Момент инерции поперечного сечения плиты:

$I = 80,46 (9,68 - 0,3)^2 + 119,07 (7,82 - 0,45)^2 + 1040 \cdot 4 = 7079 + 6468 + 4160 = 17\,707$  см<sup>4</sup>. Значение момента инерции профиля принято по табл. 3, прил. 2).

$W^H = I/y_0 = 17\,707/9,68 = 1829$  см<sup>3</sup>;  $W^B = I/(h - y_0) = 17\,707/7,82 = 2264$  см<sup>3</sup>.

Прочность полок (64):

$$\sigma^H = M/W^H = 841/1829 = 0,46 \text{ кН/см}^2 = 4,6 \text{ МПа} < R_{ф.р} k_{ф}/\gamma_n = 14 \cdot 0,6/0,95 = 8,75 \text{ МПа.}$$

$$\sigma^B = M/(W^B k_{ф}) = 841/(2264 \cdot 0,632) = 0,588 \text{ кН/см}^2 = 5,88 \text{ МПа} < R_{ф.с}/\gamma_n = 12/0,95 = 12,65 \text{ МПа.}$$

$k_{ф} = 0,6$  при наличии стыков в нижней полке

$$k_{ф} = 1 - (b_0/\delta)^2/5000 = 1 - (38,6/0,9)^2/5000 = 1 - 0,368 = 0,632.$$

На местный изгиб полка проверена в первом варианте расчета плиты. Скалывание в шве между шпонами фанеры верхней полки по формуле (65):

$$\tau_{ш} = QS^H/(l\Sigma b_p) = 5,68 \cdot 887/(17\,707 \cdot 4 \cdot 8) = 0,0089 \text{ кН/см}^2 = 0,089 \text{ МПа} < R_{ф.ск}/\gamma_n = 0,8/0,95 = 0,84 \text{ МПа.}$$

Срез стенки профиля:

$$\tau = QS/(l\Sigma \delta_{сг}) = 5,68 \cdot 1147/(17\,704 \cdot 4 \cdot 1) = 0,092 \text{ кН/см}^2 = 0,92 \text{ МПа} < R_{ф.ср}/\gamma_n = 6/0,95 = 6,3 \text{ МПа,}$$

где  $S = S^H + S^B = 119,07 (7,9 - 0,45) + 4 (7,25 \cdot 6,5 + 6 \cdot 3) = 1147$  см<sup>3</sup>.

Прогиб плиты по формуле (15):

$$f = 5 \cdot 1,39 \cdot 5,92^4/(384 \cdot 900 \cdot 0,59 \cdot 17\,707) = 2,36 \text{ см;}$$

$$f/l = 2,36/592 = 1/250 \cdot 0,95 = 1/237 \cong f_{пред.}$$

#### 4.4. КОНСТРУКЦИИ ЦОКОЛЬНЫХ И КАРНИЗНЫХ УЗЛОВ ЗДАНИЙ

Для повышения долговечности конструкций необходимо стремиться к таким архитектурно-строительным и конструктивным решениям, чтобы древесина при эксплуатации находилась в одинаковом, лучше постоянном, температурно-влажностном режиме. Однако это не всегда можно соблюсти особенно в местах перехода конструкции из отапливаемого в неотапливаемое помещение или во внешнюю среду. Поскольку сопряжения древесины в карнизах, цоколях, с фундаментами и конструкциями из других материалов наиболее уязвимы при загнивании древесины, следует их приводить в рабочих чертежах.

Когда деревянные конструкции нельзя расположить только в пределах либо отапливаемого помещения, либо снаружи здания, принимают конструктивные и химические меры по защите их элементов от увлажнения и биологического разрушения. В неотапливаемых зданиях, если внутри помещений влажность не такая как наружного воздуха, также необходимо защищать древесину. При одинаковых условиях (склады, навесы) несущие конструкции можно располагать частично внутри помещений и частично снаружи.

Деревянные конструкции должны быть всегда открыты, доступны для проветривания и осмотра. В чердачных покрытиях подвесные перекрытия располагают на расстоянии не менее 150 мм от несущих деревянных конструкций. Опирающие ограждающих деревянных конструкций покрытий на каменные стены плотное. При необходимости зазоры герметизируют эластичными герметиками и мастиками (рис. 4.4).

В ограждающих конструкциях как построечного, так и заводского изготовления, для повышения долговечности осуществляют сквозную естественную вентиляцию внутренних полостей.

В покрытиях построечного изготовления с рубероидной кровлей при расположении прогонов вдоль здания воздух поступает под карниз через специально оставленные отверстия. В кровле из волнистых асбестоцементных листов — через пустоты листов (см. рис. 4.4, *з*), выходит — через специальные продухи в верхней части крыши (см. рис. 4.4, *а, и, к*).

При укладке плит покрытия на несущие конструкции вентиляцию выполняют вдоль здания, а вход и выход воздуха — через продухи у торцовых стен (см. рис. 4.4, *ж*). Для беспрепятственной циркуляции воздуха поперечные ребра плит выполняют из досок, высота которых меньше продольных.

При поперечной вентиляции плит покрытия вдоль ската кровли (если их укладывают на прогоны), а также панелей стен при наличии наружной плоской полки по верху продольных ребер наклеивают или прибивают прокладки, между которыми оставляют отверстия для циркуляции воздуха. В этом случае фанеру к ребрам приклеивают с зазорами.

В зданиях с кирпичными стенами отверстия для входа воздуха оставляют в кладке под свесом карниза. В зданиях с деревянными стенами пустотной конструкции покрытие выступает за наружную грань стены, а карниз устраивают с помощью выпусков из досок. При расположении плит покрытия вдоль здания карнизные доски крепят к несущим конструкциям (см. рис. 4.4, *е*), а при расположении их вдоль ската по прогонам выпуски из досок вставляют в зазоры между плитами и закрепляют к продольным ребрам плит. Отверстия для воздуха защищают козырьками или фартуками от попадания осадков и сетками — от птиц и насекомых.

Поскольку часть выпусков при эксплуатации находится снаружи, а часть — внутри помещений, в отапливаемых зданиях их тщательно защищают от биоразрушения, а в местах примыкания к несущим конструкциям устраивают гидроизоляцию. Вынос карниза принимают не менее 500 мм. Площадь отверстий определяют расчетом в зависи-

мости от температурно-влажностных условий эксплуатации и протяженности вентилируемых конструкций. Она должна, по возможности, приближаться к площади сечения вентилируемых каналов плит, панелей и пустотных покрытий построечного изготовления.

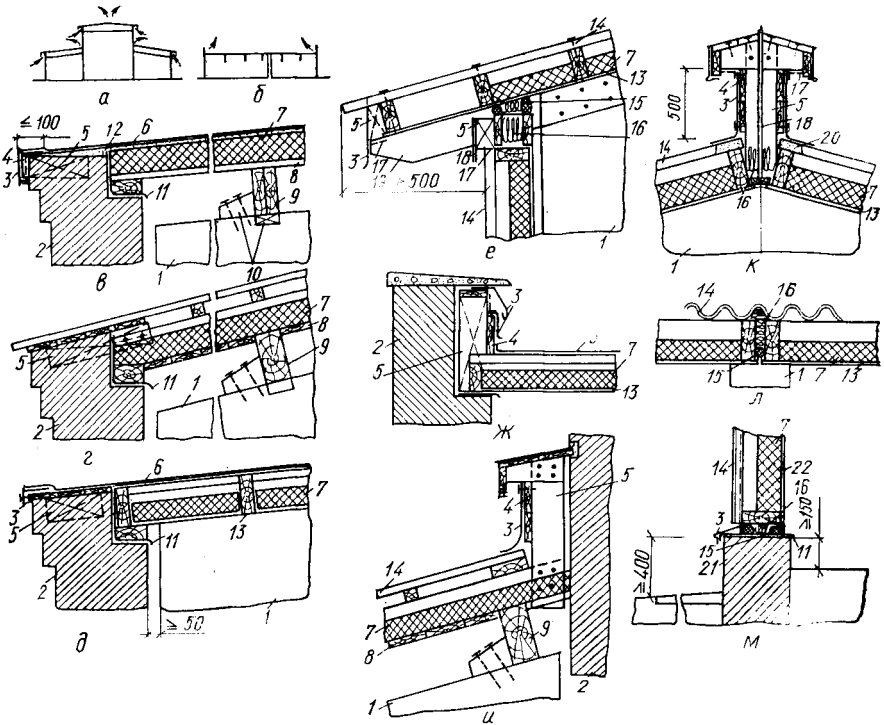


Рис. 4.4. Узлы покрытий и стен:

*а* — схема поперечного разреза здания; *б* — то же, продольного; *в* — карнизный узел кирпичной стены с пустотным покрытием и рубероидной кровлей; *г* — то же, с пустотным покрытием и кровлей из асбестоцементных волнистых листов; *д* — то же, с клееной фанерной плитой и рубероидной кровлей; *е* — карнизный узел при стенах из асбестоцементных панелей и покрытий из асбестоцементных плит; *ж* — вентиляционный проход у торцовых стен; *з* — вентиляционный проход у средней стены; *к* — вентиляционный проход в коньке; *л* — противопожарная диафрагма; *м* — цоколь при асбестоцементных панелях;

1 — несущая конструкция; 2 — кирпичная стена; 3 — фартук из оцинкованной стали; 4 — антисептированные доски; 5 — то же, дощатые бобышки; 6 — рубероидная кровля; 7 — плитный утеплитель; 8 — дощатая подшивка; 9 — прогон; 10 — бобышки для крепления прогонов; 11 — гидроизоляция; 12 — цементная стяжка; 13 — плиты покрытия; 14 — асбестоцементные волнистые листы; 15 — герметизирующие мастики; 16 — утеплитель из минеральной ваты; 17 — металлическая сетка; 18 — полосы из плоского асбестоцементного листа; 19 — консольные доски, закрепляемые к несущим конструкциям и защищенные армированным покрытием; 20 — уплотнение раствором с примесью волокнистых материалов; 21 — цоколь из влагостойких материалов; 22 — панели стен.

Для уменьшения возможности распространения огня вентилируемые конструкции покрытий расчленяют на отсеки площадью не более 54 м<sup>2</sup> диафрагмами из негорючих и трудногорючих материалов.

Вдоль здания диафрагмы устраивают по коньку (см. рис. 4.4, *к*), а поперек — между плитами с шагом не более 6 м (см. рис. 4.4, *л*).

## Глава 5. НАСЛОННЫЕ СТРОПИЛА И ПОДКОСНО-БАЛОЧНЫЕ СИСТЕМЫ

### 5.1. НАСЛОННЫЕ СТРОПИЛА

Наслонную систему стропил применяют для поддержания настилов и обрешетки с кровлей в чердачных покрытиях при расстоянии между стенами и опорами не более 7 м.

Система состоит из наслонных стропильных ног, опирающихся у карнизов на мауэрлаты, а на средних стенах или колоннах — на продольные верхние прогоны. Для уменьшения пролета стропильных ног предусматривают подкосы, опирающиеся на нижние продольные лежни, на которые устанавливают стойки, передающие усилия от верхних прогонов (рис. 5.1).

Стойку могут опираться на колонны среднего ряда или стены на расстоянии не более 6 м. Для уменьшения пролета верхних продольных прогонов устанавливают подкосы, которые служат также для обеспечения устойчивости всей системы в продольном направлении — разрезы I—I и II—II (см. рис. 5.1). Для уменьшения распора стропильных ног, возникающего от скатной составляющей нагрузки, а также для устойчивости системы в поперечном направлении предусматривают ригели, а в трехпролетных зданиях — и вертикальные крестовые связи (см. рис. 5.1, в). Такие же связи устанавливают и в продольном направлении, если в системе нет продольных подкосов.

Если в чердачном помещении имеются торцевые несущие стены, продольные прогоны опираются на них. При их отсутствии в крыше устраивают вальмовые части, в которых устанавливают с углов к середине накосные ноги и стропила перпендикулярного направления — нарожники. При необходимости накосные ноги поддерживают подкосами и разгрузочными ригелями в углах здания (см. рис. 5.1, г).

В зависимости от несущей способности настила или обрешетки кровли расстояние между стропильными ногами 1...1.5 м.

Для предупреждения косога изгиба прогонов, рекомендуется укладывать на них стропила с разными скатами напротив друг друга, скрепляя их между собой в коньке и с прогонами (рис. 5.1, узел Б).

Элементы наслонной системы стропил изготавливают из тонких бревен с сохраненным сбегом, что приводит к значительной экономии лесоматериалов [36]. Изготавливать их из пиленого леса целесообразно только тогда, когда они поступают на строительную площадку в виде заводских изделий для ускоренного монтажа. Применяют, в основном, для мобильных зданий заводского изготовления.

Сечения элементов наслонных стропил определяют расчетом, однако по конструктивным соображениям принимают диаметр в отрубе для стропильных ног, стоек и подкосов не менее 120 мм, а для мауэрлатов и продольных прогонов — 160.

Ригели и крестовые связи выполняют из пластин или досок, подбирая сечения по их гибкостям, но не менее 50 X 100 мм.

Если продольные наружные стены здания выполнены из сплошной кладки и стропильные ноги расставлены редко, для экономии лесоматериалов

материала разрешается мауэрлат выполнять из коротышей длиной 500...700 мм. При стенах из облегченной кладки мауэрлаты изготавливают сплошными независимо от шага стропильных ног.

При внутренних стенах из сплошной кладки и отсутствии продольных подкосов под стойки разрешается укладывать короткие подкладки из пластин ( $d = 160...180$  мм, длина 500...700 мм), а при облегченной кладке — сплошной лежень из пластины диаметром 160 мм.

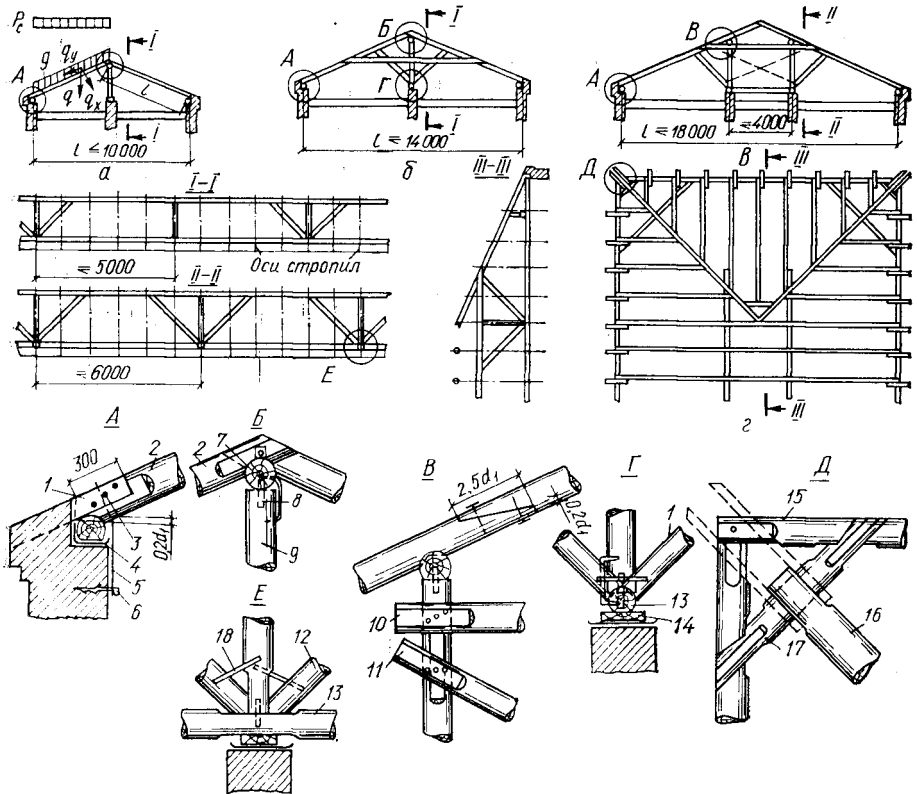


Рис. 5.1. Схемы и узловые соединения наслонных стропил:

а, б — для двухпролетных зданий; в — для трехпролетных; г — схема вальмовой части стропил;

1 — кобылка  $50 \times 100$ ; 2 — стропильная нога  $d_1$ ; 3 — гвозди  $d = 5$  мм,  $l = 150$  мм; 4 — толь; 5 — закрутка из проволоки  $2d = 4$  мм через одну стропильную ногу; 6 — костыль; 7 — прогон; 8 — стальной стержень  $d = 16...20$  мм,  $l = 100$  мм; 9 — стойка; 10 — ригель из двух пластин; 11 — крестовая связь из пластин; 12 — подкос; 13 — лежень; 14 — подкладка  $50 \times 200$ ; 15 — мауэрлат; 16 — наконная нога; 17 — ригель; 18 — скоба  $d = 12...16$  мм.

При наличии продольных подкосов под стойки укладывают сплошной лежень из бревен диаметром 160 мм независимо от конструкции стен. Для стропил применяют древесину хвойных и мягколиственных пород: ольхи, тополя и осины второго сорта.

Стропильные ноги рассчитывают как свободно лежащие наклонные балки на двух опорах (прогонах). Неразрезность их при опирании

на подкосы не учитывают. Нагрузки определяют по СНиП 2.01.07-85: постоянную от веса покрытия и снеговую, а ветровую, действующую перпендикулярно скату, учитывают только при уклоне кровли более 30°. При меньших углах ветер вызывает отсос.

Вертикальную равномерно распределенную нагрузку  $q$  собирают с грузовой площадки, ширина которой равна расстоянию между стропилами, и раскладывают на две составляющие  $q^x$  и  $q^y$  (см. рис. 5.1, *a*). Нормальная составляющая нагрузки  $q^x$  вызывает поперечный изгиб, скатная  $q^y$  — сжатие или растяжение, в зависимости от способа закрепления стропильной ноги на опоре (прогоне).

При уклонах кровли до 30° скатную составляющую не учитывают и стропильные ноги рассчитывают только на поперечный изгиб по формулам (12)...(15). При больших уклонах их рассчитывают на сжатие с изгибом по (20)...(22).

Стойки стропильной системы рассчитывают на сжатие по прочности и устойчивости по формулам (7) и (8) с проверкой на смятие древесины поперек волокон в местах опирания на лежни. Верхние продольные прогоны наслонной системы — по указаниям § 4.2 в зависимости от их статической схемы.

Элементы стропильной наслонной системы соединяют в узлах врубками, закрепляют стальными болтами, скобами, штырями, а дощатые элементы можно соединять гвоздями. Основные узловые соединения показаны на рис. 5.1, узлы А...Е.

Опорные плоскости стропильных ног в местах опирания на прогоны желательно выполнять горизонтальными, чтобы наслонные стропила работали без распора.

При необходимости стропильные ноги стыкуют косым прирубом, располагая его вблизи опирания на прогоны (см. рис. 5.1, узел В). В зданиях одно- и двухпролетных (см. рис. 5.1, *a*) стыки стропильных ног не допускаются.

## 5.2. КОМБИНИРОВАННЫЕ СИСТЕМЫ

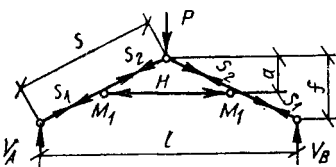
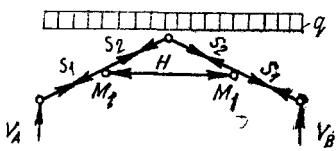
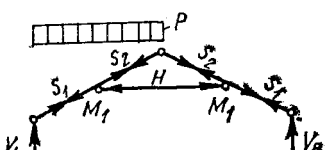
В покрытиях зданий применяют простые комбинированные системы в виде висячих стропил с ригелем и шпренгельных балок. Для элементов висячих стропил используют круглый тонкомерный лесоматериал или доски. Соединения в узлах — с помощью врубок с закреплением гвоздями или болтами; рассчитывают — как цельные деревянные элементы на усилия, определяемые по табл. 5.1.

Шпренгельные системы образуют из неразрезной балки, поддерживаемой стойками, опирающимися на стальную затяжку. В зависимости от перекрываемого пролета и конфигурации они бывают треугольными, трапециевидными и многоугольными. Верхний пояс (балку) выполняют из брусьев или клееных элементов, стойки — из одиночных или парных брусьев, а затяжку — из круглой или профильной стали. Верхнему поясу рекомендуется придавать строительный подъем, равный  $\frac{1}{200}$  пролета.

Для обеспечения устойчивости систем из плоскости верхней пояса раскрепляют элементами покрытия и поперечными скатными связями,

а для сохранения проектного положения по стойкам ставят продольные вертикальные связи. Высоту системы принимают не менее  $f \geq \geq l/8$ , а высоту ее верхнего пояса  $h \geq l/24$ , рассчитывая его на сжатие с изгибом по формулам (20)...(27). Расчетную длину в плоскости системы принимают: в треугольной системе с неразрезным поясом

Таблица 5.1. Усилия в элементах комбинированных систем [36]

Схемы и нагрузки	Реакции и усилия					
	$V_A$	$V_B$	$H$	$S_1$	$S_2$	$M_1$
				$(S_2)$	$(S_4)$	$(M_2)$
	$\frac{P}{2}$	$\frac{P}{2}$	$\frac{Pl}{4a}$	$\frac{Ps}{2f}$	$\frac{Ps}{2f}$	$\frac{Pl}{4} \cdot \frac{f-a}{f}$
	$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql^2}{8a}$	$\frac{ql}{2} \cdot \frac{s}{f}$	$\frac{ql}{4} \cdot \frac{s}{a}$	$\frac{ql^2}{8} \cdot \frac{f^2 - a^2}{f^2}$
	$\frac{3ql}{8}$	$\frac{ql}{8}$	$\frac{ql^2}{16a}$	$\frac{3ql}{8} \cdot \frac{s}{f}$	$\frac{ql}{8} \cdot \frac{s}{a}$	$\frac{ql^2}{16} \cdot \frac{f-a}{f} \cdot \frac{f+a}{f}$

$l_0 = 0,8l_1$ , а с разрезным  $l_0 = l_1$ ; в трапециевидной системе в крайней панели  $l_0 = 0,8l_1$ , а в средней  $0,65l_2$ . Конструктивное решение узлов аналогично узлам ферм, приведенным в § 9.4.

Усилия в элементах шпренгельных один раз статически неопределимых системах можно определять по общим методам строительной механики или с применением ЭВМ, либо по табл. 5.2.

### 5.3. ПОДКОСНО-БАЛОЧНЫЕ СИСТЕМЫ

Эти системы применяют для несущих конструкций одноэтажных производственных, складских и временных зданий при сетке стоек не более 6 м (рис. 5.2, а...в). Они просты в изготовлении, расход стали незначителен, применяемые бревна или обзолые брусья небольших диаметров, эффективна работа цельных элементов на сжатие и сжатие



с изгибом, не требуется привлечение высококвалифицированных рабочих. Несмотря на то, что эти конструкции в основном изготавливают и собирают в построечных условиях, заготавливать элементы можно в заводских условиях.

В зданиях чаще всего применяют подкосные системы с упиранием верхних концов подкосов в ригель. В зависимости от ширины здания используют двух-, трех-, и четырехпролетные схемы (рис. 5.2, *г...е*).

Расстояние между верхними концами подкосов обычно равно  $\frac{1}{3}$  пролета ригеля. Нижние концы подкосов должны заканчиваться на высоте не менее 2,25 м от пола. Угол их наклона от 30 до 45°.

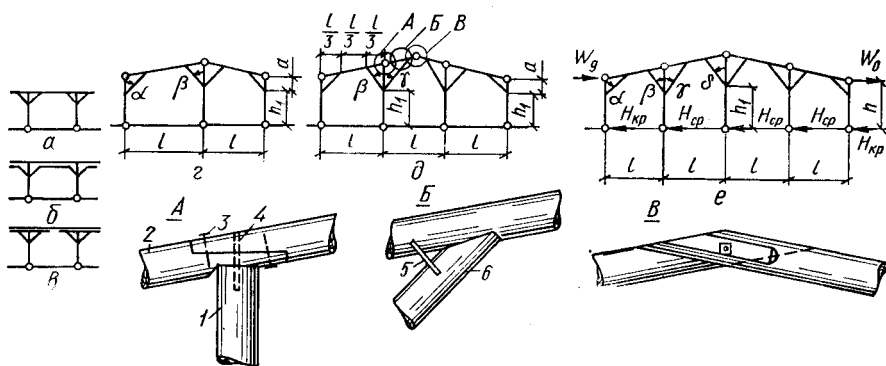


Рис. 5.2. Схемы и узлы подкосно-балочных систем:

*а* — подкосная; *б* — ригельно-подкосная; *в* — трапециевидально-подкосная; *г*, *д*, *е* — подкосные системы разных пролетов; *1* — стойка; *2* — ригель; *3* — гвоздь; *4* — стальной стержень  $d = 16...24$  мм; *5* — скоба; *б* — подкос.

Нижние концы стоек шарнирно крепят к столбчатым фундаментам с помощью стальных полос и болтов или к железобетонным парным пасынкам на проволочных скрутках. Ригели к стойкам — стальными стержнями (см. рис. 5.2, узел А), а подкосы к прогонам и стойкам — с помощью лобовых врубок, закрепляемых скобами или болтами. Крайние подкосы двухпролетных схем (см. рис. 5.2, *г*), при возникновении в них растягивающих усилий от ветровой нагрузки или несимметричной снеговой, вдвое превышающей постоянную, прикрепляют к стойке и ригелю с помощью накладок и болтов.

Для лучшего использования несущей способности бревен следует учитывать сбег, располагая более тонкие их концы в верхней части стоек, а в ригелях тонкий конец — в сторону наружной стойки.

Стыки ригелей над стойками выполняют косым прирубом (см. рис. 5.2, узел А), а в коньке над крайними стойками (см. рис. 5.2, узел В) — в полдерева, соединяя болтами диаметром 16...20 мм. В зданиях с тремя и большим числом пролетов, при отсутствии длинномерных бревен, стыки ригелей можно располагать в средней части пролета, но не ближе чем 0,5 м от места примыкания подкосов.

Статический расчет подкосных систем, как правило, ведут по приближенным формулам. Точный расчет их как рам не требуется,

Т а б л и ц а 5.2. Усилия в элементах

Нагрузка	Стержни
Равномерно распределенная $g$ по всему пролету	$AC, CE, EB$ $CD, EF$ $AD, FB$ $DF$ $AC, EB$ $CE$
Сосредоточенная одинаковая $P$ в узлах	$AC, CE, EB$ $CD, EF$ $AD, FB$ $DF$ $AC, CE, EB$
То же, в узлах и между узлами $P$	$AC, CE, EB$ $CD, EF$ $AD, FB$ $DF$ $AC, EB$

Примечание.  $M_0$  — изгибающий момент в середине рассчитываемой панели верхнего пояса;  $V_c$  — опорная реакция неразрезной балки пролетом  $l$  от заданной

поскольку на работу влияют усушечные и рыхлые деформации, неточности изготовления, трудно учитываемые при расчете.

Усилия в элементах системы от воздействия вертикальных равномерно распределенных нагрузок на покрытия приведены в табл. 5.3.

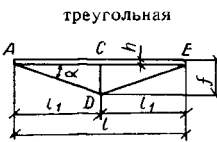
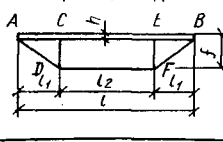
Ветровую нагрузку следует учитывать только при расчете стоек. Горизонтальные опорные реакции (распор) от воздействия полного давления ветра  $W = W_g + W_0$  (давление и отсос) на одну поперечную раму соответственно на крайнюю и среднюю стойку определяют по формулам:

$$H_{кр} = W/[2(1 + n)]; \quad H_{ср} = W/(1 + n), \quad (67)$$

где  $n$  — число стоек (промежуточных и средних).

Изгибающий момент на уровне низа подкосов  $M = H_{ср}h_1$ .

Расчет элементов ведут по формулам (20)...(22), принимая расчетную длину стоек в плоскости системы  $l_0 = 2,5h_1$ , а из плоскости  $l_0 = h$  (см. рис. 5.2,  $g, e$ ). Узловые соединения элементов (см. рис. 5.2,  $e$ ) рассчитывают по формулам (33), (34). Для обеспечения пространственной устойчивости всей системы в плоскости покрытия и стоек устанавливают связи по указаниям § 10.1, 10.2.

Системы		
треугольная	трапециевидная	
		
	с равными панелями	с неравными панелями
$N = -2gl^2/(15f)$ $N = -8gl/15$ $N = 4gl/(15 \sin \alpha)$ $M_1 = 0,7gl_1^2/8$	$N = -11gl^2/(70f)$ $N = -11gl/35$ $N = 11gl/(35 \sin \alpha)$ $N = 11gl^2/(70f)$ $M_1 = 0,75gl_1^2/8$ $M_2 = 0,4gl_1^2/8$	$N = -2V_c l/(7f)$ $N = -0,85V_c/V_c$ $N = 0,85V_c/\sin \alpha$ $N = 2V_c l/(7f)$ $M_1 = 0,75M_0$ $M_2 = 0,4M_0$
$N = -17Pl/(80f)$ $N = -0,85P$ $N = 17P/(40 \sin \alpha)$ $M_1 = 0$	$N = -2Pl/(7f)$ $N = -0,85P$ $N = 0,85P/\sin \alpha$ $N = 2Pl/(7f)$ $M_1 = M_2 = 0$	$N = -Pl/(4f)$ $N = -0,85P$ $N = 0,85P/\sin \alpha$ $N = Pl/(4f)$ $M_1 = M_2 = 0$
$N = -0,85V_c l/(4f)$ $N = -0,85V_c$ $N = 0,85V_c/\sin \alpha$ $M_1 = 0,7M_0$	$N = -2V_c l/(7f)$ $N = -0,85V_c$ $N = 0,85V_c/\sin \alpha$ $N = 2V_c l/(7f)$ $M_1 = 0,75M_0$	$N = -V_c l/(4f)$ $N = -0,85V_c$ $N = 0,85V_c/\sin \alpha$ $N = V_c l/(4f)$ $M_1 = 0,75M_0$

от заданной нагрузки как в однопролетной балке;  $M_1$ ,  $M_2$  — изгибающие моменты в панелях, расположенной по всему пролету;  $N$  — осевое усилие в элементах.

Таблица 5.3. Усилия в элементах подкосно-балочных систем [36]

Расчетные схемы	Осевые усилия $N$ в подкосах (кроме крайних)	Изгибающие моменты $M$		
		в ригеле	в стойках	
			промежуточных	средних
Двухпролетная (см. рис. 5.2, г)	$\frac{2ql}{3}$	$\frac{ql^2}{32}$	—	$\frac{pl^2}{20}$
Трехпролетная (см. рис. 5.2, д)	$\frac{5ql}{9}$	$\frac{ql^2}{40}$	$\frac{ql^2}{50}$	—
Четырехпролетная (см. рис. 5.2, е)	$\frac{2ql}{3}$	$\frac{ql^2}{32}$	$\frac{ql^2}{100}$	$\frac{pl^2}{75}$

Примечания: 1.  $q$  — полная нагрузка;  $p$  — снеговая с учетом одностороннего расположения.

2. Для всех расчетных схем осевые усилия  $N$ :

в крайних стойках  $\frac{ql}{2}$ , в остальных  $ql$ ; в крайних подкосах  $\frac{gl^2 h}{(36ah_1 \sin \alpha)}$ ;

изгибающие моменты в крайних стойках  $\frac{ql^2}{36}$ .

## Глава 6. ДЕРЕВЯННЫЕ И ФАНЕРНЫЕ БАЛКИ

### 6.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ И КЛАССИФИКАЦИЯ

Балки выполняют цельными либо составного сечения.

Цельные применяют в качестве несущих элементов междуэтажных и чердачных перекрытий зданий. Пролеты их не превышают 6 м, что определяется ограниченной длиной цельной древесины. Такие балки рекомендуют изготавливать из древесины второго сорта хвойных пород, а в отдельных случаях — из мягколиственных (осины, тополя и др.).

Значительно более экономичны составные балки — основная номенклатура изделий подобного типа. Их широкое применение обусловлено рядом преимуществ, связанных с возможностью использования маломерных материалов различных сортов и пород, отсутствием ослабления, возможностью создания более широкого ассортимента поперечных сечений и простотой изготовления. Большой частью это клееные конструкции. Менее распространены составные балки на пластинчатых нагелях, а также на металлических или стеклопластиковых клеенных стержнях. В этих конструкциях вследствие податливости связей происходит сдвиг отдельных элементов по шву сплачивания, что снижает их несущую способность по сравнению с клееными балками того же сечения. Основные схемы балок, рекомендуемые пролеты, а также технико-экономические показатели приведены в табл. 6.1.

По конструктивным решениям и материалам, используемым для их компоновки составные балки разделяют на дощатые клееные, фанерные клееные и брусчатые. Их применяют в покрытиях и перекрытиях зданий различного назначения, в агрессивных средах и по технологическим требованиям (диэлектричности и радиопрозрачности).

### 6.2. ДОЩАТЫЕ КЛЕЕНЫЕ БАЛКИ

Многослойные дощатые клееные балки образуют склеиванием стандартных остроганных досок по пласти водостойкими клеями. Длина досок, составляющих пакет, лимитируется наличием пиломатериала необходимого сорта. В сечениях балок (при гибкости 60), составленных из древесины одной породы, используют два ее сорта, располагая в средней зоне более низкий, а в наиболее напряженных участках высотой не менее  $0,15h$  и не менее двух досок — более высокий сорт, по которому и назначают расчетные сопротивления (рис. 6.1). При  $\lambda < 60$  балки проектируют из одного сорта одной породы древесины.

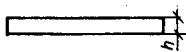
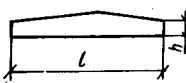

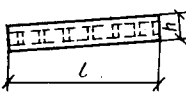

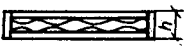
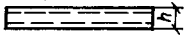
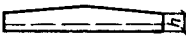
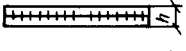
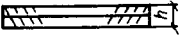
При проектировании и расчете клееных дощатых балок принимают размеры поперечного сечения по табл. 6.1 с учетом условий монтажа и сортамента досок. Для двускатных балок необходимо соблюдение условия

$$h_{\text{оп}} = h_{\text{ср}} - l/2 \operatorname{tg} \alpha \geq 0,4h_{\text{ср}}, \quad (68)$$

где  $\alpha$  — угол наклона верхней грани балки.

Определяют геометрические характеристики сечения и проводят проверки на прочность по формулам (12)...(14), на жесткость — по (15), на устойчивость плоской формы деформирования — по (16)...(19).

Таблица 6.1. Схемы балок [11, 38]

Схема	Пролет $l$ , м	$h/l$	$K_{СВ}$	$K_M$	Способ изготовления
<i>Клееные дощатые балки</i>					
	12...24	1/10...1/17	4...7	0...1,5	Заводской
	12...24	1/10...1/15	4...8	0...1,5	То же
<i>Гнутоклееные дощатые балки</i>					
	12...30	1/8...1/16	4...5,5	0...2	»
<i>Клееные фанерные балки с плоской стенкой</i>					
	6...18	1/8...1/12	3...5	0...1	»
	6...18	1/8...1/10	3,5...5,5	0...1	»
<i>Клееные фанерные балки с волнистой стенкой</i>					
	6...12	1/10...1/15	2...5,4	0...1	»
<i>Клееные дощатые армированные балки</i>					
	6...24	1/10...1/17	3...7	1...3	»
	6...24	1/10...1/17	3...8	1...3	»
<i>Брусчатые балки составного сечения</i>					
	4...9	1/10...1/20	7...12	0...1	Полузаводской
	4...9	1/10...1/20	7...12	1...5	То же

В балках с линейно изменяющейся высотой при нагружении равномерно распределенной нагрузкой или при действии трех и более сосредоточенных сил расчетным является изгибающий момент, вызывающий максимальные напряжения в сечении, находящемся на расстоянии  $x$  от опоры

$$M_x = qx/2 (l - x), \quad (60)$$

где

$$x = lh_{оп}/(2h_{ср}). \quad (70)$$

В таких балках характер распределения скальвающих напряжений существенно отличается от балок с параллельными гранями [20].

В сечениях, за исключением опорного, максимальные скальвающие напряжения возникают не в нейтральном слое, а в точках наклонной линии, где одновременно действуют также максимальные нормальные напряжения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  поперек волокон.

Проверяют несущую способность сечения по формуле

$$\sigma_x = M_x / (W k_\alpha), \quad (71)$$

где  $k_\alpha$  — коэффициент, учитывающий совместное влияние напряжений  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$ , определяемый по рис. 6.2.\*

Касательные напряжения в опорных сечениях, устойчивость плоской формы деформирования и жесткость проверяют так же, как и в

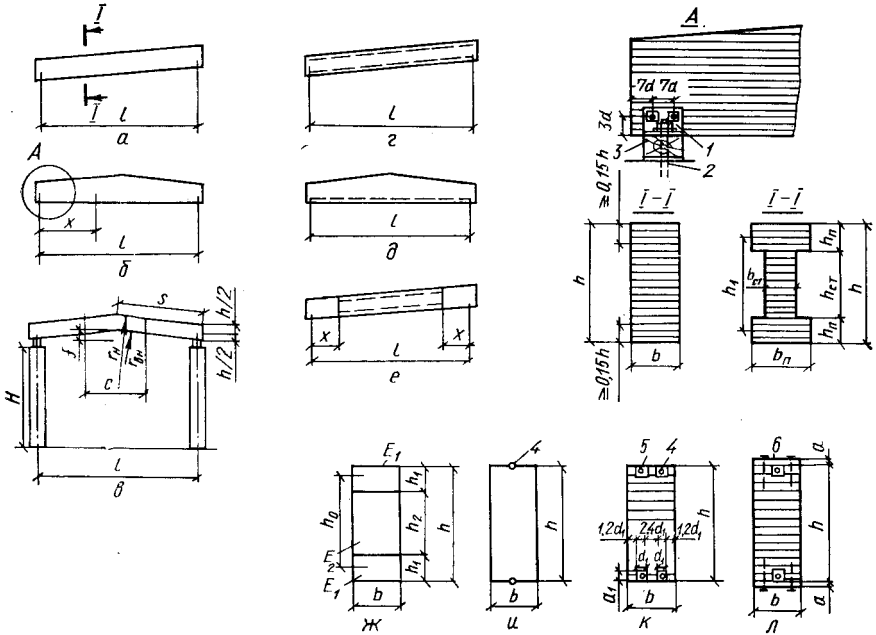


Рис. 6.1. Дошчатые клееные и армированные балки:

*a* — односкатная; *б* — двускатная; *в* — гнутоклееная; *г* — односкатная с симметричным армированием; *д* — двускатная с несимметричным армированием; *е* — односкатная с армированием на пролетной части длины; *ж* — сечение балки из разных пород древесины; *з* — расчетное положение арматуры в сечении; *к* — сечение симметрично армированной балки; *л* — то же, с защитой арматуры досками; *1* — опорный уголок; *2* — анкерный болт; *3* — опорная подушка; *4* — арматурный стержень; *б* — пазы для укладки арматуры; *б* — накладная доска.

клееных балках постоянного сечения. При применении балок увеличенной высоты рекомендуется выполнять дополнительную проверку их прочности по методике [38].

**Гнутоклееные балки** с криволинейным участком в середине пролета применяют при уклонах кровли 10...25 %. По сравнению с двускатными расход древесины меньше, но несколько выше трудоемкость их

\* Составлен В. Ф. Кирилленко

изготовления. По длине они бывают постоянной, реже переменной высоты; могут быть либо цельными, либо с вклеенным с помощью зубчатого стыка криволинейным участком [35, 54]. При проектировании рекомендуемую высоту сечения определяют

$$h = \sqrt{6Mk_n/bR_{\text{расч}}}, \quad (72)$$

принимая ее в пределах, указанных в табл. 6.1, а значение  $b$  — из условий монтажа и сортамента досок. В формуле (72)  $R_{\text{расч}} = R_n m_{гн} m_б$ , а значения  $m_{гн}$  и  $m_б$  принимают по табл. 1.5;  $k_n = 1,3$  [38].

Наружный и внутренний радиусы кривизны:

$$r_n = l/(2 \sin \alpha);$$

$$r_{вн} = r_n - h,$$

где  $\alpha$  — угол ската кровли;  $c$  — горизонтальная проекция криволинейного участка (см. рис. 6.1, в).

Толщину досок принимают в пределах  $1/125 \dots 1/500$  внутреннего радиуса кривизны. При действии на балку равномерно распределенной нагрузки  $q$  проверяют нормальные напряжения

$$\sigma = Mk_n/W \leq R_n, \quad (73)$$

где  $k_n = 1 + 0,5h/r$  ( $r$  — радиус кривизны по геометрической оси).

Наибольшие радиальные напряжения, зависящие от кривизны и параметра  $h/l$ , проверяют по формуле

$$\sigma_r = Mk_r/W \leq R_{p90}, \quad (74)$$

где  $k_r = 0,25h/r - 0,083$  ( $h/l - 0,034$ ).

Касательные напряжения, устойчивость плоской формы деформирования, а также жесткость проверяют по формулам (13)...(16).

Горизонтальное смещение опор

$$\Delta l = 2f \cdot \operatorname{tg} \alpha \leq 4 \text{ см}, \quad (75)$$

где  $f$  — стрела подъема балки.

При действии на балку сосредоточенных сил следует пользоваться методикой [38], при переменной высоте сечения — [61].

При расчете колонн, на которые опираются гнотоклееные балки, следует учитывать вызываемый ими распор (см. рис. 6.1, в):

$$H = \frac{5}{8} \cdot k f q s^2 / (h^2 + k f^2), \quad (76)$$

где  $h$  — высота колонны;  $s$  — длина полуската;

$$k = I_k s E_k / (I_б h E_б) \quad (77)$$

$I_k, I_б$  — моменты инерции соответственно колонны и балки;  $E_k, E_б$  — модули упругости соответственно колонны и балки.

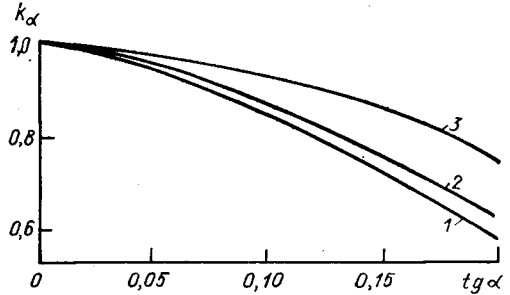


Рис. 6.2. Зависимость коэффициента  $k_\alpha$  от уклона верхней грани балки и сорта древесины: 1 — для первого сорта; 2 — для второго; 3 — для третьего.

Точка приложения распора находится по середине высоты опорного сечения балки, а распор воспринимается каркасом или несущими стенами здания. Для ликвидации его одну из опор такой балки следует проектировать подвижной.

**Дошатоклеенные армированные балки** применяют при необходимости сокращения расхода древесины, уменьшения высоты сечения, снижения монтажной массы и деформативности, повышения несущей способности, а также использования древесины более низкого качества и уменьшения стоимости. Эффективность армирования повышается при больших пролетах и значительных нагрузках. Наиболее пригодны для армирования стали классов А-II и А-III, а также однонаправленные стеклопластики в виде тяжей или полосы. Арматуру в балках можно ставить в сжатой и растянутой зонах (симметричное армирование — см. рис. 6.1, *з*), либо только в растянутой (несимметричное — см. рис. 6.1, *д*). Армирование выполняют или по всей длине балки, или на части длины (см. рис. 6.1, *е*). В последнем случае несущая способность балки сохраняется при незначительном уменьшении жесткости [64]. Рекомендуемый процент армирования стальными стержнями  $\mu = 1...3\%$ , а стеклопластиковыми —  $1...5$ . Если необходимо достигнуть минимальной высоты сечения, значение  $\mu$  ограничивается работой балки на скалывание. Наиболее удобны и технологичны прямоугольные сечения с симметричным армированием стальными стержнями.

Армирование не требует специального оборудования и может осуществляться на любом заводе клееных деревянных конструкций. Пазы для арматуры фрезеруют в досках, которые при сборке укладывают в крайние зоны. Их делают овальными либо прямоугольными, размерами на 5 мм больше диаметра стержня с расстоянием между ними по рис. 6.1, *к*. Арматуру вклеивают эпоксидными клеями марок ЭД-20, ЭД-22, ЭД-24 с наполнителями. При эксплуатации в условиях агрессивной среды арматуру можно закрыть защитным слоем из древесины или фанеры (см. рис. 6.1, *к*). Поскольку такие конструкции экспериментальные, нормативные данные по их проектированию отсутствуют.

Рассчитывают армированные балки по приведенным к модулю упругости древесины характеристикам. Для упрощения расчетных формул считают, что ось арматуры расположена на крайних фибрах балки (см. рис. 6.1, *к*). Ослабление пазами не учитывается, поскольку они заполнены арматурой и клеем.

Расчет армированных балок аналогичен клееным дощатым, и выполняется в такой последовательности. Задаются размерами поперечного сечения  $b$  и  $h$  по табл. 6.1 в соответствии с сортаментом досок.

Проверяют прочность:  
принятого поперечного сечения

$$\sigma = M/W_{пр} \leq R_{и}; \quad (78)$$

клеевого шва в поперечном сечении на скалывание

$$\tau = QS_{пр}/(I_{пр}^{0n}b) \leq R_{ск}; \quad (79)$$



клеевого шва, соединяющего арматуру с древесиной,

$$\tau = QS_{\text{пр}}^a / (J_{\text{пр}} \Sigma h_{\text{ш}}) \leq R_{\text{ск}}, \quad (80)$$

где для симметричного армирования

$$S_{\text{пр}} = bh^2/8(1 + 2\mu n); \quad I_{\text{пр}} = bh^3/12(1 + 3\mu n); \quad (81)$$

для несимметричного армирования

$$S_{\text{пр}} = \frac{bh^2}{8} \cdot \frac{1 + 3\mu n}{1 + \mu n};$$

$$J_{\text{пр}} = \frac{bh^3}{12} \cdot \frac{1 + 4\mu n}{1 + \mu n}; \quad (82)$$

$F_{\text{пр}} = bh(1 + \mu n)$  — для обоих типов армирования;  $S_{\text{пр}}^a = \frac{1}{4} n F_a h$ ;

$S_{\text{пр}} = n F_a h_p$  — приведенные статистические моменты сдвигаемой части сечения арматуры соответственно при симметричном и несимметричном армировании, где  $n = E_a/E$  — отношение модуля упругости арматуры и древесины;  $\mu = F_a/(bh)$  — процент армирования;  $h_p = h/[2(1 + \mu n)]$  — при несимметричном армировании;  $\Sigma h_{\text{ш}}$  — расчетная поверхность сдвига арматуры, равная половине периметра клеевого шва, соединяющего арматуру с древесиной.

Проверяют устойчивость плоской формы деформирования по формулам (16), (17), жесткость — по (15), в которой значение момента инерции принимают по (81) или (82).

Если постоянные нагрузки значительно больше временных, расчет необходимо вести отдельно на каждую из них. При этом модуль упругости древесины при расчете на действие постоянной нагрузки  $E_n = 0,5E$ . При армировании части длины балки место теоретического обрыва арматуры в пролете, согласно [64], определяют

$$x = (l/2) \left( 1 \pm \sqrt{1 - \frac{M_q}{M_q + M_p}} \right), \quad (83)$$

где  $M_q = R_n W$  — изгибающий момент, воспринимаемый деревянной частью сечения;  $M_q + M_p$  — расчетный изгибающий момент от полной временной и постоянной нагрузок.

В дощатых клееных балках из разных пород древесины в крайних зонах сечения (при гибкости  $\lambda \geq 60$ ) применяют более прочную древесину хвойных пород, в средней, менее напряженной зоне — мягколиственных без сердцевины (осины, тополя).

Приводим методику расчета, разработанную в ЦНИИСКе им. Кучеренко [60], основанную на учете физических характеристик разных пород древесины, применяемых для компоновки поперечного сечения балки. Можно также использовать методику, предложенную ХИСИ [8], по которой определяют несущую способность балок, скомпонованных из двух, а также из трех пород древесины. Компоновка сечения из разных пород древесины рекомендуется в балках с параллельными кромками прямоугольного поперечного сечения, в крайних зонах которого используют более прочную древесину 1-го или 2-го сортов,

а среднюю, менее прочную, компоуют из древесины 3-го сорта (см. рис. 6.1, ж). Размеры поперечного сечения и правила его компоновки те же, что и клееных балок из одной породы древесины.

Балки, составленные из разных пород древесины, рассчитывают с учетом приведенных характеристик к более нагруженному материалу [60].

Прочность по нормальным напряжениям (см. рис. 6.1, ж):

$$\sigma_1 = M/W_{x.пр} \cdot h_1/h \leq R_{н1}; \quad \sigma_2 = M/W_{x.пр} \cdot E_2/E_1 \leq R_{н2}, \quad (84)$$

где  $E_1, E_2, R_{н1}, R_{н2}$  — модули упругости и расчетные сопротивления изгиба древесины соответственно в средней и крайних зонах:

$$W_{x.пр} = b/6h [h_1^3 + E_2/E_1 (h^3 - h_1^3)]. \quad (85)$$

Проверка по касательным напряжениям:

$$\tau = QS_{x.пр}/(J_{x.пр}b) \leq R_{ск1}; \quad (86)$$

$$\tau = QS_{x.пр}/(J_{x.пр}b) \cdot E_2/E_1 \leq R_{ск2},$$

где

$$S_{x.пр} = b/8 [h_1^2 + (E_2/E_1)(h^2 - h_1^2)];$$

$$J_{x.пр} = b/12 [h_1^3 + (E_2/E_1)(h^3 - h_1^3)]; \quad (87)$$

$R_{ск1}, R_{ск2}$  — расчетные сопротивления скалыванию древесины соответственно средней и крайней зон.

Проверка на устойчивость плоской формы деформирования:

$$\sigma = M/(\varphi_{M.пр}W_{x.пр}) \leq R_{н1}, \quad (88)$$

где

$$\varphi_{M.пр} = \varphi_M h^2 \left[ \frac{h_1 + (E_2/E_1)(h - h_1)}{h_1^3 + (E_2/E_1)(h^3 - h_1^3)} \right]; \quad (89)$$

$\varphi_M$  — определяют по (17).

При наличии сил, действующих из плоскости, балку рассчитывают аналогично вышеизложенной методике; геометрические характеристики сечений определяют по [60].

Прогиб балки проверяют по формуле (15), в которую подставляют значения приведенного момента инерции  $J_{x.пр}$ , а коэффициент  $c$  принимают как для двутавровой балки шириной стенки  $b$ , шириной полков (крайних зон)  $E_2/(E_1b)$ .

**Пример 3. Вариант 1. Дощатая клееная балка.** Спроектировать и рассчитать балку покрытия здания машино-тракторной мастерской с температурно-влажностными условиями эксплуатации А1 в районе Смоленска (пролет  $l = 12$  м, шаг конструкций  $B = 6$  м). Покрытие и ограждающие конструкции принимаем по примеру 2. Материал балок — сосна. Класс ответственности здания — П.

**Статический расчет.** Нагрузка от веса ограждающих конструкций

$$g^H = 0,63/1,5 = 0,42 \text{ кН/м}^2; \quad q = 0,74/1,5 = 0,5 \text{ кН/м}^2.$$

Снеговая нагрузка  $p_0 = 1 \text{ кН/м}^2$ ;  $P^H = p_0ck$ ;  $c = 1$ ;  $k = (1,2 - 0,1 \cdot 5) = 0,7$ , где скорость ветра  $v = 5 \text{ м/с}$ .

По СНиП 2.01.07—85  $g^H/p_0 = 0,42/1,0 = 0,42$ ;  $n_c = 1,6$ ;

$$P^H = 1 \cdot 0,7 = 0,7 \text{ кН/м}^2; \quad P = 0,7 \cdot 1,6 = 1,12 \text{ кН/м}^2.$$

Нагрузка от веса балки по формуле (4):

$$g_{с.в}^H = \frac{0,42 + 0,7}{1000/(6 \cdot 12) - 1} = 0,087 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{с.в} = 0,087 \cdot 1,1 = 0,095 \text{ кН/м}^2.$$

Полная нагрузка на 1 м:

$$g^H = (0,42 + 0,7 + 0,087) 6 = 7,24 \text{ кН/м};$$

$$q = (0,5 + 1,12 + 0,096) 6 = 10,3 \text{ кН/м}.$$

Расчетный пролет балки с учетом опирания  $l = 12 - 2 \cdot 0,15 = 11,7 \text{ м}$ .  
Определяем усилия:

$$M = ql^2/8 = 10,3 \cdot 11,7^2/8 = 176,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = ql/2 = 10,3 \cdot 11,7/2 = 60,3 \text{ кН}.$$

Принимаем балку прямоугольного сечения. Согласно табл. 6.1

$$h = l/15 = 1170/15 = 78 \text{ см}.$$

Принимаем толщину доски после острожки  $a = 3,3 \text{ см}$ , тогда  $h = 3,3 \cdot 24 = 79,2 \text{ см} > 78 \text{ см}$ ;  $b = 13,5 \text{ см}$  (см. § 2,1) с учетом острожки боковой поверхности. Геометрические характеристики:

$$J = bh^3/12 = 13,5 \cdot 79,2^3/12 = 558\,892 \text{ см}^4;$$

$$W = bh^2/6 = 13,5 \cdot 79,2^2/6 = 14\,113 \text{ см}^3;$$

$$S = bh^2/8 = 13,5 \cdot 79,2^2/8 = 10\,585 \text{ см}^3.$$

Проверяем сечение по нормальным напряжениям:

$$\sigma = M/W = 17\,620/14\,113 = 1,25 \text{ кН/см}^2 = 12,5 \text{ МПа} < R_H \cdot m_\sigma/\gamma_H =$$

$$= 15 \cdot 0,89/0,95 = 14 \text{ МПа};$$

$$m_\sigma = 0,89; \quad R_H = 15 \text{ МПа (для 2-го сорта)}.$$

По касательным напряжениям

$$\tau = \frac{QS}{Jb} = (60,3 \cdot 10\,585)/(558\,892 \cdot 13,5) = 0,085 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 0,85 \text{ МПа} < 1,5/0,95 = 1,58 \text{ МПа}.$$

По устойчивости плоской формы деформирования (16)

$$\sigma = M/(\varphi_M W) \leq R_H m_\sigma/\gamma_H;$$

$$\sigma = 17\,620/1,2 \cdot 14\,113 = 1,04 \text{ кН/см}^2 = 10,4 \text{ МПа} < 14 \text{ МПа},$$

где

$$\varphi_M = 140b^2 k_\Phi / (l_0 h) = 140 \cdot 13,5^2 \cdot 1,13 / (300 \cdot 79,2) = 1,2;$$

$k_\Phi = 1,13$  (см. табл. 2.4);  $l_0 = 300 \text{ см}$  — расстояние между поперечными связями.  
Проверка прогиба (15):

$$f = f_0 / (k \gamma_H) [1 + c (h/l)^2] = 5/384 \cdot 0,0724 \cdot 1170^4 / (10^3 \cdot 558\,892 \cdot 0,95) \times$$

$$\times [1 + 19,2 \cdot (79,2/1170)^2] = 3,62 \text{ см}, \quad \text{где } k = 1.$$

$$\beta = 1; \quad c = 15,4 + 3,8\beta = 19,2 \text{ (см. табл. 2.3)};$$

$$f/l = 3,62/1170 = 1/323 < 1/300.$$

**Вариант 2. Дощатая клееная армированная балка.** Спроектировать и рассчитать балку по данным варианта 1. Сечение балки подбираем так, чтобы момент инерции ее согласовывался с моментом инерции неармированной балки. Ориентировочно задаемся коэффициентом армирования  $\mu = 1\%$  и применяем симметричное армирование. По (81) высота балки

$$h = \sqrt[3]{12J/[b(1 + 3\mu\alpha)]} = \sqrt[3]{12 \cdot 558\,892/[13,5(1 + 3 \cdot 21 \cdot 0,01)]} = 67,3 \text{ см}.$$

Компонуем прямоугольное сечение из досок с учетом острожки  $a = 3,3$  см, шириной 13,5 см,  $h = 3,3 \cdot 20 = 66$  см.

Армирование осуществляем либо одиночными стержнями класса А-II диаметром 25 мм,  $F_a = 4,9$  см<sup>2</sup>, либо из двух стержней того же класса диаметром 18 мм,  $F_a = 5$  см<sup>2</sup>.

Площадь древесины балки  $F = bh = 13,5 \cdot 66 = 891$  см<sup>2</sup>. Реальный коэффициент армирования

$$\mu = 2F_a 100/F = 4,9 \cdot 2 \cdot 100/891 = 1,1 \%$$

Приведенные к древесине геометрические характеристики по (81):

$$J_{np} = bh^3/12 (1 + 3\mu n) = 13,5 \cdot 66^3/12 (1 + 3 \cdot 21 \cdot 0,011) = 547\,572 \text{ см}^4;$$

$$S_{np} = bh^2/8 (1 + 2\mu n) = 13,5 \cdot 66^2/8 (1 + 2 \cdot 21 \cdot 0,011) = 10\,747 \text{ см}^3;$$

$$W_{np} = 2J_{np}/h = 547\,572/33 = 16\,593 \text{ см}^3.$$

Прочность балки по формуле (78):

$$\sigma = M/W = 17\,620/16\,593 = 1,06 \text{ кН/см}^2 = 10,6 \text{ МПа} < R_{иt6}/\gamma_n = \\ = 15 \cdot 0,94/0,95 = 15 \text{ МПа},$$

где  $m_6 = 0,94$  (см. с. 11);

прочность клевого шва по формуле (79):

$$\tau = QS_{np}/(J_{np}b) = 60,3 \cdot 10\,747/(547\,572 \cdot 13,5) = 0,088 \text{ кН/см}^2 = \\ = 0,88 \text{ МПа} < 1,58 \text{ МПа}.$$

Устойчивость плоской формы деформирования по формуле (16)  $\sigma = M (\varphi_M W_{np}) = 17620/(1,45 \cdot 16\,593) = 0,73$  кН/см<sup>2</sup> = 7,3 МПа < 15 · 0,94/0,95 = 15 МПа,

где

$$\varphi_M = 140 \cdot 13,5^2 \cdot 1,13/(300 \cdot 66) = 1,45.$$

Прогиб балки по формуле (15)

$$f = 5/384 \cdot g^4 t^4 / (EJ_{np} k \gamma_n) [1 + c (h/l)^2] = 5/384 \cdot 0,0724 \times \\ \times 1170^4 / (10^3 \cdot 547\,572 \cdot 1 \cdot 0,95) [1 + 19,2 (66/1170)^2] = 3,6 \text{ см}; \\ f/l = 3,6/1170 = 1/324 < f_{np} = 1/300.$$

*Вариант 3. Дощатая клееная балка из разных пород древесины.* Спроектировать и рассчитать балку по данным варианта 1.

Принимаем высоту балки аналогично примеру 3 (вариант 1)  $h = 79,2$  см из досок толщиной  $a = 3,3$  см. Крайние зоны по пять досок ( $5 \cdot 3,3 = 16,5 > 0,2 \times 79,2 = 15,8$  см) из сосны, а среднюю зону из осиновых досок (см. рис. 6.1). Переходный коэффициент  $m_n = 0,8$ .

Геометрические характеристики (89):

$$J_{x,np} = \frac{b}{12} [h_1^3 + E_2/E_1 (h^3 - h_1^3)] = 13,5/12 [46,2^3 + 79,2^3 - 46,2^3/0,8] = 670\,881 \text{ см}^4;$$

$$W_{x,np} = 2J/h = 670\,881 \cdot 2/79,2 = 16\,941 \text{ см}^3;$$

$$S_{np} = b/8 [h_1^2 + E_2/E_1 (h^2 - h_1^2)] = 13,5/8 [46,2^2 + (79,2^2 - 46,2^2)/0,8] = 12\,331 \text{ см}^4.$$

В крайних зонах проверяем нормальные напряжения по формулам (84)

$$\sigma = M/W_{np} = 17\,620/16\,941 = 1,04 \text{ кН/см}^2 = 10,4 \text{ МПа} < 15 \cdot 0,89/0,95 = 14 \text{ МПа}$$

где  $m_6 = 0,89$  (см. с. 11);

в средней зоне

$$\sigma_1 = M/W_{np} \cdot h_1/h_2 \leq R_{иz} m_n m_6 / \gamma_n; \quad \sigma = 17\,620/16\,941 \cdot 46,2/72,9 = \\ = 0,66 \text{ кН/см}^2 = 6,6 \text{ МПа} < 15 \cdot 0,8 \cdot 0,89/0,95 = 11,2 \text{ МПа};$$

по касательным напряжениям

$$\tau = QS_{\text{пр}}/(J_{\text{пр}}b) = 60,3 \cdot 12\,331/(670\,881 \cdot 13,5) = 0,082 \text{ кН/см}^2 = 0,82 < 1,58 \text{ МПа};$$

по устойчивости плоской формы деформирования

$$\sigma = M/(\varphi_{M,\text{пр}}W) = 17\,620/(1,1 \cdot 16\,941) = 0,95 \text{ кН/см}^2 = \\ = 9,5 \text{ МПа} < 15 \cdot 0,89/0,95 = 14 \text{ МПа},$$

$$\text{где } \varphi_{M,\text{пр}} = 1,2 \cdot 72,9^2 \frac{\left(46,2 + \frac{79,2 - 46,2}{0,8}\right)}{\left(46,2^3 + \frac{79,2^3 - 46,2^3}{0,8}\right)} = 1,1$$

( $\varphi_M = 1,2$  по примеру 3, вариант 1);  
прогиб

$$f = 5/384 \cdot g^H l^4 / [E_2 J_{\text{пр}} (E_1/E_2) \gamma_n] [1 + c (h/l)^2] = \\ = 5/384 \cdot 0,0724 \cdot 1170^4 / (10^9 \cdot 0,8 \cdot 670\,881 \cdot 0,95) [1 + 34,2 (79,2/1170)^2] = 3,21 \text{ см},$$

где

$$c = (45,3 - 6,9) \gamma = (45,3 - 6,9) 0,89 = 34,2; \\ \gamma = 16,5 \cdot 13,5 \cdot 2 (0,8 \cdot 46,2 \cdot 13,5) = 0,89.$$

### 6.3. ФАНЕРНЫЕ КЛЕЕННЫЕ БАЛКИ

Фанерные клеенные балки применяют с плоской или волнистой фанерной стенкой. В зависимости от профиля здания их изготавливают с параллельными кромками или двускатными с уклоном верхнего пояса не более 25 %. Можно применять балки с криволинейным верхним поясом.

**Балки с плоской фанерной стенкой** проектируют двутаврового поперечного сечения с одной стенкой (при пролетах более 12 м — с двумя), а также коробчатого сечения (рис. 6.3). Пояса балок, как правило, выполняют из вертикально поставленных досок толщиной не более 33 мм (после острожки), а при криволинейном поясе — из гнутых горизонтально расположенных досок. При высоте поясов более 100 мм в наружных досках делают прорези шириной не менее 5 мм или применяют узкие доски. Высоту поясов принимают  $h_n \geq h/6$ , согласуя ее с сортаментом досок.

Для стенок используют водостойкую фанеру марки ФСФ по ГОСТ 3916—69\* или бакелизованную марки ФБС по ГОСТ 11539—83 толщиной не менее 10 мм.

Ширину опорного ребра принимают равной высоте пояса. Поперечные ребра ставят с интервалами ( $1/8 \dots 1/9$ ) шириной, равной половине высоты пояса.

Для уменьшения расчетных размеров листа фанерной стенки в опорных панелях устанавливают диагональные либо промежуточные поперечные ребра. Волокна рубашек фанеры располагают, как правило, в продольном направлении, стыкуя листы фанеры на ус. При значительных поперечных нагрузках волокна рубашек направляют перпендикулярно поясам. При этом стыки фанерных листов выполняют впритык с накладками. Иногда, для повышения местной устойчивости

фанерной стенки в крайних панелях при соответствующем технико-экономическом обосновании волокна рубашек фанеры ставят по диагонали панели. Методика расчета и конструирования таких балок предложена в [20].

Балки, составленные из двух материалов, рассчитывают по геометрическим характеристикам, приведенным к тому материалу, проверка которого выполняется. При приведении к древесине

$$F_{пр} = F + F_{\phi} E_{\phi} / E; \quad J_{пр} = J + J_{\phi} E_{\phi} / E; \quad S_{пр} = S + S_{\phi} E_{\phi} / E, \quad (90)$$

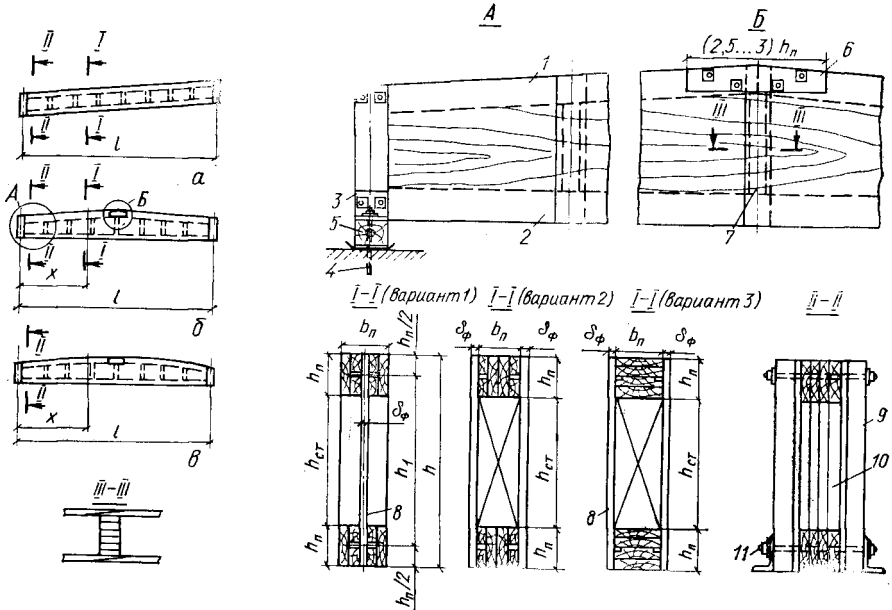


Рис. 6.3. Фанерные клееные балки с плоской стенкой:

*а* — односкатная; *б* — двускатная; *в* — двускатная с гнутым верхним поясом;  
 1 — верхний пояс; 2 — нижний пояс; 3 — опорные уголки; 4 — анкерный болт; 5 — опорная подушка; 6 — стыковая накладка; 7 — поперечное ребро; 8 — фанерная стенка; 9 — опорные накладки; 10 — опорное ребро; 11 — стяжные болты.

а при приведении к фанере

$$F_{пр.ф} = F_{\phi} + FE/E_{\phi}; \quad J_{пр.ф} = J_{\phi} + JE/E_{\phi}; \quad S_{пр.ф} = S_{\phi} + SE/E_{\phi}, \quad (91)$$

где  $F$ ,  $J$ ,  $S$ ,  $F_{\phi}$ ,  $J_{\phi}$ ,  $S_{\phi}$  — площадь, момент инерции, статический момент соответственно древесины и фанеры;  $E$ ,  $E_{\phi}$  — модули упругости соответственно древесины и фанеры.

При проектировании балок с продольным расположением волокон рубашек фанеры, в соответствии с рекомендациями табл. 6.1 выбирают форму и высоту поясов. Ширину последних либо задают, либо определяют по методике [6]. В этом случае  $E_{\phi}$  вдоль волокон наружных слоев следует повышать на 20 %. Находят требуемый момент сопротивления в расчетном сечении по формуле  $W_{тр} = M/R_p$ , где  $R_p$  — расчетное сопротивление древесины нижнего пояса растяжению;

$M = M_{\text{макс}}$  — в балках с параллельными поясами:  $M = M_x$  — в двускатных балках.

Ординату  $x$  находят из выражения

$$x = [\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma] l, \quad (92)$$

где  $\gamma = h_{\text{лон}}/(l \operatorname{tg} \alpha)$ ;  $h_{\text{лон}}$  — высота балки на опоре в осях;  $\alpha$  — угол наклона верхнего пояса.

Определяют

$$J_x^{\text{TP}} = W_{\text{TP}}(h_x/2) = J_x^n + J_{x,\phi}^{\text{CT}},$$

где  $h$  — высота балки в расчетном сечении;  $J_x^n$ ,  $J_{x,\phi}^{\text{CT}}$  — моменты инерции соответственно поясов и стенки.

$$J_x^n = J_x^{\text{TP}} - J_{x,\phi}^{\text{CT}} = J_x^{\text{TP}} - \delta_\phi h_x^3 / 12 \cdot E_\phi / E,$$

где  $\delta_\phi$  — сумарная толщина стенки.

Учитывая  $J_x^n = 2 [S_0 + F_n (h_{1,x}/2)^2]$  и пренебрегая собственным моментом инерции пояса  $J_0$ , определяют  $F_n = J_x^n / [2 (h_{1,x}/2)^2]$ , по которой подбирают размеры досок. Затем окончательно компонуют балки и определяют их действительные приведенные геометрические характеристики.

Проводят проверку:  
нижнего пояса

$$\sigma_p = M/W_{\text{пр}} \leq R_p; \quad (93)$$

верхнего пояса

$$\sigma = M/(W_{\text{пр}} \varphi_y) \leq R_c;$$

фанерной стенки

$$\sigma_{p,\phi} = M/W_{\text{пр}} (E_\phi/E) \leq R_{p,\phi} m_\phi, \quad (94)$$

где  $\varphi_y$  — коэффициент продольного изгиба пояса относительно оси  $y$  (см. рис. 6.3), определяемый по формуле из табл. 2.2, где  $\lambda = l_0/r_y$ ;  $l_0$  — расстояние между закрепленными точками из плоскости балки;  $r_y$  — радиус инерции пояса;  $m_\phi = 0,8$  — коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления фанеры в стыке.

Прочность стенки в опасном сечении на действие главных растягивающих напряжений в зоне первого от опоры стыка фанеры либо под первой от опоры доскойсосредоточенной нагрузкой:

$$\sigma_{\text{CT}}/2 + \sqrt{(\sigma_{\text{CT}}/2)^2 + \tau_{\text{CT}}^2} \leq R_{p,\phi} m_\phi, \quad (95)$$

где  $\sigma_{\text{CT}}$  и  $\tau_{\text{CT}}$  — соответственно нормальные и касательные напряжения сечения на стыке стенки и поясов;  $2 \operatorname{tg} \alpha = 2\tau_{\text{CT}}/\sigma_{\text{CT}}$ .

Проверяют местную устойчивость стенки в середине первой от опоры панели при  $h_{\text{CT}}/\delta_\phi > 50$ :

$$\sigma_{\text{CT}}/[k_n (100\delta/h_{\text{CT}})^2] + \tau_{\text{CT}}/[k_\tau (100\delta/h_{\text{расч}})^2] \leq 1; \quad (96)$$

фанерную стенку на срез

$$\tau = QS_{\text{пр.}\phi} / (J_{\text{пр.}\phi} \Sigma \delta_\phi) \leq R_{\text{ср.}\phi}; \quad (97)$$

прочность клеевого шва

$$\tau = QS_{\text{пр.ф}}^n / (J_{\text{пр.ф}} \Sigma h_{\text{ш}}) \leq R_{\text{ск.ф}}, \quad (98)$$

где  $k_n$ ,  $k_\tau$  — находят по графикам (рис. 6.4);  $h_{\text{расч}}$  — меньший размер панели стенки;  $R_{\text{ср.ф}}$  и  $R_{\text{ск.ф}}$  — определяют по табл. 6.1;  $\Sigma h_{\text{ш}}$  — общая длина клеевого шва.

Проверяют устойчивость плоской формы деформирования по формуле (19), а жесткость по (15), куда подставляют значение приведенного к древесине момента инерции.

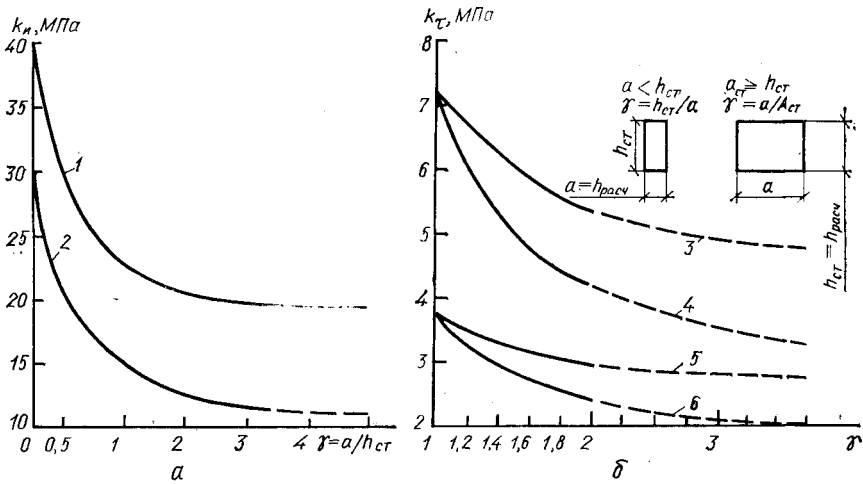


Рис. 6.4. Графики для расчета фанерных стенок:

$a$  — коэффициент  $k_n$ ;  $b$  — то же,  $k_\tau$ ; 1 — для бакелизированной фанеры марки ФБС  $\delta \geq 7$  мм; 2 — то же, для березовой марки ФСФ  $\delta \geq 8$  мм; 3 — для бакелизированной фанеры марки ФБС  $\delta \geq 7$  мм при направлении волокон наружных слоев параллельно малой стороне панели; 4 — то же, перпендикулярно малой стороне панели; 5, 6 — то же, для березовой фанеры марки ФБС  $\delta \geq 8$  мм.

В балках с плоской фанерной стенкой и волокнами рубашек, расположенными перпендикулярно нижнему поясу, расчет ведут по приведенным выше формулам, но без учета работы фанеры на действие нормальных напряжений. Проверяют устойчивость фанерных стенок при  $h_{cr}/\delta_{\text{ф}} > 80$  по формуле (96) на действие только касательных напряжений (правая часть формулы).

**Балки с волнистой фанерной стенкой** проектируют в основном с одной стенкой толщиной не менее 10 мм, волокна рубашек которой располагают параллельно поясам и стыкуют листы фанеры на ус. Пояса балок брусчатые или чаще клееные из досок, уложенных плашмя. Для установки стенки в поясах выбирают криволинейный паз, размеры которого обусловлены толщиной стенки  $\delta_{\text{ф}}$ , а глубина составляет не менее  $2,5\delta_{\text{ф}}$  (рис. 6.5). Высоту балки  $h$  принимают в соответствии с табл. 6.1 сортаментом фанерных листов, а высоту пояса принимают в пределах  $h_n = (1/6 \dots 1/8) h$ . Высоту волны назначают из условия  $h_b \geq 1/3 b_n$  при соблюдении отношения  $h_b/l_b = 1/10 \dots 1/20$ .



В местах опирания балок устанавливают опорные ребра шириной не менее высоты поясов.

Рассчитывают балки по методике [6], которой обусловлено, что фанерная стенка из-за своей формы не воспринимает нормальных напряжений, а служит лишь податливой связью между поясами. Поэтому геометрические характеристики балки как цельного элемента определяют без учета стенки:

$$J_x = b_n h_n / 2 (h_n^2 / 3 + h_1^2).$$

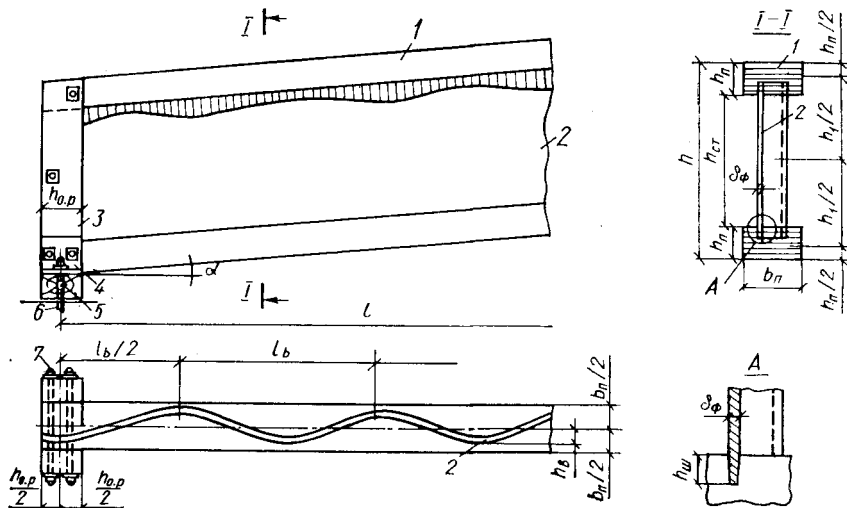


Рис. 6.5. Балка с волнистой фанерной стенкой:

- 1 — верхний пояс; 2 — волнистая стенка; 3 — опорное ребро; 4 — опорный уголок;  
5 — опорная подушка; 6 — анкерный болт; 7 — стяжные болты.

В балках проверяют прочность растянутого пояса по формуле (12), где

$$W_{расч} = k_w W_x, \text{ а вместо } R_n \text{ принимают } R_p; \quad (99)$$

$$k_w = 1 / [1 + (h_n / h) B];$$

$$B = \pi^2 S_n E / (l^2 \delta_\phi G_\phi) \text{ — коэффициент податливости;} \quad (100)$$

прочность сжатого пояса — по формуле (12).

Проверяют стенку на срез у опорного ребра с учетом потери местной устойчивости

$$\tau = Q S_n / (J \delta_\phi) = \varphi_{в.ст} R_{ср.ф}, \quad (101)$$

где  $S_n = b_n (h_n / 2) h_1$ ;  $\varphi_{в.ст} = k_1 k_2 / \lambda^2$  — коэффициент устойчивости волнистой стенки;  $\lambda = (h - 2h_n) / \sqrt{\delta_\phi h_v}$  — гибкость волнистой стенки;  $k_1, k_2$  — коэффициенты, принимаемые согласно следующих рекомендаций.

Для фанеры:

		Значение $k_1$
пятислойной марок	АВ, В	1630
то же	ВВ	1467
семислойной марок	АВ, В	1525
то же	В	1372

Коэффициент  $k_2$  принимают в зависимости от отношения высоты волны к ее длине:

При $\frac{h_B}{l_B} = \frac{1}{12}$	0,45
$\frac{h_B}{l_B} = \frac{1}{15}$	0,41
$\frac{h_B}{l_B} = \frac{1}{18}$	0,39

При обеспечении устойчивости стенки проверяют ее на срез без учета  $\varphi_{в.ст.}$ .

Прочность клеевого соединения полки с волнистой стенкой

$$\tau = QS_n / (J \Sigma h_{ш}) \leq R_{ск.ф}, \quad (102)$$

где  $\Sigma h_{ш} \geq 2,5\delta_{ф}$  определяют по глубине паза.

Прогиб балок, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой,

$$f = 5/384 \cdot |g^n l^4 / (EJk_{ж})|, \quad (103)$$

где  $k_{ж} = \frac{1}{1+B}$ .

Устойчивость плоской формы деформирования проверяют по формуле (19). Балки с волнистой фанерной стенкой можно также рассчитывать по уточненной методике [22].

**Пример 4. Балка с плоской фанерной стенкой.**

Спроектировать и рассчитать двускатную балку с плоской фанерной стенкой для покрытия здания музея с температурно-влажностным режимом эксплуатации А-1 в районе Харькова. Пролет 15 м, шаг конструкций 6 м. Покрытие и ограждающие конструкции по примеру № 2. Уклон кровли 5 %. Материалы балки: древесина — сосна (ГОСТ 8486—86Е), фанера — березовая марки ФСФ сорта не ниже В/ВВ (ГОСТ 3916—69\*). Класс ответственности здания — I.

*Статический расчет.*

$$g^H = 0,42 \text{ кН/м}^2; \quad q = 0,5 \text{ кН/м}^2 \text{ (по примеру 2)}$$

$$p^H = 0,51 \text{ кН/м}^2; \quad r = 0,79 \text{ кН/м}^2.$$

Нагрузка от веса балки по формуле (4)

$$g_{с.в}^H = \frac{0,42 + 0,51}{1000/(5 \cdot 15) - 1} = 0,075 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{с.в} = 0,075 \cdot 1,1 = 0,083 \text{ кН/м}^2.$$

Нагрузка на 1 м:

$$g^H = (0,42 + 0,51 + 0,075) 6 = 6 \text{ кН/м};$$

$$q = (0,5 + 0,78 + 0,083) 6 = 8,2 \text{ кН/м}.$$

Расчетный пролет балки  $l = 15 - 2 \cdot 0,2 = 14,6$  м. Определяем усилия в середине длины балки:

$$M = ql^2/8 = 8,2 \cdot 14,6^2/8 = 218,5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2; \quad Q = ql/2 = 8,2 \cdot 14,6/2 = 60 \text{ кН}.$$

Согласно табл. 6.1 высота балки  $h = 1460/12 \approx 120$  см. Назначаем высоту балки в середине пролета 120 см, что согласуется с размерами стандартных фанерных листов. Высота балки на опоре  $h_{оп} = 120 - 0,05 \cdot 1500/2 = 82,5$  см. Высота пояса  $h_{п} = h/8 = 120/8 = 15$  см. Пояс из досок шириной 17,5 см, тогда  $h_{п} =$

= 16 см (с учетом острожки). Ширина опорного ребра  $h_{о,р} = h_{п} = 16$  м. Толщину фанерной стенки принимаем  $\delta_{ф} = 1,2$  см  $> h_{ст}/130 = (120 - 16)/130 = 0,8$  см. Волокна фанеры располагаем параллельно нижнему поясу. Требуемый момент сопротивления  $W_{пр}^{тр} = M/R_p = 21\ 850/0,9 = 24\ 278$  см<sup>3</sup>;

$$J_{пр}^{тр} = W_{пр}^{тр} \cdot h/2 = 24\ 278 \cdot 60 = 1\ 456\ 680$$
 см<sup>4</sup>;

$$J_{п} = J_{пр}^{тр} - J_{ф} \cdot 1,2 \cdot E_{ф}/E = 1\ 456\ 680 - 2 \cdot 1,2 \cdot 120^3/12 \cdot (900 \cdot 1,2/1000) = 1\ 083\ 432$$
 см<sup>4</sup>;

$$F_{п} = J_{п}/[2(h_1/2)^2] = 1083432/(2 \cdot 52^2) = 200,3$$
 см<sup>2</sup>,

где  $h_1 = h - h_{п} = 120 - 16 = 104$  см;

$$b_{п} = F_{п}/h_{п} = 200,3/16 = 12,52$$
 см.

Принимаем  $a = 3,3$  см, тогда  $b_{п} = 3,3 \cdot 5 = 16,5$  см  $> 12,52$  см;

$$\gamma = h_{оп}/(li) = 82,5 \cdot 16/(1500 \cdot 0,05) = 0,88.$$

Расчетное сечение (92)

$$x = [\sqrt{\gamma + (1 + \gamma) - \gamma}] l = [\sqrt{0,88(1 + 0,88) - 0,88}] 15 = 6,1$$
 м;

$$h_x = h_{оп} + xi = 82,5 + 610 \cdot 0,05 = 113$$
 см.

Изгибающий момент в нем  $M_x = 60 \cdot 6,1 - (8,2 \cdot 6,1^2)/2 = 214$  кН · м.

Геометрические характеристики в расчетном сечении

$$J_{пр} = 2[16,5 \cdot 16^3/12 + 16,5 \cdot 16(97/2)^2] + (113^3 \cdot 1,2 \cdot 2)/12 \cdot 900 \cdot 1,2/1000 = 1\ 564\ 918$$
 см<sup>4</sup>, где  $h_{1x} = 113 - 16 = 97$  см;

$$W_{пр} = J_{пр} \cdot 2/h = 1\ 564\ 918 \cdot 2/113 = 27\ 698$$
 см<sup>3</sup>.

Проверка поясов (93):  
нижнего растянутого

$$\sigma_p = M/W_{пр} = 21\ 300/27698 = 0,77$$
 кН/см<sup>2</sup> = 7,7 МПа  $< 9$  МПа;

верхнего сжатого

$$\sigma_c = M/(W_{пр}\varphi_y) = 21\ 300/(27\ 698 \cdot 0,67) = 1,16$$
 кН/см<sup>2</sup> = 11,6 МПа  $< 15$  МПа,

где

$$\lambda_y = l_y/(0,289h_{п}) = 300/(16 \cdot 0,289) = 65$$

при

$$\lambda_y < 70$$
 (см. табл. 2.2);  $\varphi_y = 1 - 0,8(65/100)^2 = 0,662$ .

Нормальные напряжения в стенке (94):

$$\sigma = M/W_{пр,ф} \leq R_{и,ф}; \quad \sigma = 21\ 300(113 - 32)/(25\ 646 \cdot 113) = 0,6$$
 кН/см<sup>2</sup> = 6 МПа  $< 12$  МПа,

где

$$J_{пр,ф} = 2[16,5 \cdot 16^3/12 + 16,5 \cdot 16 \cdot 48,5^2] 1000/(1,2 \cdot 900) + (113^3 \cdot 1,2 \cdot 2)/12 = 1\ 448\ 999$$
 см<sup>4</sup>;  $W_{пр,ф} = J_{пр,ф} \cdot 2/113 = 25\ 646$  см<sup>3</sup>.

Главные растягивающие напряжения в первом стыке фанеры, т. е. в зоне первого поперечного ребра на уровне внутренней кромки пояса:

$$M_{x_1} = 60 \cdot 1,3 - (8,2 \cdot 1,3^2)/2 = 71,07$$
 кН · м;

$$Q_{x_1} = 60(7,5 - 1,3)/7,5 = 49,5$$
 кН;

$$J_{x_1, \text{пр}} = 89^3 \cdot 1,2 \cdot 2/12 + 2 [16,5 \cdot 16^3/12 + 16,5 \cdot 16 (73/2)^3] 1000/(1,2 \cdot 900) = \\ = 802\,746 \text{ см}^4;$$

$$W_{x_1, \text{пр}} = J_{x_1, \text{пр}} \cdot 2/(h_{x_1}) = 802\,746 \cdot (2/89) = 18\,039 \text{ см}^3,$$

где

$$h_{x_1} = 82,5 + 130 \cdot 0,05 = 89 \text{ см}; \quad h_{1,x} = 89 - 16 = 73 \text{ см};$$

$$S_{x_1, \text{пр}} = F_{\text{п}} \cdot h_1/2 \cdot (E/E_{\text{ф}}) + 2F_{\text{ф}}(h_1/2) = 16,5 \cdot 16 \cdot 36,5 \cdot 1000/(1,2 \cdot 900) + \\ + 2 \cdot 1,2 \cdot 16 \cdot 36,5 = 10\,324 \text{ см}^2;$$

$$\sigma_{\text{ср}} = M/W_{x_1, \text{пр}} \cdot (h_{\text{ср}}/h) = 7107/18\,039 \cdot (57/89) = 0,25 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{\text{ср}} = QS_{x_1, \text{пр}}/(J_{x_1, \text{пр}} \cdot 2\delta_{\text{ф}}) = 49,5 \cdot 10\,324/(802\,746 \cdot 2 \cdot 1,2) = 0,265 \text{ кН/см}^2;$$

$$\text{tg } 2\alpha = 2\tau_{\text{ср}}/\sigma_{\text{ср}} = 2 \cdot 0,265/0,25 = 2,12;$$

$$2\alpha = 64^\circ; \quad \alpha = 32^\circ; \quad R_{\text{ф.р}\alpha} = 5,4 \text{ МПа} = 0,54 \text{ кН/см}^2;$$

По формуле (95)

$$\frac{\sigma_{\text{ср}}}{2} + \sqrt{(\sigma_{\text{ср}}/2)^2 + \tau_{\text{ср}}^2} = 0,25/2 + \sqrt{(0,25/2)^2 + 0,265^2} = \\ = 0,42 \text{ кН/см}^2 < 0,54 \cdot 0,8 = 0,432 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка фанерной стенки на срез в зоне опорного ребра (97)

$$\tau = Q_{\text{макс}} S_{\text{пр.ф}}/(J_{\text{пр.ф}} \cdot 2\delta_{\text{ф}}) \leq R_{\text{ск.ф}};$$

$$\tau = 60 \cdot 10\,170/(652\,800 \cdot 2 \cdot 1,2) = 0,39 \text{ кН/см}^2 = 3,9 \text{ МПа} < 6 \text{ МПа},$$

где

$$S_{\text{пр.ф}} = S_{\text{ф}} + S_{\text{п}} \cdot E/1,2 \cdot E_{\text{ф}} = 2 \cdot 1,2 \cdot 82,5^2/8 + 16 \cdot 16,5 \cdot 33,25 \cdot 1000/(900 \times \\ \times 1,2) = 10\,170 \text{ см}^3; \quad J_{\text{пр.ф}} = J_{\text{ф}} + J_{\text{п}} E/(1,2 \cdot E_{\text{ф}}) = 2 \cdot 1,2 \cdot 82,5^3/12 + \\ + 2 \cdot 16 \cdot 16,5 \cdot 33,25^2 \cdot 1000/(900 \cdot 1,2) = 652\,800 \text{ см}^4; \quad h_1 = 82,5 - 16 = 66,5; \\ h_1/2 = 66,5/2 = 33,25 \text{ см}.$$

Проверка клеевого шва между поясами и стенкой (98)

$$\tau = Q_{\text{макс}} S_{\text{п}}/(J_{\text{пр.ф}} 2h_{\text{ш}}) = 60 \cdot 8128/[652\,800 \cdot 2(16 - 0,5)] = \\ = 0,024 \text{ кН/см}^2 = 0,24 \text{ МПа} < 6 \text{ МПа},$$

где  $S_{\text{пр.ф}} = 16,5 \cdot 16 \cdot 33,25 \cdot 1000/(1,2 \cdot 900) = 8128 \text{ см}^3.$

Поскольку в зоне первой от опоры панели  $h_{\text{ср}}/\delta_{\text{ф}} = 56/1,2 = 46,6 < 50$ , местную устойчивость стенки не проверяем.

Прогиб в середине пролета (15)

$$f = 5/384 \cdot q^H l^4/EJ_{\text{пр}} [1 + c(h/l)^2] = 5/384 \cdot 0,06 \cdot 1460^4/(10^3 \cdot 1\,812\,224) \times \\ \times \frac{[1 + 88,9(120/1460)^2]}{0,813} = 3,86 \text{ см},$$

где (см. табл. 2.3)  $k = 0,4 + 0,6(82,5/120) = 0,813;$

$$c = \left(45,3 - 6,9 \cdot \frac{82,5}{120}\right) \frac{16,5 \cdot 16,0 \cdot 2}{2 \cdot 104 \cdot 1,2} = 88,9;$$

$$J_{\text{пр}}^{\Phi} = 2 \left[ \frac{16,5 \cdot 16^3}{12} + 16,5 \cdot 16 \left( \frac{104}{2} \right)^2 \right] + \frac{120^3 \cdot 1,2 \cdot 2}{12} \times \\ \times \frac{1,2 \cdot 900}{1000} = 1\,812\,224 \text{ см}^4;$$

$$h_1 = h - h_{\text{п}} = 120 - 16 = 104 \text{ см.}$$

**Пример 5. Балка с волнистой фанерной стенкой.** Спроектировать и рассчитать балку по данным примера 2;  $l = 11,7$  м;  $g^H = 6$  кН/см<sup>2</sup>;  $q = 8,2$  кН/м<sup>2</sup>;  $M = 140,3$  кН·м;  $Q = 48$  кН.

Высота балки  $h = 1170/12 = 97,5$  см. Принимаем балку двутаврового сечения используя стандартные фанерные листы (ГОСТ 3916—69\*). Пояса клееные из пяти досок второго сорта размером  $16 \cdot 16,5$  см, толщиной доски  $a = 3,3$  см. Назначаем толщину фанерной стенки  $\delta_{\text{ф}} = 12$  мм, заглубляя ее в поясах на  $3\delta_{\text{ф}} = 3 \cdot 1,2 = 3,6 > 2,5\delta_{\text{ф}} = 3$  см. Высота фанерного листа  $75$  см. Высота стенки  $h_{\text{ст}} = 75 - 2 \cdot 3,6 = 67,8$  см;  $h_1 = h_{\text{ст}} + h_{\text{п}} = 67,8 + 16,5 = 84,3$  см.

Общая высота балки  $h = h_{\text{с}} + 2h_{\text{п}} = 67,8 + 2 \cdot 16,5 = 100,8$  см.

Геометрические характеристики

$$J_x = 2 \left[ (16 \cdot 16,5^3/12) + 16 \cdot 16,5 (84,3/2)^2 \right] = 950\,036 \text{ см}^4;$$

$$W_x = I_x/2h = 950\,036 \cdot 2/100,8 = 18\,850 \text{ см}^3.$$

$$S_x = 16 \cdot 16,5 \cdot 84,3/2 = 11\,128 \text{ см}^3$$

По формулам (100)  $B = 3,14^2 \cdot 11\,128 \cdot 10^3 / (1,2 \cdot 1170^2 \cdot 7,5 \cdot 10) = 0,89;$

$$k_{\omega} = \frac{1}{1 + \frac{16,5}{100,8} \cdot 0,89} = 0,87.$$

Напряжение в поясах  $\sigma_{\text{р}} = M/(W_x k_{\omega}) = 14\,030 / (18\,850 \cdot 0,87) = 0,86$  кН/см<sup>2</sup> =  $8,6$  МПа  $< R_{\text{р}} = 9$  МПа.

Прочность соединения стенки с поясами при клиновидном пазе по формуле (102)

$$\tau = QS_x / (J_x \Sigma h_{\text{ш}}) = 48 \cdot 11\,128 / (950\,036 \cdot 2 \cdot 3,6) = 0,078 \text{ кН/см}^2 = \\ = 0,78 \text{ МПа} < 0,8 \text{ МПа.}$$

Устойчивость плоской формы деформирования по формуле (19);

$$\sigma = M/\varphi_y W_x = 14\,030 / (0,66 \cdot 18\,850) = 1,13 \text{ кН/см}^2 = 11,3 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа,}$$

где  $\lambda_y = 300 / (0,289 \cdot 16) = 65;$   $\varphi_y = 1 - 0,8 (65/100)^2 = 0,66;$

$l_0 = 300$  — расстояние между поперечными связями.

Назначаем размеры волн:  $h_{\text{в}} = 8$  см;  $l_{\text{в}} = 12$   $h_{\text{в}} = 8 \cdot 12 = 96$  см.

Проверяем стенку на срез по формуле (101) при  $h_{\text{в}}/l_{\text{в}} = 1/12;$   $k_1 = 1372;$   $k_2 = 10,45;$

$$\varphi_{\text{ф}} = k_1 k_2 / \lambda^2 = 1372 \cdot 0,45 / 481 = 1,28 > 1,$$

где

$$\lambda = \frac{h_{\text{ст}}}{\sqrt{\delta_{\text{ф}} h_{\text{с}}}} = \frac{67,8}{\sqrt{1,2 \cdot 8}} = 21,9; \quad \tau = 48 \cdot 11\,128 / (950\,036 \cdot 1,28) = \\ = 0,46 \text{ кН/см}^2 = 4,6 \text{ МПа} < 6 \text{ МПа.}$$

Прогиб балки по формуле (103)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{g^H l^4}{E J k_{\text{ж}}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,06 \cdot 1170^4}{10^3 \cdot 950\,036 \cdot 0,53} = 2,9 \text{ см,}$$

где

$$k_{\text{ж}} = 1/(1 + B) = 1/(1 + 0,89) = 0,53.$$

#### 6.4. БРУСЧАТЫЕ БАЛКИ НА ПЛАСТИНЧАТЫХ НАГЕЛЯХ И ВКЛЕЕННЫХ СТЕРЖНЯХ

**Балки на пластинчатых нагелях** — это конструкции заводского изготовления безметаллные (за исключением стяжных болтов и крепежных оснастки). Их komponуют из двух или трех брусьев либо окантованных в местах сплачивания бревен, плотно прилегающих друг к другу и соединенных по швам пластинчатыми нагелями. Предельные пролеты определяются длиной лесоматериала: для брусьев 6 м, для бревен 9.

Гнезда для нагелей прорезают цепнодолбежником при собранных брусьях или бревнах. Нагели изготовляют из сухой древесины дуба или березы на рейсмусовых станках. Основные требования, а также способы расстановки нагелей приведены в § 3.4 и на рис. 3.6.

При равномерно распределенной нагрузке в середине балки на участке  $0,2l$  нагели можно не ставить, поскольку в этой зоне сдвигающие усилия резко уменьшаются. При других видах нагрузок их ставят по всей длине балки. Направление волокон в пластинчатых нагелях принимают перпендикулярно плоскости сплачивания.

При изготовлении балки на пластинчатых нагелях устраивают строительный подъем по способу, приведенному в [25]. Его определяют

$$f_{стр} = l\delta n_{ш}/(2h_0), \quad (104)$$

где  $n_{ш}$  — число швов в балке;  $\delta = 0,2$  см — деформация податливости соединений на нагелях.

По концам балки ставят по одному стяжному болту. Рассчитывают балки как составные элементы на податливых связях, ослабление сечений которых не учитывают (§ 2.3).

Необходимое количество пластинчатых нагелей определяют по формуле (31), а при действии равномерно распределенной нагрузки с расположением нагелей на крайних участках длиной по  $0,4l$  — по формуле

$$n_c = 1,2MS_{бр}/(TJ_{бр}), \quad (105)$$

где значение расчетной несущей способности пластинчатого нагеля  $T$  определяют по (49), а изгибающий момент  $M$  — по указаниям к формуле (31).

Если расчетное число пластинок не размещается по длине балки, необходимо увеличить ее ширину.

**Балки составные деревянные на клеенных стержнях** применяются в отечественной и зарубежной практике строительства как в клееной, так и цельной древесине. Принципиальная схема составной балки на клеенных стержнях приведена на рис. 6.6, в.

Два либо три яруса клееной или цельной древесины можно объединить вертикально или наклонно расположенными стержнями из стали периодического профиля марок А-II, А-III (ГОСТ 5781—82\*), а отдельные элементы — клеевинтовыми соединениями. Установка стержней с наклоном приводит к преимущественной их работе на растяжение, уменьшению напряжений смятия древесины в гнезде, деформативности соединения и, как следствие этого, самой конструкции.

Армирующие вклеенные стержни устанавливают, как правило, в зонах опорных третей пролета. Наиболее рациональным следует считать армирование наклонными стержнями с углами наклона 30...45°. Такие решения эффективны при усилении конструкций, кроме того вклеенные стержни, как показал опыт их применения, уменьшают возможность расслоения древесины, что особенно важно при эксплуатации ее на открытом воздухе. Наклонно поставленные стальные стержни применяют также для клееных балок с целью повышения их несущей способности и уменьшения деформативности.

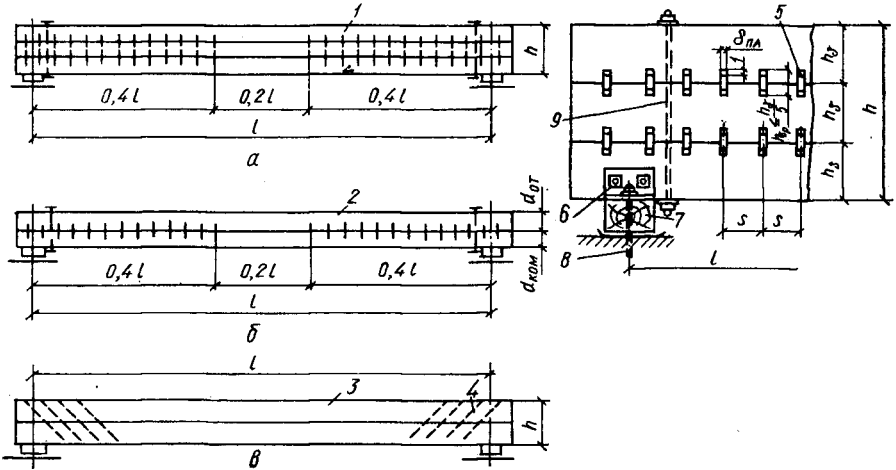


Рис. 6.6. Составные балки на пластинчатых нагелях и вклеенных стержнях: а — брусчатая балка на пластинчатых нагелях; б — то же бревенчатая; в — балка на вклеенных стержнях; 1 — брус; 2 — бревно; 3 — брус, бревно или клееный элемент; 4 — вклеенный стержень; 5 — стержень; 6 — пластинчатый нагель; 6 — опорный уголок; 7 — опорная подушка; 8 — анкерный болт; 9 — стяжной болт.

Составные балки на вклеенных стержнях рекомендуется рассчитывать как элементы на податливых связях с проведением всех необходимых проверок (см. § 2.3). При сплачивании элементов несущая способность вклеенного стержня на один шов из условия его работы на изгиб:

$$T_{и} = 40d^2 \text{ для арматуры марки А-II;} \quad (106)$$

$$T_{и} = 50d^2 \text{ то же, А-III.}$$

Максимальный прогиб балок с вклеенными стержнями при действии равномерно распределенной нагрузки интенсивностью  $q$  [10]:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{g'' l^4}{EJ} \left[ 1 - 16 \frac{EJ l_1^3 (l - l_1)}{l^4} \left( \frac{1}{EJ} - \frac{1}{EJ_{пр}} \right) \right],$$

где  $l$  — пролет балки;  $l_1$  — протяженность зоны размещения стержней на полупролете;

$$J_{пр} \cong J + \frac{2}{3} n \frac{l_c \cos \beta (J_1 - J)}{l_1} -$$

усредненный момент инерции балки на участке  $l_1$ ;  $n$  — количество стержней на участке  $l_1$ ;  $l_c$  — длина стержня;  $\beta$  — угол наклона стержней к продольной оси балки;  $J_1, J$  — приведенные к древесине моменты инерции балки в сечениях I—I и II—II (см. рис. 6.6).

## Глава 7. ДЕРЕВЯННЫЕ И ФАНЕРНЫЕ АРКИ

### 7.1. ОСНОВНЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ И КЛАССИФИКАЦИЯ

Арки рекомендуется применять в качестве несущих конструкций покрытий при значительных пролетах и опирании на фундаменты или контрфорсы стен, а также при необходимости использования внутреннего объема помещения. Применение их с затяжками значительно увеличивает металлоемкость конструкции.

По внешнему очертанию арки бывают пологие, очерченные по окружности с соотношением  $f/l = 1/4 \dots 1/6$ , высокие стрельчатые из элементов кругового или ломаного очертания с  $f/l = 1/2 \dots 1/3$ , а также треугольные из прямолинейных блоков с  $f/l = 1/2 \dots 1/5$ . При применении клееной древесины очертание их может быть более разнообразным.

По статической схеме арки разделяют на трех- и двухшарнирные, а по схеме опирания — опирающиеся на фундаменты и с затяжками, которые воспринимают распор. Двухшарнирные арки по расходу материалов более экономичны, но в связи с трудностью перевозки применяются при пролетах до 30 м. Трехшарнирные можно применять при пролетах 60 м и больших.

По конструкции арки разделяют на клееные многослойные прямоугольного или двутаврового сечения, фанерные коробчатого сечения, брусчатые из балок на пластинчатых нагелях, кружальные из досок на гвоздях и решетчатые, выполняемые из двух ферм.

Наиболее распространены клееные деревянные многослойные арки различного очертания, прямоугольного поперечного сечения с отношением  $h/b \leq 8$ . В лесных районах применяют кружальные дощатые арки, которые устанавливают с шагом до 3 м. Основные схемы, генеральные размеры и технико-экономические показатели арок приведены в табл. 7.1.

При установке арок на колонны или стены здания их проектируют со стальными затяжками, которые изготавливают из круглой стали (при небольших пролетах) или двух стальных профилей. Для предотвращения провисания затяжки подвешивают к аркам с помощью тяжей, поставленных на таком расстоянии, чтобы их гибкость была не более 400. Неизменяемость положения и устойчивость арок обеспечивают установкой системы связей в соответствии с рекомендациями § 10.1, 10.2. При пролете арки с затяжками более 30 м одну из опор выполняют подвижной.

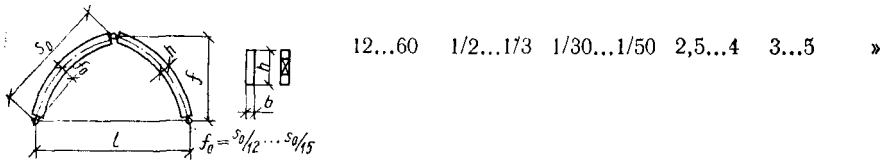
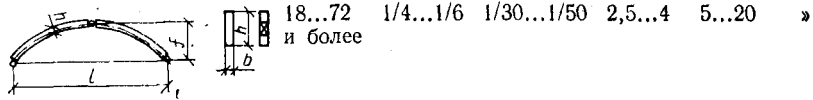
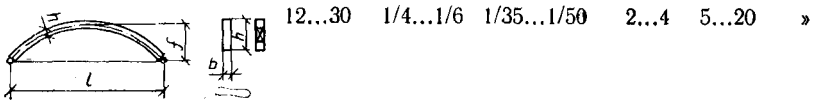
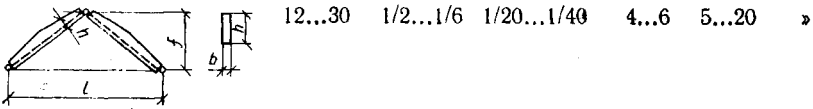
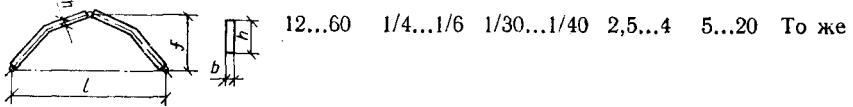
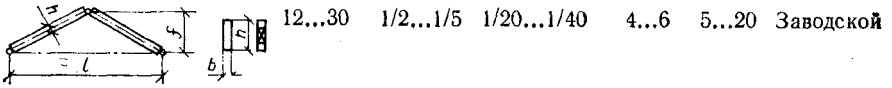
Для обеспечения поворота в узлах и сохранения принятой при расчете схемы при деформации от воздействия нагрузок опорные и ключевые шарниры проектируют с учетом следующих рекомендаций.



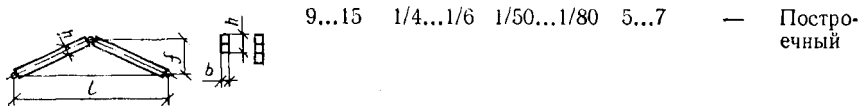
Таблица 7.1. Схемы арок [11, 38]

Схема	Пролет $l_0$ м	$f/l$	$h/l$	$k_{св}$	$k_{м}$ , %	Способ изготовления
-------	-------------------	-------	-------	----------	-------------	---------------------

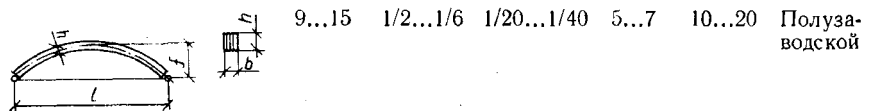
*Клееные дощатые и фанерные арки*



*Брусчатые арки на пластинчатых нагелях*



*Кружальные арки из досок на гвоздях*



Для арок пролетом до 30 м сопряжение в ключевом шарнире и опирание на фундамент или стену осуществляют лобовым упором, закрепляя арки между собой деревянными накладками на болтах или с помощью стальных профилей, башмаков (рис. 7.1, а...д).

При пролетах арок более 30 м в опорных и ключевых узлах устраивают стальные башмаки с плиточными или валиковыми шарнирами

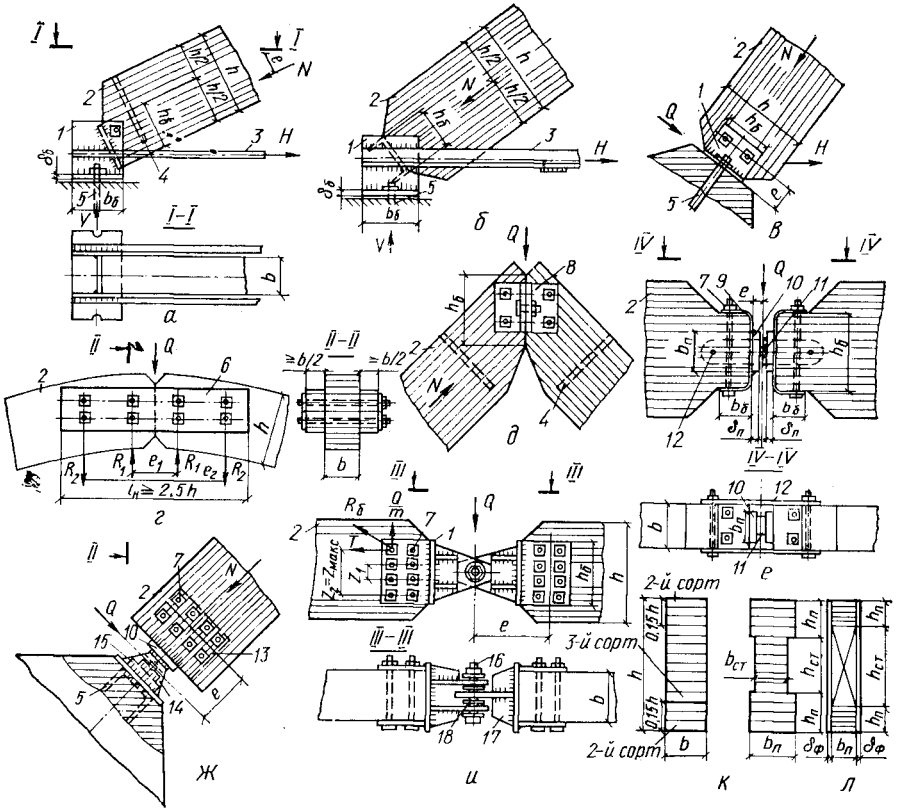


Рис. 7.1. Узлы арок:

а, б, в — опорные узлы арок небольших пролетов; д — ключевой узел с деревянными накладками; е — то же, для арок больших пролетов со стальным оголовком и плиточным шарниром; и — ключевой узел со стальными башмаками и валиковым шарниром; ж — опорный узел с валиковым шарниром; к — сечение клееной дощатой арки; з — то же, клееной фанерной; 1 — стальной сварной башмак; 2 — арка; 3 — стальная затяжка; 4 — вклеенные стержни; 5 — анкерное крепление; 6 — деревянные накладки; 7 — болты; 8 — стальные крепежные элементы; 9 — оголовок изгнутого или сварного профиля; 10 — опорная плита; 11 — плиточный шарнир; 12 — монтажная стальная накладка; 13 — стальная, врезанная в арку фасонка; 14 — ограничительные боковые ребра из стального листа; 15 — стальные детали для опирания валика; 16 — валиковый шарнир; 17 — ребра башмака; 18 — шайбы.

(рис. 7.1, е, ж, и). Конструктивных решений шарниров арок много и их выбор зависит от конкретных условий проектируемых арок и возможности их изготовления. На рис. 7.1 даны некоторые из наиболее часто применяемых узлов. Другие решения приведены в [6, 24, 26, 30].

Усилия в арках определяют методами строительной механики при загрузении их наиболее невыгодным сочетанием нагрузок: постоянная и снеговая на всем пролете и временная от подвесного оборудования; постоянная на всем пролете, снеговая на одной стороне арки (равномерно распределенная или треугольная) и временная от подвесного оборудования для арок при  $f/l < 1/3$ ; ветровая в сочетании с постоянной и временными снеговой и от подвесного оборудования — для арок

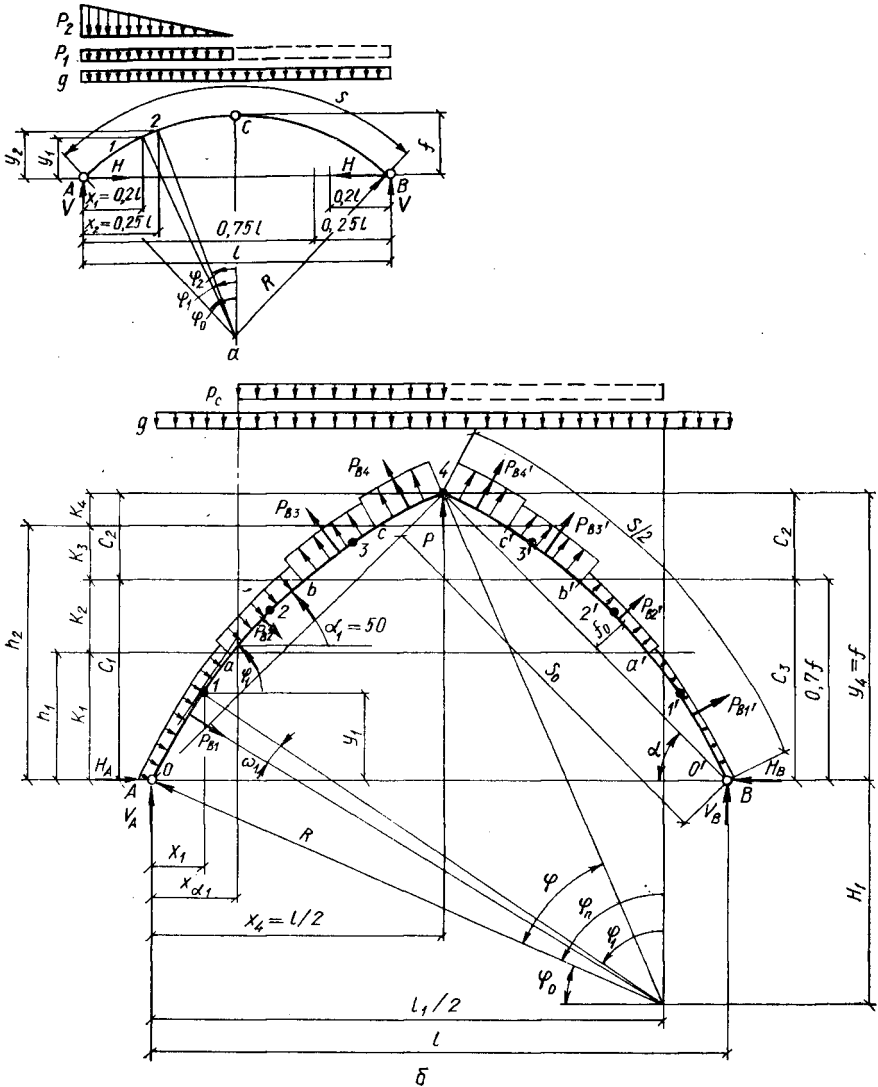


Рис. 7.2. Геометрические и расчетные схемы арок:

а — круговой с постоянной и снеговой нагрузками; б — стрельчатой с постоянной, снеговой и ветровой нагрузками.

с отношением  $f/l > 1/3$  (рис. 7.2). Одновременное действие двух и более временных нагрузок учитывают по СНиП 2.01.07-85.

При легком покрытии наибольшие изгибающие моменты в сечениях арок могут возникнуть также в незагруженной снегом половине, где ветровой отсос создает усилия с тем же знаком, что и от снеговой нагрузки.

В общем случае при расчете арок определяют опорные реакции для каждого вида нагрузки, разбивают арку по длине на ряд сечений и находят их координаты, а затем усилия:

$$\begin{aligned} M_n &= M_0 - Hy_n; & N_n &= Q_0 \sin \varphi_n + H \cos \varphi_n; \\ Q_n &= Q_0 \cos \varphi_n - H \sin \varphi_n, \end{aligned} \quad (107)$$

где  $M_0$ ,  $Q_0$  — соответственно изгибающий момент и поперечная сила на расстоянии  $x_n$  от левой опоры, определяемые как для балки на двух опорах пролетом  $l$ ;  $H$  — распор арки;  $\varphi_n$  — угол наклона касательной в точке  $n$  к горизонту (см. рис. 7.2).

Для ускорения статического расчета рекомендуется пользоваться таблицами прил. VII и VIII или ЭВМ. Распор в двухшарнирных арках с отношением  $f/l < 1/4$  допускается определять как для трехшарнирных. Вначале находят изгибающие моменты во всех сечениях, составляют сводную таблицу и определяют точки с наибольшими моментами. Для этих сечений находят нормальные силы, а также нормальные и поперечные силы в шарнирах.

## 7.2. КЛЕЕННЫЕ ДОЩАТЫЕ И ФАНЕРНЫЕ АРКИ

Клееные многослойные дощатые арки применяют наиболее широко. Они легки, красивы, перекрывают большие пролеты. Клееные дощато-фанерные арки применяют значительно реже, вследствие большой трудоемкости их изготовления, меньшей огнестойкости и дефицитности высокопрочной фанеры. Схему арки выбирают в зависимости от назначения здания, его пролета, материала кровли и условий изготовления.

**Арки треугольного очертания**, как правило, применяют с кровлей из асбестоцементных волнистых листов с небольшим уклоном для одноэтажных производственных зданий пролетом до 24 м с установкой на стойки или стены здания и восприятием распора с помощью стальных затяжек (см. табл. 7.1). Арки с крутым уклоном — для складов минеральных удобрений и других сыпучих материалов с установкой непосредственно на фундаменты.

Изготовление полуарок в виде прямолинейных элементов и сборка их не вызывают затруднений. Однако сечения деревянных элементов большие и расход древесины выше, чем для арок криволинейных.

Для уменьшения изгибающих моментов в арках, нормальные силы прикладывают в узлах со смещением вниз от геометрической оси элемента. В этом случае узлы арки располагают не по оси элементов (см. рис. 7.1, а). Это снижает расход древесины, однако вызывает неравномерное распределение касательных напряжений, особенно в

опорных узлах. При больших значениях последних рекомендуется ставить вклеенные в древесину стержни (см. рис. 7.1, а, б).

С целью экономии древесины, а также исключения концентрации касательных напряжений, особенно в высоких арках, можно применить полуарки в виде ломаных балок, соединяющихся в местах перелома зубчатым стыком (схема — табл. 7.1), гнукотклееных (схема — табл. 7.1) или переменного сечения в виде двускатных балок (схема — табл. 7.1) с передачей нормальной силы по оси опорного сечения балки [53]. В расчетном сечении, где изгибающий момент наибольший, возникает момент обратного знака, от внецентренного при-

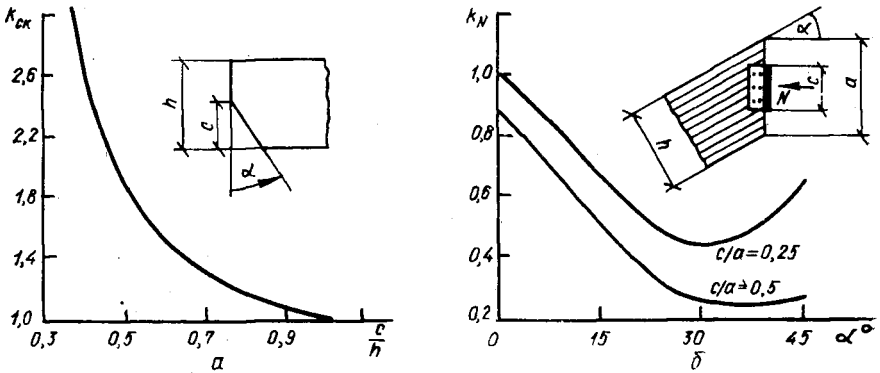


Рис. 7.3. Графики коэффициентов:  
а —  $k_{ск}$  при  $c/h \geq 0,4$  и  $\alpha = 12...18^\circ$ ; б —  $k_N$  при  $\alpha = 0...45^\circ$ .

ложения нормальных сил за счет увеличенной высоты балки или ее излома.

При расчете арок треугольного очертания, элементы которых имеют параллельные кромки (схемы 1 — табл. 7.1), определяют геометрические размеры и усилия от постоянной, снеговой и технологической нагрузок. Принимают высоту сечения полуарки по табл. 7.1, ширину — исходя из условий монтажа и с учетом сортамента досок. Подбирают оптимальное значение эксцентриситета смещения нормальной силы от геометрической оси элемента, при котором  $M_{оп} \approx M_{пр}$ :

$$e_{опт} = M/(N(\xi + 1)). \quad (108)$$

Проверяют принятое сечение по формулам (20) ... (27). Касательные напряжения определяют с учетом их неравномерного распределения по высоте сечения

$$\tau = QS/(bJ\xi) k_{ск}, \quad (109)$$

где  $k_{ск}$  — находят по рис. 7.3, а.

Рассчитывают затяжку, ее стыки и крепление к опорному узлу, а также подвески затяжек (СНиП II-23-81 \*) и узлы по правилам, изложенным ниже.

В арках с элементами из двускатных балок (схема, табл. 7.1) размеры сечения последних принимают по табл. 7.1. Уклон верхних

граней двускатных балок выбирают по материалу кровли, однако с таким расчетом, чтобы высота балки в шарнирах  $h_{оп}$  была не менее 0,4 ее высоты в месте перелома  $h_{ср}$ , а уклон верхней грани по отношению к нижней кромке составлял 0,05...0,1. Место перелома верхней кромки рекомендуется принимать на расстоянии  $x = 0,25l$ . Элементы проверяют по тем же формулам, что и арки с параллельными кромками, но с учетом особенностей расчета сжато-изогнутых элементов переменного по высоте сечения, а также указаний § 6.2.

Арки из гнутоклееных балок рассчитывают так же, как треугольные, но с дополнительными проверками (см. § 6.2).

В ломаных арках сечение в месте стыка проверяют с учетом его ослабления и направления нормальных напряжений под углом к волокнам древесины по формулам, приведенным в § 8.2 при расчете рам из прямолинейных элементов. Во избежание разрушения зубчатого стыка при транспортировании и монтаже конструкций рекомендуется перекрывать его с двух сторон деревянными накладками, закрепленными болтами.

Проверяя арку на прочность, гибкость ее определяют по расчетной длине  $l_0 = 0,5s$ , если угол перелома в ключевом шарнире более  $10^\circ$ . При меньших углах  $l_0 = 0,58s$ , где  $s$  — полная длина оси арки между опорными шарнирами.

**Клееные дощатые арки криволинейного очертания** лучше других работают на статические нагрузки, однако изготовление их более трудоемко. Арки пологого очертания применяют в основном в общественных зданиях, стрельчатого — в складах сыпучих материалов.

Арки обычно изготовляют с постоянным по длине прямоугольным поперечным сечением (см. рис. 7.1, *к*), а иногда, с целью экономии древесины, — двутаврового сечения и очень редко — с переменным по длине поперечным сечением. При необходимости уменьшения его высоты или увеличения несущей способности армируют стальной арматурой.

Гнутоклееные арки изготовляют из строганых досок толщиной не более 33 мм с отношением радиуса кривизны арки к толщине досок  $R/a \geq 200$ . При больших пролетах арок, когда ширина сечения больше ширины досок по сортаменту, возникает необходимость склеивания досок по ширине, а также применения монтажных стыков, если размеры полуарок превышают допустимые габариты перевозимых транспортом конструкций (рис. 7.4). Опирающие криволинейных арок в узлах выполняют центрированно с закреплением стальными башмаками или крепежными деталями (см. рис. 7.1, *б...и*).

При высоком поперечном сечении арки и значительных временных (снеговых и ветровых) нагрузках рекомендуется закреплять связями не только верхнюю, но и нижнюю ее кромки. В конструктивном расчете криволинейных арок принимают размеры поперечного сечения по табл. 7.1 с учетом условий монтажа и сортамента пиломатериалов. Можно воспользоваться формулой [12]

$$h = k \sqrt{M/b}, \quad (110)$$

где  $k = 2,6...2,9$ ;  $b$  — ширина сечения, см;  $M$  — изгибающий момент

в расчетном сечении, кН · м. Определяют геометрические характеристики сечения, проверяют прочность и устойчивость арки в плоскости кривизны при наиболее невыгодных сочетаниях нагрузок как сжато-изогнутого элемента по формулам (22) ... (27). При этом расчетную длину элементов  $l_0$  принимают равной:

Для трехшарнирных арок при симметричной и несимметричной нагрузках . . . . . 0,58s  
 Для двухшарнирных при симметричной нагрузке . . . . . 0,35s  
 То же, при несимметричной . . . . . 0,58s  
 Для двух- и трехшарнирных арок при кососимметричной

нагрузке . . . . .  $l_0 = \frac{s}{(2\sqrt{\pi^2 - \alpha^2})}$ , (111)

Примечание.  $s$  — полная длина дуги арки;  $\alpha$  — центральный угол полуарки, рад.

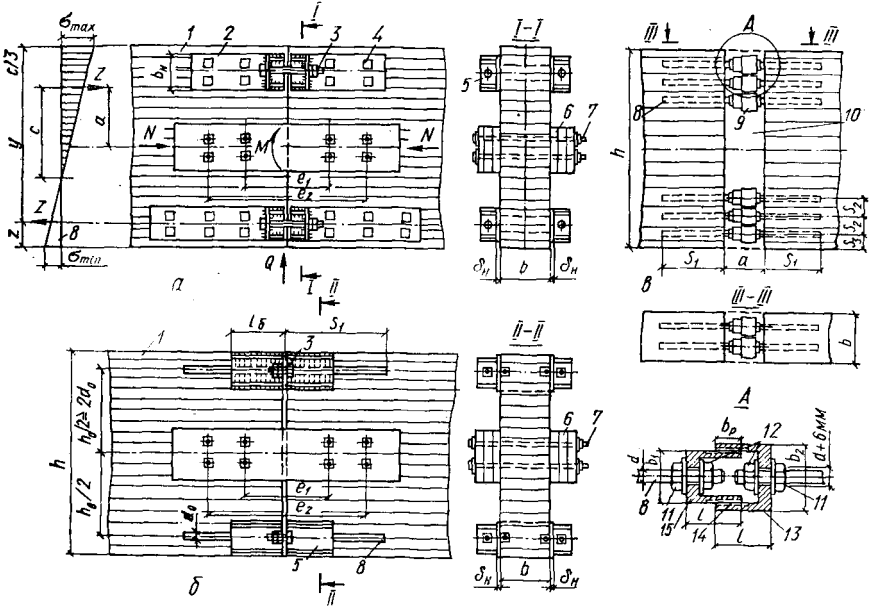


Рис. 7.4. Монтажные стыки большепролетных арок:

*a* — натяжной со стальными боковыми накладками; *в* — с вклеенными стержнями и башмаками; *б* — с вклеенными стержнями на натяжных муфтах; 1 — стыкуемая арка; 2 — стальная накладка; 3 — стяжной болт; 4 — глухарка; 5 — стальной башмак; 6 — деревянные накладки; 7 — болты; 8 — вклеенные стержни; 9 — стяжные муфты; 10 — заполнение стыка полимербетоном; 11 — гайки, воспринимающие сжимающие усилия; 12 — то же, растягивающие; 13 — наружная полумуфта; 14 — резьба полумуфт; 15 — внутренняя полумуфта.

Арки всех видов и форм рассчитывают на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов по формулам (26), (27) с учетом закрепления только сжатой или сжатой и растянутой кромок.

В формулы проверки прочности по деформированной схеме и на устойчивость плоской формы деформирования арок всех видов расчетные значения  $N$  и  $M_d$  принимают в сечении с наибольшим изгибающим моментом (для проверяемого случая сочетания нагрузок), а при

определении коэффициентов  $\xi$  в (22) подставляют значение сжимающей силы  $N_0$  в ключевом сечении арки.

**Клееные дощато-фанерные арки треугольного и криволинейного очертания** проектируют в основном коробчатого прямоугольного поперечного сечения (см. рис. 7.1, л) по правилам компоновки фанерных балок. Доски поясов располагают в сечении горизонтально, а фанеру — волокнами рубашек вдоль поясов арки. Участки вблизи опорных и ключевых шарниров длиной 1...1,5 высоты арки проектируют сплошными из клееных досок, как в клееных многослойных арках.

Конструктивный расчет фанерных арок ведут как сжато-изогнутых элементов по приведенным геометрическим характеристикам поперечного сечения. Проверяют прочность и устойчивость арки в плоскости действия изгибающих моментов с использованием формул (20) ... (22). Расчетные длины принимают такие же, как для дощато-клееных арок. Устойчивость плоской формы деформирования сжатого пояса

$$N/F_{бр} + M_d/W_{бр} \leq R_{сфy}. \quad (112)$$

Прочность фанерной стенки на действие главных растягивающих напряжений и ее устойчивость можно проверить по формулам, приведенным для проверки фанерных балок (§ 6.3).

Конструктивное решение опорных и ключевых шарниров выбирают в зависимости от вида арок, их пролета и способа опирания. Для треугольных арок пролетом до 30 м, опирающихся на стены или колонны зданий, опорный узел решают с помощью стального башмака с внецентренным приложением нормальной силы  $N$  (см. рис. 7.1, а), а для круговых или ломаных арок — с центральным приложением (см. рис. 7.1, б). Упорную плиту принимают из стального листа (см. рис. 7.1, а) или профиля (см. рис. 7.1, б), а затяжку крепят к вертикальным щекам башмака сварными швами.

Опорную плиту башмака рассчитывают на изгиб от напряжений смятия, вызываемых опорной реакцией, а упорную — от напряжений, вызываемых сжимающей силой в арке. При необходимости плиты усиливают ребрами.

Торец арки проверяют на смятие с учетом концентрации напряжений (при симметричном расположении башмака)

$$\sigma = N/F_{см} \leq R_{см\alpha} k_N, \quad (113)$$

где  $k_N$  — коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений под кромками башмака и определяемый по рис. 7.3, б, при  $0,25 < cl/a < 0,5$  — по линейной интерполяции. При смещении башмака от центра элемента проверяют напряжения по методике [38].

Высоту башмака  $h_6$  принимают не менее 0,4 высоты сечения арки. Опирание арок на фундаменты лобовым упором при пролетах до 30 м показано на рис. 7.1, в, а с помощью валикового шарнира при  $l > 30$  м — на рис. 7.1, ж.

В ключе арки сопрягаются лобовым упором с закреплением стыка накладками (см. рис. 7.1, г, д) либо с помощью плиточного (см. рис. 7.1, е), валикового шарниров (см. рис. 7.1, и). В узлах по рис. 7.1, г проверяют на смятие от усилия  $N$  торец арки,



на изгиб — накладки от момента  $M = Qe_1/2$  и болты, крепящие накладку:

$$R_1 = Q/(1 - e_1/e_2) \leq T_{\min} n_6 n_{cp}; \quad R_2 = Q/(e_2/e_1 - 1) \leq T_{\min} n_6 n_{cp}, \quad (114)$$

где  $R_1$  и  $R_2$  — реактивные усилия в болтах от действия поперечной силы  $Q$  при нагружении арки несимметричной нагрузкой;  $T_{\min}$  — наименьшая несущая способность одного болта в одном рабочем шве, вычисляемая по табл. 3.3;  $n_6$  — количество болтов в ряду;  $n_{cp}$  — количество рабочих швов (срезов) болта.

В узле по рис. 7.1,  $e$  определяют размеры плиточного шарнира из условий смятия и изгиба, проверяют на смятие торец арки, на изгиб упорную плиту башмака, как двухконсольную балку пролетами  $b_n/2$ , сварные швы, крепящие стальные элементы, а также рассчитывают болты, крепящие башмак-оголовок по формуле

$$T_6 = Qe/h_6 \leq T_{\min} n_6. \quad (115)$$

В узлах по рис. 7.1,  $ж$ ,  $и$  проверяют на смятие торец арки, определяют размеры валикового шарнира из условий работы его на срез и изгиб, а щеки — на смятие, рассчитывают швы, крепящие щеки к башмаку, а также болты, крепящие башмак к арке по равнодействующему усилию максимально нагруженного болта от действия перерезывающей силы  $Q$  и момента  $M_6 = Qe$ ,

$$R_6 = \sqrt{\left(\frac{Qez_{\max}}{n_6 \Sigma z^2}\right)^2 + \left(\frac{Q}{m_6}\right)^2} \leq T_{\min} n_{cp}, \quad (116)$$

где  $n_6$  — количество болтов в крайнем горизонтальном ряду;  $m_6$  — общее количество болтов в башмаке;  $z$  — расстояние между каждой парой болтов;  $z_{\max}$  — то же, между крайними болтами (см. 7.1,  $и$ ).

В опорных и ключевых узлах арок вследствие опирания их неполным сечением через стальные башмаки, особенно внецентренным (см. рис. 7.1,  $а$ ), в местах изменения сечения арки возникают значительные касательные напряжения, которые могут привести к раскалыванию деревянных арок. Для предотвращения этого рекомендуется [34] в концевых участках арок ставить вклеенные стальные стержни, а также размещать между стальными элементами башмаков и торцами арок прокладки из антифрикционных материалов, которые также изолируют торцы от конденсационного увлажнения со стороны стальных башмаков.

Монтажные стыки (см. рис. 7.4) следует располагать в сечениях с небольшими значениями изгибающих моментов. Они должны быть простыми в изготовлении и сборке, а также достаточно жесткими при действии эксплуатационных нагрузок.

На рис. 7.4,  $а$  показан стык, осуществляемый с помощью стальных накладок, закрепляемых к древесине болтами. Плотность его достигается натяжением стыковых болтов, устанавливаемых с помощью стальных башмаков в зонах действия наибольших нормальных напряжений. Болты, крепящие стальные накладку, рассчитывают по формулам табл. 3.3, а стыковые болты — на растяжение. Накладку, расположенную в середине высоты сечения арки, выполняют деревянной

и прикрепляют к арке стальными болтами. Накладку и болты рассчитывают на действие перерезывающей силы в стыке, который выполнить несложно, однако вследствие податливости болтов, крепящих накладку, требуется периодически подтягивать их.

Монтажный стык (см. рис. 7.4, б) решен с помощью стальных башмаков, прикрепленных к вклеенным в древесину стальным стержням периодического профиля. Их стягивают также болтами. Здесь необходимо определить длину вклеенных стержней (см. 3.5). Расчет средних накладок, крепящих их и стяжных болтов выполняют так же, как по рис. 7.4, а.

Стык на рис. 7.4, в [59] решен с помощью вклеенных в торцы деревянных частей арок стальных стержней периодического профиля с нарезкой по их открытой части. Два встречных стержня соединяют с помощью стальных муфт. Промежуток между торцами арки заполняют полимербетоном ФАЭД. В этом стыке вклеенные стержни воспринимают продольные усилия сжатия и растяжения, а также перерезывающую силу в данном сечении. Длину их заделки  $s_1$  определяют по правилам § 3.5, а длину выпусков из древесины и расстояние  $a$  между элементами назначают в зависимости от расчетной длины резьбы  $b_p$  на муфтах, диаметра болтов и соответственно толщины шайб, гаек, стенок муфт.

Диаметры отверстий в полумуфтах выполняют на 6 мм больше, чем болтов вследствие возможных отклонений их при вклеивании в древесину.

Стыкование арок возможно также с помощью наклонно вклеенных стальных стержней. В этом соединении при установке наклонных стержней удобнее заполнять отверстия клеем. Прочность его выше, чем при стержнях, вклеенных вдоль волокон, вследствие возможного ослабления за счет усушечных трещин и сколов в древесине. Однако для стыков с наклонно вклеенными стержнями требуется дополнительно ставить стержни перпендикулярно оси элемента для предотвращения раскалывания древесины (см. рис. 3.8, з). Стыки с вклеенными стержнями более жестки, чем закрепленные с помощью болтов.

#### **Пример 6. Клееная арка кругового очертания.**

Спроектировать и рассчитать арку для покрытия здания с температурно-влажностными условиями эксплуатации по группе А1 в г. Шостка Сумской области. Класс ответственности здания — I.

Пролет  $l = 36$  м, шаг конструкций  $B = 6$  м. Покрытие и ограждающие конструкции — по примеру 2. Материалы арки: древесина сосны (ГОСТ 8486—86Е)-сталь ВстЗпс 6—1 (ТУ14—1 — 3023—80). Арки покрытия опираются на железобетонные контрфорсы стен.

*Выбор конструктивной схемы.* Принимаем трехшарнирную арку кругового очертания с прямоугольным поперечным сечением с опорами (при  $l > 30$  м) в виде плиточных шарниров.

*Геометрический расчет.* Стрелу подъема (см. табл. 7.1) принимаем  $f = 36/6 = 6$  м. Радиус оси арки

$$R = (l^2 + 4f^2)/(8f) = (36^2 + 4 \cdot 6^2)/(8 \cdot 6) = 30 \text{ м. Центральный угол}$$

$$\sin \varphi_0 = l/(2R) = 36/(2 \cdot 30) = 0,6;$$

$$\varphi_0 = 36^\circ 52'; \quad \cos \varphi_0 = 0,8 \text{ (см. рис. 7.1, а).}$$

$$\text{Длина дуги арки } s = 2\pi R \cdot \varphi_0/360^\circ = 2\pi \cdot 30 \cdot 2 \cdot 36^\circ 52'/360^\circ = 38,7 \text{ м.}$$

*Статический расчет.* Нагрузки от покрытия берем из примера 2.

$$g^H = 0,63/1,5 = 0,42 \text{ кН/м}^2; \quad g = 0,74/1,5 = 0,5 \text{ кН/м}^2,$$

а с учетом расположения покрытия по дуге арки

$$g^H = 0,42 \cdot (s/l) = 0,42 \cdot (38,7/36) = 0,45 \text{ кН/м}^2;$$

$$g = 0,5 \frac{38,7}{36} = 0,54 \text{ кН/м}^2.$$

Согласно СНиП 2.01.07-85 снеговую нагрузку принимаем в двух вариантах: равномерно распределенная  $p_1 = p_0 c_1 n$  и треугольная  $p_2 = p_0 c_2 n$  (см. рис. 7.2, а).  $p_0 = 1 \text{ кН/м}^2$ ;  $k = 1$ ;

$$c_1 = l/(8f) = 36/(8 \cdot 6) = 0,75; \quad c_2 = 2 \text{ при } f/l = 1/6;$$

$$n = 1,59 \text{ при } g^H/p_0 = 0,45/1 = 0,45.$$

Тогда

$$p_1 = 1 \cdot 0,75 \cdot 1,59 = 1,19 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_2 = 1 \cdot 2 \cdot 1,59 = 3,18 \text{ кН/м}^2.$$

Ветровая нагрузка при пологих арках не учитывается.

Нагрузку от веса арки определяем по формуле (4) и табл. 7.1.

$$g_{a,b} = \frac{g + p}{\frac{1000}{k_{c,r} l} - 1} = \frac{0,54 + 1,19}{\frac{1000}{3 \cdot 36} - 1} = 0,21 \text{ кН/м}^2.$$

Полная нагрузка на 1 м арки:

$$g = (0,54 + 0,21) \cdot 6 = 4,5 \text{ кН/м}; \quad p_1 = 1,19 \cdot 6 = 7,14 \text{ кН/м};$$

$$p_2 = 3,18 \cdot 6 = 19,08 \text{ кН/м}.$$

Для определения усилий используем методику, приведенную в тексте и табл. 1; 2 прил. VIII. Рассчитываем арку на следующие сочетания нагрузок:

- постоянной и снеговой равномерно распределенной по всему пролету;
- постоянной по всему пролету и снеговой равномерно распределенной на длине, равной 0,5 пролета;
- постоянной по всему пролету и снеговой при треугольной эпюре на половине пролета.

В круговых арках наибольшие изгибающие моменты возникают при несимметричном загрузении снеговой нагрузкой, а нормальные и поперечные силы в опорных шарнирах при полном загрузении по всему пролету.

Сочетание «а» ( $g + p_1$ ):

$$V_{Ag} = V_{Bg} = 0,5gl = 0,5 \cdot 4,5 \cdot 36 = 81 \text{ кН};$$

$$H_g = 0,125 \cdot g l^2 / f = 0,125 \cdot 4,5 \cdot 36^2 / 6 = 121,5 \text{ кН};$$

$$V_{Ap_1} = V_{Bp_1} = 0,5 \cdot 7,14 \cdot 36 = 128,52 \text{ кН};$$

$$H_{p_1} = 0,125 \cdot 7,14 \cdot 36^2 / 6 = 192,78 \text{ кН};$$

$$V_{A(g+p_1)} = 209,52 \text{ кН}; \quad H_{(g+p_1)} = 314,28 \text{ кН}.$$

Сочетание «б» ( $g + 0,5p_1$ ):

$$V_{A(g+p_1)} = 0,5gl + 0,375p_1 l = 0,5 \cdot 4,5 \cdot 36 + 0,375 \cdot 7,14 \cdot 36 = 177,39 \text{ кН};$$

$$V_{B(g+p_1)} = 0,5gl + 0,125p_1 l = 0,5 \cdot 4,5 \cdot 36 + 0,125 \cdot 7,14 \cdot 36 = 113,13 \text{ кН};$$

$$H_{(g+p_1)} = (0,125 \cdot g l^2 / f) + (0,0625 \cdot p_1 l^2 / f) = [0,125 \cdot (4,5 \cdot 36^2) / 6] + \\ + [0,0625 \cdot (7,14 \cdot 36^2) / 6] = 217,9 \text{ кН}.$$

Наибольший изгибающий момент в сечении при  $x = 0,75l$ :

$$M_g = -0,00251gl^2 = -0,00251 \cdot 4,5 \cdot 36^2 = -14,64 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{p_1} = -0,0169p_1l^2 = -0,0169 \cdot 7,14 \cdot 36^2 = -156,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_g + M_{p_1} = -14,64 - 156,2 = -170,84 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сочетание «в» ( $g + p_2$ ):

$$V_{Ap_2} = 5p_2l/24 = 5 \cdot 19,08 \cdot 36/24 = 143,1 \text{ кН}; \quad V_{A(g+p_2)} = 81 + 143,1 = 224,1 \text{ кН};$$

$$V_{Bp_2} = p_2l/24 = 19,08 \cdot 36/24 = 28,6 \text{ кН}; \quad V_{B(g+p_2)} = 81 + 28,6 = 109,6 \text{ кН};$$

$$H_{p_2} = p_2l^2/48f = 19,08 \cdot 36^2/48 \cdot 6 = 85,9 \text{ кН}; \quad H_{(g+p_2)} = 121,5 + 8,59 = 207,4 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент в сечении при  $x_1 = 0,2l$ :

$$M_g = -0,0031gl^2 = -0,0031 \cdot 4,5 \cdot 36^2 = -18,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{p_2} = 0,0105 \cdot 19,08 \cdot 36^2 = 262,11 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{(g+p_2)} = -18,2 + 262,11 = 243,91 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент в сечении  $x = 0,75l$ :

$$M_g = -14,64 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{p_2} = -0,0056p_2l = -0,0056 \cdot 19,08 \cdot 36^2 = -138,48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{(g+p_2)} = -14,64 - 138,48 = -153,12 \text{ кН}.$$

Расчетные изгибающие моменты

$$M_{(g+p_2)} = 243,91 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ при } x_1 = 0,2l \text{ и } M_{(g+p_1)} = -170,84 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ при } x = 0,75l.$$

Для этих сечений определяем соответствующие нормальные силы. При  $x_1 = 0,2l$

$$N_{(g+p_2)} = \left[ (V_{Ag} - gx_1) + \left( V_{Ap_2} - \frac{p_2 + p_2'}{2} x_1 \right) \right] \sin \varphi_4 + (H_g + H_{p_2}) \cos \varphi_4 = \\ = \left[ (81 - 4,5 \cdot 7,2) + \left( 143,1 - \frac{19,08 + 7,63}{2} \cdot 7,2 \right) \right] 0,36 + \\ + (121,5 + 85,9) 0,933 = 227,88 \text{ кН}, \text{ где } p_2' = \frac{p_2 x_1}{l/2} = 7,63 \text{ кН}.$$

При  $x = 0,75l$

$$N_{(g+p_1)} = (V_{B(g+p_1)} - gx_1) \sin \varphi_5 + H_{(g+p_1)} \cos \varphi_5 = \\ = (113,13 - 4,5 \cdot 9) 0,3 + 217,9 \cdot 0,954 = 229,67 \text{ кН}.$$

Расчетные усилия:

при  $x_1 = 0,2l$

$$M_{(g+p_2)} = 243,91 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N_{(g+p_2)} = 227,88 \text{ кН};$$

при  $x = 0,75l$

$$M_{(g+p_1)} = -170,84 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N_{(g+p_1)} = 229,67 \text{ кН}.$$

В опорном шарнире:

$$N_{0(g+p_1)} = V_{A(g+p_1)} \sin \varphi_0 + H_{(g+p_1)} \cos \varphi_0 = \\ = 209,52 \cdot 0,6 + 314,28 \cdot 0,8 = 125,71 + 251,42 = 377,13 \text{ кН};$$

$$Q_{0(g+p_1)} = V_{A(g+p_1)} \cos \varphi_0 - H_{(g+p_1)} \sin \varphi_0 =$$

$$= 209,52 \cdot 0,8 - 314,28 \cdot 0,6 = 167,62 - 188,57 = -20,95 \text{ кН};$$

$$N_{0(g+p_2)} = V_{A(g+p_2)} \sin \varphi_0 + H_{(g+p_2)} \cos \varphi_0 = 224,1 \cdot 0,6 + 207,4 \cdot 0,8 = 300,38 \text{ кН};$$

$$Q_{0(g+p_2)} = V_{A(g+p_2)} \cos \varphi_0 - H_{(g+p_2)} \sin \varphi_0 = 224,1 \cdot 0,8 - 207,4 \cdot 0,6 = 54,84 \text{ кН}.$$

В ключевом шарнире  $N_c = H_{g+p_1} = 314,28 \text{ кН}$  при полном нагружении нагрузкой  $g + p_1$ ;  $Q_c = V_{Bp_1} = 0,125 p_1 l = 0,125 \cdot 7,14 \cdot 36 = 32,13 \text{ кН} > V_{Bp} = 28,6 \text{ кН}$ .

1-й вариант. Клеевая дощатая арка. Принимаем арку прямоугольного сечения из сосновых досок 2-го сорта толщиной 33 мм (после острожки), высотой  $h = 3,3 \cdot 28 = 92,4 \text{ см}$ , что составляет  $h/l = 92,4/3600 = 1/39$  (см. табл. 7.1). Ширину сечения принимаем наименьшую, требуемую по условиям монтажа  $b = 22,5 - 2 = 20,5 \text{ см}$  и получаемую из досок шириной 225 мм с учетом острожки 20 мм.

Геометрические характеристики поперечного сечения:

$$F = 20,5 \cdot 92,4 = 1894 \text{ см}^2; \quad I = 20,5 \cdot 92,4^3/12 = 1\,347\,685 \text{ см}^4;$$

$$W = 20,5 \cdot 92,4^2/6 = 29\,171 \text{ см}^3; \quad S = 20,5 \cdot 92,4^2/8 = 21\,878 \text{ см}^3.$$

Гибкость в плоскости изгиба:

$$\lambda_x = l_0/r_x = 0,58s/(0,289h) = 0,58 \cdot 3870/(0,289 \cdot 92,4) = 84.$$

Проверка по сочетанию «б»:

$$N_c = H_{(g+p_1)} = 217,9 \text{ кН}; \quad \xi = 1 - \frac{N_c}{\varphi R_c F_{Bp}} = 1 - \frac{217,9}{0,425 \cdot 1,31 \cdot 1894} =$$

$$= 1 - 0,206 = 0,794, \text{ где } \varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{84^2} = 0,425 \text{ (см. табл. 2.2).}$$

$$R_o = 1,5 m_b \cdot m_{сл} \cdot m_{ГН} = 1,5 \cdot 0,871 \cdot 1 \cdot 1 = 1,31 \text{ кН/см}^2 = 13,1 \text{ МПа};$$

$$m_{ГН} = 1 \text{ при } R/a = 3000/3,3 = 909 > 500 \text{ (см. табл. 1.5 и 1.6)}$$

$$M_d = M/\xi = 17\,084/0,794 = 21\,516 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_d}{W_{расч}} = \frac{229,67}{1894} + \frac{21\,516}{29\,171} = 0,121 + 0,738 =$$

$$= 0,859 \text{ кН/см}^2 = 8,59 \text{ МПа} < 13,1 \text{ МПа}.$$

Проверка по сочетанию «в»:

$$N_c = H_{(g+p_2)} = 207,4 \text{ кН};$$

$$\xi = 1 - \frac{207,4}{0,425 \cdot 1,31 \cdot 1894} = 1 - 0,197 = 0,803;$$

$$M_d = 24\,391/0,83 = 29\,386 \text{ кН} \cdot \text{см}; \quad \sigma = 227,88/1894 + 29\,386/29\,171 =$$

$$= 0,12 + 1,01 = 1,13 \text{ кН/см}^2 = 11,3 \text{ МПа} < 13,1 \text{ МПа}.$$

В нагруженной снеговой нагрузкой половине арки верхняя кромка сечения испытывает сжатие, а нижняя растяжение. Для обеспечения устойчивости плоской формы изгиба ставим через 6 м поперечные скатные связи, раскрепляющие верхнюю кромку арки. В противоположной полуарке нижняя кромка будет испытывать сжатие.

Проверка по формуле (26):

$$\varphi_m = 140 \cdot [b^2/(h \cdot l_0)] k_\phi = 140 [20,5^2/(92,4 \cdot 3870)] 1,13 = 0,185;$$

$k_\phi$  — по табл. 2.4:

$$\lambda_y = 3870/(0,289 \cdot 20,5) = 653; \quad \varphi_y = 3000/653^2 = 0,007.$$

Устойчивость арки при сочетании «в»:

$$\frac{N}{\varphi_y k_{пН} R_c F_{бр}} + \frac{M_d}{\varphi_m k_{пМ} R_n W_{бр}} = \frac{227,88}{0,007 \cdot 122,17 \cdot 1,31 \cdot 1894} +$$

$$+ \frac{29\,386}{0,185 \cdot 6,89 \cdot 1,31 \cdot 29\,171} = 0,71 < 1,$$

где

$$k_{пН} = 1 + [0,75 + 0,06 (3870/92,4)^2 + 0,6 \cdot 0,644 \cdot 3870/92,4 - 1] = 122,17;$$

$$k_{пМ} = 1 + [0,142 \cdot 3870/92,4 + 1,76 \cdot 92,4/3870 + 1,4 \cdot 0,644 - 1] = 6,89.$$

Касательные напряжения по формуле (14):

$$\tau = Q_{\max} S / (\xi b_{расч} J) = 54,84 \cdot 21\,878 / (20,5 \cdot 1\,347\,685 \cdot 0,803) = 0,046 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 0,46 \text{ МПа} < 1,5 \text{ МПа}.$$

Опорный узел. Расчетные усилия в опорном узле: нормальная сила при сочетании «а»  $N = 377,13$  кН; поперечная сила при сочетании «в»  $Q = 54,84$  кН. Конструкцию узла принимаем по рис. 7.1, е. Опорную пластину для крепления плиточного шарнира принимаем размерами  $b_{п} = 16$  см,  $h_{п} = 22$  см. Напряжения смятия торца арки под пластиной:

$$\sigma = N / F_{см} = 377,13 / (16 \cdot 22) = 1,07 \text{ кН/см}^2 = 10,7 \text{ МПа} < R_{см} = 15 \text{ МПа}.$$

Толщина пластины из условия работы ее как двухконсольной балки:  $q = 377,13/22 = 17,1$  кН/см;  $M = 17,1 \cdot 11^2/2 = 1035$  кН · см;  $W = M/R_y = 1035/23 = 45$  см<sup>3</sup>; толщина пластины  $\delta_{п} = \sqrt{6W/b} = \sqrt{6 \cdot 45/16} = 4,1$  см. Принимаем  $\delta_{п} = 4,5$  см.

Плиточный шарнир проверяем на изгиб и смятие. Изгиб:  $M = Qa = 54,84 \times 3 = 165$  кН · см;  $W = 165/23 = 7,15$  см<sup>3</sup>. При ширине  $b_{ш} = 12$  см толщина шарнира  $\delta_{ш} = \sqrt{6 \cdot 7,15/12} = 1,9$  см. Принимаем  $\delta_{ш} = 2$  см.

Смятие:  $\sigma = N/F_{см} = 377,13/2 \cdot 12 = 15,7$  кН/см<sup>2</sup> = 157 МПа  $< R_p$ .

Плиточный шарнир привариваем к опорным пластинам, а последние — к гнутым профилям, обрамляющим оголовок арки (см. рис. 7.1, е). Гнутый профиль размерами  $h_6 = 400$  мм,  $b_6 = 200$  мм,  $\delta_6 = 12$  мм прикрепляют к арке болтами  $d = 20$  мм.

Усилie в болте:  $N_6 = Qe/h_6 = 54,84 \cdot 6/40 = 8,22$  кН. По формуле (47), табл. 3.3  $T_6 = 2,5d^2n = 2,5 \cdot 2^2 \cdot 2 = 20$  кН  $> N_6$ . Кроме того, рассчитывают сварные швы, крепящие плиточный шарнир и опорную плиту, а также стенку гнутого профиля в соответствии со СНиП II-23-81\*.

2-й вариант. Клеевая дощато-фанерная арка. Принимаем арку коробчатого сечения высотой  $h = 115$  см, что позволяет использовать фанерные листы размером  $1525 \times 1220$  мм (ГОСТ 3916—69\*). Тогда  $h/l = 115/3600 \approx 1/31$ , что соответствует рекомендациям таблицы 7.1. Ширину пояса принимаем такую же, как в клееной дощатой арке  $b_{п} = 20,5$  см, а толщину фанеры  $\delta_{ф} = 12$  мм  $> 10$  мм  $> h_{ст}/130 = 836/130 = 6,4$  мм. Высоту поясов комплектуем из пяти слоев досок  $h_{п} = 3,3 \cdot 5 = 16,5$  см.

Геометрические характеристики поперечного сечения определяем по формулам (92), (93).

Приведенные к древесине:

$$F_{пр} = 20,5 \cdot 16,5 \cdot 2 + 1,2 \cdot 115 \cdot 2 \cdot 9000/10000 = 924,9 \text{ см}^2;$$

$$J_{х.пр} = \left( \frac{20,5 \cdot 16,5^3}{12} + 20,5 \cdot 16,5 \cdot 49,25^2 \right) 2 + \frac{1,2 \cdot 115^3}{12} \times$$

$$\times \frac{9000}{10\,000} \cdot 2 = 1\,656\,000 + 274\,000 = 1\,930\,000 \text{ см}^4;$$

$$W_{х.пр} = 2J_{х.пр}/h = 2 \cdot 1\,930\,000/115 = 33\,565 \text{ см}^3;$$

$$S_{х.пр}^n = 20,5 \cdot 16,5 \cdot 49,25 \cdot 10\,000/9000 = 18\,510 \text{ см}^3.$$

Приведенные к фанере:

$$F_{\text{пр}}^{\Phi} = 1,2 \cdot 115 \cdot 2 + 20,5 \cdot 16,5 \cdot 2 \cdot 10\,000/9000 = 1027,7 \text{ см}^2;$$

$$J_{\text{х.пр}}^{\Phi} = 1\,656\,000 \cdot 10\,000/9000 + 1,2 \cdot 115^2 \cdot 2/12 = 1\,840\,000 + 304\,000 = 2\,144\,000 \text{ см}^4;$$

$$W_{\text{х.пр}}^{\Phi} = 2 \cdot 2\,144\,000/115 = 37\,287 \text{ см}^3;$$

$$S_{\text{с.пр}}^{\Phi} = S_{\text{х.пр}}^{\text{п}} + S_{\text{х.пр}}^{\text{ст}} = 18\,510 + 1,2 \cdot 57,5^2 \cdot 2/2 = 22480 \text{ см}^3.$$

Проверка поясов по сочетанию «б»:

$$N_c = 217,9 \text{ кН};$$

$$\xi = 1 - \frac{N_c}{\varphi R_c F_{\text{пр}}} = 1 - \frac{217,9}{1,24 \cdot 1,5 \cdot 924,9} = 1 - 0,127 = 0,873,$$

где

$$\lambda_x = l_0/r_x = 0,58S/\sqrt{J_{\text{х.пр}}/F_{\text{пр}}} = 0,58 \cdot 3870/\sqrt{1\,930\,000/924,9} = 49,1;$$

$$\varphi = A/\lambda^2 = 3000/49,1^2 = 1,24; \quad R_c = 1,5m_{\text{с.л}}m_{\text{гн}} = 1,5 \text{ кН/см}^2 = 15 \text{ МПа};$$

$$M_d = M/\xi = 17\,084/0,873 = 19\,569 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = N/F_{\text{пр}} + M_d/W_{\text{пр}} = 229,67/924,9 + 19\,569/33\,565 = 0,248 + 0,583 = 0,831 \text{ кН/см}^2 = 8,31 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа}.$$

Проверка поясов по сочетанию «в»:

$$N_c = 207,4 \text{ кН};$$

$$\xi = 1 - \frac{207,4}{1,24 \cdot 1,5 \cdot 924,9} = 1 - 0,121 = 0,879;$$

$$M_d = 24\,391/0,879 = 27\,749 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = \frac{227,88}{924,9} + \frac{27\,749}{33\,565} = 0,246 + 0,827 = 1,073 \text{ кН/см}^2 = 10,73 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа}.$$

Проверка фанеры по сочетанию «в», когда усилия больше, чем при сочетании «б»:

$$R_{\text{ф.в}} = 1,2 \text{ кН/см}^2; \quad \lambda = 0,58 \cdot 3870/\sqrt{2\,144\,000/1027,7} = 49,1;$$

$$\varphi = 2500/49,1^2 = 1,04; \quad \xi = 1 - \frac{207,4}{1,04 \cdot 1,2 \cdot 1027,7} = 1 - 0,162 = 0,838;$$

$$M_d = 24\,391/0,838 = 29\,106 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = 227,88/1027,7 + 29\,106/37\,287 = 0,222 + 0,780 = 1,002 \text{ кН/см}^2 = 10,02 \text{ МПа} < 12 \text{ МПа}.$$

Проверка клеевых швов между фанерными стенками и поясами на скалывание по формуле (98):

$$\tau_{\text{ш}} = Q_{\text{вн}} S_{\text{сп}}^{\text{п}} / (J_{\text{х.пр}}^{\Phi} \Sigma h_{\text{п}} \xi) = 54,84 \cdot 18\,510 / (2\,144\,000 \cdot 16,5 \cdot 2 \cdot 0,838) = 0,017 \text{ кН/см}^2 = 0,17 \text{ МПа} < R_{\text{ф.ск}} = 0,8 \text{ МПа}.$$

Проверка фанерной стенки на срез по формуле (97):

$$\tau_{\text{ф}} = Q_{\text{вн}} S_{\text{х.пр}}^{\Phi} / (I_{\text{х.пр}}^{\Phi} \Sigma \delta_{\text{ф}} \xi) = 54,84 \cdot 22\,480 / (2\,144\,000 \cdot 1,2 \cdot 2 \cdot 0,838) = 0,286 \text{ кН/см}^2 = 2,86 \text{ МПа} < R_{\text{ф.ср}} = 6 \text{ МПа}.$$

Устойчивость плоской формы деформирования проверяем по формуле (112), раскрепляя арки в плоскости, перпендикулярной ее плоскости, поперечными скатными и вертикальными связями через 300 см.

$$J_{\text{упр}}^{\Phi} = 1,2 \cdot 115 \cdot 10,85^2 \cdot 2 + \frac{16,5 \cdot 20,5^3 \cdot 2}{12} \cdot \frac{10\,000}{9000} =$$

$$= 32\,490 + 26\,324 = 58\,814 \text{ см}^4;$$

$$l_y = l_{0y}/r_y = 300/\sqrt{58\,814/1027,7} = 39,7; \quad \varphi_y = 1 - \left(\frac{39,7}{100}\right)^2 = 0,842;$$

$$\sigma = 227,88/1027,7 + 29\,106/37\,287 = 1,002 \text{ кН/см}^2 = 10,02 \text{ МПа} <$$

$$< R_{\text{ф.с.}} \varphi_y = 12 \cdot 0,842 = 10,1 \text{ МПа.}$$

Прочность стенки на действие главных растягивающих напряжений и ее устойчивость определяем по формулам (95), (96). Конструкцию шарнирных узлов принимаем такую же, как в дощато-клееной арке. На участке арки длиной по 1,75 м от опорного и ключевого шарниров сечение выполняем сплошным дощатым.

**Пример 7. Клееная дощатая арка стрельчатого очертания.**

Спроектировать и рассчитать несущие конструкции в виде стрельчатых арок покрытия над складом минеральных удобрений в Ивано-Франковской области. Здание неотапливаемое, температурно-влажностные условия эксплуатации Б2. Пролет арки  $l = 45$  м, высота ее  $f = l/2 = 22,5$  м, шаг арок 6 м. Ограждающие конструкции покрытия — асбестоцементные волнистые листы унифицированного профиля 54/200—7,5-1750 (ГОСТ 16233—77\*) по брусчатым разрезным прогонам. В коньке арки подвешен монорельс с тельфером (нагрузка  $P = 80$  кН). Материал конструкций: сосна (ГОСТ 8486—66\*\*) и сталь В Ст3псб—1 (ТУ 14-1-3023-80). Класс надежности здания II.

*Выбор конструктивной схемы.* Принимаем трехшарнирную стрельчатую арку со стрелой подъема полуарки  $f_0/l = 1/15$  (см. рис. 7.2, б). Стальные части защищают от агрессивного действия калийных солей оцинкованием или другими способами.

*Геометрический расчет.*

Длина хорды полуарки  $s_0 = \sqrt{f^2 + (l/2)^2} = \sqrt{22,5^2 + 22,5^2} = 31,82$  м. Стрела подъема полуарки  $f_0 = \frac{l}{15} = \frac{45}{15} = 3$  м.  $f_0/s_0 = 3/31,82 = 1/10,6 > 1/15$ . Радиус оси полуарки  $R = \frac{s}{8f_0} + \frac{f_0}{2} = \frac{31,82^2}{8 \cdot 3^2} + \frac{3}{2} = 43,69$  м.

Центральный угол  $\varphi: \sin \varphi/2 = s_0/(2R) = 31,82/(2 \cdot 43,69) = 0,364; \quad \varphi = 42^\circ 44'$ .  
Длина дуги полуарки  $s/2 = 2\pi R\varphi/360^\circ = 2 \cdot 3,14 \cdot 43,69 \cdot 42^\circ 44'/360^\circ = 32,57$  м.

Угол наклона хорды полуарки  $\alpha = 45^\circ; \quad \varphi_0 = 90^\circ - \alpha - \frac{\varphi}{2} = 90^\circ - 45^\circ - \frac{42^\circ 44'}{2} = 23^\circ 38';$

$$l_1/2 = R \cos \varphi_0 = 40,02 \text{ м}; \quad H_1 = R \sin \varphi_0 = 17,52 \text{ м.}$$

Приведенные геометрические данные можно также найти с помощью табл. 2 в прил. VII.

*Статический расчет.*

Постоянная нагрузка, кН/м<sup>2</sup>:

Асбестоцементная кровля с учетом нахлестки листов на стыках . . . . .	0,2
Прогоны . . . . .	0,12
Итого нормативная $g^H$ . . . . .	0,32

$$\text{На } 1 \text{ м}^2 \text{ горизонтальной проекции } g_{\text{ср}}^H = g^H \frac{2s}{l} = 0,32 \frac{2 \cdot 32,57}{45} = 0,46 \text{ кН/м}^2;$$

$$\text{расчетная нагрузка } g = (0,2 \cdot 1,2 + 0,12 \cdot 1,1) \frac{2 \cdot 32,57}{45} = 0,54 \text{ кН/м}^2.$$



Снеговая нагрузка по СНиП 2.01.07-85  $p_c^H = p_0 c = 0,5 \cdot 0,4 = 0,2 \text{ кН/м}^2$ , где  $c = 1/(8f) = 45/(8 \cdot 22,5) = 0,25 < 0,4$ . Принимаем  $c = 0,4$  при  $g^H/p_0 = 0,46/0,5 = 0,92$ ;  $n = 1,44$ ;  $p_c = 0,2 \cdot 1,44 = 0,288 \text{ кН/м}^2$ .

Снеговая нагрузка располагается в средней части арки, начиная с точки дуги, касательная к которой составляет с горизонтом угол  $\alpha_1 = 50^\circ$ . Расстояние от левой опоры до этой точки

$$x_{\alpha_1} = l_1/2 - R \sin \alpha_1 = 40,02 - 43,69 \cdot 0,766 = 6,55 \text{ м.}$$

Сосредоточенная нагрузка от тельфера  $P^H = 80 \text{ кН}$ ;  $P = 80 \cdot 1,1 = 88 \text{ кН}$ .

Ветровая нагрузка  $p_B^H = p_0 c k$ ;  $p_B = p_0 c k n$ , где  $p_0 = 0,45 \text{ кН/м}^2$  — нормативный скоростной напор;

$c$  — аэродинамический коэффициент:

До высоты  $0,7f = 0,7 \cdot 22,5 = 15,75 \text{ м}$

с наветренной стороны . . . . .  $c_1 = +0,7$

с заветренной » . . . . .  $c_3 = -0,4$

Выше отметки 15,75 м . . . . .  $c_2 = -1,2$

$k$  — коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора по высоте, принимаемый для местности типа Б:

При высоте  $h_1 = 10 \text{ м}$  . . . . . 0,65

То же,  $h_2 = 20 \text{ »}$  . . . . . 0,9

»  $h = 30 \text{ »}$  . . . . . 1,05

Для каждой зоны ветровой нагрузки принимаем средние значения коэффициентов:

$$k_1 = 0,65; \quad k_2 = 0,65 + \frac{0,9 - 0,65}{10} 2,88 = 0,72;$$

$$k_3 = 0,65 + \frac{0,9 - 0,65}{10} 7,88 = 0,85; \quad k_4 = 0,9 + \frac{1,05 - 0,9}{10} 1,25 = 0,92 \text{ (см. рис. 7.2, б).}$$

$$\text{Нагрузка от веса арки по уравнению (4) } g_{c.в}^H = \frac{0,46 + 0,2 + \frac{80}{45}}{\frac{1000}{2,5 \cdot 45} - 1} = 0,31 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{c.в} = 0,31 \cdot 1,1 = 0,34 \text{ кН/м}^2.$$

Подсчет нагрузки сводим в табл. 7.2.

Т а б л и ц а 7.2. Нагрузки на арку

Вид нагрузки	Постоянная,	Снеговая,	Ветровая,	От тельфера, кН
	кН/м			
Нормативная	$(0,46 + 0,31) \times$ $\times 6 = 4,62$	$0,2 \cdot 6 = 1,2$	$0,45 \cdot 6ck =$ $= 2,7ck$	80
Расчетная	$(0,54 + 0,34) \times$ $\times 6 = 5,28$	$0,288 \cdot 6 =$ $= 1,73$	$2,7 \cdot 1,2ck =$ $= 3,24ck$	88

Усилия в расчетных сечениях арки. Для определения расчетных усилий полуарка разделена на четыре части (см. рис. 7.2, б), координаты которых вычисляются по формулам:

$$x_n = l_1/2 - R \cos(90^\circ - \varphi_n); \quad y_n = R \sin(90^\circ - \varphi_n) - H_1.$$

где  $\varphi_n = 90^\circ - \varphi_0 - \Delta\varphi$ ;  $n$  — номер рассматриваемого сечения. Начало отсчета принято с левой опоры арки. Вычисление координат — в табл. 7.3. Их можно вычислять также с использованием табл. 2 прил. VII.

Определяем опорные реакции и изгибающие моменты, а также продольные и поперечные силы в опорных сечениях:

1. От постоянной нагрузки по всему пролету арки.

Опорные реакции:

$$V_A = V_B = gl/2 = 5,28 \cdot 45/2 = 118,8 \text{ кН}; \quad H = gl^2/(8f) = \\ = 5,28 \cdot 45^2/(8 \cdot 22,5) = 59,4 \text{ кН}.$$

Т а б л и ц а 7.3. Координаты расчетных сечений

Номер сечения	$n\Delta\varphi$	$90^\circ - \varphi_n = \varphi_0 + n\Delta\varphi$	$\cos(90^\circ - \varphi_n) \times \sin \varphi_n$	$\sin(90^\circ - \varphi_n) \times \cos \varphi_n$	$x_n$	$y_n$
					м	
0	$0^\circ$	$23^\circ 38'$	0,916	0,401	0	0
1	$10^\circ 41'$	$34^\circ 19'$	0,826	0,564	3,94	7,11
2	$21^\circ 22'$	$45^\circ$	0,707	0,707	9,13	13,37
3	$32^\circ 03'$	$55^\circ 41'$	0,564	0,826	15,39	18,56
4	$42^\circ 44'$	$66^\circ 22'$	0,401	0,916	22,50	22,5

Изгибающие моменты, кН · м:  $M_0 = 0$ ;

$$M_1 = V_A x_1 - \frac{gx_1^2}{2} - Hy_1 = 118,8 \cdot 3,94 - \frac{5,28 \cdot 3,94^2}{2} - 59,4 \cdot 7,11 = 4,76;$$

$$M_2 = 118,8 \cdot 9,13 - \frac{5,28 \cdot 9,13^2}{2} - 59,4 \cdot 13,37 = 70,4;$$

$$M_3 = 118,8 \cdot 15,39 - \frac{5,28 \cdot 15,39^2}{2} - 59,4 \cdot 18,56 = 100,58;$$

$$M_4 = 0.$$

Продольная сила:

$$N_0 = -(V_A \sin \varphi_0 + H \cos \varphi_0) = -(118,8 \cdot 0,916 + 54,9 \cdot 0,401) = -132,64 \text{ кН}.$$

Поперечная сила:

$$Q_0 = V_A \cos \varphi_0 - H \sin \varphi_0 = 118,8 \cdot 0,401 - 54,9 \cdot 0,916 = -6,77 \text{ кН}.$$

2. От снеговой равномерно распределенной нагрузки на левой стороне арки.

Опорные реакции, кН:

$$V_A = \frac{\rho_c (l/2 - x_{\alpha_1}) \left( \frac{l/2 - x_{\alpha_1}}{2} + l/2 \right)}{l} = \\ = \frac{1,73 (22,5 - 6,55) \left( \frac{22,5 - 6,55}{2} + 22,5 \right)}{45} = 18,69;$$

$$V_B = \frac{1,73 (22,5 - 6,55) \left( \frac{22,5 - 6,55}{2} + 6,55 \right)}{45} = 8,9;$$

$$H_A = H_B = V_B x_4 / y_4 = 8,90 \cdot 22,5 / 22,5 = 8,9.$$

Изгибающие моменты, кН · м:  $M_0 = 0$ ;

$$M_1 = V_A x_1 - H y_1 = 18,69 \cdot 3,94 - 8,9 \cdot 7,11 = 10,36;$$

$$M_2 = V_A x_2 - \frac{P_c (x_3 - x_{\alpha_1})^2}{2} - H y_2 = 18,69 \cdot 9,13 - \frac{1,73 (9,13 - 6,55)^2}{2} - 8,9 \cdot 13,37 = 45,89;$$

$$M_3 = 18,69 \cdot 15,39 - 1,73 \frac{(15,39 - 6,55)^2}{2} - 8,9 \cdot 18,56 = 54,86;$$

$$M_4 = 0;$$

$$M_{3'} = 8,9 \cdot 15,39 - 8,9 \cdot 18,56 = -28,21;$$

$$M_{2'} = 8,9 \cdot 9,13 - 8,9 \cdot 13,37 = -37,74;$$

$$M_{1'} = 8,9 \cdot 3,94 - 8,9 \cdot 7,11 = -28,21.$$

Продольные силы, кН:

$$N_0 = -(V_A \sin \varphi_0 + H_A \cos \varphi_0) = -(18,69 \cdot 0,916 + 8,9 \cdot 0,401) = -20,69;$$

$$N_{0'} = -(8,9 \cdot 0,916 + 8,9 \cdot 0,401) = -11,72.$$

Поперечные силы, кН:

$$Q_0 = V_A \cos \varphi_0 - H \sin \varphi_0 = 18,69 \cdot 0,401 - 8,9 \cdot 0,916 = -0,66;$$

$$Q_{0'} = 8,9 \cdot 0,401 - 8,9 \cdot 0,916 = -4,58.$$

3. От вертикальной сосредоточенной силы в коньке арки (от тельфера).  
Опорные реакции:

$$V_A = V_B = P/2 = 88/2 = 44 \text{ кН};$$

$$H = Pl/(4f) = 88 \cdot 45/(4 \cdot 22,5) = 44 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты, кН · м:

$$M_0 = 0;$$

$$M_1 = V_A x_1 - H y_1 = 44 \cdot 3,94 - 44 \cdot 7,11 = -139,48;$$

$$M_2 = 44 \cdot 9,13 - 44 \cdot 13,37 = -186,56;$$

$$M_3 = 44 \cdot 15,39 - 44 \cdot 18,56 = -139,48;$$

$$M_4 = 0.$$

Продольная сила  $N_0 = -(44 \cdot 0,916 + 44 \cdot 0,401) = -57,95$  кН.

Поперечная сила  $Q_0 = 44 \cdot 0,401 - 44 \cdot 0,916 = -22,66$  кН.

4. От ветровой нагрузки. Для вычисления опорных реакций и расчетных усилий в сечениях арки необходимо предварительно определить: центральные углы дуг — участков эпюры ветрового давления, длины дуг, значения равнодействующих эпюры ветрового давления на участках, а также расстояния от рассматриваемых сечений арки до равнодействующих эпюры ветрового давления (плечи сил) (см. рис. 7.2, б).

Значения центральных углов дуг — участков эпюры ветрового давления и длины дуг приведены в табл. 7.4.

Равнодействующие эпюры ветрового давления на участках  $P_B$ , кН:

$$P_{B1} = \rho_0 c_1 k_1 n B \frac{2\pi R}{360^\circ} \omega = 0,45 \cdot 0,7 \cdot 0,65 \cdot 1,2 \cdot 6 \cdot 11,74 = 17,26;$$

$$P_{B2} = 0,45 \cdot 0,7 \cdot 0,72 \cdot 1,2 \cdot 6 \cdot 8,05 = 13,12;$$

$$P_{B3} = 0,45 (-1,2) 0,85 \cdot 1,2 \cdot 6 \cdot 7,31 = -24,12;$$

$$P_{B4} = 0,45 (-1,2) 0,92 \cdot 1,2 \cdot 6 \cdot 5,47 = -19,58;$$

$$P_{B4'} = -19,58 \text{ кН}; \quad P_{B3'} = -24,12;$$

$$P_{B2'} = 0,45 (-0,4) 0,72 \cdot 1,2 \cdot 6 \cdot 8,05 = -7,49;$$

$$P_{B1'} = 0,45 (-0,4) 0,65 \cdot 1,2 \cdot 6 \cdot 11,74 = -9,86.$$

Определяем расстояния от рассматриваемых сечений до равнодействующих эпюры ветрового давления на участках  $h_i$ , м:

$$h_1 = R \sin \omega_1 = 43,69 \sin 2^\circ 59' = 2,27;$$

$$h_2 = 10,32; \quad h_3 = 0,52; \quad h_4 = 18; \quad h_5 = 8,6;$$

$$h_6 = 0,98; \quad h_7 = 25,07; \quad h_8 = 16,39; \quad h_9 = 9,06;$$

Т а б л и ц а 7.4. Геометрические величины для определения ветровой нагрузки

Сечение	$y_n$ , м	$\sin(90^\circ - \varphi_n) = \frac{y_n + H_1}{R}$	$90^\circ - \varphi_n$	$\omega$	Длина дуги $\frac{2\pi R}{360^\circ} \omega$ , м
0	0	0	23° 38'	15° 24'	11,74
a	10	0,63	39° 02'	10° 34'	8,05
b	15,75	0,762	49° 36'	9° 35'	7,31
c	20	0,859	59° 11'	7° 11'	5,47
4	22,5	—	66° 22'		

$h_{10} = 2,73$ , где  $\omega_1$  — угол дуги, измеренной от сечения «1» до места приложения равнодействующей эпюры ветрового давления на первом участке.

Для определения опорных реакций находим суммы моментов относительно ключевого шарнира слева и справа:

$$\Sigma M_{с.л} = R_A 22,5 - H_A 22,5 + P_{B1'} h_7 + P_{B2'} h_8 - P_{B3'} h_9 - P_{B4'} h_{10} = 0;$$

$$R_A - H_A = -16,7;$$

$$\Sigma M_{с.п} = -R_B 22,5 + H_B \cdot 22,5 + P_{B1'} \cdot h_7 + P_{B2'} h_8 + P_{B3'} h_9 + P_{B4'} h_{10} = 0;$$

$$R_B - H_B = 28,53,$$

а также суммы проекций:

$$\Sigma x = -H_A + H_B + (P_{B1'} + P_{B1'}) \cos 31^\circ 21' + (P_{B2'} + P_{B2'}) \cos 44^\circ 19' +$$

$$+ (-P_{B3'} + P_{B3'}) \cos 54^\circ 23' + (-P_{B4'} + P_{B4'}) \cos 62^\circ 46' = 0;$$

$$H_A - H_B = 37,91;$$

$$\Sigma y = R_A + R_B + (P_{B1'} - P_{B1'}) \sin 31^\circ 21' + (P_{B2'} - P_{B2'}) \sin 44^\circ 19' +$$

$$+ (-P_{B3'} - P_{B3'}) \sin 54^\circ 23' + (-P_{B4'} - P_{B4'}) \sin 62^\circ 46' = 0;$$

$$R_A + R_B = 66,25.$$

Решаем совместно приведенные уравнения равновесия.

$$R_A = 29,47 \text{ кН}; \quad R_B = 36,78 \text{ кН}; \quad H_A = 46,17 \text{ кН}; \quad H_B = 8,26 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты, кН · м (табл. 7,5):  $M_0 = 0$ ;

$$M_1 = -V_A x_1 + H_A y_1 - P_{B1'} h_1 = -29,47 \cdot 3,94 + 46,17 \cdot 7,11 -$$

$$-17,26 \cdot 2,27 = 172,98;$$

$$M_2 = -29,47 \cdot 9,13 + 46,17 \cdot 13,37 - 17,26 \cdot 10,32 - 13,02 \cdot 0,52 = 163,34;$$

$$M_3 = -29,47 \cdot 15,39 + 46,17 \cdot 18,56 - 17,26 \cdot 18 - 13,12 \cdot 8,6 + \\ + 24,12 \cdot 0,98 = 3,5;$$

$$M_4 = 0; \quad M_4' = 0;$$

$$M_3' = -36,78 \cdot 15,39 + 8,26 \cdot 18,56 + 9,86 \cdot 18 + 7,49 \cdot 8,6 + \\ + 24,12 \cdot 0,98 = -147,21;$$

$$M_2' = -36,78 \cdot 9,13 + 8,26 \cdot 13,37 + 9,86 \cdot 10,32 + 7,49 \cdot 0,52 = -119,72;$$

$$M_1' = -36,78 \cdot 3,94 + 8,26 \cdot 7,11 + 9,86 \cdot 2,27 = -63,8;$$

$$M_0' = 0.$$

Продольные силы, кН:

$$N_0 = 29,47 \cdot 0,916 + 46,17 \cdot 0,401 = 45,51;$$

$$N_0' = 36,78 \cdot 0,916 + 8,26 \cdot 0,401 = 37.$$

Поперечные силы, кН:

$$Q_0 = -29,47 \cdot 0,401 + 46,17 \cdot 0,916 = 30,47;$$

$$Q_0' = -36,78 \cdot 0,401 + 8,26 \cdot 0,916 = -7,18.$$

Значения изгибающих моментов — в табл. 7.5 и 7.6. Определяем соответствующие им продольные силы в сечениях 2 и 4.

Т а б л и ц а 7.5. Значения изгибающих моментов в сечениях

№ сечения	Коэффициент сочетания	Нагрузки						
		постоянная $g = 5,28$ кН/м	снеговая $p_c = 1,73$ кН/м			от тельфера $P = 88$ кН	ветровая $p_B = 3,24$ кН/м	
			слева	справа	с двух сторон		слева	справа
		Порядковый номер нагрузки						
1	2	3	4	5	6	7		
0	—	0	0	0	0	0	0	0
1	1	4,76	10,36	-28,21	-17,85	-139,48	172,98	-63,8
	0,9	—	9,32	-25,39	-16,07	-125,53	155,68	-57,42
2	1	70,4	45,89	-37,74	8,15	-186,56	163,34	-119,72
	0,9	—	41,30	-33,97	7,33	-167,90	147,01	-107,75
3	1	100,58	54,86	-28,21	26,65	-139,48	3,50	-147,21
	0,9	—	49,37	-25,39	23,98	-125,53	3,15	-132,49
4	—	0	0	0	0	0	0	0

Для сочетания нагрузок 1, 2, 6:

$$1. N_2 = -[(V_A - gx_2) \sin \varphi_2 + H \cos \varphi_2] = -[(118,8 - 5,28 \cdot 9,13) 0,707 + \\ + 59,4 \cdot 0,707] = -91,91 \text{ кН,}$$

$$N_4 = - [(118,8 - 5,28 \cdot 22,5) 0,401 + 59,4 \cdot 0,916] = - 54,41 \text{ кН};$$

$$2. N_2 = - \{ [18,69 - 1,73 (9,13 - 6,55)] 0,707 + 8,9 \cdot 0,707 \} = - 16,35 \text{ кН};$$

$$N_4 = - \{ [18,69 - 1,73 (22,5 - 6,55)] 0,401 + 8,9 \cdot 0,916 \} = - 11,72 \text{ кН};$$

$$6. N_2 = 29,47 \sin 45^\circ - 17,26 \sin 13^\circ 19' - 13,12 \sin 0^\circ 41' + 46,17 \cos 45^\circ = 49,25 \text{ кН},$$

$$N_4 = 29,47 \sin 42^\circ 44' - 17,26 \sin 35^\circ 01' - 13,12 \sin 22^\circ 02' + 24,12 \sin 11^\circ 58' + \\ + 19,58 \sin 3^\circ 35' + 46,17 \cos 42^\circ 44' = 45,52 \text{ кН}.$$

Расчетные значения продольных сил, кН:

$$N_2 = - 91,91 + 0,9 (- 16,35 + 49,25) = - 62,3;$$

$$N_4 = - 54,41 + 0,9 (- 11,72 + 45,52) = - 23,99.$$

Т а б л и ц а 7.6. Расчетные значения изгибающих моментов в сечениях арки

№ сече- ния	Количество кратко- временных нагрузок	Номера нагрузок, входящие в сочета- ние (см. табл. 7.5)	Коэффициент соче- тания для вре- менных нагрузок	$M_{\max}$
1	1	1, 6	1	177,74
		1, 5		-134,72
	2 и более	1, 2, 6	0,9	169,76
		1, 3, 5, 7		-203,58
2	1	1, 6	1	233,74
		1, 5		-116,16
	2 и более	1, 2, 6	0,9	258,71
		1, 3, 5, 7		-239,22
3	1	1, 2	1	155,44
		1, 7		-46,63
	2 и более	1, 2, 6	0,9	153,1
		1, 3, 5, 7		-182,83

П р и м е ч а н и е. Расчетные значения изгибающих моментов:

+  $M_{2\max} = 258,71 \text{ кН} \cdot \text{м}$  (при действии нагрузок 1, 2, 6),

-  $M_{2\max} = -239,22 \text{ кН} \cdot \text{м}$  (при действии нагрузок 1, 3, 5, 7),

Для сочетания нагрузок 1, 3, 5, 7, кН:

$$1. N_2 = - 91,91; N_4 = - 54,41;$$

$$3. N_2 = - (8,9 \cdot 0,707 + 8,9 \cdot 0,707) = - 12,58;$$

$$N_4 = - (8,9 \cdot 0,401 + 8,9 \cdot 0,916) = - 11,72;$$

$$5. N_2 = - (44 \cdot 0,707 + 44 \cdot 0,707) = - 62,22,$$

$$N_4 = - (44 \cdot 0,401 + 44 \cdot 0,916) = - 57,95;$$

$$7. N_2 = 36,78 \sin 45^\circ + 9,86 \sin 13^\circ 39' + 7,49 \sin 0^\circ 41' + 8,26 \cos 45^\circ = 34,26;$$

$$N_4 = 36,78 \sin 42^\circ 44' + 9,86 \sin 35^\circ 01' + 7,49 \sin 22^\circ 02' +$$

$$+ 24,12 \sin 11^\circ 58' + 19,58 \sin 3^\circ 35' + 8,26 \cos 42^\circ 44' = 37,01 \text{ кН},$$

Расчетные значения продольных сил, кН:

$$N_2 = - 91,91 + 0,9 (- 12,58 - 62,22 + 34,26) = - 128,4;$$

$$N_4 = - 54,41 + 0,9 (- 11,72 - 57,95 + 37,01) = - 83,8.$$

Расчетные значения продольной и поперечной сил в опорном сечении:

для сочетания нагрузок 1, 2, 3, 5  $N_0 = -132,64 + 0,9 (-20,69 -$   
 $- 11,72 - 57,95) = -213,96 \text{ кН};$

для сочетания нагрузок 1, 2, 3, 5, 7  $Q_0 = -6,77 + 0,9 (-0,66 - 4,58 - -22,66 - 7,18) = -38,34$  кН.

Определяем соответствующее поперечной силе значение продольной силы в сечении 4 (для сочетания нагрузок 1, 2, 3, 5, 7)  $N_4 = -54,41 + 0,9 (-11,72 - 11,72 - 57,95 + 37,01) = -94,35$  кН.

Принимаем арку прямоугольного сечения высотой  $h = 3,3 \cdot 29 = 95,7$  см, что составляет  $h/l = 95,7/4500 = 1/47$  (см. табл. 7.1). Ширину сечения принимаем из условий обеспечения монтажной жесткости (см. § 2.1)  $b = 20,5$  см из досок шириной 22,5 см (см. рис. 7.1, u).

Геометрические характеристики:

$$F = 20,5 \cdot 95,7 = 1962 \text{ см}^2; \quad W = 20,5 \cdot 95,7^2/6 = 31 \ 292 \text{ см}^3;$$

$$I = 20,5 \cdot 95,7^3/12 = 1 \ 497 \ 299 \text{ см}^4; \quad S = 20,5 \cdot 95,7^2/8 = 23 \ 469 \text{ см}^3.$$

Проверяем прочность поперечного сечения по нормальным напряжениям для сочетания нагрузок 1, 2, 6.

Гибкость в плоскости арки определяем по формуле (9):

$$\lambda_x = l_0/r_x = 0,5s/(0,289h) = 3257/(0,289 \cdot 95,7) = 117,8 < 120.$$

$$\xi = 1 - N_c/(\varphi R_c F_{\text{ср}}) = 1 - 23,99/(0,216 \cdot 1,629 \cdot 1962) = 0,965, \quad (22)$$

где  $\varphi = 3000/\lambda^2 = 3000/117,8^2 = 0,216$  (см. табл. 2.2).

$$R_a = 1,5 \cdot m_n \cdot m_d/\gamma_n = 1,5 \cdot 1,2 \cdot 0,86/0,95 = 1,629 \text{ кН/см}^2 = 16,29 \text{ МПа};$$

$$m_{\text{гн}} = 1 \text{ при } R/a = 4369/3,3 = 1324 > 500;$$

$$M_d = M/\xi = 25 \ 871/0,965 = 26 \ 809 \text{ кН} \cdot \text{см по (21)}.$$

По формуле (20)  $\sigma = (N/F_{\text{расч}}) + (M_d/W_{\text{расч}}) = (62,3/1962) + (26 \ 809/31 \ 292) = 0,032 + 0,857 = 0,889 \text{ кН/см}^2 = 8,89 \text{ МПа} < 16,29 \text{ МПа}.$

Для сочетания нагрузок 1, 3, 5, 7:  $\xi = 1 - [83,8/(0,216 \cdot 1,629 \cdot 1962)] = 0,879$ ;  $M_d = 23 \ 922/0,879 = 27 \ 215 \text{ кН} \cdot \text{см};$

$$\sigma = (128,4/1962) + (27 \ 215/31 \ 292) = 0,065 + 0,87 = 0,935 \text{ кН/см}^2 = 9,35 \text{ МПа} < 16,29 \text{ МПа}.$$

Проверяем устойчивость плоской формы деформирования. Для ее обеспечения прикрепляем к арке прогоны через каждые 80 см (в соответствии с размерами асбестоцементных волнистых листов) и ставим скатные связи через  $l_0 = 80 \cdot 8 = 640$  см. Таким образом, наружная кромка полуарки подкрепляется в четырех промежуточных точках.

Устойчивость полуарки с положительным моментом и закрепленной сжатой кромкой:

$$N/\varphi R_c F_{\text{ср}} - \left( \frac{M_d}{\varphi_m R_n W_{\text{ср}}} \right)^2 = \frac{62,3}{0,257 \cdot 1,629 \cdot 1962} +$$

$$+ \left( \frac{26 \ 809}{0,961 \cdot 1,629 \cdot 31 \ 292} \right)^2 = 0,076 + 0,3 = 0,376 < 1,$$

где  $\varphi = 3000/\lambda_y^2 = 3000/108^2 = 0,257$  (см. табл. 2.2);

$$\lambda_y = l_0/r_y = 640/(0,289 \cdot 20,5) = 108 \text{ по (9)};$$

$$\varphi_m = 140 \cdot [b^2/(l_0 h)] k_{\text{ф}} = 140 \cdot [20,5^2/(640 \cdot 95,7)] \cdot 1 = 0,961 \text{ по (17)},$$

где  $k_{\text{ф}}$  — коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке  $l_0$ , определяемый по табл. 2.4.

Устойчивость полуарки с отрицательным моментом и закрепленной растянутой кромкой:

$$\frac{N}{\varphi k_{пн} R_c F_{бр}} + \frac{l_d}{\varphi_m k_{пм} R_n W_{бр}} = \frac{128,4}{0,0099 \cdot 77,858 \cdot 1,629 \cdot 1962} +$$

$$+ \frac{27 \cdot 215}{0,213 \cdot 5,406 \cdot 1,629 \cdot 31 \cdot 292} = 0,052 + 0,464 = 0,516 < 1,$$

где  $\varphi = 3000/\Lambda_y^2 = 3000/549,8^2 = 0,0099$ ;  $\Lambda_y = 0,5s/r_y = 3257/(0,289 \cdot 20,5) = 549,8$ ;

$$k_{пн} = 1 + [0,75 + 0,06 (l_0/h)^2 + 0,6\alpha_p l_0/h - 1] m/(m^2 + 1) =$$

$$= 1 + \left[ 0,75 + 0,06 \left( \frac{3257}{95,7} \right)^2 + 0,6 \cdot \frac{21^\circ 22' \pi}{180^\circ} \cdot \frac{3257}{95,7} - 1 \right] = 77,858;$$

$$\frac{m^2}{m^2 + 1} = 1, \text{ при } m > 4,$$

$$\varphi_m = 140 \frac{20,5^2}{3257 \cdot 95,7} \cdot 1,13 = 0,213 \text{ по (17),}$$

$$k_{пм} = 1 + \left[ 0,142 \frac{l_0}{h} + 1,76 \frac{h}{l_0} + 1,4\alpha_p - 1 \right] \frac{m^2}{m^2 + 1} =$$

$$= 1 + \left[ 0,142 \frac{3257}{95,7} + 1,76 \frac{95,7}{3257} + 1,4 \frac{21^\circ 22' \pi}{180^\circ} - 1 \right] = 5,406 \text{ по (18).}$$

Проверяем клеевой шов на скалывание по формуле (14):

$$\tau = Q_{\max} S_{бр} / (\xi J_{бр} b_{расч}) = 38,34 \cdot 23 \cdot 469 / (0,863 \cdot 1 \cdot 497 \cdot 299 \cdot 20,5) =$$

$$= 0,034 \text{ кН/см}^2 = 0,34 \text{ МПа} < 1,89 \text{ МПа};$$

$$R_{ск} = 0,15 m_n / \gamma_n = 0,15 \cdot 1,2 / 0,95 = 0,189 \text{ кН/см}^2 = 1,89 \text{ МПа};$$

$$\xi = 1 - [94,35 / (0,216 \cdot 1,629 \cdot 1962)] = 0,863.$$

Шарнирные узлы рассчитывают по методике, приведенной в примере 6.

### 7.3. КРУЖАЛЬНЫЕ АРКИ ИЗ ДОСОК НА ГВОЗДЯХ

Кружальные арки состоят из нескольких рядов досок — косяков, поставленных на ребро и соединенных гвоздями. Стыки их располагают вразбежку. Нижнюю грань косяка оставляют всегда прямолинейной, а верхнюю выполняют прямолинейной (см. рис. 7.5, д) или опиленой по очертанию кровли (рис. 7.5, з). Длину косяков желательнее назначать по возможности большей — в пределах  $l_k/h_k = 10...13$ , а высоту косяка  $h_k$  принимают равной  $1/50...1/80$  пролета арки  $l$  в соответствии со стандартной шириной доски. По длине дуги арки должно быть целое количество косяков. Стыки их осуществляют лобовым упором торцов. Последние опиливают по направлению радиуса дуги арки.

Косяки смежных слоев соединяют гвоздями, концы которых загибают на противоположной стороне, если гвоздь проходит всю толщину сечения арки. При большой толщине пакета гвозди забивают с обеих сторон, располагая их сосредоточено у стыков косяков



(см. рис. 7.5, з) или равномерно по длине косяков (см. рис. 7.5, д). В местах стыков ставят стяжные болты.

Кружальные арки применяют в основном в покрытиях однопролетных производственных и складских зданий при отсутствии сосредоточенных или больших односторонних нагрузок и в качестве кружал при возведении каменных и железобетонных арок и сводов [5]. При частом расположении арок (1,5...2 м) настилы и обрешетки крыши укладывают непосредственно на них, при большом расстоянии — по аркам укладывают продольные прогоны.

По статической схеме кружальные арки рекомендуются принимать двухшарнирными кругового очертания. Допускаются трехшарнирные стрельчатые.

В зависимости от опирания концов арок распор воспринимается фундаментом или затяжкой из круглой стали. При опирании на фундаменты арки крепят стальными деталями (см.

Рис. 7.5. Кружальные арки из досок на гвоздях:

*а* — общий вид; *б, в* — вид сверху арок соответственно из трех и четырех слоев досок; *г* — вариант стыкования досок на гвоздях с размещением их в узлах; *д* — то же, по всей длине; *1* — слои досок; *2* — гвозди; *3* — стяжные болты.

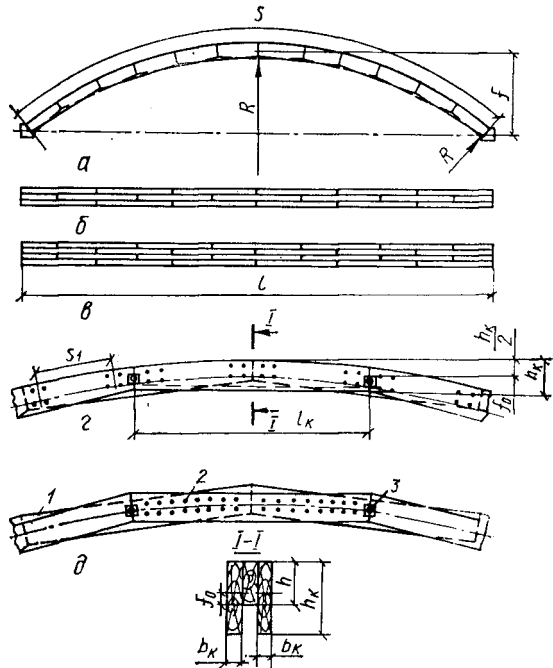


рис. 7.1, в). Арки с затяжками крепят к стенам или стойкам каркаса с помощью стальных башмаков (см. рис. 7.1, б) или стальными деталями к продольному прогону, укладываемому поверх стоек каркаса.

Рассчитывают арку по правилам строительной механики, определяя максимальное значение изгибающего момента  $M$  и соответствующей нормальной силы  $N$ . Распор двухшарнирных круговых арок можно определять по табл. 3 прил. VIII. При отношении  $f/l \leq 4$  допускается определять распор как для трехшарнирных арок.

Ось арки разбивают на целое количество косяков. Длина каждого

$$l_k = 2R \sin(\beta/n), \quad (117)$$

где  $R$  — радиус дуги арки;  $\beta$  — половина центрального угла дуги арки  $\beta = l/(2R)$ .

Определяют высоту сечения косяка  $h_k$  и находят (см. рис. 7.5, з):

$$h = \frac{h_k(R - f_0/2) - Rf_0}{R - f_0}, \quad (118)$$

где  $f_0 = l_k^2/(8R)$ .

Принятое поперечное сечение арки проверяют по формулам (20), (21), где  $F_{расч}$  — площадь поперечного сечения (нетто) всех косяков в месте их стыка, ослабленного гвоздями;  $W_{расч}$  — момент сопротивления (нетто) цельных (не перерезанных) косяков в стыке. При определении коэффициента  $\xi$  по формуле (22) принимают:  $k_{жн} = 1$ , а значение гибкости

$$\lambda = l_0 / \sqrt{J_{бр} / F_{бр}}, \quad (119)$$

где  $l_0$  — расчетная длина — принимается как для клееных арок (см. § 7.2);  $J_{бр}$  — момент инерции цельных (не перерезанных) в стыке косяков;  $F_{бр}$  — площадь поперечного сечения (брутто) всех косяков в стыке.

При незначительных напряжениях от изгибающего момента поперечное сечение проверяют на устойчивость по формуле (8).

Требуемое количество «срезов» гвоздей с каждой стороны стыка арки при их сосредоточенной расстановке

$$n_с = M_д / (s_1 T_{мин}). \quad (120)$$

При равномерной расстановке гвоздей по длине косяка количество их «срезов» на участке между ближайшими стыками

$$n_с = 6M_д / (l_1 T_{мин}), \quad (121)$$

где  $M_д = M / \xi$ ;  $s_1$  — расстояние между центрами зон размещения гвоздей;  $T_{мин}$  — минимальное расчетное усилие гвоздя, определяется по табл. 3.3.

## Глава 8. ДЕРЕВЯННЫЕ И ФАНЕРНЫЕ РАМЫ

### 8.1. ОСНОВНЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ И КЛАССИФИКАЦИЯ

В одноэтажных однопролетных зданиях различного назначения широко применяют деревянные рамы, значительно реже — в многопролетных. Наиболее распространены рамы дощато-клееные заводского изготовления. В лесных районах при отсутствии заводов клееных конструкций применяют рамы решетчатые. В отдельных случаях, при соответствующем технико-экономическом обосновании, — клееные фанерные (табл. 8.1).

По статической схеме рамы бывают трехшарнирные (см. табл. 8.1, схемы 1 и 2), изготавливаемые из двух полурам, стоек, подкосов и ригелей (см. табл. 8.1, схема 3) и решетчатые (см. табл. 8.1, схемы 4 и 5). Двухшарнирные рамы состоят из стоек и ригелей в виде балок, ферм или арок покрытия (см. табл. 8.1, схемы 6, 7). Возможны и другие схемы [3, 24, 25].

Трехшарнирные рамы рекомендуется применять для зданий большой высоты (4...6 м) пролетом не более 30 м в связи с возникновением значительных изгибающих моментов в карнизных узлах и трудностью изготовления. Рамы больших пролетов и высот применяют

Т а б л и ц а 8.1. Схемы рам [11, 38]

№ схемы	Схема	Пролет	Высота	$h/l$ ( $h/H$ )	$k_{CB}$	$k_{M}^{\%}$	Изготовление
		$l$	$H$				
		м					
1		12...30	$\leq 6$	1/12...1/24	5...9	5...7	Заводское
2		12...30	$\leq 6$	1/12...1/24	5...9	5...7	То же
3		9...24	$\leq 6$	1/15...1/30	4...7	5...7	»
4		9...15	$\leq 6$	1/7...1/10	6...10	8...15	Построеч- ное
5		9...24	$\leq 6$	—	6...10	5...7	То же
6		9...36	4...12 ( $\leq 6$ )	1/10...1/20	—	1...10	Заводское
7		12...30	4...8	1/5...1/8	—	5...10	То же

в отдельных случаях, однако по расходу материалов они менее выгодны, чем арки. Двухшарнирные рамы можно применять значительно большей высоты, пролет их зависит от пролета несущей конструкции покрытия (см. табл. 6.1, 7.1, 10.1); шаг  $B = 3...6$  м.

Сопрягают полурамы в узлах с помощью простейших шарниров, решаемых в виде лобовых упоров (см. рис. 7.1, рис. 8.1), а крепление стоек двухшарнирных рам к фундаментам проектируют жестким. Распор рам, как правило, воспринимают фундаментами. В отдельных случаях возможно передавать его на стальные затяжки, расположенные ниже уровня пола здания.

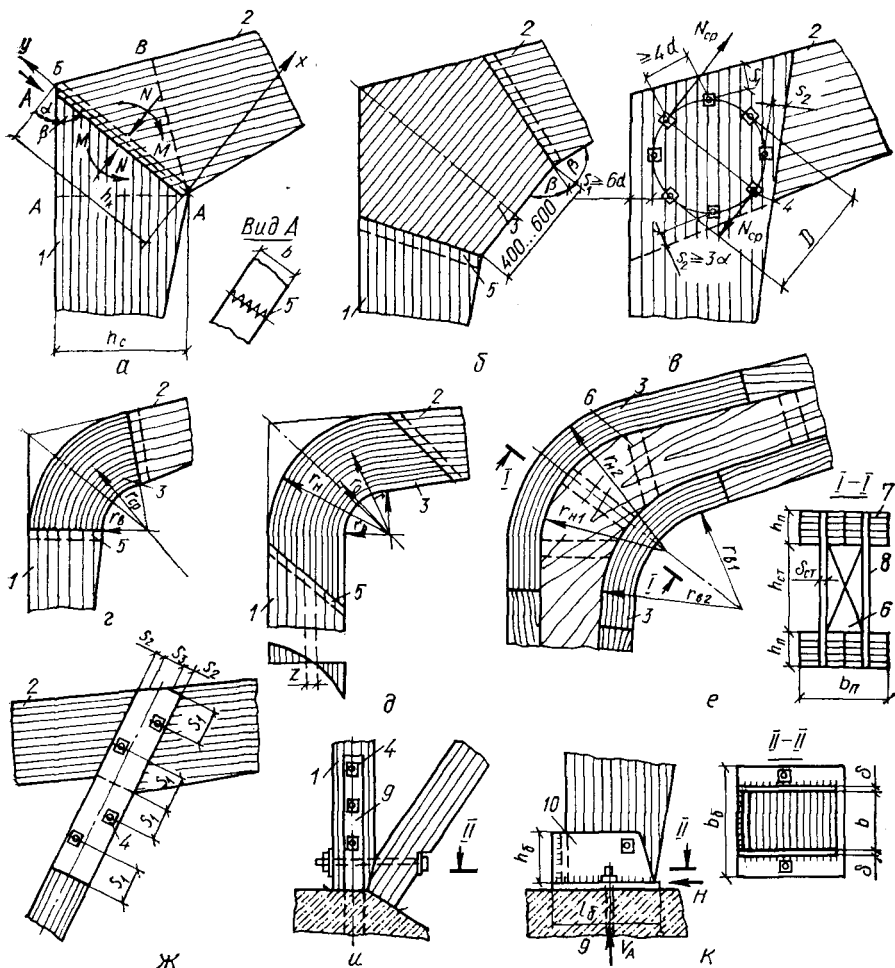


Рис. 8.1. Узлы трехшарнирных рам:

*a* — карнизный из прямолинейных элементов на зубчатом стыке; *b* — то же, с клееной вставкой; *в* — то же, на стальных нагелях; *г*, *д* — карнизные узлы гнутоклееной рамы со вставками из тонких досок или шпонов; *е* — карнизный узел дощато-фанерной рамы двутаврового сечения; *ж* — примыкание подкоса к ригелю; *и* — опирание стойки и подкоса на фундамент; *к* — крепление клееных рам к фундаменту; *1* — стойка; *2* — ригель; *3* — вставка; *4* — болты; *5* — зубчатый стык; *6* — ребра жесткости; *7* — пояс; *8* — фанерная стенка; *9* — анкерные крепления; *10* — щека башмака.

## 8.2. ТРЕХШАРНИРНЫЕ РАМЫ

Трехшарнирные рамы (см. табл. 8.1, схемы 1, 2) выполняют, как правило, дощато-клееными прямоугольного, преимущественно переменного по длине стоек и ригелей, поперечного сечения. Уклон внутренней кромки относительно наружной принимают не более 15%.

Соединяют стойки и ригели в карнизном узле разными способами в зависимости от условий изготовления рам. Наиболее широко рас-

пространено соединение по биссектрисе карнизного узла с помощью зубчатого стыка (см. рис. 8.1, а), осуществляемого фрезерованием готовых элементов стоек и ригелей и последующим склеиванием их в заводских условиях. В этом случае изготавливают прямолинейные клееные элементы стоек и ригелей в виде балок из досок толщиной 33 мм с последующей распиловкой их для получения двух элементов переменного по длине сечения. Рекомендуется высоту ригеля в коньке принимать не менее 0,3, а стойки в опорном узле — не менее 0,4 наибольшей высоты их в коньковом узле.

Для экономии древесины карнизный узел выполняют с вклеенной вставкой длиной 40...60 см (см. рис. 8.1, б), соединяемой со стойкой и ригелем зубчатым стыком. При этом напряжения в карнизном узле от действия наибольшего изгибающего момента воспринимаются цельным сечением вставки вдоль волокон древесины в отличие от узла без вставки, где напряжения действуют под углом к волокнам.

Ригели со стойками можно соединять с помощью болтов, располагаемых в узле по окружности. В этом случае ригель выполняют более узким, чем стойка и устанавливают в прорезь верхней части стойки (см. рис. 8.1, в). Существуют и другие способы крепления стоек и ригелей с помощью стальных деталей, наклеенных листов бакелизированной фанеры и др. [2, 13, 24].

В гнutoклевых рамах (см. табл. 8.1, схема 2) полурамы изготавливают гнutoм тонких досок толщиной не более  $1/150$  радиуса кривизны. По длине ригель и стойки могут быть переменного сечения, достигнутого устройством по его высоте уступа и увеличивающегося плавно от шарнира до начала закругления. Уступы рекомендуется опиливать изнутри рамы по наклонной к ее оси линии.

Криволинейную часть полурамы можно заменить вставкой, соединяемой с ригелем и стойкой зубчатым стыком (см. рис. 8.1, з, д). Крепление вставки, показанное на рис. 8.1, д, предпочтительнее, так как длина досок в ней одинакова, площадь клеевых швов увеличивается, а для нарезки зубьев используют оборудование, применяемое для соединения под углом клеенных элементов.

Вставки рекомендуется выполнять из более тонких досок, чем элементы рам, или даже из лущеного шпона толщиной более 1,5 мм. В этом случае можно принять меньший радиус кривизны и увеличить значение коэффициента условий работы  $m_{гн}$ . Стойки и ригели изготавливают из досок толщиной 33 мм и более, как для прямолинейных элементов.

Клееные фанерные рамы (см. табл. 8.1, схема 2, б) проектируют двухстенчатыми двутаврового или коробчатого поперечного сечения (см. рис. 8.1, е). В деревянных поясах доски располагают параллельно кромкам поперечного сечения, а волокна наружных шпонов фанеры — параллельно внешнему контуру стоек и ригелей. Ребра жесткости на прямолинейных участках рам размещают в местах стыкования фанеры стенок, а при необходимости — и в промежутках; в карнизном узле — в пределах закругленной части, где пояс сопрягают с помощью гнutoклевых вставок, соединяемых с прямолинейными участками зубчатым стыком (см. рис. 8.1, е). Стыки рекомендуется располагать

вразбежку. Клееные фанерные рамы могут быть различной формы (с консолями, с увеличенными сечениями в жестких узлах и т. п.).

Для образования свеса кровли к ригелям рам закрепляют на болтах или гвоздях парные доски, которые опираются на дополнительные стойки фахверка, устанавливаемые вдоль стоек рам.

Рамы (см. табл. 8.1, схема 3) выполняют из отдельных заранее заготовленных элементов — стоек, подкосов и ригелей со сборкой их на месте строительства. Ригели проектируют клееными переменного по длине сечения в соответствии с действующими на разных участках усилиями. При необходимости они могут иметь большой вынос консоли. Крепление стоек и подкосов к ригелю и фундаменту осуществляют с помощью накладок и болтов (см. рис. 8.1, ж, и).

Рамы (см. табл. 8.1, схемы 4, 5) выполняют, как правило, из бревен или брусьев с соединением в узлах на лобовых упорах и болтах. Конструкция узлов аналогична применяемым в фермах.

Статический расчет рам выполняют по общим правилам строительной механики при загрузении их наиболее невыгодным сочетанием нагрузок: постоянная и снеговая на всем пролете; постоянная на всем пролете и снеговая на половине пролета; ветровая, в сочетании с перечисленными выше нагрузками при высоте стоек рам более 4 м. При меньшей высоте ветровую нагрузку можно не учитывать. Усилия в элементах рам определяют по формуле (107).

Для рам по схемам 1, 2 табл. 8.1 при высоте сечения ригеля и стойки соответственно 0,3 и 0,4 высоты в карнизном узле определяют расчетные усилия и проверяют нормальные напряжения только в карнизном узле.

При конструктивном расчете рам из прямолинейных элементов размеры поперечных сечений ригелей и стоек принимают по табл. 8.1 с учетом монтажных условий и сортамента пиломатериалов. Можно также воспользоваться формулой (110), приняв  $k = 3 \dots 3,2$ . Определяют геометрические характеристики рассматриваемых сечений и проверяют прочность и устойчивость рамы в ее плоскости в биссектрисном сечении А — Б при расчетном сочетании нагрузок по формулам (см. рис. 8.1, а):

для сжатой зоны вдоль оси под углом  $\alpha$  к волокнам

$$\sigma_{x_c} = N/F_{расч} + M_d/(k_1 W_{расч}) \leq R_{см\alpha};$$

для растянутой зоны вдоль оси  $x$  под углом  $\alpha$

$$\sigma_{x_p} = -N/F_{расч} + M_d/(k_2 W_{расч}) \leq R_{и} m_{\alpha}, \quad (122)$$

для сжатия вдоль оси  $y$  под углом  $\beta = 90^\circ - \alpha$

$$\sigma_{y_c} = M_d/(k_3 W_{расч}) \leq R_{см\beta},$$

где  $F_{расч}$  и  $W_{расч}$  — площадь и момент сопротивления биссектрисного сечения;  $M_d$  определяют по формуле (21), а  $\xi$  — по (22), гибкость  $\lambda$  — исходя из расчетной длины полурамы, измеряемой по осевой линии;  $R_{см\alpha}$ ;  $R_{см\beta}$ ;  $R_{и}$  — соответственно расчетные сопротивления древесины смятию (под углами  $\alpha$  и  $\beta$  к волокнам) и изгибу, определяемые по табл. 1.2 и рис. 1.1 без введения коэффициентов  $m_{\xi}$  и  $m_{сл}$ ;  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$ ,

$m_\alpha$  — коэффициенты, принимаемые по рис. 8.2. Сечения А — А и А — В (см. рис. 8.1) проверяют по формулам (20) ... (22). В опорном сечении проверяют касательные напряжения по формуле (14), вместо  $Q$  подставляя  $Q/\xi$ .

В рамах, закрепленных по внешнему контуру, устойчивость плоской формы деформирования проверяют по формулам (26), (27). Расчетную длину принимают равной длине осевой линии полурамы (если угол между осями ригеля и стойки более  $130^\circ$ ) или длине их внешних подкрепленных кромок (при угле менее  $130^\circ$ ).

Коньковый узел решается лобовым упором с закреплением его деревянными накладками на болтах (см. рис. 7.1, з), которые рассчитывают по формуле (114). В опорном узле (см. рис. 8.1, к), проверяют торец стойки на смятие вдоль ее волокон от действия вертикальной опорной реакции и боковую поверхность на смятие поперек волокон древесины стойки на действие распора. Так же рассчитывают на изгиб опорную горизонтальную и упорную

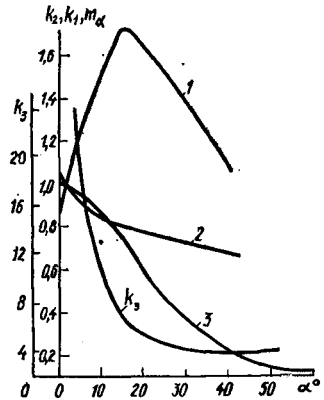


Рис. 8.2. Графики изменения коэффициентов:  $k_1$  (2),  $k_2$  (1),  $m_\alpha$  (3).

вертикальную стальные пластины, нагруженные напряжениями смятия опорных реакций, сварные швы и анкерные болты.

При закреплении конькового узла рамы по рис. 8.1, в нагели диаметром не более 20 мм ставят по одной или двум окружностям с соблюдением правил расстановки. Из общего числа нагелей должно быть поставлено не менее четырех болтов. Несущая способность нагельного соединения

$$N_{ср}n \geq N_{экр}, \quad (123)$$

где  $N_{ср} = c_{ср}\Delta$  — средняя несущая способность одного нагеля;  $n$  — количество нагелей в узле;  $c_{ср} = 128$  кН/см — средняя жесткость нагеля;  $\Delta = \delta N_{экр}$  — смещение стойки относительно ригеля;  $\delta = 1/a$  — податливость соединения;  $N_{экр} = 2M/D$ ;  $M$  — изгибающий момент в карнизном узле рамы;  $D$  — диаметр окружности, по которой расставлены нагели;  $c = c_{ср}n$ . При этом максимальная несущая способность одного нагеля

$$N_{макс} = 1,3N_{ср} \leq 2T_{мин},$$

где  $T_{мин}$  — несущая способность одного нагеля на один срез, определяемая по табл. 3.3.

В трехшарнирных гнутоклееных рамах (табл. 8.1, схема 2) усилия и размеры сечений определяют так же, как и в рамах из прямолинейных элементов. При соблюдении высоты ригеля и стойки у шарниров соответственно 0,3 и 0,4 высоты криволинейной части рамы, сечение ее по внутренней кромке проверяют на сжатие по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_d}{W_{\text{расч}} k_{rB}} \leq R_c, \quad (124)$$

$$\text{где } k_{rB} = \frac{1 - 0,5h/r}{1 - 0,17h/r} \text{ при } h/r \geq 1/7 \text{ и} \quad (125)$$

$k_{rB} = 1$  при  $h/r < 1/7$ ;  $h$  — высота криволинейного участка;  $r$  — радиус кривизны этого участка.

При проверке напряжений по наружной растянутой кромке в формулу (124) вместо  $k_{rB}$  подставляют  $k_{rB}$ , определяемый по формуле

$$k_{rB} = \frac{1 + 0,5h/r}{1 + 0,17h/r}. \quad (126)$$

Расстояние  $z$  от центра поперечного сечения до центрального слоя (рис. 8. 1,  $\delta$ ) принимают равным  $z = h^2/12r$ .

Проверку клееных криволинейных элементов на действие растягивающих радиальных напряжений ведут по [38 п. 4. 28]. Устойчивость плоской формы деформирования проверяют по формулам (26), (27), в которых расчетную длину принимают равной длине осевой линии полурамы. Коньковый и опорный узлы проектируют так же, как для рам из прямолинейных элементов.

Статический расчет рам по схеме 3 в табл. 8.1 выполняют по указаниям, приведенным выше для схем 1 и 2. Для определения усилий в ригеле рамы с консолями снеговую нагрузку располагают по всему пролету, на его половине, а также только на консолях. Ригель проектируют переменного по длине прямоугольного сечения в соответствии с изгибающими моментами и проверяют по формулам (20)... (22), а стойки и подкосы — по формулам (7)... (10). В узлах (см. рис. 8. 1,  $ж, и$ ) рассчитывают крепежные элементы и проверяют лобовые упоры на смятие.

#### Пример 8. Трехшарнирная рама из прямолинейных элементов.

Запроектировать и рассчитать несущие конструкции — рамы из прямолинейных элементов для коровника в Харьковской области. Здание неотопляемое с температурно-влажностными условиями эксплуатации Б1. Пролет рамы  $l = 21$  м, шаг рам  $B = 6$  м. Ограждающие конструкции покрытия — плиты с деревянным каркасом и утеплителем из минераловатных плит толщиной 80 мм плотностью 100 кг/м<sup>3</sup>. Нижняя полка плит из асбестоцементных плоских листов (ГОСТ 18124—75\*), кровля — из асбестоцементных волнистых листов (ГОСТ 378—76). Класс надежности здания II.

*Выбор конструктивной схемы.* Принимаем несущие конструкции в виде рам из прямолинейных элементов. Уклон ригеля 1 : 4. Поперечное сечение рамы прямоугольное с постоянной шириной  $b = 20,5$  см и переменной высотой (рис. 8.3). Ригель и стойку komponуем из досок 22,5 × 4 см (после острожки 20,5 × 3,3 см) в виде прямоугольных пакетов с последующей распиловкой. Для ригелей пакет состоит из 46 досок: 3,3 × 46 = 151,8 см; для стоек — из 55 досок: 3,3 × 55 = 181,5 см.

Высота сечения  $h_2 = 103,9$  см;  $h_3 = 131,8$  см, что составляет  $\sim l/16$  (см. табл. 8.1);  $h_p = 43$  см  $> 0,3 \times 103,9 = 31,17$  см;  $h_{CT} = 60$  см  $> 0,4 \cdot 103,9 = 41,56$  см.

*Статический расчет.* Определяем нагрузки (табл. 8.2). Плита покрытия, кН/м<sup>2</sup>:

$$\text{Ребра} \dots \dots \dots \frac{0,06 \cdot 0,2 \cdot 5,98 \cdot 4 + 0,05 \cdot 0,2 \cdot 0,41 \cdot 24}{6 \cdot 1,5} \cdot \frac{500}{100} = 0,21$$

$$\text{Прижимные бруски} \dots \dots \dots 0,04$$

$$\text{Плоские нижние листы } (\delta = 8 \text{ мм}) \dots \dots \dots 0,14;$$



Утеплитель . . . . .  $(1,5 - 4 \cdot 0,06) \cdot (6 - 8 \cdot 0,05) \frac{0,08}{6 \cdot 1,5} \times$   
 $\times \frac{100}{100} = 0,06$

Кровля с учетом нахлестки листов на стыках . . . . . 0,2

Для снеговой нагрузки  $n = 1,44$  при  $g^H/p_0 = 0,65/0,7 = 0,929$ .  
 Нагрузка от веса рамы по уравнению (4), кН/м<sup>2</sup>:

$$g_{с.в}^H = \frac{0,65 + 0,7}{\frac{1000}{8 \cdot 21} - 1} = 0,27; \quad g_{с.в} = 0,27 \cdot 1,1 = 0,3.$$

Расчетные нагрузки на ригеле рамы, кН/м:

Постоянная . . . . .	$g = (0,74 + 0,3) 6 = 6,24$
Снеговая . . . . .	$p_c = 1,01 \cdot 6 = 6,06$
Полная . . . . .	$q = g + p_c = 6,24 + 6,06 = 12,3$

Ветровая нагрузка при данной схеме рамы и высоте стойки  $H < 4$  м не учитывается, так как разгружает раму.

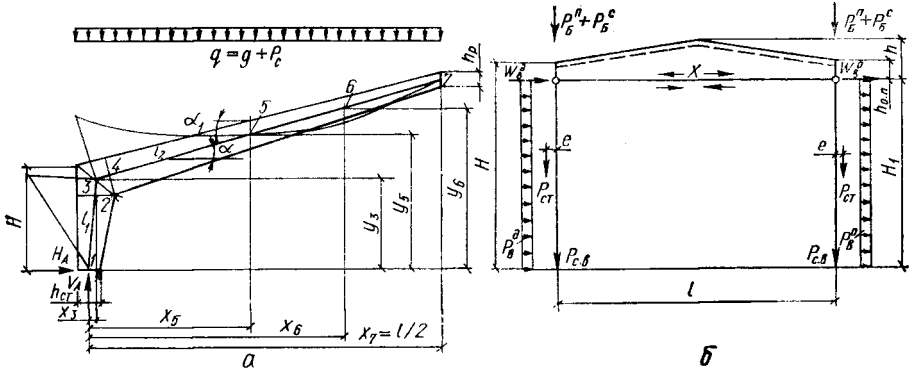


Рис. 8.3. Расчетные схемы рам:  
 а — к примеру 8; б — к примеру 9; 1↔7 — номера точек.

Расчетные усилия возникают от полного загрузения ригеля постоянной и снеговой нагрузками.

Опорные реакции:

$$V_A = ql/2 = 12,3 \cdot 20,4/2 = 125,46 \text{ кН}; \quad H_A = ql^2/(8f) = 12,3 \cdot 20,4^2/(8 \cdot 5,41) = 118,27 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты в сечениях, кН · м:  $M_1 = 0$ ;

$$M_2 = 125,46 \cdot 0,186 - 118,27 \cdot 2,189 - \frac{12,3 \cdot 0,186^2}{2} = -235,77;$$

$$M_3 = 125,46 \cdot 0,22 - 118,27 \cdot 2,594 - \frac{12,3 \cdot 0,22^2}{2} = -279,49;$$

$$M_4 = 125,46 \cdot 0,611 - 118,27 \cdot 2,704 - \frac{12,3 \cdot 0,611^2}{2} = -245,44;$$

$$M_7 = 0.$$

Нормальные и поперечные силы, кН:  $N_1 = V_A = 125,46$ ;

$$N_2 = (125,46 - 12,3 \cdot 0,186) \cos 4^\circ 51' + 118,27 \cdot \sin 4^\circ 51' = 132,73;$$

$$N_3 = (125,46 - 12,3 \cdot 0,22) \sin 52^\circ 01' + 118,27 \cdot \cos 52^\circ 01' = 169,54;$$

$$N_4 = (125,46 - 12,3 \cdot 0,611) \sin 15^\circ 45' + 118,27 \cdot \cos 15^\circ 45' = 145,85;$$

$$N_7 = H_A = 118,27; \quad Q_1 = H_A = 118,27.$$

Поперечная сила при загрузке снеговой нагрузкой на половине пролета рамы  $Q_7' = V_B' = 5,88 \cdot 10,2 \cdot 5,1/20,4 = 14,99$  кН.

Т а б л и ц а 8.2. Нагрузки на раму, кН/м<sup>2</sup>

Наименование	Нормативная	$n$	Расчетная
<i>Постоянная</i>			
Плита покрытия без утеплителя 0,21 + 0,04 + 0,14	0,39	1,1	0,43
Утеплитель	0,06	1,2	0,07
Кровля	0,2	1,2	0,24
Итого $g$	0,65		0,74
<i>Временная</i>			
Снеговая $p_c$	0,70	1,44	1,01
Ветровая $(0,35 \cdot 0,65) p_w$	0,23	1,2	0,28

Проверяем максимальные напряжения в биссектрисном сечении 3 по формулам (122);  $N_3 = 169,54$  кН;  $M_3 = 279,49$  кН · м.

Для сжатой зоны вдоль оси под углом к волокнам  $\alpha$   $\sigma_{x\alpha} = \frac{169,54}{2701,9} + \frac{29\ 297}{0,7 \cdot 59351,7} = 0,063 + 0,705 = 0,768$  кН/см<sup>2</sup> = 7,68 МПа <  $R_{cm\alpha} = 8,17$  МПа, где

$$F_6 = 20,5 \cdot 131,8 = 2701,9 \text{ см}^2; \quad W_6 = 20,5 \cdot 131,8^2/6 = 59351,7 \text{ см}^3;$$

$$M_d = 27\ 949/0,954 = 29\ 297 \text{ кН} \cdot \text{см по (21)};$$

$$\xi = 1 - \frac{169,54}{1,608 \cdot 0,812 \cdot 1,326 \cdot 2130} = 0,954 \text{ по (22)};$$

$$\varphi = 3000/\lambda^2 = 3000/43,2^2 = 1,608; \quad \lambda = l_0/r = 1297,3/(0,289 \cdot 103,9) = 43,2;$$

$l_0 = l_1 + l_2 = 260,3 + 1037 = 1297,3$  см — длина полурамы по осевой линии;  $k_{жN} = 0,66 + 0,34\beta = 0,66 + 0,34 \cdot 0,447 = 0,812$ ;

$$\beta_{cp} = \frac{\beta_1 l_1 + \beta_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{0,577 \cdot 260,3 + 0,414 \cdot 1037}{1297,3} = 0,447;$$

$$R_c = R_c m_6 / \gamma_n = 1,5 \cdot 0,84/0,95 = 1,326 \text{ кН/см}^2 = 13,26 \text{ МПа};$$

$$F_{6p} = 20,5 \cdot 103,9 = 2130 \text{ см}^2;$$

$$R_{cm\alpha} = \frac{15/0,95}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1\right) \sin^3 37^\circ 59'} = 8,17 \text{ МПа по (1)}.$$

Для растянутой зоны вдоль оси  $x$  под углом  $\alpha$  к волокнам

$$\sigma_{xp} = -\frac{169,54}{2701,9} + \frac{29\ 297}{1,14 \cdot 59351,7} = -0,063 + 0,433 = 0,37 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 3,7 \text{ МПа} < R_{\text{н}} m_{\alpha} = 15,79 \cdot 0,26 = 4,11 \text{ МПа};$$

$$R_{\text{н}} = R_{\text{н}} m_{\text{н}} / \gamma_{\text{н}} = 1,5 \cdot 1/0,95 = 1,579 \text{ кН/см}^2 = 15,79 \text{ МПа}.$$

Для сжатия вдоль оси  $y$  под углом к волокнам

$$\beta = 90^{\circ} - \alpha = 90^{\circ} - 37^{\circ} 59' = 52^{\circ} 01';$$

$$\sigma_{\text{у.с}} = 29 \cdot 297/3,80 \cdot 59351,7 = 0,130 \text{ кН/см}^2 = 1,3 \text{ МПа} < R_{\text{смп}\beta} = 5,34 \text{ МПа};$$

$$R_{\text{смп}\beta} = \frac{15 \cdot 1/0,95}{\left[ 1 + \left( \frac{15}{3} - 1 \right) \sin^2 52^{\circ} 01' \right]} = 5,34 \text{ МПа по (1)};$$

$k_1, k_2, k_3$  и  $m_{\alpha}$  — коэффициенты, определяемые по рис. 8.2.

Проверяем прочность по нормальным напряжениям сечения 4:

$$\sigma = \frac{145,85}{2130} + \frac{25 \cdot 567}{36883,6} = 0,068 + 0,693 = 0,761 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 7,61 \text{ МПа} < R_{\text{с}} = 13,26 \text{ МПа};$$

$$M_{\text{д}} = 24 \cdot 544/0,96 = 25 \cdot 567 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\xi = 1 - \frac{145,85}{1,608 \cdot 0,812 \cdot 1,326 \cdot 2130} = 0,96;$$

$$W_{\text{расч}} = 20,5 \cdot 103,9^2/6 = 36883,6 \text{ см}^3.$$

Раскрепляем раму в плоскости, перпендикулярной плоскости рамы, стеновыми панелями, плитами покрытия, поперечными (скатными) связями, расположенными по наружному контуру рамы, а также вертикальной связью, установленной в биссектрисном сечении 3.

Находим расположение нулевой точки в эпюре изгибающих моментов. Определяем координаты нулевой точки.

$$M = V_{\text{А}} x - H_{\text{У}} - \frac{qx^2}{2} = 0; \quad y = y_3 + (x - x_3) \operatorname{tg} \alpha,$$

где

$$M = 125,46x - 118,27y - \frac{12,3x^2}{2} = 0;$$

$$y = 2,594 + (x - 0,220) \operatorname{tg} 15^{\circ} 45' = 0,282x + 2,532;$$

$x_3, y_3$  — координаты центра тяжести биссектрисного сечения 3.

Решая уравнения, получаем координаты точек 5 и 7:  $x_5 = 4,77 \text{ м}$ ;  $x_7 = 10,2 \text{ м}$  (положение конькового шарнира);  $y_5 = 3,877 \text{ м}$ .

На всех участках (от опорного узла до биссектрисного сечения, от биссектрисного сечения до точки с координатами  $x_5 = 4,77 \text{ м}$ ;  $y_5 = 3,877 \text{ м}$  и от этой точки до конькового узла) устойчивость плоской формы деформирования рамы проверяем по формуле (26) с учетом переменности сечений: на первом участке (от опорного до биссектрисного сечения)

$$\frac{169,54}{1,17 \cdot 0,431 \cdot 1,326 \cdot 2130} + \left( \frac{29 \cdot 297}{2,831 \cdot 0,833 \cdot 1,326 \cdot 36883,6} \right)^2 =$$

$$= 0,119 + 0,065 = 0,184 < 1,$$

где

$$\varphi = 3000/\lambda^2 = 3000/50,64^2 = 1,17 \text{ (табл. 2.2)};$$

$$\lambda = l_0/r = 300/(0,289 \cdot 20,5) = 50,64 \text{ по (9)};$$

где  $l_0$  — расчетная длина участка рамы, равная длине ее внешней подкрепленной кромки.

$$k_{\text{жН}} = (0,4 + 0,6\beta) \beta = (0,4 + 0,6 \cdot 0,577) 0,577 = 0,431;$$

$$\beta = 600/1039 = 0,577;$$

$$k_{жМ} = \beta^{\frac{1}{3-\alpha}} = \beta^{\frac{1}{3}} = 0,577^{\frac{1}{3}} = 0,833;$$

$$\alpha = 0;$$

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{l_0 h} k_\Phi = 140 \frac{20,5^2}{300 \cdot 103,9} 1,5 = 2,831,$$

где  $k_\Phi$  коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке  $l_0$  и определяемый по табл. 2.4.

$$k_\Phi = 3/(2 + \alpha) = 3/2 = 1,5.$$

Проверяем устойчивость плоской формы деформирования на втором участке от биссектрисного сечения до точки с координатами  $x = 4,77$  м;  $y = 3,877$  м:

$$\frac{169,54}{0,436 \cdot 0,644 \cdot 1,326 \cdot 2130} + \left( \frac{29 \cdot 297}{2,925 \cdot 0,932 \cdot 1,326 \cdot 36883,6} \right)^2 =$$

$$= 0,214 + 0,048 = 0,262 < 1;$$

$$\varphi = 3000/82,99^2 = 0,436; \quad \lambda = 491,7/(0,289 \cdot 20,5) = 82,99;$$

$$\beta = 784/1039 = 0,755;$$

$$k_{жN} = (0,4 + 0,6 \cdot 0,755) 0,755 = 0,644; \quad \varphi_M = 140 \frac{20,5^2}{491,7 \cdot 103,9} \cdot 2,54 = 2,925;$$

$$k_{жМ} = \beta^{\frac{1}{4}} = 0,755^{\frac{1}{4}} = 0,932.$$

Проверяем устойчивость на третьем участке (от точки с координатами  $x = 4,77$  м;  $y = 3,877$  м до конькового узла).

Максимальные значения изгибающего момента и соответствующей продольной силы на третьем участке определяем в сечении, где поперечная сила равна 0.

$$Q = (V - qx) \cos \alpha - H \sin \alpha = (125,46 - 12,3x) \cos 15^\circ 45' -$$

$$- 118,27 \cdot \sin 15^\circ 45' = 0; \quad x = 7,489; \quad y = 0,282x + 2,532 = 4,644;$$

$$M = 125,46 \cdot 7,489 - 118,27 \cdot 4,644 - \frac{12,3 \cdot 7,489^2}{2} = 45,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = (125,46 - 12,3 \cdot 7,489) \sin 15^\circ 45' + 118,27 \cdot \cos 15^\circ 45' = 122,88 \text{ кН};$$

$$\frac{122,88}{0,302 \cdot 0,399 \cdot 1,429 \cdot 1607,2} + \left( \frac{4695}{1,436 \cdot 0,74 \cdot 1,429 \cdot 21000,7} \right)^2 =$$

$$= 0,444 + 0,022 = 0,466 < 1 \text{ по (26);}$$

$$\varphi = 3000/99,69^2 = 0,302; \quad \lambda = 590,6/(0,289 \cdot 20,5) = 99,69;$$

$$\beta = 430/784 = 0,548;$$

$$k_{жN} = (0,4 + 0,6 \cdot 0,548) 0,548 = 0,399; \quad k_{жМ} = \beta^{\frac{1}{2}} = 0,548^{\frac{1}{2}} = 0,74;$$

$$R_c = 1,5 \cdot 0,905/0,95 = 1,429 \text{ кН/см}^2;$$

$$F_{6p} = 20,5 \cdot 78,4 = 1607,2 \text{ см}^2; \quad W_{6p} = 20,5 \cdot 78,4^2/6 = 21000,7 \text{ см}^3;$$

$$\varphi_M = 140 \frac{20,5^2}{590,6 \cdot 78,4} 1,13 = 1,436;$$

$$\xi = 1 - \frac{122,88}{1,608 \cdot 0,812 \cdot 1,326 \cdot 2130} = 0,967; \quad M_d = 45,4/0,967 = 46,95 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем клеевые швы на скалывание в опорном сечении

$$\tau = Q_0 S_{бр} / (\xi J_{бр} b_{расч}) = 118,27 \cdot 9225 / (0,966 \cdot 369\,000 \cdot 20,5) = 0,149 \text{ кН/см}^2 = \\ = 1,49 \text{ МПа} < 1,58 \text{ МПа, где } S_{бр} = bh_0^2/8 = 20,5 \cdot 60^2/8 = 9225 \text{ см}^3;$$

$$J_{бр} = bh_0^3/12 = 20,5 \cdot 60^3/12 = 369\,000 \text{ см}^4;$$

$$R_{ск} = R_{ск} m_n m_{с.л} / \gamma_n = 1,5 \cdot 1 \cdot 1/0,95 = 1,58 \text{ МПа};$$

$$\xi = 1 - 125,46 / (1,608 \cdot 0,812 \cdot 1,326 \cdot 2130) = 0,966;$$

Опорный узел решаем по рис. 8.1, к. Проверяем торец стойки на смятие вдоль волокон:

$$\sigma = N_0 / (bh_0) = 125,46 / (20,5 \cdot 60) = 0,102 \text{ кН/см}^2 = 1,02 \text{ МПа} < R_{см} / \gamma_n = \\ = 15/0,95 = 15,79 \text{ МПа.}$$

Кромка стойки на смятие поперек волокон:

$$\sigma = Q_0 / (bh_0) = 118,27 / (20,5 \cdot 20) = 0,288 \text{ кН/см}^2 = \\ = 2,88 \text{ МПа} < R_{см,0} / \gamma_n = 3/0,95 = 3,16 \text{ МПа.}$$

Рассчитываем также стальные элементы башмака, сварные швы и анкерные болты по СНиП II-23-81\*.

Коньковый узел решаем по схеме, приведенной на рис. 7.1, г. Накладки из брусев сечением 125 × 200 мм (после острожки 115 × 190 мм) длиной 1000 мм. Болты диаметром 20 мм располагаем в два ряда по высоте. Расстояние:  $e_1 = 280$  мм,  $e_2 = 720$  мм.

Взаимное смятие торцов полурам под углом к волокнам по формуле (33)

$$\sigma = N_7 / (bh) = 118,27 / (20,5 \cdot 43) = 0,134 \text{ кН/см}^2 = \\ = 1,34 \text{ МПа} < R_{см\alpha=14^\circ 02'} = 14,29 \text{ МПа,}$$

где

$$R_{см\alpha=14^\circ 01'} = \frac{15/0,95}{1 + \left( \frac{15}{1,8} - 1 \right) \sin^3 14^\circ 02'} = 14,29 \text{ МПа.}$$

Проверяем накладку на изгиб:

$$M = Q_7 \frac{e_1}{2} = 14,99 \cdot 14 = 209,86 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = \frac{M}{W_{нт}} = \frac{209,86}{1262} = 0,166 \text{ кН/см}^2 = 1,66 \text{ МПа} < R_n = 14/0,95 = 14,74 \text{ МПа,}$$

где  $W_{нт}$  — момент сопротивления накладок

$$W_{нт} = \frac{J_{нт}}{h_n/2} = 2 \left[ \frac{11,5 \cdot 19^3}{12} - 2 \left( \frac{11,5 \cdot 2^3}{12} + 11,5 \cdot 2 \cdot 3,5^2 \right) \right] / \frac{19}{2} = 1262 \text{ см}^3.$$

Рассчитываем болты по формулам (114):

$$R_1 = \frac{14,99}{1 - \frac{28}{72}} = 24,53 \text{ кН} < T_{мин} n_6 n_{ср} = 10,36 \cdot 2 \cdot 2 = 41,44 \text{ кН};$$

$$R_2 = \frac{14,99}{\frac{72}{28} - 1} = 9,54 \text{ кН} < T_{мин} n_6 n_{ср} = 10,36 \cdot 2 \cdot 2 = 41,44 \text{ кН,}$$

где по табл. 3.3, формулы (41), (42), (47), кН:

$$T_a = 0,8ad = 0,8 \cdot 11,5 \cdot 2 = 18,4;$$

$$T_c = 0,5cd = 0,5 \cdot 20,5 \cdot 2 = 20,5;$$

$$T_n = 1,8d^2 + 0,02a^2 = 1,8 \cdot 2^2 + 0,02 \cdot 11,5^2 = 9,85 < 2,5d^2 = 2,5 \cdot 2^2 = 10;$$

$$T_{\text{мин}} = T_n = 9,85/0,95 = 10,36.$$

### 8.3. ДВУХШАРНИРНЫЕ РАМЫ

Двухшарнирные рамы состоят из вертикальных стоек, закрепляемых жестко к фундаментам, и ригелей в виде балок, ферм и арок с затяжками. Стойки рам, а также торцевых стен зданий выполняют из цельных или соединенных нагелями брусьев, решетчатыми из брусьев, а также клееными (дощатыми или фанерными).

Выбор конструктивного решения зависит от схемы и высоты каркаса здания, действующих на него нагрузок, условий эксплуатации и технологии изготовления конструкций.

Решетчатые стойки чаще всего применяют в зданиях, оборудованных кранами грузоподъемностью не более 5 т. В этом случае их выполняют ступенчатыми с решетчатой нижней частью и сплошным надколонником (см. табл. 8.1, схема 7, а). Ветви стоек проектируют парными из брусьев, располагая между ними элементы решетки, закрепляемой в узлах болтами. Раскосы допускается крепить к ветвям внецентренно. Стойки торцевых стен и фахверков продольных стен закрепляют к фундаментам шарнирно болтами. В жестких опорных узлах к стойкам прикрепляют вертикальные накладки или прокладки (см. рис. 8.4, а).

Цельные стойки в зависимости от действующих усилий рассчитывают на прочность и устойчивость: по формулам (5) ... (10) — сжатые и по формулам (20) ... (27) — сжато-изгибаемые. Составные стойки на нагелях — по тем же формулам, но с учетом податливости связей (28) ... (32), конструктивного решения соединений элементов между собой и в узлах (§ 2.3).

Клееные стойки двухшарнирных рам и торцевых стен применяют в зданиях высотой более 4 м. Рамы, составленные из стоек и ригеля — один раз статически неопределимая система, которую обычно рассчитывают методом сил или с помощью ЭВМ при наиболее невыгодном сочетании нагрузок, принимая ригель бесконечно жестким. Размеры поперечного сечения назначают по табл. 8.1, вычисляют геометрические характеристики и проверяют поперечное сечение стойки у подошвы фундамента по прочности с учетом ослаблений креплениями и по устойчивости по формулам (20) ... (27).

Расчетную длину стойки в плоскости рамы принимают  $l_0 = H$ , если верх ее с помощью жесткого диска покрытия соединен с жесткими торцовыми стенами здания. Если они не могут передать горизонтальные усилия на фундамент, то  $l_0 = 2,2H$ . Гибкость стойки в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, определяют по расчетной длине, равной расстоянию между узлами вертикальных связей, поставленных по стойкам вдоль здания.

Наиболее ответственное место в стойках двухшарнирных рам — их опорные узлы. Для крепления стоек к фундаментам предложено много конструктивных решений [6, 14, 25]. При выборе того или иного следует принимать наиболее простые в изготовлении и эксплуатации, конструкция которых не требует работы древесины поперек волокон, а также большой податливости соединений.

Крепить стойки накладками, закрепленными болтами, (рис. 8.4, а, б) можно только при незначительных усилиях вследствие податливости болтовых соединений. Узлы, приведенные на рис. 8.4, в, г, более жесткие и простые. Для стоек со значительными усилиями можно применять крепления с помощью стальных или железобетонных пасынков (см. рис. 8.4, д) или вклеенных стержней (см. рис. 8.4, ж) [14, 38]. В креплении решетчатых стоек к фундаментам (см. рис. 8.4, а) определяют наибольшее растягивающее усилие ветви при загрузке стоек постоянной вертикальной и всеми горизонтальными нагрузками. Рассчитывают болты, крепящие накладки и прокладки к ветвям, по табл. 3.3, анкерные болты на растяжение — по формуле (50) и стальные траверсы на изгиб — по СНиП II-23-81\*. Расчет крепления стоек по рис. 8.4, б аналогичен приведенному выше.

В узле, показанном на рис. 8.4, в, анкерные болты крепят к стойке с помощью траверс из стальных угловых профилей, устанавливаемых в вырезы стоек (слева показана траверса из размалкованного углового профиля, справа — из обычного) и соединяемых между собой болтами. Анкерные крепления рассчитывают в такой последовательности. Определяют напряжения на поверхности фундамента при наибольшем изгибающем моменте, полученном от действия постоянных и временных нагрузок,

$$\sigma_{\text{мин}}^{\text{макс}} = - \frac{N}{bh_n} \mp \frac{6M_d}{bh_n^2}, \quad (127)$$

а также длины участков эпюры напряжений

$$x = \frac{\sigma_{\text{макс}}}{\sigma_{\text{макс}} + \sigma_{\text{мин}}} h_n; \quad a = \frac{h_n}{2} - \frac{x}{3}. \quad (128)$$

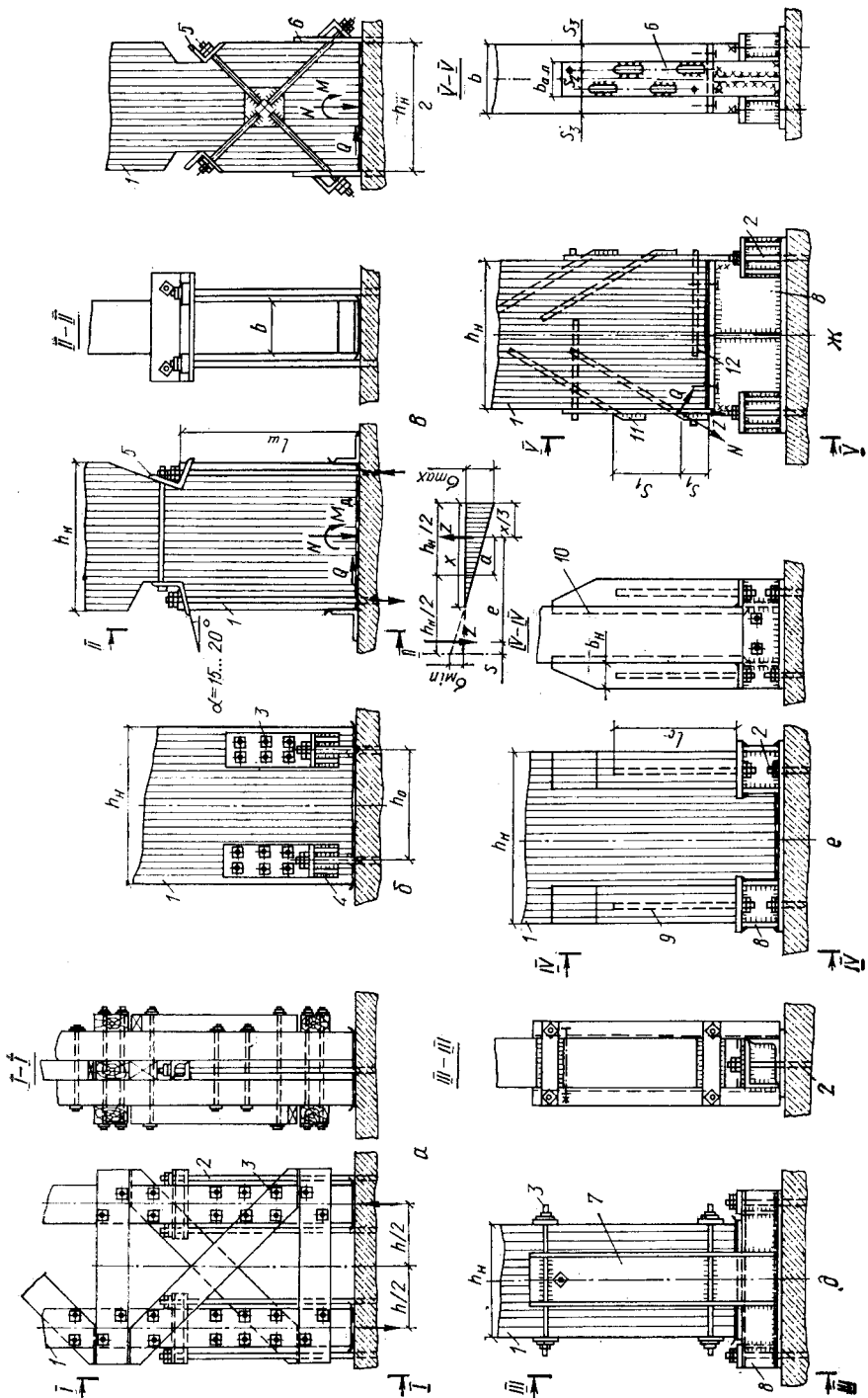
Проверяют деревянную стойку на смятие по крайевым максимальным напряжениям. Если относительный эксцентриситет  $e_0 = M_d/N > h_n/6$ , определяют расстояние между центром тяжести сжатой эпюры и центром растянутого анкера  $e = h_n - x/3 - s$ , если анкер расположен в пределах высоты нижней части стойки  $h_n$  (см. рис. 8.4, в); и  $e = h_n - x/3 + s$ , если он расположен за пределами наружной грани стойки. Усилие в анкерных болтах

$$Z = (M_d - N_a)/e, \quad (129)$$

а площадь их поперечного сечения

$$F_{\text{нт}} = Z/R_{bt}, \quad (130)$$

где  $h_n, b$  — соответственно высота и ширина нижнего сечения стойки;  $R_{bt}$  — расчетное сопротивление стальных анкерных креплений (СНиП II-23-81\*);  $M_d$  — определяют по формуле (21).





Если  $e_0 = M_d/N \leq h_n/6$  и все сечение сжато, то анкерные крепления ставят конструктивно, а суммарная их площадь сечения  $F_a \geq \geq 0,01bh_n$ . Проверяют прочность клеевого шва на участке от места установки верхних траверсов до подошвы фундамента длиной  $l_{ш}$

$$\tau_{ш} = Z/(h_{ш}b_{расч}) \leq R_{ск}^{cp}, \quad (131)$$

где  $R_{ск}^{cp}$  определяется по выражению (38).

Рассчитывают также стальные крепежные детали (траверсы, столики и т. п.). В узлах (см. рис. 8.4, а, б, в) для восприятия поперечной силы  $Q$  ставят упорные стальные элементы (см. рис. 8.4, в), привариваемые к закладным деталям фундамента.

В узле на рис. 8.4, д, изгибающий момент и поперечную силу воспринимают стальные пасынки. Передача усилия от стойки на них достигается с помощью стальных хомутов, расположенных по высоте пасынка и приваренных к нему. Хомуты снаружи затягивают гайками через стальные накладки, создающие на боковых поверхностях местное смятие древесины поперек волокон, которые следует проверить расчетом, а в процессе эксплуатации подтягивать гайки хомутов. Передать усилия с накладок на стойки можно через клеенные поперек волокон древесины стальные стержни, привариваемые к накладкам (см. рис. 3.8, б). В узлах на рис. 8.4, е стойка опирается на стальной башмак, закрепленный к фундаменту короткими стальными анкерными болтами. Растягивающие усилия с башмака на стойки передаются через клеенные стальные стержни. Деревянные накладки закрепляются к телу стойки зубчатым стыком и располагаются по узкой либо по широкой стороне стойки, образуя вместе с ее телом двутавровое сечение. Поперечная сила воспринимается стальными упорами, приваренными к верхней части опорной плиты башмака.

Для предотвращения расслоения швов рекомендуется по высоте приклеиваемых накладок с клееными продольными стержнями ставить поперечные на концах и в середине накладок (см. рис. 8.4, ж). Этот узел решается также со стальным сварным башмаком, который закрепляется к фундаменту анкерными болтами. Стойку торцом через гидроизоляционный слой из эпоксидной шпатлевки ставят на верхнюю опорную пластину башмака и закрепляют клееными наклонными стержнями из стали классов А-II...А-III, отогнутые концы которых при сборке приваривают к вертикальным стальным анкерным пластинам. Анкерные болты крепят к башмакам через приваренные к ним анкерные столики. В зависимости от действующих усилий анкерных болтов и столиков может быть два или четыре. В тело деревянной стойки, для предотвращения расслоения клеевых швов, клеивают поперечные стержни.

Рис. 8.4. Конструкции узлов крепления двухшарнирных рам к фундаментам: а — болтами решетчатых стоек; б — то же, клееных; в — с помощью анкерных болтов и траверсов; г — то же, с анкерами из полосовой стали; д — в помощью пасынков; е — с помощью продольных клеенных стержней; ж — то же, наклонных; 1 — стойка; 2 — анкерные крепления из круглой стали; 3 — крепежные болты; 4 — стальные столики; 5 — траверсы; 6 — анкерные крепления из полосовой стали; 7 — пасынки из швеллера; 8 — стальные башмаки; 9 — клеенные продольные стержни; 10 — зубчатый стык; 11 — наклонные клеенные стержни; 12 — то же, поперечные стержни.

При расчете определяют относительный эксцентриситет  $e_0 = M_n/N$ . Если  $e_0 > h/6$ , рассчитывают анкерные болты и боковые анкерные пластины по (127)...(131). При расчете анкерных пластин учитывают ослабления отверстиями от постановки вклеенных стержней.

Если конструкция стального башмака принята с выносными консолями и ось анкерных болтов находится на расстоянии  $s$  от оси анкерной пластины, ее необходимо рассчитывать с учетом изгибающего момента  $M = Zs$ ; вклеенные наклонные стержни:

по сдвигу древесины

$$Z \sin \beta / n \leq T, \quad (132)$$

где  $\beta$  — угол наклона стержня к волокнам древесины стойки;  $n$  — количество вклеенных стержней по одну сторону от продольной оси стойки;  $T$  — расчетная несущая способность вклеенного стержня, определяемая по формуле (52);  $Z$  — растягивающее усилие в анкерной пластине (см. рис. 8.4, ж);

по растяжению и изгибу вклеенного стержня

$$[N_p / (nT_a)]^2 + Q / T_n \leq 1, \quad (133)$$

где  $N_p = U \cos \beta$  — составляющая расчетного усилия, кН, вызывающая в наклонном стержне растяжение;  $Q = U \sin \beta$  — составляющая, вызывающая в стержне напряжения изгиба (см. рис. 8.4, ж);  $T_a = F_a R_a$  — расчетная несущая способность стержня по условию прочности на растяжение, кН;  $F$  — площадь сечения стержня, см<sup>2</sup>;  $R_a$  — расчетное сопротивление арматурной стали (класса А-II —  $R_a = 28,5$  кН/см<sup>2</sup>, класса А-III —  $R_a = 37,5$  кН/см<sup>2</sup>);  $T_n$  — расчетная несущая способность стержня на один шов из условия его работы на изгиб, кН, определяемая: при жестком сварном соединении (см. рис. 8.4, ж) вклеенного стержня со стальной накладкой или анкерной пластиной  $T_n = 5,5 \times d^2$  для стали класса А-II;  $T_n = 7d^2$  — для стали класса А-III, при болтовом не жестком соединении (и при сплачивании элементов составных балок)  $T_n = 4d^2$  для стали класса А-II;

$$T_n = 5d^2 \text{ для стали класса А-III}, \quad (134)$$

где  $d$  — диаметр стержня, см. Приведенные значения  $T_n$  применимы при  $\alpha = 30...45^\circ$ ;  $s_1 \geq 10d$  и  $l_n \geq 20d$  в стыках и  $l_n \geq 1,5d$  в составных балках при сплачивании. Расстояния между вклеенными стержнями поперек волокон древесины принимают: при двухрядном расположении  $s_3 \geq 3d$ ;  $s_2 \geq 6d$ ; при шахматном  $s_3 = s_2 \geq 3d$ . Однорядное расположение допускают только в элементах из клееной древесины.

Стальные башмаки, крепления к ним анкерных болтов и пластин, а также сварные швы рассчитывают по СНиП II-23-81\*.

Анкерные болты проверяют:

$$[Z / (F_{нт} R_y)]^2 + M_a / (1,47 W_{нт} R_y) < 1, \quad (135)$$

где  $M_a = 0,024d^3$  и  $M_a = 0,032d^3$  — изгибающие моменты, кН · см в узле соединения вклеенного стержня и анкерного крепления, соответственно для арматурной стали А-II и А-III;  $R_y$  — расчетное сопротивление растяжению стали (СНиП II-23-81\*).

**Пример 9. Поперечная рама здания с клееными стойками.** Спроектировать и рассчитать несущие конструкции стоек однопролетного здания для занятий спортом размерами в плане  $18 \times 60$  м, высотой до низа несущих конструкций покрытия  $H_1 = 8$  м (см. рис. 8.3, б). Здание расположено в Волынской области, относящейся к типу Б по ветровой нагрузке. Температурно-влажностные условия эксплуатации А1. Кровля рубероидная по фанерным плитам (см. пример 2). Класс ответственности здания I.

*Выбор конструктивной схемы.* Принимаем клееные стойки прямоугольного поперечного сечения с шагом вдоль здания  $B = 6$  м, жестко закрепляемые к фундаменту (см. рис. 8.4). Ригель рамы в виде двускатной дощатоклееной балки. Крепление стоек к балкам шарнирное. Устойчивость конструкций обеспечивается постановкой поперечных связей в покрытии и вертикальных продольных связей между стойками.

*Статический расчет.* Постоянные нагрузки от плит покрытия принимаем по примеру 2:  $g^H = 0,63/1,5 = 0,42$  кН/м<sup>2</sup>;  $g = 0,74/1,5 = 0,5$  кН/м<sup>2</sup>. Снеговая нагрузка для 1-го района:  $p_0 = 0,5$  кН/м<sup>2</sup>;  $c = 1$ ;  $k = (1,2 - 0,1v) 0,9 = (1,2 - 0,1 \times 4) = 0,72$ ;  $p_c^H = p_0 c k = 0,5 \cdot 1 \cdot 0,72 = 0,36$  кН/м<sup>2</sup>; при  $g_H/p_0 = 0,45/0,5 = 0,9$ ;  $n = 1,45$ ;  $p_c = 0,36 \cdot 1,45 = 0,52$  кН/м<sup>2</sup>; нагрузка от веса балки по уравнению (4):

$$g_{с.в} = \frac{0,51 + 0,52}{\frac{1000}{7,5 \cdot 18} - 1} = 0,16 \text{ кН/м}^2.$$

Постоянное расчетное давление на стойку (см. рис. 8.3, б) от покрытия  $P_B^H = (0,51 + 0,16) 6 \cdot 18/2 = 35,64$  кН.

То же, от стенового ограждения с учетом элементов крепления при  $h_{оп} = 0,8$  м

$$P_{ст} = (0,38 + 0,1) (8 + 0,8) 6 = 25,34 \text{ кН.}$$

Расчетную нагрузку от собственного веса стойки принимаем  $P_{с.в} = 4,5$  кН.

Расчетное давление на стойку от снега  $P_B^c = 0,52 \cdot 6 \cdot 18/2 = 28,08$  кН. Скоростной напор ветра на высоте до 10 м для местности типа Б:  $p_B = 0,45$  кН/м<sup>2</sup>; аэродинамические коэффициенты  $c = +0,8$ ;

$c_1 = -0,54$ ;  $c_2 = -0,4$  (в покрытии);  $c_3 = -0,5$  при  $H/l = 8,8/18 = 0,49$ ;  $B/l = 60/18 = 3,33 > 2$  (см. рис. 7.3, б).

Расчетная ветровая нагрузка на раму от стены, кН/м:

давление  $p_B^d = p_B n c B_1 = 0,45 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 6 = 2,59$ ; отсос  $p_B^o = -0,45 \cdot 1,2 \times 0,5 \cdot 6 = -1,62$ ,

где  $n = 1,2$  — коэффициент перегрузки для ветровой нагрузки.

Ветровая нагрузка на раму от участка стен выше верха стоек, кН:

давление  $W_B^d = p_B^d n c h B_1 = 0,45 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 1,7 \cdot 6 = 4,41$ ; отсос  $W_B^o = -0,45 \times 1,2 \cdot 0,5 \cdot 1,7 \cdot 6 = 2,75$ , где  $h = 1,7$  — наибольшая высота покрытия, включая высоту балки и толщину плит.

Усилия в стойках рамы. Рама один раз статически неопределимая система. За неизвестное принимаем продольное усилие  $X$  в ригеле, которое определяем для каждого вида загрузки отдельно:

от ветровой нагрузки, приложенной в уровне ригеля,

$$X_w = - (W_B^d - W_B^o)/2 = - (4,41 - 2,75)/2 = - 0,83 \text{ кН,}$$

от ветровой нагрузки на стены

$$X_p = - \frac{3}{16} H_1 (p_B^d - p_B^o) = - \frac{3}{16} \cdot 8 (2,59 - 1,62) = - 1,46 \text{ кН;}$$

от стенового ограждения при расстоянии между серединой стенового ограждения и стойкой  $e = \frac{0,184 + 0,528}{2} = 0,356$  м, где 0,184 — толщина стеновой панели;

0,528 — высота сечения колонны (ориентировочно)

$$M_{ст} = P_{ст}e = -25,34 \cdot 0,356 = -9,02 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$X_{ст} = -9M_{ст}/(8H_1) = -9(-9,02)/(8 \cdot 8) = 1,27 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты в заделке стоек:

$$M_{л} = [(4,41 - 0,83 - 1,46) 8 + (2,59 \cdot 8^2/2)] 0,9 + 1,27 \cdot 8 - 9,02 = 91 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{пр} = [(2,75 + 0,83 + 1,46) 8 + (1,62 \cdot 8^2/2)] 0,9 - 1,27 \cdot 8 + 9,02 = 81,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы в заделке стоек, кН:

$$Q_{л} = (4,41 - 0,83 - 1,46 + 2,59 \cdot 8) 0,9 + 1,27 = 21,83,$$

$$Q_{пр} = (2,75 + 0,83 + 1,46 + 1,62 \cdot 8) 0,9 - 1,27 = 14,93.$$

Продольные силы в заделке стоек  $N_{л} = N_{пр} = 35,64 + 25,34 + 4,5 + 28,08 \cdot 0,9 = 90,75$  кН, где 0,9 — коэффициент, учитывающий действие двух временных нагрузок.

Принимаем стойку прямоугольного постоянного по высоте поперечного сечения из 16 досок толщиной 3,3 см, шириной 16 см (после острожки из досок  $4,0 \times 17,5$  см). Тогда  $h = 3,3 \cdot 16 = 52,8$  см;  $b = 16$  см.

Проверяем прочность поперечного сечения стойки по нормальным напряжениям по (20):

$$\sigma = \frac{90,75}{844,8} + \frac{12415}{7434,2} = 0,107 + 1,670 = 1,777 \text{ кН/см}^2 = 17,77 \text{ МПа} < 17,8 \text{ МПа},$$

где  $R_c = R_c m_b m_n m_g / \gamma_n = 1,5 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 0,989 / 1 = 1,78 \text{ кН/см}^2 = 17,8 \text{ МПа}$ ;  $F_{расч} = 16 \cdot 52,8 = 844,8 \text{ см}^2$ ;

$$M_d = 9100 / 0,733 = 12415 \text{ кН} \cdot \text{см по (21)};$$

$$\xi = 1 - \frac{90,75}{0,226 \cdot 1,78 \cdot 844,8} = 0,733 \text{ по (22)};$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,2H_1}{r} = \frac{1760}{0,289 \cdot 52,8} = 115,34, \text{ по (9)};$$

$$\varphi = 3000/\lambda^2 = 3000/115,34^2 = 0,226 \text{ по табл. 2.2};$$

$$W_{расч} = 16 \cdot 52,8^2/6 = 7434,2 \text{ см}^3.$$

Вдоль здания стойки раскрепляем обвязочным брусом, укладываемым по верху их, вертикальными связями и распорками, устанавливаемыми по середине их высоты по наружным граням. Устойчивость плоской формы деформирования стойки с раскрепленной растянутой кромкой проверяем по формуле (26):

$$\frac{90,75}{0,1 \cdot 7,762 \cdot 1,78 \cdot 844,8} + \frac{12415}{1,968 \cdot 1,634 \cdot 1,78 \cdot 7434,2} = 0,078 + 0,292 = 0,37 < 1;$$

$$\varphi = 3000/\lambda^2 = 3000/173,01^2 = 0,1; \quad \lambda = l_0/r = 800/(0,289 \cdot 16) = 173,01;$$

$$k_{пН} = 1 + [0,75 + 0,06(800/52,8)^2 - 1] 1^2/(1^2 + 1) = 7,762 \text{ по (27)}$$

$$\varphi_m = 140 \frac{16^3}{800 \cdot 52,8} 2,32 = 1,968 \text{ по (17)};$$

$$k_{\phi} = 2,32 \text{ (см. табл. 2.4)}.$$

$$k_{пм} = 1 + \left[ 0,142 \frac{800}{52,8} + 1,76 \frac{52,8}{800} - 1 \right] \frac{1^2}{1^2 + 1} = 1,634$$

по (18).

Для случая сжатой наружной грани стойки, расчетная длина ее в плоскости, перпендикулярной плоскости рамы, равна 400 см. Устойчивость плоской формы деформирования стойки проверяем для нижнего ее участка, как более неблагоприятного, по формуле (26),

$$\frac{90,75}{0,401 \cdot 1,78 \cdot 844,8} + \left( \frac{11\,160}{2,444 \cdot 1,78 \cdot 7434,2} \right)^2 = 0,151 + 0,119 = 0,270 < 1;$$

$$\varphi = 3000/86,51^2 = 0,401; \quad \lambda = 400/(0,289 \cdot 16) = 86,51;$$

$$M_d = 8180/0,733 = 11\,160 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\varphi_M = 140 \cdot 16^2/(400 \cdot 52,8) \cdot 1,44 = 2,444.$$

Для определения значения  $k_\phi$  вычислим изгибающий момент в правой стойке на высоте четырех метров:

$$M'_{пр} = [(2,75 + 0,83 + 1,46) 4 + (1,62 \cdot 4^2/2)] 0,9 - 1,27 \cdot 4 + 9,02 = 33,75 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$k_\phi = 1,75 - 0,75\alpha = 1,75 - 0,75 \cdot 0,413 = 1,44 \text{ (см. табл. 2.4); } \alpha = 33,75/81,8 = 0,413.$$

Проверяем клеевые швы на скалывание:

$$\tau = QS_{бр}/(\xi J_{бр} b_{расч}) = 21,83 \cdot 5575,7/(0,733 \cdot 19\,624 \cdot 16) = 0,053 \text{ кН/см}^2 = 0,53 \text{ МПа} < R_{ск} = 1,8 \text{ МПа, где } R_{ск} = R_{ск} m_b m_n / \gamma_n = 1,5 \cdot 1 \times 1,2/1 = 1,8 \text{ МПа.}$$

$$S_{бр} = 16 \cdot 52,8^2/8 = 5575,7 \text{ см}^3; \quad J_{бр} = 16 \cdot 52,8^3/12 = 196\,264 \text{ см}^4.$$

Опорный узел стойки решаем по рис. 8.4, ж. Анкерные болты рассчитываем по максимальному растягивающему усилию при действии постоянной нагрузки с коэффициентом перегрузки  $n = 0,9$  вместо  $n = 1,1$  и ветровой нагрузки  $N = 35,64 + 25,34 + 4,5$   $\div 1,1$   $0,9 = 53,57 \text{ кН};$

$$M = (4,41 - 0,83 - 1,46) 8 + \frac{2,59 \cdot 8^2}{2} + 1,27 \cdot 8 \cdot \frac{0,9}{1,1} - 9,02 \times \frac{0,9}{1,1} = 100,77 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Принимаем опорную плиту базы колонны размерами 34 × 65 см. Определяем напряжения на поверхности фундамента:

$$\sigma_{\max/\min} = -\frac{53,57}{34 \cdot 65} \mp \frac{6 \cdot 11\,962}{34 \cdot 65^2} = -0,024 \mp 0,500;$$

$$M_d = 10\,077/0,842 = 11\,962 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad \xi = 1 - 53,57/(0,226 \cdot 1,78 \cdot 844,8) = 0,842 \text{ по (21);}$$

$$\sigma_{\max} = -0,524 \text{ кН/см}^2, \quad \sigma_{\min} = 0,476 \text{ кН/см}^2.$$

Поскольку относительный эксцентриситет  $e_0 = M_d/N = 11\,962/53,57 = 223,30 \text{ см}$  больше  $h/6 = 52,8/6 = 8,8 \text{ см}$ , следует рассчитывать анкерные болты и боковые анкерные пластины.

Для фундамента принимаем бетон класса В10 с расчетным сопротивлением  $R_b = 6 \text{ МПа}$ . Вычисляем размеры участков эпюры напряжений, которая для опоры стойки по рис. 8.4, ж аналогична эпюре, приведенной на рис. 8.4, в.

$$x = \frac{0,524}{0,524 + 0,476} 65 = 34,1 \text{ см};$$

$$a = \frac{h_n}{2} - \frac{c}{3} = \frac{65}{2} - \frac{34,1}{3} = 21,1 \text{ см};$$

$$e = h_n - \frac{x}{3} - s = 65 - \frac{34,1}{3} - 6,1 = 47,5 \text{ см}.$$

Усилие в анкерных болтах по (129):

$$Z = \frac{11\,962 - 53,57 \cdot 21,1}{47,5} = 228,04 \text{ кН}.$$

Площадь поперечного сечения болта  $F_{нт}^6 = Z/(n_6 R_{el}) = 228,04/(2 \cdot 18) = 6,33 \text{ см}^2$ ,

где  $n_6 = 2$  — количество анкерных болтов с одной стороны стойки;  $R_{el}$  — расчетное сопротивление болтов растяжению, равное  $18 \text{ кН/см}^2$  для анкерных болтов диаметром  $33 \dots 60 \text{ мм}$  из стали марки 09Г2С (см. СНиП II-23-81\*, прил. 2, табл. 60).

По прил. IV (табл. 1) находим  $d = 36 \text{ мм}$  с  $F_{нт} = 7,44 \text{ см}^2$ .

Рассчитываем элементы базы колонны. Принимаем наклонные клеенные стержни из арматурной стали класса А-III. Определяем расчетную несущую способность наклонного клеенного стержня (52):

$$T = R_{ск\ 30^\circ} \pi (d + 0,5) l_1 k_1 = 0,202 \cdot 3,14 \cdot 2,9 \cdot 40 \cdot 0,87 = 64,01 \text{ кН}.$$

где  $d = 2,4 \text{ см}$  — номинальный диаметр стержня;  $l_1$  — длина заделываемой части стержня (не менее  $10d$  и не более  $30d$ );  $l_1 = 40 \text{ см}$ ;  $30^\circ$  — угол наклона стержней по отношению к волокнам древесины стойки;  $R_{ск\ 30^\circ}$  — расчетное сопротивление древесины скалыванию под углом  $30^\circ$  к волокнам по (1):

$$R_{ск\ 30^\circ} = \frac{2,1 \cdot 1,2}{1 + \left(\frac{2,1}{0,7} - 1\right) \sin^3 30^\circ} = 2,02 \text{ МПа} = 0,202 \text{ кН/см}^2;$$

$$k_1 = 1,2 - 0,02 \frac{40}{2,4} = 0,87 \text{ по (53)}.$$

Рассчитываем наклонно клеенные стержни по сдвигу древесины по (132):

$$228,04 \cdot \sin 30^\circ / 4 = 28,5 \text{ кН} < T = 64,01 \text{ кН}.$$

Проверяем клеенные стержни по растяжению и изгибу стержня по (133):

$$\left(\frac{228,04 \cos 30^\circ}{4 \frac{3,14 \cdot 2,4^2}{4} 36,5}\right)^2 + \frac{228,04 \sin 30^\circ}{4 \cdot 40,32} = 0,089 + 0,707 = 0,796 < 1,$$

где  $R_s = 36,5 \text{ кН/см}^2$  — расчетное сопротивление арматурного стержня диаметром  $24 \text{ мм}$  из стали класса А-III;  $T_n = 7d^2 = 7 \cdot 2,4^2 = 40,32 \text{ кН}$  — расчетная несущая способность изгибу стержня из арматурной стали класса А-III.

Анкерные пластины принимаем размером  $10 \times 160 \text{ мм}$  из стали марки ВСтЗпс 6-1. Проверяем анкерные пластины по (135):

$$\begin{aligned} & [Z/(F_{нт} R_y)]^2 + [M_a/(1,47 W_{нт} R_y)] = (228,04/(1 \cdot 16 \cdot 23))^2 + \\ & + [0,442 \cdot 6/(1,47 \cdot 1^2 \cdot 16 \cdot 23)] = 0,384 + 0,005 = 0,389 < 1, \text{ где } M_a = \\ & = 0,032d^3 = 0,032 \cdot 2,4^3 = 0,442 \text{ кН} \cdot \text{см} \end{aligned}$$

— для случая клеенных стержней из стали класса А-III;  $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$  — расчетное сопротивление листовой стали (см. СНиП II-23-81, прил. 1, табл. 51).

## Глава 9. БАЛОЧНЫЕ ФЕРМЫ

### 9.1. ОСНОВНЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ И КЛАССИФИКАЦИЯ

Балочные фермы представляют собой систему стержней, как правило, шарнирно соединенных в узлах и работающих, в основном, на продольные усилия.

Они могут иметь различное количество панелей в зависимости от размера пролета и схемы. По очертанию стропильные фермы делят на треугольные, прямоугольные, многоугольные, трапециевидные, сегментные и шпренгельные. Треугольные наименее эффективны, поскольку усилия в поясах резко уменьшаются по длине от опоры к середине пролета, а в решетке — наоборот, поэтому фермы этого типа наиболее материалоемки. Применяют их только при кровлях с большими уклонами. Наиболее рациональны сегментные и многоугольные фермы, очертание которых приближается по форме к эпюре моментов. Поэтому усилия в поясах близки по значению, а элементы решетки нагружены незначительно.

Сегментные, многоугольные и трапециевидные фермы применяют при рулонной кровле. В фермах прямоугольного очертания усилия в поясах при равномерно распределенной нагрузке возрастают от опор к середине пролета, а в решетке соответственно уменьшаются. Трапециевидные фермы по распределению усилий занимают промежуточное положение между треугольными и прямоугольными.

Окончательно схему фермы принимают после учета эксплуатационно-технологических, архитектурно-строительных требований, трудоемкости изготовления, расхода материалов и стоимости. Схемы рекомендуемых для строительства ферм, их основные размеры и технико-экономические показатели приведены в табл. 9.1.

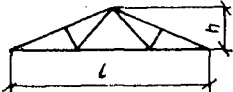









Фермы выполняют большей частью металлодеревянными. Верхние пояса в них, а также сжатые элементы решетки из древесины. Клееные пояса разрезные либо неразрезные, что предпочтительнее. Для нижних поясов и растянутых элементов решетки применяют стальные профили, чаще всего угловые, а при незначительной высоте ферм и пролетов — круглого сечения. Решетка треугольная или раскосная. Стержни ее, как правило, центрируют в узлах. Внецентренное их крепление к поясам допустимо лишь в сегментных и многоугольных фермах, усилия в решетке которых незначительны.

При наличии агрессивных сред либо по технологическим требованиям эксплуатации, фермы могут быть цельнодеревянными. В этом случае в нижнем поясе необходимо использовать высококачественную древесину первого сорта. При построечном изготовлении можно применять брусья или бревна.

Рассчитывают фермы на следующие сочетания нагрузок:

постоянная и временная нагрузки, распределенные по всему пролету для определения наибольших усилий в элементах поясов ферм;  
постоянная нагрузка, распределенная по всему пролету, временная — либо на всю длину фермы, либо на ее половину для определения усилий в элементах решетки.

Таблица 9.1. Типы ферм [11, 38]

№ п/п	Схема	Пролет, м	h/l	k <sub>с.в</sub>	k <sub>м</sub> , %	Способ изготовления
Металлодеревянные:						
1	крупнопанельные с прямоугольным верхним поясом	12...36	1/5...1/7	3,5...5	25...35	Заводской
						
2	то же	12...36	1/6...1/7	3...4,5	25...35	»
						
3	брусчатые на пластинчатых нагелях	12...18	1/4...1/6	3,5...4	25...30	Полузаводской
						
4	то же	12...24	1/6...1/7	3,5...4	25...35	»
						
5	сегментные	12...36	1/6...1/7	2,5...4	30...35	Заводской
						
Брусчатые и бревенчатые:						
6	на лобовых врубках	9...18	1/5	4,5...6	15...20	Построечный
						
7	то же	12...24	1/6	4...6	15...20	»
						
8	На клеенных стержнях	12...24	1/6...1/7	—	—	Заводской
						
9	На металлических зубчатых пластинах	9...15	1/6	4...5	15	То же
						
10	то же	12...18	1/6...1/7	4...5	15	»
						



Определяют усилия в элементах ферм методами строительной механики. При использовании неразрезных верхних поясов значения изгибающих моментов, возникающих при внеузловом приложении нагрузок, определяют как в неразрезных балках с учетом деформированной схемы. При пролетах ферм более 30 м одну из опор делают подвижной. Для уменьшения деформативности обязателен строительный подъем не менее  $\frac{1}{200}l$ .

## 9.2. МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫЕ БОЛЬШЕПАНЕЛЬНЫЕ ФЕРМЫ С КЛЕНЫМ И БРУСЧАТЫМ ВЕРХНИМ ПОЯСОМ

Металлодеревянные фермы с прямолинейным клееным верхним поясом относятся к индустриальному типу. Их проектируют трапециевидными под рубероидную кровлю и треугольными под асбестоцементную. Верхние пояса из клееных блоков прямоугольного сечения на всю длину от опоры до конька, т. е. неразрезные либо разрезные со стыкованием блоков в каждом узле верхнего пояса. Для нижнего пояса применяют стальные угловые профили.

Решетка ферм треугольная с нисходящим опорным раскосом, а стойку располагают либо вертикально, либо перпендикулярно верхнему поясу. Ввиду значительной длины панелей, приложение нагрузки к верхнему поясу внеузловое, в результате чего в нем возникают усилия сжатия и изгиба. Для уменьшения изгибающего момента в узлах пояса создают эксцентричное приложение осевой силы, подрезая пояс либо смещая площадки смятия. Этот конструктивный прием вызывает возникновение изгибающего момента с обратным знаком. Значение его, определяемое по формуле (108), должно составлять не более 25 % балочного момента для треугольных ферм и не более 40 для трапециевидных.

При проектировании узлов эксцентриситеты рекомендуют назначать одинаковыми. Если они различные, в расчет вводят их среднее значение. Узловые соединения решают с помощью стальных крепежных деталей. В опорном узле А (рис. 9.1) верхний пояс упирается в металлический башмак. Размеры упорных элементов принимают по расчету, а расположение их относительно нейтральной оси пояса назначают после вычисления необходимого эксцентриситета. В узле Б в местах опирания стоек в верхний пояс ставят распределительные подбалки, улучшающие работу его на смятие поперек волокон. Узел Г решают с помощью сварного металлического башмака, выполненного с соответствующими упорами в местах примыкания сжатых элементов решетки. Узел В проектируют с упором торцов поясов с соответствующей подрезкой и парными накладками (по расчету), а также предусматривают крепежные элементы для подвески решетки.

После определения геометрических размеров, усилий во всех стержнях фермы и расчетных изгибающих моментов в панелях верхнего пояса предварительно задают его поперечное сечение по формуле

$$\frac{N}{bh} + \frac{6M}{bh^2\gamma} \leq R_c, \quad (136)$$

где  $M$  — изгибающий момент в панели пояса от внеузловой приложения нагрузки;  $\xi = 0,7 \dots 0,8$ ;  $b$  назначают с учетом сортамента досок и условий монтажа.

Находят требуемую высоту поперечного сечения, согласованную с толщиной доски после острожки, уточняют значение эксцентриситетов и проверяют сечение пояса по нормальным напряжениям по формулам (20)...(25)

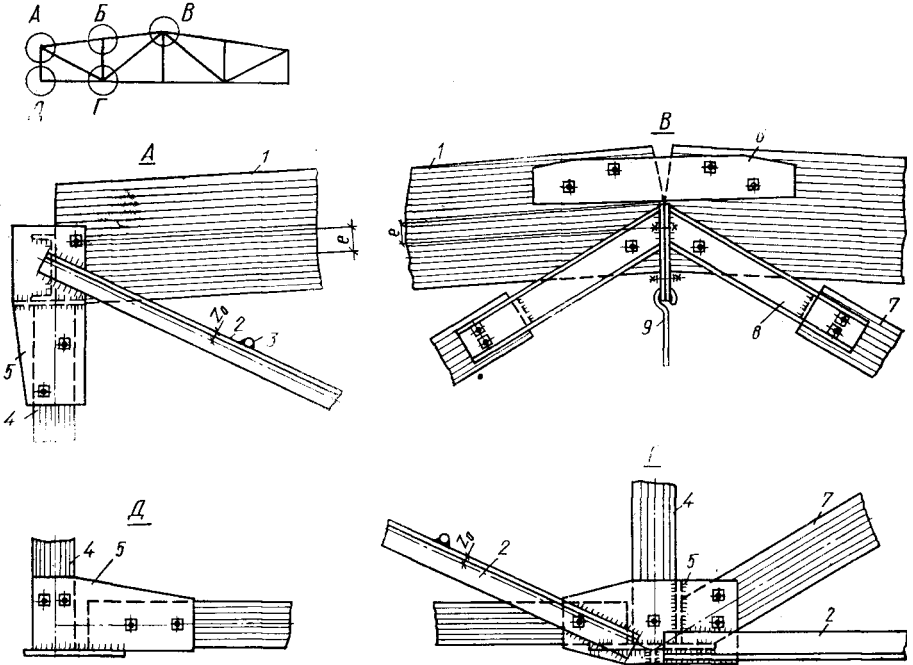


Рис. 9.1. Металлодеревянная ферма с верхним клееным поясом:

1 — верхний пояс; 2 — стальной нижний пояс и раскосы; 3 — соединительные элементы; 4 — стойки; 5 — стальные башмаки; 6 — накладки; 7 — раскосы деревянные; 8 — крепежные элементы; 9 — подвеска.

Назначают расстановку поперечных связей в покрытии и проверяют сечение пояса по устойчивости плоской формы деформирования по (26). Рассчитывают прочность клееного шва верхнего пояса по (109) с учетом коэффициента  $k_{ск}$  (см. рис. 7.3, а). Затем рассчитывают сечение металлических элементов фермы (нижний пояс и опорный раскос), подбирают сечение деревянных сжатых элементов решетки по формулам (7), (8), а растянутых — по (5).

Рассчитывают узлы фермы, в которых проверяют: на смятие вдоль волокон торцы верхнего пояса и стойки фермы, верхний пояс — на смятие поперек волокон на усилие в стойках, металлические упорные башмаки — по условиям изгиба, сварные швы, крепящие опорный раскос к металлическим башмакам, а также крепежные металлические детали.

Определяют прогиб верхнего пояса фермы:

$$f = f_0 - Ne_{cp} \frac{d_0^2}{16EJ_{cp}\xi} \leq f_{np} = \frac{d_0}{200}, \quad (137)$$

где  $f_0$  — прогиб от действия равномерно распределенной нагрузки для одно- или многопролетной балки в зависимости от схемы верхнего пояса;  $d_0$  — длина панели верхнего пояса;  $E$  — модуль упругости древесины;  $J_{cp}$  — момент инерции сечения пояса.

Назначают строительный подъем и проверяют элементы фермы на монтажные нагрузки, возникающие во время ее подъема (см. § 10.3).

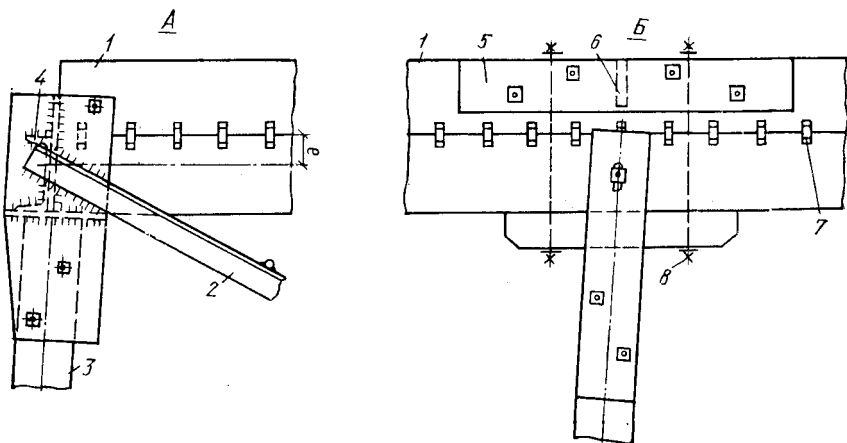


Рис. 9.2. Узлы металлодеревянной фермы с брусчатым верхним поясом на пластинчатых нагелях (по схеме рис. 9.1):

1 — верхний пояс; 2 — стальной раскос; 3 — стойка; 4 — стальной башмак; 5 — накладка; 6 — пропил; 7 — пластинчатый нагель; 8 — болт.

**Металлодеревянные брусчатые фермы на пластинчатых нагелях** — конструкции индустриального изготовления. Верхние пояса их (длина панели до 6,5 м) изготовляют из двух либо трех чистообрезных брусьев, соединяемых друг с другом в отдельные балки пластинчатыми нагелями. Блоки, создающие разрезной верхний пояс, стыкуют торцами друг с другом, а места стыков перекрывают установленными на металлических болтах парными накладками. Также как и в металлодеревянных фермах из клееных элементов, верхние пояса брусчатых ферм воспринимают внеузловые нагрузки и в них, кроме продольных усилий, возникают изгибающие моменты. Для снижения последних рекомендуют для внецентрального стыкования блоков путем подрезки торцов, создающее конструктивные эксцентриситеты (рис. 9.2). Условия опирания каждой панели верхнего пояса должны быть одинаковы. Блок пояса считают опертым, если площадь его смятия составляет не менее  $\frac{1}{3}$  площади всего бруса. Расчетные изгибающие моменты в разрезном верхнем поясе следует принимать по рис. 9.3.

Верхний пояс фермы на пластинчатых нагелях компонуют аналогично балкам того же решения (см. § 6.4). Для снижения деформатив-

ности верхних поясов в зоне опирания стоек (см. рис. 9.2) им следует придавать строительный подъем относительно смежных узлов, равный полуторному строительному подъему балок.

Элементы нижнего пояса, а также нисходящего опорного раскоса проектируют из стальных угловых профилей либо круглой стали. В этом случае рационально использовать одиночные тяжи, что упрощает регулирование их натяжения. Сжатые элементы решетки выполняют из чистообрезных брусев шириной, равной ширине верхнего пояса. Узлы этих ферм по конструктивным решениям не отличаются от узлов ферм с клееными элементами (см. рис. 9.2).

После статического расчета фермы определяют геометрические размеры верхнего пояса, причем ширину его устанавливают по условиям монтажа с учетом сортамента обрезных брусев. Высоту сечения можно определить по формуле (136), в знаменатель второго члена которой вводят коэффициент  $k_w$  (см. табл. 2.6).

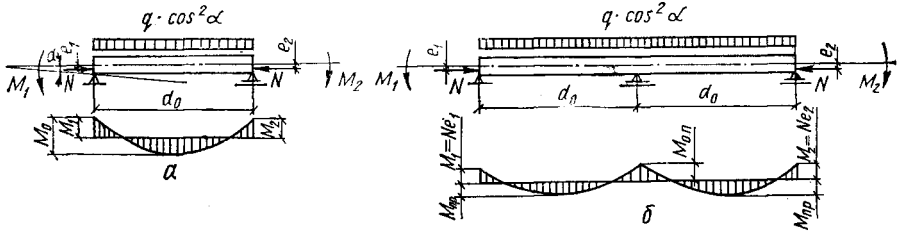


Рис. 9.3. Расчетные схемы изгибающих моментов в фермах с прямолинейным верхним поясом:

*a* — с разрезным; *b* — с неразрезным.

Количество пластинчатых нагелей на половине длины панели определяют из условия размещения:

$$n_{пл} = \frac{1,2M_d}{hT_{пл}} + k \frac{N_c}{T_{пл}}, \quad (138)$$

где  $M_d = M/\xi$ ;  $T_{пл}$  — несущая способность пластинчатого нагеля, вычисляемая по формуле (49);  $k$  — коэффициент, учитывающий увеличение сдвигающей силы по швам брусев, вследствие опирания их неполным сечением ( $k = 0,4$  — при упоре одним брусом;  $k = 0,2$  — при упоре нижним и средним брусьями;  $k = 0$  — при упоре всеми брусьями).

Из формулы (138)

$$h = 1,2M_d / \left[ T_{пл} \left( n_{пл} - k \frac{N}{T_{пл}} \right) \right],$$

где  $n_{пл} = \frac{0,4d_0}{S}$ ;  $S$  — шаг пластинчатых нагелей, принимаемый по § 6.4;  $d_0$  — длина панели верхнего пояса.

После этого komponуют сечение, назначают расстояние между пластинчатыми нагелями и определяют их количество. Проверяют сечение верхнего пояса фермы по формулам (20)...(25) с введением коэффициентов  $k_w$  и  $k_{ж}$  (см. табл. 2.6).

Устойчивость наиболее напряженной ветви, если ее расчетная длина превышает семь толщин ветви, по формуле (32):

$$\frac{N}{F_{бр}} + \frac{M_d}{W_{бр}} \leq \varphi_1 R_c,$$

где  $\varphi_1$  — коэффициент продольного изгиба отдельной ветви при ее расчетной длине  $l_1$ .

Устойчивость в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы, без учета изгибающего момента проверяют по формуле (19). Сечение нижнего пояса и элементов решетки, а также узловые соединения проверяют по СНиП II-23-81\*. Строительный подъем блоков верхнего пояса определяют по формуле (104), а всей фермы — из условия  $f_{стр} \geq \geq 1/200l$ .

**Пример 10. Вариант 1.** Спроектировать пятиугольную большепанельную металлодеревянную ферму с разрезным клееным верхним поясом для покрытия здания больницы в Киевской области. Класс ответственности здания I. Ограждающие конструкции приняты по примеру 2. Материал деревянных элементов — сосна (ГОСТ 8486—66\*\*), металлических — сталь ВстЗпсб (ТУ 14-1-3023-80).

Пролет фермы  $l = 24$  м, высота  $h = 3,6$  м, уклон кровли  $i = 0,1$ , шаг конструкций 6 м.  $h_{оп} = 3,6 - 12 \cdot 0,1 = 2,4$  м.

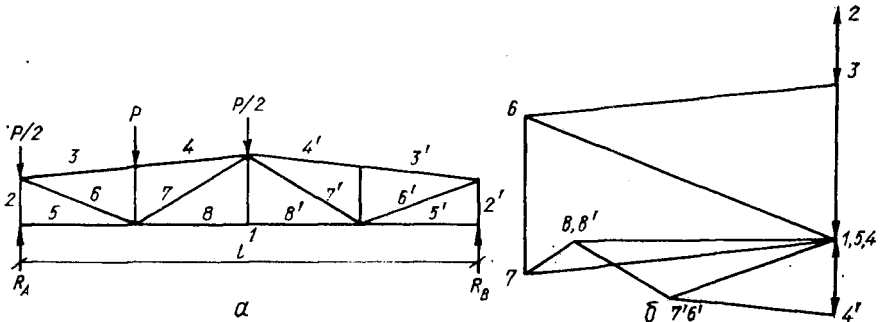


Рис. 9.4. Определение усилий в элементах фермы:

$a$  — схема нагрузок;  $b$  — диаграмма усилий от равномерно распределенной нагрузки на левой половине фермы.

Длина панелей верхнего пояса 3—6, 4—7 при  $\text{tg } \alpha = 0,1$  и  $\alpha = 5,42^\circ$ ,  $d = 6/\cos \alpha = = 6,03$  м;

раскоса 5—6

$$l_p = \sqrt{2,4^2 + 6^2} = 6,46 \text{ м};$$

раскоса 7—8

$$l_p = \sqrt{3,6^2 + 6^2} = 7 \text{ м}, \text{ стойки } 6-7 \text{ } l_c = 2,4 + 0,6 = 3 \text{ м (рис. 9.4).}$$

Статический расчет. Нагрузки от покрытия (по примеру 2):

$$g^H = 0,42 \text{ кН/м}^2; \quad g = 0,5 \text{ кН/м}^2; \quad p^H = pc = 0,7 \cdot 1 = 0,7 \text{ кН/м}^2.$$

Нагрузка от собственного веса фермы по формуле (4)

$$g_{с.в}^H = \frac{0,42 + 0,7}{\frac{1000}{4,5 \cdot 24} - 1} = 0,14 \text{ кН/м}^2.$$

$$\text{При } \frac{g^H + g_{с.в}^H}{P_0} = \frac{0,42 + 0,14}{0,7} = 0,8 \text{ по [31]} \quad n_c = 1,5.$$

Нагрузка на один метр верхнего пояса, кН/м:

$$g^H = (0,42 + 0,14) 6 = 3,36; \quad g = (0,5 + 0,14 \cdot 1,1) 6 = 3,9 \text{ кН/м};$$

$$p = 0,7 \cdot 1,5 \cdot 6 = 6,3.$$

Узловые нагрузки, кН:

$$P_g = 3,9 \cdot 6 = 23,5; \quad P_p = 6,3 \cdot 6 = 38.$$

Продольные усилия в стержнях фермы определяем построением диаграммы Максвелла — Кремоны от  $P = 1$  (см. рис. 9.4) с последующим умножением единичных усилий на соответствующую узловую нагрузку. Результаты расчета сведены в табл. 9.2.

Таблица 9.2. Расчетные усилия в элементах фермы, кН

Наименование элемента	Обозначение	Усилия от $P = 1$ кН от нагрузки			Усилия от нагрузок			Расчетные усилия		
		слева	справа	полной	постоянной $P_g = 23,5$	Снеговой $P_p = 38$ кН			+	-
						слева	справа	полной		
Верхний пояс	3—6	-2,1	-1,0	-3,1	-72,9	-79,8	-38	-107,8	—	-180,7
	4—7	-2,1	-1,0	-3,1	-72,9	-79,8	-38	-107,8	—	-180,7
Нижний пояс	1—8	1,7	1,7	3,4	80	64,6	64,6	129,2	209,2	—
Раскосы	5—6	2,2	1,1	3,3	77,6	83,6	41,8	125,4	203	—
	7—8	0,4	-0,8	-0,4	-9,4	15,2	-30,4	-15,2	5,8	-39
Стойка	6—7	-1	-0	-1	-23,5	-38	0	-38	—	-61,5
Опорные реакции	$R_a$	-1,5	-0,5	-2	-47	-57	-19	-76	—	-123
	$R_b$	-0,5	-1,5	-2	-47	-19	-57	-76	—	-123

Верхний пояс 3—6, 4—7 рассчитываем как сжато-изгибаемый элемент на продольное усилие  $N = 180,7$  кН и изгибающий момент от поперечной нагрузки, определяемый при условии разрезности пояса (см. рис. 9.3, а).

$$M = -0,125ql^2 = -0,125 \cdot 10,2 \cdot 6^2 = -46,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $q = 3,9 + 6,3 = 10,2$  кН/м.

Эксцентриситет  $e = 3a = 3 \cdot 3,3 = 9,9$  см, что не выходит за пределы рекомендаций формулы (109).  $e_{\text{макс}} = M/[N(\xi + 1)] = 4650/[180,7(0,9 + 1)] = 13,5$  см, т. е.  $9,9 < 13,5$  см.

Принимаем верхний пояс в виде клееного разрезного бруса прямоугольного поперечного сечения шириной  $b = 16$  см (с учетом острожки) из досок шириной 17,5 см. Высоту поперечного сечения komponуем из 11 досок:

$$h = 3,3 \cdot 11 = 36,3 \text{ см}; \quad F = bh = 16 \cdot 36,3 = 580,8 \text{ см}^2;$$

$$W = bh^2/6 = 16 \cdot 36,3^2/6 = 3514 \text{ см}^3.$$

Определяем расчетный момент в верхнем поясе как для неразрезной балки (см. рис. 9.3).

$$M = M_{\text{оп}} - Ne = 46,5 - 180,7 \cdot 0,099 = 28,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем сечения по нормальным напряжениям (20):

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{нт}}} + \frac{M_{\text{д}}}{W_{\text{расч}}} = \frac{180,7}{580,8} + \frac{2870}{3514 \cdot 0,77} = 1,37 \text{ кН/см}^2 = 13,7 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа},$$

где 
$$\xi = 1 - \frac{N\lambda^2}{3000F_{нт}R_c} = 1 - \frac{180,7 \cdot 57,5^2}{3000 \cdot 580,8 \cdot 15} = 0,77;$$

$$\lambda = l/(0,289h) = 603/(0,289 \cdot 36,3) = 57,5.$$

Для обеспечения устойчивости плоской формы деформирования верхний пояс раскрепляем поперечными связями через 3 м (26):

$$\frac{N}{\varphi_y F R_c} + \left( \frac{M}{\varphi_m R_{иW}} \right)^2 = \frac{180,7}{580,8 \cdot 0,71 \cdot 1,5} + \left( \frac{2870}{3,7 \cdot 1,5 \cdot 3514} \right)^2 = 0,31 < 1,$$

где 
$$\varphi_m = 140b^2 k_{\phi} / (l_0 h) = 140 \cdot 16^2 \cdot 1,13 / (300 \cdot 36,3) = 3,7;$$

$$\lambda_y = 300 / (0,289 \cdot 16) = 64,9 < 70; \text{ по формуле (8) } \varphi_y = 3000 / \lambda^2 = \\ = 3000 / 64,9^2 = 0,71.$$

Определяем прогиб верхнего пояса по формуле (137)

$$f = f_0 - Ne \frac{d_0^2}{16EJ\xi} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0756 \cdot 603^4}{10^9 \cdot 63\,776} - \frac{180,7 \cdot 0,099 \cdot 603^2}{16 \cdot 10^9 \cdot 63\,776 \cdot 0,77} = 2,03 \text{ см,}$$

где 
$$J = 16 \cdot 36,3^3 / 12 = 63\,776 \text{ см}^4; \quad f/l = 2,03 / 603 = 1/297 < 1/200.$$

Нижний пояс 1—8,  $N = 209,2 \text{ кН}$ .

Необходимая площадь поперечного сечения по СНиП II-23-81\*

$$F_{тр} = \frac{N}{(\gamma_c R_y)} = \frac{209,2}{(23,5 \cdot 1,035)} = 8,6 \text{ см}^2,$$

где  $R_y = 235 \text{ МПа} = 23,5 \text{ кН/см}^2$ .

Принимаем  $2 \perp 75 \times 50 \times 6 \text{ с } F = 2 \cdot 7,25 = 14,5 \text{ см}^2 > 8,6 \text{ см}^2$ .

Гибкость нижнего пояса  $\lambda = l_0 / r = 600 / 2,38 = 252 < 400$ ,

где  $r = 2,38 \text{ см}$  для  $2 \perp 75 \times 50 \times 6$ .

Опорный раскос 5—6,  $N = 203 \text{ кН}$ .

$$F_{тр} = N / (R_y \gamma_c) = 203 / (23,5 \cdot 1) = 8,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем  $2 \perp 75 \times 50 \times 6$  площадью  $F = 14,5 \text{ см}^2 > 8,5 \text{ см}^2$ . Длина раскоса  $l_0 = 646 \text{ см}$ ,

$$\lambda_{\text{мин}} = 646 / 2,38 = 271 < 400.$$

Раскос 7—8,  $N = -39,8 \text{ кН}$ .

Задаемся размерами поперечного сечения по предельной гибкости  $\lambda_{пр} = 150$ .

$$h = 700 / (150 \cdot 0,289) = 16 \text{ см}.$$

Принимаем высоту сечения  $h = 5 \cdot 3,3 = 16,5 \text{ см}$ , а ширину — как для верхнего пояса  $b = 16 \text{ см}$ ;  $F = bh = 16 \cdot 16,5 = 264 \text{ см}^2$ .

Гибкость  $\lambda_y = 700 / (0,289 \cdot 16) = 150$ ;  $\varphi_y = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 150^2 = 0,133$ .

По формуле (8)  $\sigma = 39,8 / (0,133 \cdot 264) = 11,3 \text{ кН/см}^2 = 11,3 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа}$ .

Стойка 6—7,  $N = 61,5 \text{ кН}$ :

$$h_{\text{мин}} = 300 / (150 \cdot 0,289) = 6,9 \text{ см}.$$

Принимаем ширину стойки  $b = 16 \text{ см}$  по ширине верхнего пояса. Высоту сечения назначаем из четырех досок:  $h = 4 \cdot 3,3 = 13,2 \text{ см}$ ;  $F = 13,2 \cdot 16 = 211,2 \text{ см}^2$ .  $\lambda_{\text{мин}} = 300 / (0,289 \cdot 13,2) = 79 > 70$ ;  $\varphi = 3000 / 79^2 = 0,48$ .

По формуле (8)  $\sigma = 61,5 / (211,2 \cdot 0,48) = 0,61 \text{ кН/см}^2 = 6,1 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа}$ .

Опорная стойка 2—5,  $N = R_A - \frac{P_g + P_p}{2} = 123 - \frac{23,5 + 38}{2} = 92,2 \text{ кН}$ .

Ширину стойки принимаем равной ширине пояса  $b = 16 \text{ см}$ , минимальный размер стойки в плоскости фермы  $h = l_0 / (0,289\lambda) = 240 / (0,289 \cdot 120) = 6,9 \text{ см}$ .

По конструктивным соображениям для крепления стойки в узлах принимаем  $h = 3,3 \cdot 4 = 13,2 \text{ см}$ .

Проверяем сечение:  $F = 13,2 \cdot 16 = 211,2 \text{ см}^2$ ;

$$\lambda = 240/(0,289 \cdot 13,2) = 62,9 < 70; \quad \varphi = 1 - 0,8 (62,9/100)^2 = 0,68;$$

$$\sigma = 92,2/(211,2 \cdot 0,68) = 0,64 \text{ кН/см}^2 = 6,4 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа}.$$

Расчет узлов. В узле А (см. рис. 9.1) торцевой швеллер работает как балка на двух опорах с равномерно распределенной нагрузкой от торцевой поверхности верхнего пояса.

$$g = N/b = 180,7/16 = 11,2 \text{ кН/см}; \quad M = qb^3/8 = 11,2 \cdot 16^2/8 = 360 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$W = M/R_y = 360/23,5 = 15,9 \text{ см}^3. \text{ Принимаем [№ 20 с } W_y = 20,5 \text{ см}^2 > 15,9 \text{ см}^3.$$

Горизонтальный лист между верхним поясом и опорной стойкой проверяем на изгиб от ее давления как плиту, опертую по трем сторонам,  $N = 92,2 \text{ кН}$ . Ширина опорной стойки 13,2 см, а горизонтального листа  $b_{л} = b_{ст} - b_l = 13,2 - 7,6 = 5,6 \text{ см}$ , где  $b_l = 76 \text{ мм}$  — ширина опорного швеллера.

Длина опорного листа 160 мм;  $56/100 = 0,35 < 0,5$ , т. е. лист следует проверить как консоль.

$$q = 92,2/(13,2 \cdot 16) = 0,43 \text{ кН/см}^2; \quad M = qb^2/2 = 0,43 \cdot 5,6^2/2 = 6,72 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемая толщина листа  $\delta = \sqrt{6M/R_y} = \sqrt{6 \cdot 6,72/23,5} = 1,3 \text{ см}$ . Принимаем  $\delta = 1,4 \text{ см}$ . Сварные швы проверяют по СНиП 11-23-81.

Узел Б. Усилие  $N = 61,5 \text{ кН}$  от стойки передается на верхний пояс через подбалку. Расчетное сопротивление древесины на смятие поперек волокон по формуле (2)

$$R_{смят} = R_{смят} \left( 1 + \frac{8}{l_{см} + 1,2} \right) = 1,8 \left( 1 + \frac{8}{13,2 + 1,2} \right) = 2,8 \text{ МПа}.$$

Длину подбалки находим из условия смятия верхнего пояса поперек волокон.  $l_{пб} = 61,5/(16 \cdot 2,8) = 13,7 \text{ см}$ . С учетом постановки глухарей  $l_{пб} = 30 \text{ см} > 13,7 \text{ см}$ . Толщина подбалки из условия ее работы как консоли от нагрузки  $q = N/b = 61,5/16 = 3,84 \text{ кН/см}^2$ .

$$M = q (l/2)^2/2 = 3,84 \cdot 15^2/8 = 103 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемая толщина подбалки

$$h_{тп} = \sqrt{6M/(bR_p)} = \sqrt{6 \cdot 103/(16 \cdot 1,3)} = 5,6 \text{ см}. \text{ Принимаем } h = 6 \text{ см}.$$

Окончательно назначаем размеры подбалки  $16 \times 30 \times 6 \text{ см}$ .

Узел Г (см. рис. 9.1) нижнего пояса  $N_{1-8} = 209,2 \text{ кН}$ ,  $N_{5-6} = 203 \text{ кН}$ ;  $N_{6-7} = 61,5 \text{ кН}$ ,  $N_{7-8} = 39,8 \text{ кН}$ .

Сжимающие усилия от раскоса  $N_{7-8} = 39,8 \text{ кН}$  передаются на упорный элемент узла (см. рис. 9.1). Давление смятия

$$q = N_{7-8} \cos \alpha / (bh \cos \alpha) = 39,8 \cdot 0,86 / (16 \cdot 16,5 \cdot 0,86) = 0,179 \text{ кН/см}^2.$$

Изгибающий момент в упорном листе определяем как для пластины, опертой по трем сторонам. Высота листа  $h_{л} = 16,5 \cdot 0,86 = 14,2 \text{ см}$ ;  $M = \beta qa^2 = 0,106 \times 0,149 \cdot 16^2 = 4,04 \text{ кН} \cdot \text{см}$ ;  $\frac{h_{л}}{b} = \frac{14,2}{16} = 0,88$ ;  $\beta = 0,106$ . Требуемая толщина листа

$$\delta = \sqrt{6M/R_y} = \sqrt{6 \cdot 4,04/23,5} = 1,01 \text{ см}. \text{ Принимаем } \delta = 12 \text{ мм}.$$

Горизонтальный лист проверяем аналогично от давления стойки  $N_{6-7} = 60,3 \text{ кН}$ .

$$q = 61,5/(13,2 \cdot 16) = 0,29 \text{ кН/см}^2; \quad M = \beta qa_1^2 = 0,1 \cdot 0,29 \cdot 16^2 = 7,4 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где  $13,2/16 = 0,825$ ;  $\beta = 0,1$ .

$$\delta = \sqrt{6M/R_y} = \sqrt{6 \cdot 7,4/23,5} = 1,37 \text{ см}. \text{ Принимаем } \delta = 14 \text{ мм}.$$



Вертикальное ребро, подкрепляющее горизонтальную пластину, рассчитываем как балку на двух опорах, воспринимающую сосредоточенную силу от давления стойки. Принимаем толщину ребра  $\delta_p = 12$  мм:

$$M = N_{6-7} b_{ст} / 4 = 61,5 \cdot 13,2 / 4 = 203 \text{ кН} \cdot \text{см.} \quad W_p = \delta_p b_p^2 / 6;$$

$$b_p = \sqrt[3]{6M / (\delta_p R_y)} = \sqrt[3]{6 \cdot 203 / (1,2 \cdot 23,5)} = 6,6 \text{ см.}$$

Принимаем  $b_p = 80$  мм.

К о н ь к о в ы й у з е л Б (см. рис. 9.1). Сжимающее усилие в раскосе  $N_{7-8} = 39,8$  кН передается швеллерам № 14, установленными по обеим сторонам раскоса через вкладыш, выполненный также из [ № 14. Полуфермы соединяются на фланцах и объединяются парными дощатыми накладками.

Проверяем вкладыш из [ № 14, работающий как балка на двух опорах:

$$M = N_{7-8} b / 4 = 39,8 \cdot 16 / 4 = 157,2 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = M / W = 157,2 / 11 = 14,29 \text{ кН/см}^2 = 142,9 \text{ МПа} < R_y = 235 \text{ МПа.}$$

Общая длина сварных швов при  $k_f = 4$

$$l_f = 2 \cdot 5 + 14 / 0,86 = 10 + 16 = 26 \text{ см.}$$

$$P_{ср} = N_{7-8} \sin \alpha = 39,8 \cdot 0,52 = 20,4 \text{ кН};$$

$$P_{см} = N_{7-8} \cos \alpha = 39,8 \cdot 0,86 = 33,8 \text{ кН};$$

$$\sigma_{ср} = 20,4 / (2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 26) = 0,14 \text{ кН/см}^2 = 1,4 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{см} = 33,8 / (2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 26) = 0,232 \text{ кН/см}^2 = 2,32 \text{ МПа};$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma_{ср}^2 + \sigma_{см}^2} = \sqrt{1,4^2 + 2,32^2} = 2,7 \text{ МПа} < 18 \text{ МПа.}$$

Растягивающие усилия в раскосе при одностороннем нагружении снегом воспринимаются двумя болтами  $d = 10$  см.

Н и ж н и й о п о р н ы й у з е л В (см. рис. 9.1).

Назначаем ширину обвязочного бруса по ширине опорной стойки  $b = 13,2$  см. Необходимую длину опорного листа из условия смятия бруса поперек волокон

$$R_{см90} = 1,8 \left( 1 + \frac{8}{13,2 + 1,2} \right) = 2,8 \text{ МПа};$$

$$l_{оп} = R_A / (b_{об} R_{см90}) = 123 \cdot 10 / (13,2 \cdot 2,8) = 33 \text{ см. Принимаем } l_{оп} = 35 \text{ см.}$$

Толщину опорного листа принимаем из условия опирания его по консольной схеме. Ширина участка  $l_k = 30 - 16 = 14$  см.  $g_{см} = 123 / (13,2 \cdot 16) = 0,57 \text{ кН/см}^2$ ;  $M = 0,58 \cdot 7^2 / 2 = 14,2 \text{ кН} \cdot \text{см}$ ; требуемая толщина листа  $\delta_{тр} = \sqrt[3]{6 \cdot 14,2 / 23,5} = 1,9$  см; принимаем толщину листа  $\delta = 2$  см.

**Вариант 2.** Ферма с брусчатым поясом на пластинчатых нагелях. Схема, нагрузки и усилия приняты по варианту 1. Верхний пояс из двух брусьев, соединенных пластинчатыми нагелями. Поскольку длина его больше 6,5 м панели приняты разрезными. Изгибающий момент в панели верхнего пояса  $M = ql^2 / 8 = 0,128 \cdot 6^2 / 8 = 46,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Для пояса принимаем брусья сечением  $20 \times 17,5$  см (см. прил. 1, табл. 1). Упорный швеллер в карнизном узле верхнего пояса усиливаем листом длиной 260 мм (см. рис. 9.2). В этом случае усилие передается на оба бруса. Тогда  $l = 20 - \frac{26}{2} = 7 \text{ см} < l_{макс} = 13,8 \text{ см}$ ;  $M = M_0 - Ne = 46,5 - 180 \cdot 0,07 = 33,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .  $\lambda = 603 / (0,289 \cdot 40) = 52,2$ ;  $F = 2 \cdot 20 \cdot 17,5 = 700 \text{ см}^2$ ;  $W = 17,5 \cdot 40^2 / 6 = 4667 \text{ см}^3$ .

Напряжения в сечении верхнего пояса

$$\sigma = \frac{180}{700} + \frac{3390}{0,82 \cdot 4667 \cdot 0,9} = 1,24 \text{ кН/см}^2 = 12,4 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа},$$

$$\text{где } \xi = 1 - \frac{52,2^2 \cdot 180}{3000 \cdot 700 \cdot 1,3} = 0,82; k_w = 0,9 \text{ (см. табл. 2.6).}$$

Поскольку расстояние между пластинчатыми нагелями  $l_1 = 5,5 \text{ см} < 7h_f = 7 \cdot 20 = 140 \text{ см}$  наиболее напряженную ветвь можно не проверять.

Устойчивость в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы без учета изгибающего момента, по формуле (19):

$$\sigma = 180/(0,718 \cdot 700) = 0,35 \text{ кН/см}^2 = 3,5 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа},$$

где  $\lambda_y = 300/(17,5 \cdot 0,289) = 59,3 < 70$ ;  $\varphi_y = 1 - 0,8(59,3/100)^2 = 0,718$ .

Строительный подъем панели верхнего пояса, исходя из максимального прогиба от всех нагрузок,

$$f_{\text{расч}} = \frac{l^2}{\xi EI k_{\text{ж}}} \left( \frac{5}{384} q l^2 - \frac{2M}{16} \right) = \frac{603^2}{0,82 \cdot 10^8 \cdot 93 \cdot 333 \cdot 0,75} \times \\ \times \left( \frac{5 \cdot 0,0756 \cdot 603^2}{384} - \frac{2 \cdot 1260}{16} \right) = 1,28 \text{ см, где } k_{\text{ж}} = 0,75 \text{ (см. табл. 2.6);}$$

$M = 170 \cdot 0,07 = 12,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$  — момент на опорах от продольной силы, действующей в панели верхнего пояса.

Назначаем строительный подъем фермы  $f_{\text{стр}} = 1,5 \text{ см} > 1,28 \text{ см}$ .

Расчет пластинчатых нагелей. Принимаем пластинчатые нагели толщиной  $\delta_{\text{пл}} = 12 \text{ мм}$ , длиной  $l_{\text{пл}} = 58 \text{ мм}$ . Поскольку толщина верхнего пояса  $17,5 > 15 \text{ см}$ , сплавиваем его брусью глухими пластинами с шагом  $55 \text{ мм}$  и устанавливаем их в шахматном порядке. Ширина пластины  $b_1 = b/2 + 0,3l_{\text{пл}} = 17,5/2 + 0,3 \cdot 5,8 = 10,5 \text{ см}$ . Расчетная ширина пластинки  $b_{\text{пл}} = 0,5b = 17,5/2 = 8,75 \text{ см}$ .

Несущая способность пластины по формуле (49)  $T = 0,75b_{\text{пл}} = 0,75 \cdot 8,75 = 6 \text{ кН}$ .

Количество пластинок на участке, длина которого равна  $0,4$  длины верхнего пояса, по формуле (138)  $n_{\text{пл}} = 1,2 MS_{\text{бр}}/ (T_{\text{мин}} J_{\text{бр}}) = 1,2 \cdot 4650 \cdot 3/ (0,82 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 40) = 42 \text{ шт.}$ , где  $S_{\text{бр}}/J_{\text{бр}} = bh^2/12/ (8bh^3) = 3/2h$ .

Проверяем возможность размещения расчетного количества нагелей на половине длины панели верхнего пояса:  $n = 0,5 \cdot 603 \cdot 0,8/5,5 = 43,8 \text{ шт.} > 42$ .

Остальные элементы рассчитываем аналогично варианту 1 с учетом сортамента брусев по прил. 1, табл. 1.

### 9.3. ДЕРЕВЯННЫЕ И МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫЕ СЕГМЕНТНЫЕ ФЕРМЫ

По сравнению с другими эти фермы наиболее экономичны, индустриальны, отличаются небольшой массой и малым числом монтажных элементов. Незначительная разница усилий в панелях поясов позволяет более рационально использовать древесину, назначая поперечные сечения одинаковыми по всей их длине. Малонагруженная решетка определяет простоту узловых соединений. По расчетной схеме верхние пояса принимают как разрезными, так и неразрезными и выполняют из клееных блоков. Неразрезные более экономичны, но их применение ограничено возможностью транспортировки длинных криволинейных элементов. Разрезные пояса выполняют гнутыми, реже — прямолинейными. В последних необходимо предусматривать устройство

искусственного эксцентриситета для снижения пролетного момента, аналогично рекомендациям § 9,2.

Число панелей верхнего пояса зависит от размеров пролета. При разрезных схемах пояса все панели делают одной длины (не более 6 м), а при неразрезных — размер крайней должен составлять 0,7 длины средних. В нижних поясах количество панелей на одну меньше, чем в верхних. В зависимости от материала нижнего растянутого пояса сегментные фермы делают на металлодеревянные либо цельнодеревянные. В первом случае применяют стальные угловые профили, во втором пояса выполняют из клееных элементов.

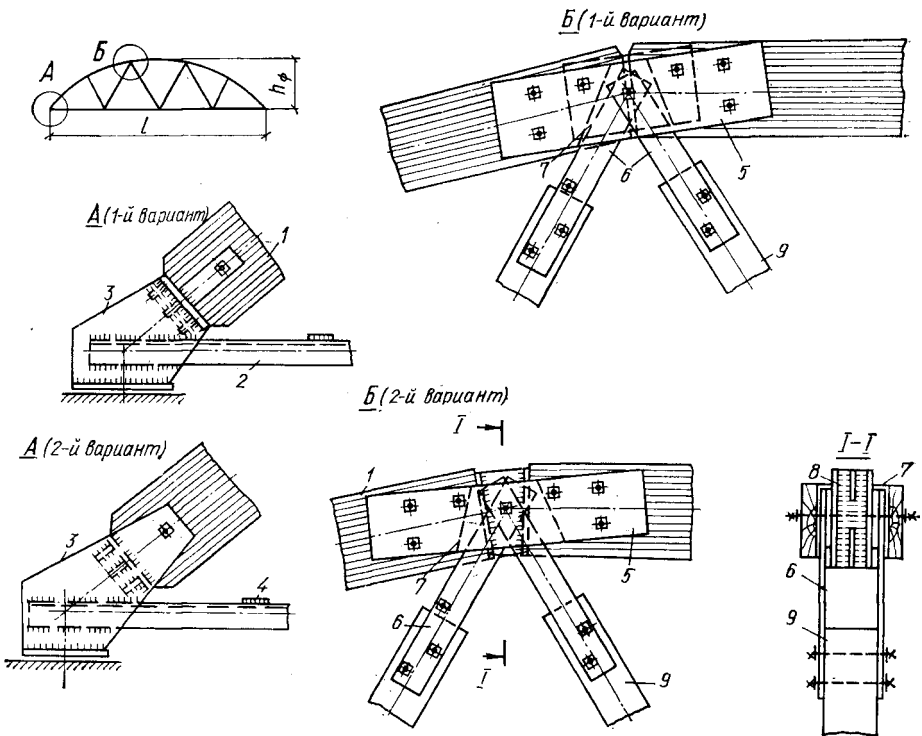


Рис. 9.5. Сегментная металлодеревянная ферма с клееным верхним поясом:

1 — верхний пояс; 2 — нижний пояс; 3 — стальной башмак; 4 — соединительные планки; 5 — деревянные накладки; 6 — стальные накладки; 7 — вырез в накладках; 8 — сварной башмак; 9 — раскосы.

Раскосы проектируют деревянными одинакового сечения клееными, а реже — брусчатыми, прикрепляя их посредством металлических планок к узловым болтам. Стыки пояса перекрывают парными деревянными накладками (рис. 9.5, узел Б). При неразрезном верхнем поясе раскосы крепят болтами или стальными накладками, присоединенными к поясу на болтах или глухарях. Опорный узел (рис. 9.5, узел А) металлодеревянных ферм решают в двух вариантах: «закрытым», когда верхний пояс вставляют в металлический башмак, либо

«открытым», когда боковые узкие фасонки не закрывают древесину. В цельнодеревянных фермах его проектируют с помощью металлических натяжных хомутов (рис. 9.6, а).

Сегментные фермы рассчитывают на действие постоянной нагрузки, расположенной по всему пролету, и снеговой равномерно распределенной по всему пролету или на его половине. Кроме того, учитывают одностороннюю снеговую нагрузку, распределенную по закону треугольника. Устанавливают геометрические размеры, причем ось криволинейного верхнего пояса заменяют многоугольным, соединяя узлы

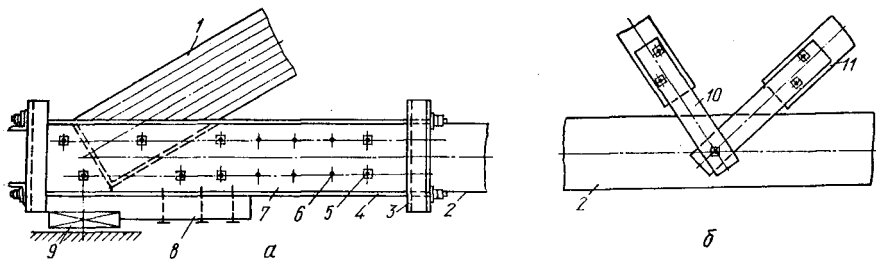


Рис. 9.6. Узлы сегментной цельнодеревянной фермы из клееных элементов:

а — опорный; б — узел нижнего пояса;

1 — верхний пояс; 2 — нижний; 3 — стальные траверсы; 4 — тяжи; 5 — болты; 6 — стальные нагели; 7 — накладки; 8 — подбалка; 9 — опорная подушка; 10 — стальные накладки; 11 — раскосы.

хордами. Определяют усилия в элементах ферм по указанным выше сочетаниям.

Изгибающие моменты в панелях с разрезным верхним поясом

$$M = M_0 - Nf_0, \quad (139)$$

где  $M_0$  — изгибающий момент, определенный по балочной схеме с пролетом, равным длине панели;  $N$  — сжимающее усилие верхнего пояса при выбранном загрузении фермы;  $f_0 = \frac{d_0^2}{8R}$  — стрела кривизны пояса;  $d_0$  — длина панели по хорде;  $R = \frac{l^2}{8f} + \frac{f}{2}$  — радиус кривизны верхнего пояса.

При неразрезном верхнем поясе изгибающие моменты в пролете  $M_{пр}$  и на опорах  $M_{оп}$  определяют по ниже приведенным формулам (рис. 9.7).

Для крайних панелей фермы:

при равномерно распределенной нагрузке

$$M_{пр} = \frac{qd_0}{14} - 0,64Nf_0; \quad (140)$$

$$M_{оп} = -\frac{qd_0}{10} + 0,72Nf_0,$$

при сосредоточенном грузе  $P$  в середине панели  $M_{пр} = \frac{Pd_0}{6} - 0,56Nf_0$ ;

$$M_{оп} = -\frac{Pd_0}{6} + 0,88Nf_0.$$

Для средних панелей:  
при равномерно распределенной нагрузке  $q$

$$M_{\text{пр}} = q \frac{d_0^2}{24} - \frac{1}{3} N f_0; \quad M_{\text{оп}} = -\frac{q d_0^2}{12} + \frac{2}{3} N f_0 \quad (141)$$

при сосредоточенном грузе  $P$  в середине панели

$$M_{\text{пр}} = \frac{P d_0}{8} - \frac{1}{4} N f_0; \quad M_{\text{оп}} = -\frac{P d_0}{8} + \frac{3}{4} N f_0.$$

Назначают поперечное сечение верхнего пояса по формуле (136), проверяют его как сжато-изгибаемый элемент по (20) ... (22), на устойчивость плоской формы деформирования — по (26). Подбирают сечение нижнего пояса из двух угловых профилей по СНиП II-23-81\*.

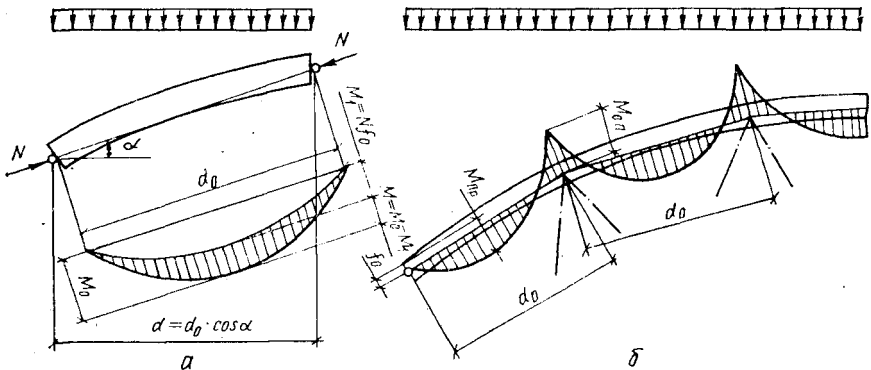


Рис. 9.7. Расчетная схема изгибающих моментов в верхнем поясе сегментной фермы:

$a$  — разрезном;  $b$  — неразрезном.

При расположении узлового болта с эксцентриситетом проверяют нижний пояс на внецентренное растяжение, учитывая нагрузку от его собственного веса. Определяют сечение наиболее длинного раскоса по формулам (7), (8). Если раскосы шире пояса, разрешается подрезать их в зоне узловых сопряжений.

Определяют диаметр, количество болтов или глухарей, необходимых для крепления решетки, по формулам табл. 3.3, рассматривая наиболее нагруженный раскос. Проверяют стальные планки, крепящие раскосы к поясам на растяжение по ослабленному сечению и на устойчивость из плоскости, принимая расчетную длину планки, равной расстоянию от узлового до ближайшего к нему болта раскоса (см. рис. 9.5, узел Б). Для уменьшения расчетной длины можно поставить дополнительный болт между планками вне раскоса.

Затем определяют сечения элементов опорного узла: упорный элемент металлического башмака, а также длину сварных швов для крепления нижнего пояса по СНиП II-23-81\*. При необходимости рассчитывают стальной башмак в узлах верхнего пояса и узловой болт,

который проверяют на изгиб по равнодействующей усилий от примыкающих раскосов на половине пролета фермы. Назначают строительный подъем и проверяют ферму на монтажную нагрузку.

#### 9.4. ФЕРМЫ ИЗ БРУСЬЕВ И БРЕВЕН НА ЛОБОВЫХ ВРУБКАХ

Фермы представляют собой конструкции построеночного изготовления: пояса и раскосы деревянные из бревен или брусьев, а стойки — тяжи из круглой стали (рис. 9.8). Фермы надежны, просты, не требуют высокой механизации производственных процессов. В них допускается

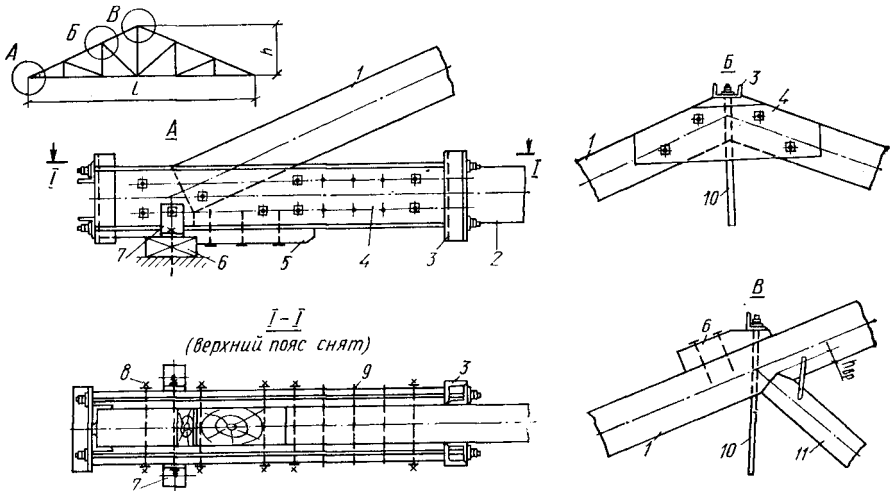


Рис. 9.8. Брусчатая треугольная ферма на лобовых врубках:

1 — верхний пояс; 2 — нижний пояс; 3 — стальные траверсы; 4 — дощатые накладки; 5 — подбалка; 6 — подушка; 7 — стальные крепежные элементы; 8 — болт; 9 — стальная стержень; 10 — стойка-тяж; 11 — раскос.

применение воздушно-сухой древесины, поскольку в процессе эксплуатации при усушке ее возможно регулярное подтягивание тяжей. Однако для изготовления требуются высококвалифицированные плотники. Поскольку врубки могут передавать только сжимающие усилия, существенное значение имеет направление раскосов, которые должны работать на сжатие. Поэтому в фермах треугольного очертания их проектируют нисходящими, а в трапециевидных — восходящими. При таких решениях стойки решетки работают на растяжение во всех панелях. В трапециевидных фермах при односторонней временной нагрузке в средних раскосах могут возникнуть усилия растяжения. Поэтому в средних панелях рекомендуют постановку перекрестных раскосов, что обеспечивает работу на сжатие одного из них, а раскос другого направления выключается из работы. Основной раскос выполняют из бруса (бревна), дополнительный — из двух досок.

Для поясов и раскосов рекомендуют применять обзолные либо чистообрезные брусья, а также бревна. В последнем случае комли бревен располагают в направлении больших усилий. Длину панели

верхнего пояса рекомендуют принимать от 1,5 до 2,5 м. Стойки (по возможности) из одного тяжа, поскольку парные тяжи не гарантируют одинакового натяжения. Для улучшения доступа к концам тяжей при наличии подвесного перекрытия предусматривают зазор не менее 150 мм между нижним поясом и верхним прогоном перекрытия. При брусчатом решении тяжи крепят к верхним поясам через дополнительные накладки. В бревенчатых поясах допускают подрезку на глубину не более  $\frac{1}{6}$  диаметра пояса.

В бревенчатых фермах все узлы центрируют по оси бревен, а в брусчатых — по ослабленному сечению пояса. Раскосы устанавливают так, чтобы оси их проходили через центр площадки смятия лобовой врубки. В стыках растянутых поясов ставят с помощью цилиндрических нагелей парные накладки, количество которых определяют расчетом. Стык сжатых поясов, осуществляемый лобовым упором с тщательной приторцовкой поверхностей, располагают вблизи узлов средних панелей и перекрывают парными накладками, закрепленными двумя болтами с каждой его стороны. Толщины накладок по конструктивным требованиям должны быть не менее трети ширины бруса или диаметра бревна. Опорные узлы — в двух вариантах либо с помощью врубок с одним или двумя зубьями (рис. 3.7), либо лобовым упором и стальными натяжными хомутами (см. рис. 9.8, узел А). Во всех вариантах опорного узла ставят подбалку. Коньковый узел решают с помощью лобового упора с накладками на болтах. Такие фермы применяют для устройства подвесных чердачных перекрытий, прикрепленных к узлам их нижних поясов хомутами. Внеузловое приложение нагрузок не рекомендуется.

При расчете фермы определяют геометрические размеры, нагрузки и усилия во всех элементах. Назначают предварительные размеры сечений верхнего и нижнего поясов по формуле  $F_{\text{пред}} = N / [R (0,6... 0,8)]$ , где  $N$  — усилие в поясах;  $R$  — расчетное сопротивление сжатию или растяжению.

В брусчатых фермах ширина поясов и раскосов одинакова. Рассчитывают и проектируют опорный узел фермы, в котором вначале определяют глубину врубки по формулам (33), (35), и в зависимости от нее принимают тип узла. Если глубина врубки больше  $\frac{1}{3}$  высоты нижнего пояса, то опорный узел решают с помощью натяжных стальных хомутов (см. рис. 9.8), если меньше, то принимают его с одним или двумя зубьями (см. рис. 3.2).

Рассчитывают раскосы по формулам (7), (8), промежуточные узлы их крепления — по (33) ... (37), стыки верхнего и нижнего поясов, сечение стоек по (50) и узлов их крепления. Окончательно уточняют сечение верхнего пояса и проверяют прочность в ослабленном сечении по формуле (7), устойчивость в середине панели по (8), а также проверяют нижние пояса в наиболее ослабленном сечении по формуле (5) или (6). Определяют строительный подъем и проверяют ферму на монтажные нагрузки по указаниям § 10.3.

**Пример 11. Треугольная ферма на лобовых врубках с подвесным перекрытием.** Спроектировать фермы покрытия сельского клуба в районе Винницы. Пролет фермы 15 м, шаг  $B = 3$  м. Температурно-влажностные условия эксплуатации по группе А1. Кровля из волнистых асбестоцементных листов обыкновенного

профиля (ГОСТ 378—76), утеплитель подвешеного перекрытия — полужесткие минераловатные плиты  $\gamma = 150 \text{ кг/м}^3$  (ГОСТ 10140—80). Материал конструкции: основные брусья (ГОСТ 24454—80) влажностью до 20 %, сталь Вст2пс 6 (ТУ 14-1-3023-80). Класс ответственности здания I.

Определение геометрических размеров фермы. Высота фермы  $h = 15/5 = 3 \text{ м}$ , длина панели по нижнему поясу  $d = 15/6 = 2,5 \text{ м}$ . Уклон кровли  $\text{tg } \alpha = 3/7,5 =$

Таблица 9.3. Нагрузки от крыши и перекрытия

Подсчет нагрузок	Нормативная, кН/м <sup>2</sup>	<i>n</i>	Расчетная, кН/м <sup>2</sup>
<b>От крыши:</b>			
асбестоцементная кровля	0,15	1,2	0,18
обрешетка 0,05 · 0,05 · 500/100 · 2	0,025	1,1	0,033
стропила 0,06 · 0,10 · 500/100	0,03	1,1	0,033
прогоны 0,1 · 0,15 · 500/100 · 2,5,	0,03	1,1	0,033
		<i>Итого</i>	
	0,235		0,28
<b>Нагрузка на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности <math>g/\cos \alpha = g/0,928</math></b>			
Снеговая нагрузка $\rho_{\text{сн}} c = 0,7 \cdot 1$	0,25		0,3
$g^{\text{н}}/\rho = (0,25 + 0,61)/0,7 = 1,22$ ; $n_c = 1,4$	0,7	1,4	1
		<i>Полная</i>	
	0,95		1,3
<b>От перекрытия:</b>			
известково-песчаная корка 0,01 · 1600/100	0,16	1,3	0,21
минераловатные полужесткие плиты 0,1 (150/100)	0,15	1,2	0,18
пароизоляция (толь)	0,02	1,3	0,03
древесностружечная плита $\delta = 30 \text{ мм}$			
0,03 · 800/100	0,24	1,1	0,27
прогон и распределительные брусски	0,04	1,1	0,05
		<i>Итого</i>	
	0,61		0,74
<b>Временная нагрузка на перекрытии</b>			
	0,7	1,3	0,91
		<i>Полная</i>	
	1,31		1,65

Примечание. Постоянная нагрузка  $g$ , временная —  $\rho$ .

$= 0,4$  (см. рис. 9.8), что соответствует требованиям для кровли из асбестоцементных листов.

Подсчет нагрузок, действующих на ферму, приведен в табл. 9.3, 9.4. Нагрузка от собственного веса фермы по формуле (4)

$$g = \frac{1,3 + 1,65}{\frac{1000}{4,5 \cdot 15} - 1} = 0,22 \text{ кН/м}^2, \text{ где } k_{\text{с.в}} = 4,5.$$

Усилия в элементах фермы определяем с помощью диаграммы Максвелла — Кремоны (рис. 9.9). Для упрощения все усилия прикладываем к узлам верхнего пояса. Расчетные усилия в стойках определяем суммируя усилия, взятые по диаграмме с узловой нагрузкой по нижнему поясу (табл. 9.5).

Площадь поперечного сечения верхнего пояса

$$F_{\text{тр}} = N_{3-9}/(0,7R_c) = 151/(0,7 \cdot 1,5) = 143 \text{ см}^2. \text{ По прил. I,}$$

табл. 1 принимаем сечение  $17,5 \times 15 \text{ см}$ ;  $F = 262,5 \text{ см}^2$ .

Площадь сечения нижнего пояса  $F_{\text{тр}} = N_{1-9}/R_p \cdot 0,7 = 140/0,7 \cdot 0,7 = 286 \text{ см}^2$ . Принимаем предварительно сечение  $15 \times 20 \text{ см}$ ;  $F = 15 \cdot 20 = 300 \text{ см}^2$ .



Опорный узел проектируем на стальных хомутах, поскольку на лобовой врубке выполнить его невозможно, так как

$$h_{BP} = N_{3-9} \cdot \cos \alpha / (bR_{cm\alpha}) = 151 \cdot 0,93 / (15 \cdot 0,988) = 9,5 > h_H / 3 = 20 / 3 = 6,7 \text{ см,}$$

$$\text{где } R_{cm\alpha} = \frac{1,3}{\left[ 1 + \left( \frac{1,3}{0,18} - 1 \right) 0,37^3 \right]} = 0,988 \text{ кН/см}^2 = 9,88 \text{ МПа;}$$

$$\alpha = 21,8^\circ; \sin \alpha = 0,37; \cos \alpha = 0,93.$$

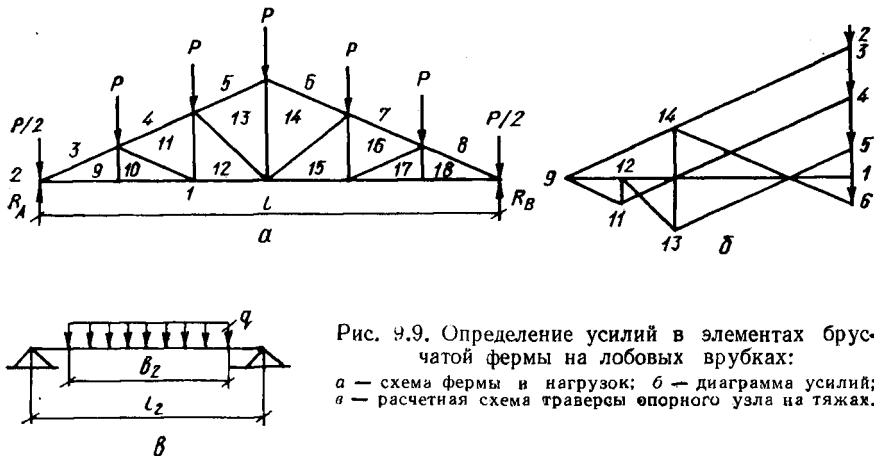


Рис. 9.9. Определение усилий в элементах брусчатой фермы на лобовых врубках:

*a* — схема фермы и нагрузок; *б* — диаграмма усилий; *а* — расчетная схема траверсы опорного узла на тяжах.

Проверяем вкладыши на смятие:

$$\sigma_{cm} = N_{3-9} / F_{бр} = 151 / 262,5 = 0,58 \text{ кН/см}^2 = 5,8 \text{ МПа} < 9,88$$

$$\text{МПа} = R_{cm\alpha}.$$

Сечение стальных хомутов по формуле (50):

$$F_{шт} = N_{1-10} / (4m_H m_0 R_y) = 140 / (4 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 23,5) = 2,2 \text{ см}^2,$$

где  $R_y = 235 \text{ МПа} = 23,5 \text{ кН/см}^2$ .

Таблица 9.4. Узловые расчетные нагрузки на ферму, кН

Вид нагрузки	По поясам		Общая
	верхнему	нижнему	
От собственного веса фермы	$0,22 \cdot 3 \cdot 2,5 \cdot 0,5 = 0,83$	0,83	1,66
Постоянная	$0,3 \cdot 3 \cdot 2,5 = 2,3$	$0,74 \cdot 3 \cdot 2,5 = 5,55$	7,85
Временная ( $k = 0,9$ )	$1 \cdot 3 \cdot 2,5 \cdot 0,9 = 6,75$	$0,91 \cdot 3 \cdot 2,5 \times 0,9 = 6,14$	12,89
	9,88	Итого 12,52	22,4

По прил. IV, табл. 1 принимаем тяж  $d = 22 \text{ мм}$ ;  $F = 2,74 \text{ см}^2$ .

Определяем количество нагелей  $d = 20 \text{ мм}$  для крепления накладок к нижнему поясу. Толщина накладки  $a = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ см}$ .

Несущую способность нагеля (болта) на один условный срез определяем по табл. 3.3 (формулы (41), (42), (47)), кН:

$$T_a = 0,8ad = 0,8 \cdot 8 \cdot 2 = 12,8;$$

$$T_c = 0,5cd = 0,5 \cdot 15 \cdot 2 = 15;$$

$$T_{II} = 1,8d^2 + 0,02a^2 = 1,8 \cdot 2^2 + 0,02 \cdot 8^2 = 7,2 + 1,28 = 8,48;$$

$$T_{II} = 2,5d^2 = 10; \quad T_{\text{мин}} = 8,48.$$

Количество нагелей:  $N_{1-10}/(T_{\text{мин}}n_{\text{ср}}) = 140/(8,48 \cdot 2) = 8,25$  шт.

Принимаем девять нагелей, из них четыре болта и пять штырей из круглой стали  $d = 20$  мм, размещая их в два ряда с шагом вдоль волокон  $s_1 = 7d = 7 \cdot 2 = 14$  см (см. табл. 3.3).

Таблица 9.5. Расчетные усилия в элементах фермы

Элемент	Обозначение стержня	Усилия, кН	
		от $P = 1$	от полного нагружения
Верхний пояс	3—9	-6,74	-151
	4—11	-5,39	-121
	5—13	-4,04	-90,5
Нижний пояс	1—9	+6,25	+140
	1—10	+6,25	+142,5
	1—12	+5,75 (3) *	+129 (67,2) *
	1—15	(1,8) *	(41) *
Раскосы	10—11	-1,35	-30,3
	12—13	-1,6	-36
Стойки	9—10	+0	+12,52
	11—12	+0,5	+17,46
	13—14	+2	+32,28

\* В скобках указаны усилия в нижних поясах при несимметричной нагрузке.

Для крепления тяжей устанавливаем траверсу из угловых профилей (два горизонтальных и два вертикальных) (см. рис. 9.8, узел А). Горизонтальные профили сечением  $2 \angle 110 \times 8$  рассчитываем как балки на двух опорах пролетом, равным расстоянию между тяжами. Вертикальные принимаем неравнополочными  $2 \angle 110 \times 70 \times 8$ . Пролет горизонтальных элементов  $l_2 = 15 + 2 \cdot 5 = 25$  см. Равномерно распределенная нагрузка от смятия торца вкладыша передается на длине  $b_2 = b_{II} + 2\delta_{yг} = 15 + 2 \cdot 1,6 = 18,2$  см (см. рис. 9.8).

Определяем момент в горизонтальных траверсах (см. рис. 9.9, в)

$$M_{II} = \frac{N_{1-3}b_2}{4h} \left( \frac{l_2}{2} - \frac{b_2}{4} \right) = \frac{140 \cdot 18,2}{4 \cdot 17,5} \left( \frac{25}{2} - \frac{18,2}{4} \right) = 289,3 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = M_{II}/W_x = 289,3/24,75 = 11,7 \text{ кН/см}^2 = 117 \text{ МПа} < 235 \text{ МПа},$$

$$W_x = I_x/(b_{yг} - z_0) = 198/(11 - 3) = 24,75 \text{ см}^3;$$

$I_x$  и  $b_{yг}$  — приняты по сортаменту угловых профилей.

Аналогично рассчитываем вертикальные профили и траверсы:  $h_b = 20$  см;  $l_b = 20 + 2 \cdot 1,5 = 23$  см. Изгибающий момент

$$M_b = \frac{N_{1-9}h_b}{4b} \left( \frac{l_b}{2} - \frac{h_b}{4} \right) = \frac{140 \cdot 20}{4 \cdot 17,5} \left( \frac{23}{2} - \frac{20}{4} \right) = 260,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma = M_b/W_x = 260/23,3 = 11,2 \text{ кН/см}^2 = 112 \text{ МПа} < 235 \text{ МПа};$$

$$W_x = I_x/(b_{yг} - z_0) = 172/(11 - 3,61) = 23,3 \text{ см}^3.$$

Правую траверсу принимаем из двух угловых профилей  $\perp 110 \times 70 \times 8$ , сваренных в коробчатое сечение и расположенных вертикально.

Ширина подушки из условия смятия

$$b_{п} = A_{п}/(bR_{см90}) = 67,2/(15 \cdot 0,21) = 21,3 \text{ см, где } A_{л} = A_{п} = 22,4 \cdot 3 = 67,2 \text{ кН};$$

$$R_{см90} = 2,1 \text{ МПа} = 0,21 \text{ кН/см}^2.$$

Для подушки используем два бруса сечением  $12,5 \times 12,5$  см и длиной 22 см.

Раскосы проектируем одинакового сечения шириной, равной ширине пояса, а проверяем по наиболее нагруженному раскосу 12—13.  $N = -36$  кН.

Высоту сечения определяем по предельной гибкости из формулы (9):  $h = l_0/(0,289 \lambda_{пр}) = 320/(0,289 \cdot 150) = 7,4$  см. Принимаем раскос из брусьев  $12,5 \times 15$  см;  $F_{бр} = 12,5 \cdot 15 = 187,5 \text{ см}^2$ . Сечение раскоса по формуле (8):

$$\sigma = N_{12-13}/(F_{р,сч} \varphi) = 36/(187,5 \cdot 0,38) = 0,51 \text{ кН/см}^2 = 5,1 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа,}$$

$$\text{где при } \lambda = 320/(0,289 \cdot 12,5) = 88,6;$$

$$\varphi = 3000/88,6^2 = 0,38.$$

Расчет узла Б (см. рис. 9.8). Угол примыкания раскоса к поясу  $\beta = 60,46^\circ$ ;  $\cos \beta = 0,493$ ;  $\sin \beta = 0,87$ ;

$$R_{сма} = \frac{1,3}{1 + \left( \frac{1,3}{0,18} - 1 \right) 0,87^3} = 0,407 \text{ кН/см}^2 = 4,07 \text{ МПа};$$

$$h_{вр} = N_{12-13} \cos \beta / (bR_{сма}) = 36 \cdot 0,493 / (15 \cdot 0,4) = 2,9 \text{ см.}$$

Принимаем  $h_{вр} = 3$  см  $< 17,5/4 = 4,375$  см. Поскольку врубка раскоса 10—11 и верхний пояс работает в лучших условиях, в целях унификации принимаем ее глубину 3 см.

Стык нижнего пояса располагаем в зоне третьего узла в панели 1—12. Нагели принимаем такими же, как в опорном узле. Необходимое количество их по формуле (39)  $n_n = N_{1-12}/(T_{мин} \cdot 2) = 129/(8,48 \cdot 2) = 7,6$  шт.  $\approx 8$  шт., из них три болта и пять стальных стержней.

Расчет среднего узла нижнего пояса (см. рис. 9.8). Глубину врезки подушки в нижний пояс определяем при несимметричном нагружении фермы временной нагрузкой по разности усилий в панелях нижнего пояса 1—12 и 1—15:  $N_{1-12} - N_{1-15} = 67,2 - 41 = 26,2$  кН. Глубина врубки из формулы (33):

$$h_{вр} = (N_{1-12} - N_{1-15}) / (b_n R_{см}) = 26,2 / (15 \cdot 1,3) = 1,34 \text{ см.}$$

Принимаем  $h_{вр} = 2$  см.

Расчет стоек. Необходимую площадь стоек определяем по (50). Для наиболее нагруженной стойки 13—14

$$F_{ст} = N_{13-14}/R_p = 32/23,5 = 1,7 \text{ см}^2,$$

где  $R_p = 235$  МПа = 23,5 кН/см<sup>2</sup>.

Принимаем тязи диаметром  $d = 20$  мм,  $F = 2,18 \text{ см}^2 > 1,70 \text{ см}^2$ . Для стоек 9—10 и 11—12 аналогично получаем значение площадей поперечного сечения.

Принимаем тязи диаметром  $d = 16$  мм. Размеры шайбы в конце стойки-тяжи 13—14 определяем по (33)  $F_{ш} = N_{13-14}/R_{см90} = 32/0,4 = 80 \text{ см}^2$ . Длину шайбы назначаем по ширине нижнего пояса  $l_{ш} = 15$  см;  $b_{ш} = 80/15 = 5,4$  см. Шайбу проектируем в виде швеллера № 10 с  $W_y = 6,46 \text{ см}^3$ , который проверяем как консольную балку.

$$M = N_{12-13} l^2 / (b_{ш} \cdot 2) = 32 \cdot 7,5^2 / (10 \cdot 2) = 90 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = M/W_y = 90/6,46 = 14 \text{ кН/см}^2 = 140 \text{ МПа} < 235 \text{ МПа.}$$

Шайбы под остальные стойки проектируем из полосовой стали  $\delta = 10$  мм.

Окончательно проверяем сечения поясов:

верхний пояс на устойчивость в середине панели по формуле (8)

$$\sigma = N_{3-9}/(F_{\text{бр}\phi}) = 151/(262,5 \cdot 0,69) = 0,84 \text{ кН/см}^2 = 8,4 < 15 \text{ МПа},$$

где  $F_{\text{бр}} = 262,5 \text{ см}^2$ ;  $\lambda = 270/(0,289 \cdot 15) = 62,2$ ;  $\phi = 1 - 0,8 (62,2/100)^2 = 0,69$ , на прочность в ослабленном сечении в узле А (см. рис. 9.8) по формуле (7)  $\sigma = N_{3-9}/F_{\text{нт}} = 151/217,5 = 0,7 \text{ кН/см}^2 = 7 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа}$ , где  $F_{\text{нт}} = 262,5 - 3 \cdot 15 = 217,5 \text{ см}^2$ .

Нижний пояс на прочность в ослабленном врубкой сечении при центрировке по оси ослабленного сечения (5)  $\sigma = N_{1-10}/F_{\text{нт}} = 140/270 = 0,518 \text{ кН/см}^2 = 5,18 \text{ МПа} > R_p = 0,7 = 70 \cdot 0,7 = 4,9 \text{ МПа}$ , где  $F_{\text{нт}} = 15 \cdot 20 - 2 \cdot 15 = 270 \text{ см}^2$ .

Увеличиваем высоту нижнего пояса фермы (см. прил. 1, табл. 1) до 22,5 см. Строительный подъем фермы  $f_{\text{стр}} = l/200 = 1500/200 = 7,5$  см. Перелом нижнего пояса — в местах его стыков.

### 9.5. ФЕРМЫ НА ВКЛЕЕННЫХ СТЕРЖНЯХ

Это конструкции нового типа, отличающиеся от традиционных рядом особенностей. Применение клеенных стержней [16, 32, 33] приближает решения узлов к жестким, в отличие от остальных типов ферм, в которых они шарнирные. В связи с этим обычный расчет по шарнирно-стержневой схеме недопустим, поскольку возникающие в местах примыкания стержней изгибающие моменты оказывают существенное влияние на напряженно-деформированное состояние конструкций, увеличивая их несущую способность вдвое. Такие фермы работают по жесткой схеме вплоть до образования трещин в клеевых швах.

Разработаны фермы этого типа институтами ГипроНИИсельхозом и ЦНИИСКом им. Кучеренко. Рекомендованы к применению трапециевидные и треугольные с отношением высоты к пролету 1 : 8, 1 : 9. Пояса неразрезные, а решетка либо по раскосной системе, либо из стоек, установленных перпендикулярно верхнему поясу. Все элементы в узлах соединены на клеенных в древесину стальных стержнях периодического профиля классов А-III и А-IV, расположенных в один или два ряда. Стержни работают на поперечную силу, как клеенные нагели. Дополнительная приклейка элементов решетки к поясам исключает появление «рыхлых» деформаций.

На рис. 9.10 представлена треугольная ферма. Верхний и нижний пояса соединяются на большом участке, что уменьшает расчетную длину крайних панелей поясов. Стержни устанавливают в просверленные перпендикулярно оси верхнего пояса отверстия (см. § 3.5). Расчетные усилия в растянутых стержнях определяют значениями нормальной силы и узлового момента с учетом плеча, равного расстоянию между клееными стержнями. Фермам придают строительный подъем  $f_{\text{стр}} \geq 1/250 l$ . Поскольку в них нет открытых металлических элементов, их рекомендуют применять в зданиях со средой, агрессивной к стали.

Статический расчет ферм на клеенных стержнях с учетом неразрезности поясов выполняют методом перемещений, либо как жесткой

системы, либо с учетом податливости соединений в узлах, определенной на основе экспериментальных данных [32].

Проверяют верхний пояс как сжато-изогнутый элемент по формулам (20) .... (22), нижний — как растянуто-изогнутый по формуле (5), а стойки на сжатие — по формулам (7) ... (10).

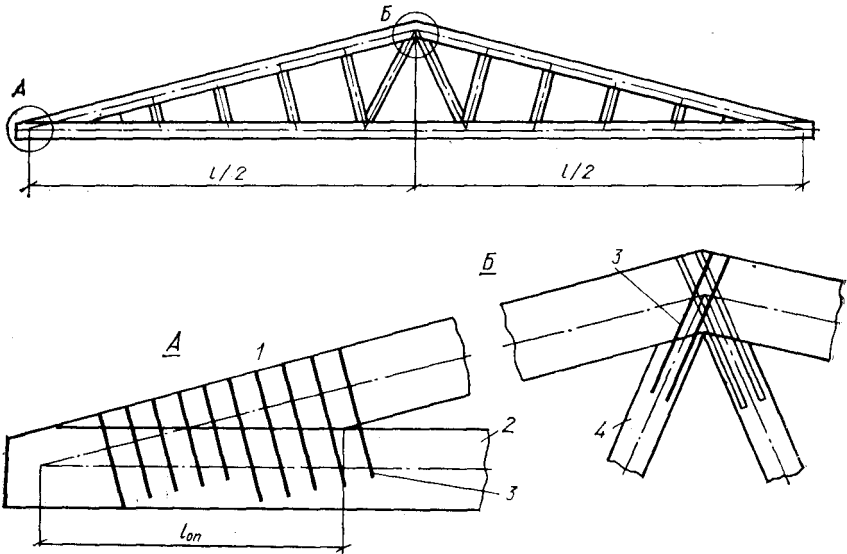


Рис. 9.10. Ферма на вклеенных стержнях:

1 — верхний пояс; 2 — нижний пояс; 3 — вклеенные стержни; 4 — раскосы.

Определяют прогиб фермы на расстоянии от опоры  $0,25l$ . Вклеенные стержни рассчитывают как растянутые элементы на совместное действие нормальной силы и узлового момента

$$\sigma = \frac{N}{F_a} + \frac{2M}{h_0 F_a} \leq R_p, \quad (142)$$

где  $N$  и  $M$  — соответственно продольная сила и узловой изгибающий момент;  $F_a$  — площадь поперечного сечения стержней;  $h_0$  — расстояние между крайними стержнями по высоте сечения.

## Глава 10. ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ НЕИЗМЕНЯЕМОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ ПЛОСКИХ НЕСУЩИХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### 10.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Деревянное каркасное здание представляет собой сложную пространственную систему, образованную из плоских конструкций. Их расположение в каркасе и соединение между собой обеспечивают надежное восприятие внешних усилий любого направления в соответ-

ствин с условиями эксплуатации. Компонуют каркас так, чтобы усилия передавались с одной конструкции на другую и кратчайшим путем доводились до фундаментов. При этом не должны нарушаться пространственная неизменяемость, устойчивость и прочность всей системы и отдельных ее элементов.

Поперечную устойчивость и неизменяемость каркаса здания создают плоские несущие конструкции, способные воспринимать кроме вертикальных нагрузок также горизонтальные. К таким относятся:

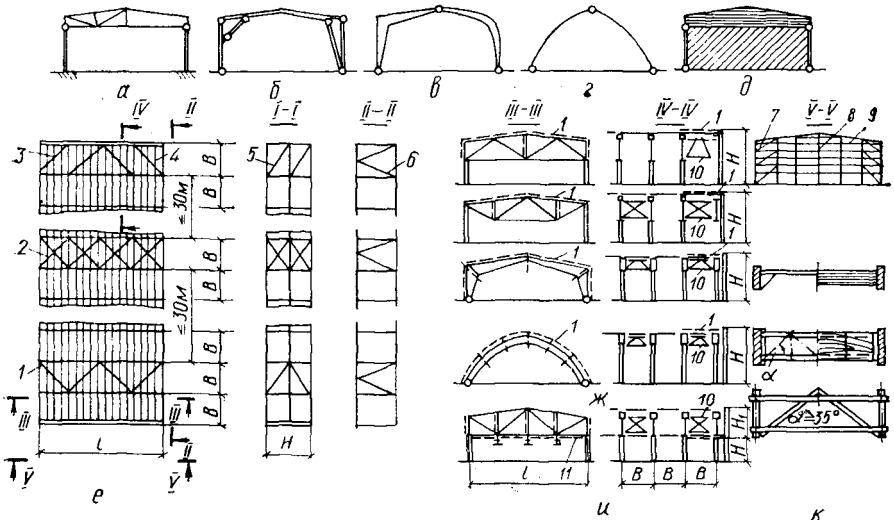


Рис. 10.1. Схемы поперечных несущих конструкций зданий и связей в покрытиях и стенах:

*а* — поперечные рамы со стойками, жестко соединенными с фундаментами; *б* — то же, шарнирно соединенными с фундаментами; *в* — трехшарнирные рамы; *г* — арки; *д* — шарнирные рамы с передачей усилий на жесткие диски покрытий и торцевых стен; *е* — схемы поперечных связевых ферм покрытия; *ж* — разрезы здания с поперечными связевыми фермами в плоскости верхних поясов; *з* — то же, со связевыми фермами в плоскости нижних поясов; *и* — то же, со связевыми вертикальными (наклонными) связями; *к* — схемы продольных вертикальных (наклонных) связей; *1* — поперечные связи с треугольной решеткой; *2* — то же, с перекрестной; *3* — то же, с раскосной; *4* — прогоны или ребра плит; *5* — вертикальные связи продольных стен; *6* — то же, порталного типа; *7* — вертикальные связи торцевых стен; *8* — стойки торцевых стен; *9* — прогоны торцевых стен; *10* — продольные связи; *11* — связевые фермы по нижним поясам.

поперечные рамы, стойки которых жестко соединены с фундаментами и шарнирно — с конструкциями покрытий (рис. 10.1, *а*);

поперечные рамы, стойки которых шарнирно соединены с фундаментами, а ригели связаны со стойками подкосами (рис. 10.1, *б*);

поперечные рамы или арки с непосредственным опиранием на фундаменты (рис. 10.1, *в, г*);

стойки поперечных рам соединены с фундаментами и конструкция шарнирно, покрытие — жесткий диск, передающий горизонтальные усилия на жесткие торцевые стены, расстояние между которыми не превышает 24 м (рис. 10.1, *д*);

каменные стены или железобетонный каркас, воспринимающий все горизонтальные нагрузки с деревянными конструкциями покрытий и перекрытий.

Продольную неизменяемость и устойчивость каркасов зданий и сооружений, как правило, обеспечивают постановкой в плоскости стен связевых систем, которые соединяют между собой несущие и ограждающие конструкции и образуют жесткие диски. Связевые системы воспринимают внешние в основном горизонтальные нагрузки с передачей их на фундаменты, фиксируют в проектном положении плоские несущие конструкции и предотвращают деформации их в плоскости, перпендикулярной плоскости несущей конструкции вследствие возможной потери устойчивости их сжатых частей.

## 10.2. СВЯЗИ В ПОКРЫТИЯХ И СТЕНАХ

В покрытиях связевые системы состоят из связевых ферм, располагаемых поперек здания и называемых поперечными (скатными) связями, продольных (вертикальных или наклонных) связей, устанавливаемых перпендикулярно плоским несущим конструкциям и, при необходимости, горизонтальных (наклонных) связей, которые ставят в плоскости нижних поясов (кромки) плоских несущих конструкций.

Поперечные связевые фермы (скатные связи) в покрытиях устанавливают в плоскости верхних поясов ферм или верхних кромок балок, арок и рам, между соседними несущими конструкциями, располагаемыми непосредственно у торцовых стен (рис. 10.1, *е*).

В длинных зданиях поперечные связевые фермы ставят также в промежутках между связями, расположенными у торцов здания с интервалом не более 30 м. Если торцевые стены воспринимают горизонтальные нагрузки, связевые фермы у торцов здания не ставят (рис. 10.1, *и*).

Поясами связевых поперечных ферм служат верхние пояса или все сечение несущих конструкций. Решетку выполняют деревянной раскосной или перекрестной, работающей на сжатие либо перекрестной из стальных тяжей, работающих на растяжение. Стойками служат прогоны или ребра плит покрытия. При таком расположении связевых поперечных ферм торцевые стойки каркаса имеют расчетную длину  $H$  от верха фундамента до уровня покрытия здания (рис. 10.1, *ж*).

В покрытиях зданий, выполняемых в построечных условиях, при наличии двухслойного перекрестного рабочего и защитного настилов под рубероидную кровлю с расположением защитного настила под углом к рабочему, поперечные связи не устраивают. При наличии в покрытии одного слоя дощатого настила в отсеках у торцов здания и в промежутках между ними вместо связевых ферм укладывают дополнительный слой досок под углом к основному настилу. В этих случаях необходимо выполнять следующие требования:

доски перекрестных настилов соединяют между собой не менее чем двумя гвоздями и крепят гвоздями к прогонам (или стропилам), стыки досок располагают над нижележащими конструкциями; элементы покрытия (прогоны, стропила) закрепляют к несущим конструкциям так, чтобы крепежные части воспринимали сдвигающие усилия, возникающие от горизонтальных нагрузок. Если настил расположен по верху прогонов, то при расчете крепления прогона к несущей конструкции

следует учитывать появление изгибающего момента от горизонтальных сил, расположенных выше крепежных элементов.

Продольные вертикальные или наклонные связи в покрытиях служат для сохранения проектного положения поперечных несущих конструкций во время монтажа и эксплуатации, а также для устойчивости отдельных элементов несущих конструкций. Их устанавливают: в фермах трапециевидных — на опорах и в середине пролета; в треугольных, многоугольных, сегментных и с пониженным по отношению к линии опор нижним поясом (шпренгельные) в середине пролета, по стойкам ферм; в арках и рамах при появлении сжимающих усилий по внутренней кромке, если устойчивость их не обеспечивается расчетом; при усилиях, действующих на нижний пояс конструкции перпендикулярно его плоскости (тормозные и другие горизонтальные усилия).

Продольные связи, устанавливаемые в арках, рамах и фермах с пониженным нижним поясом, соединяют попарно, в остальных случаях ставят в тех же отсеках, где расположены поперечные связевые фермы. Горизонтальные усилия на них передают через крановые пути, подвешенные к фермам, или распорки. Конструкция продольных связей зависит от шага несущих конструкций и их высоты: при небольшой высоте это сплошные балочные элементы, при большой — простейшие фермы, если угол наклона между раскосом и горизонтальными поясами больше  $35^\circ$ . Фермы выполняют из досок, соединяя их в узлах гвоздями или болтами. Можно применять балки с фанерной стенкой (рис. 10.1, *к*). Крепление к несущим конструкциям — с помощью болтов или крепежных стальных элементов.

В зданиях с металлодеревянными фермами, у которых нижний пояс выполнен из профильной стали, при наличии подвесных перекрытий или подвесного кранового оборудования, в плоскости нижних поясов ферм устанавливают горизонтальные связи с решеткой из профильной стали. В этом случае горизонтальные усилия, действующие в плоскости покрытия, воспринимаются консольными участками  $H_1$  торцевых стен, расположенными выше уровня нижнего пояса ферм (рис. 10.1, *и*).

Вертикальные продольные связи в плоскости стоек каркасов стен служат для обеспечения устойчивости и уменьшения расчетной длины стоек поперечных несущих конструкций в плоскости, перпендикулярной им. В зависимости от длины их выполняют раскосными или перекрестными из деревянных элементов, работающих на сжатие или перекрестных из стальных тяжей, работающих на растяжение. Располагают их, обычно, в тех же отсеках, где ставят поперечные связевые фермы покрытия. Между собой в узлах связи соединяют распорками (см. рис. 10.1, *е*, разрез I—I). Если по условиям эксплуатации (наличие ворот, оборудования) крестовые или раскосные поставить нельзя, применяют связи в виде порталов (см. рис. 10.1, *е*, разрез II—II).

В плоскости торцевых стен вертикальные связи ставят, в зависимости от ширины здания и наличия проемов, в одном отсеке — в середине между вертикальными стойками фахверка или в двух — по краям торцевой стены (см. рис. 10.1, *е*, разрез V—V). Элементы связей выполняют из древесины в виде раскосной или перекрестной системы и крепят к торцевым стойкам болтами или стальными крепежными элементами.



На рис. 10.2 показаны некоторые виды узловых соединений связей с несущими конструкциями. При выборе способа соединения следует стремиться к более простому как при изготовлении, так и при монтаже, а также принимать такие схемы, в которых можно устанавливать связь с натяжением или натягивать ее в процессе эксплуатации. При этом

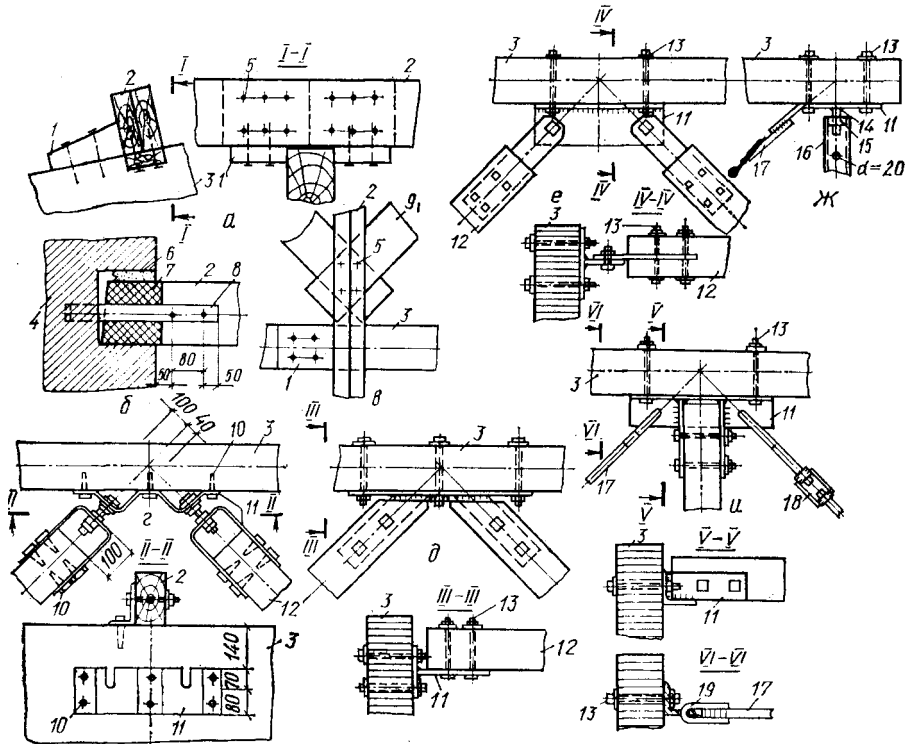


Рис. 10.2. Узловые соединения связей с несущими конструкциями:

а — прогона покрытия с верхним поясом; б — прогона с торцевыми стенами; в — поперечных (скатных) связей из досок через прогон; г — скатных деревянных связей с натяжением и с распоркой из прогона; д, е — то же, без натяжения; ж — поперечных связей из стальных тяжей с распоркой из стальной трубы; и — то же, с распоркой из бруса; 1 — крепежные бобышки; 2 — прогон; 3 — несущая конструкция; 4 — кирпичная стена; 5 — гвозди; 6 — заделка гнезда раствором; 7 — защитный бандаж; 8 — анкер из полосовой стали; 9 — скатные связи из досок; 10 — винты; 11 — стальные крепежные детали; 12 — скатные связи из цельных или клееных брусев; 13 — болты; 14 — нарезной штырь; 15 — заглушка с нарезкой; 16 — распорка из трубы; 17 — связи из стальных тяжей; 18 — натяжные муфты; 19 — петли из круглой стали.

следует центрировать оси ее элементов на центр тяжести той несущей конструкции, к которой связь крепится. Если это невозможно, рекомендуется, чтобы эксцентриситет крепления не превышал половины толщины элемента конструкции, к которому крепится связь, а жесткость ее была значительно меньше жесткости этого элемента.

Связевые системы покрытий рассчитывают на усилия, возникающие от действия горизонтальных нагрузок, направленных вдоль здания (ветровые, тормозные от кранов), и условных усилий, возникающих

от вертикальных нагрузок в результате отклонений от проектного положения при монтаже или погиби несущих конструкций в плоскости, перпендикулярной конструкции.

Значения горизонтальных нагрузок  $q_r$  определяют по действующим нормам или технологическим заданиям и распределяют поровну между всеми связевыми поперечными фермами или устойчивыми торцевыми стенами. Значения горизонтальных нагрузок  $q_{гв}$ , возникающих от вертикальных, действующих на несущие конструкции [38]:

$$q_{гв} = k_{с.в} q_v, \quad (143)$$

где  $q_v$  — расчетная вертикальная равномерно распределенная нагрузка на 1 м горизонтальной проекции несущей конструкции покрытия (при других видах — нагрузки приводят к эквивалентной равномерно распределенной по всему пролету конструкции);  $k_{с.в}$  — коэффициент, зависящий от вида и геометрических размеров несущих конструкций, принимаемый равным:

Для балок постоянного по длине сечения, ферм и арок при $f/l \leq$	
$\leq 1/6$ . . . . .	0,02
Для балок переменного по длине сечения (двускатных и др.)	0,024
Для трехшарнирных рам и арок при $f/l \geq 1/3$ . . . . .	0,01
Для арок размерами $1/6 \leq f/l \leq 1/3$ . . . . .	По интерполяции

Суммарную нагрузку  $q$  на каждую поперечную связевую ферму, по которой определяют в ней усилия, принимают

$$q = (q_r + q_{г.в} n) / t, \quad (144)$$

где  $n$  — количество несущих конструкций покрытия на всю длину здания в рассматриваемом пролете;  $t$  — количество поперечных связевых ферм, в том числе и заменяющих их торцевых стен.

По полученным значениям равномерно распределенной суммарной нагрузки определяют узловые нагрузки и усилия в элементах связевых ферм, принимая их пролет, равным длине развертки скрепляемых решеткой поясов несущих конструкций. Выполняют конструктивный расчет, учитывая, что гибкость отдельных элементов не должна превышать предельной —  $\lambda_{пр} = 200$ . При этом деформативность продольных элементов покрытия (прогонов, ребер плит, распорок), соединяющих между собой связевые фермы, можно не учитывать. В покрытиях с несущими конструкциями из двускатных клееных балок можно использовать уточненную методику определения нагрузки [38].

Продольные вертикальные или наклонные связи покрытия рассчитывают на действие усилия

$$N = k_{с.в} V, \quad (145)$$

где  $k_{с.в} = 0,015$ , а  $V = q s_0$  — для связей, раскрепляющих сжатую кромку рам и арок;  $k_{с.в} = 0,01$ , а  $V$  равно усилию в стойках шпренгельных систем, соединяемых связями;  $s_0$  — горизонтальная проекция расстояния между продольными связями.

Продольные вертикальные связи, устанавливаемые по стойкам рам или фахверка, рассчитывают только на действие ветровых нагрузок. При определении усилий в элементах связей с учетом двух и более временных нагрузок вводят коэффициент сочетания нагрузок  $n = 0,9$ .

### 10.3. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ НА МОНТАЖНЫЕ НАГРУЗКИ

При проектировании деревянных конструкций составляют проекты организации и производства работ. В этой части проекта разрабатывают способы транспортирования, укрупнительной сборки, кантовки, т. е. перевода конструкций из горизонтального в вертикальное положение и монтажа их.

На каждой стадии производства работ конструкции работают по иным статическим схемам и с другими нагрузками, чем при эксплуатации. В их элементах может изменяться расчетная длина, а усилия по значению и знакам могут отличаться от действующих в условиях эксплуатации. Поэтому деревянные конструкции, особенно решетчатые, проверяют расчетом на монтажные силовые воздействия в соответствии с принятыми в проекте производством работ схемой оснастки и захвата их при кантовке, подъеме, установке на опоры и раскреплении в вертикальном рабочем положении временными связями. В местах крепления

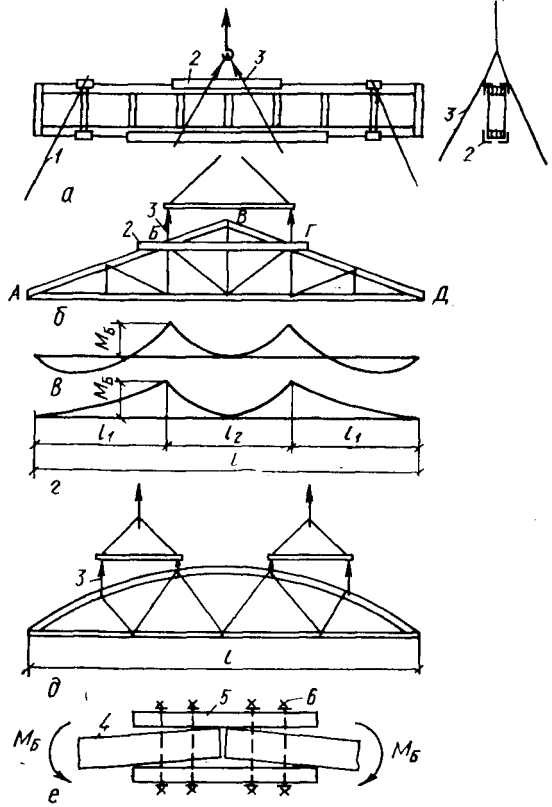


Рис. 10.3. Схемы монтажа конструкций:

*a* — клееная фанерная балка при подъеме; *б* — то же, ферма; *в* — эпюра моментов при кантовке фермы; *г* — то же, при подъеме в вертикальной плоскости; *д* — подъем сегментной фермы двумя траверсами; *е* — деформации конькового узла *B* фермы при кантовке; *1* — временные оттяжки; *2* — временные прокладки; *3* — подъемные тросы; *4* — верхний пояс фермы; *5* — накладки на стыке конькового узла; *6* — болты

оснастки и монтажных тросов к деревянным конструкциям проверяют древесину на местное смятие поперек волокон и при неблагоприятных результатах устанавливают распределительные прокладки (рис. 10.3, *a*). Не следует также допускать нагрузок, которые могут вызвать разрыв клевого шва или древесины поперек волокон.

Крепят захватные приспособления (монтажные тросы, траверсы) только в узлах конструкций или вблизи их, усиливая эти места временными накладками (рис. 10.3, *б*). При кантовке конструкций из горизонтального в вертикальное положение проверяют расчетом пояса сквозных конструкций и все соединения в узлах на случай выгиба

конструкции из своей плоскости. В этом случае определяют изгибающий момент в месте крепления траверсы (см. рис. 10.3, узлы Б и Г) на действие нагрузки от собственного веса фермы и рассчитывают накладки конькового узла (рис. 10.3, в, е). При подъеме конструкций в вертикальном положении она работает в своей плоскости как двухконсольная балка (см. рис. 10.3, а, б, д). В этом случае в поясах ферм возникают усилия другого знака по сравнению с расчетной схемой, принятой для эксплуатационных условий. Нижний пояс, выполненный из древесины, испытывающий сжатие, проверяют на устойчивость в плоскости, перпендикулярной плоскости конструкции. Верхний пояс, работающий на растяжение, проверяют в узлах или стыках по ослабленному сечению. Если нижний пояс гибкий (из круглой или профильной стали), то при подъеме он выключается из работы и работает только верхний пояс на изгиб. Для предотвращения этого рекомендуется по оси нижнего пояса ставить инвентарные парные схватки на болтах, которые работают на сжатие вместо нижнего пояса.

Установленные на опоры конструкции обычно раскрепляют в вертикальном положении временными связями (оттяжками, подкосами). В этом случае проверяют устойчивость элементов и всей конструкции с учетом действительных расчетных длин, если они отличаются от принятых в проекте с постоянными связями.

При монтаже конструкций с закреплением их захватными приспособлениями снизу (см. рис. 10.3, а) предусматривают крепление к верхнему поясу инвентарных стальных деталей, к которым присоединяют временные оттяжки так, чтобы они обеспечивали устойчивость конструкции во время подъема.

Рамы и арки с опиранием опорных узлов непосредственно на фундаменты монтируют в собранном виде с применением временных гибких связей. Расчет ведут как указано выше в зависимости от расположения временных связей. Если арки монтируют с применением временной средней опоры, то полуарки проверяют расчетом также с учетом расположения временных связей в соответствии с проектом организации работ.

Расчет конструкций при кантовке, подъеме и установке выполняют на действие нагрузки от собственного веса, определяемого по спецификации материалов с учетом коэффициентов перегрузки. Нагрузку для ферм и балок принимают равномерно распределенной. К ней вводят коэффициент динамичности  $k_d = 1,2$ , а к расчетным сопротивлениям древесины —  $k_w$  (см. табл. 1.4).

При расчете конструкций на монтажные нагрузки гибкость деревянных элементов принимают не более:

При подъеме и установке конструкций на опоры для поясов без стыков	400
То же со стыками	350
При закреплении конструкций временными оттяжками для поясов без стыков	350
То же, со стыками	300

Расчетную длину нижнего пояса фермы или балки в процессе подъема принимают равной всему пролету, если он не закреплен элементами оснастки, а верхнего пояса (при установке на опоры и временного рас-

крепления из плоскости конструкции) — равной наибольшему расстоянию между точками закрепления траверсами, обжимающими пояс, или временными связями и опорными креплениями.

## **Глава 11. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

### **11.1. ОСНОВНЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ И КЛАССИФИКАЦИЯ**

Пространственные конструкции различают по форме перекрываемого ими здания и поверхности покрытия, способу опирания на стены или колонны, статической схеме, материалам конструкций и методам изготовления.

По сравнению с плоскими несущими конструкциями пространственные, в большинстве случаев, экономичнее, вследствие совмещения функций несущих и ограждающих элементов покрытия, лучшего распределения действующих нагрузок и усилий между элементами, малого влияния на их несущую способность местных дефектов и локальных разрушений. В этих конструкциях хорошо используется внутреннее пространство. Они чувствительны к значительным односторонним нагрузкам и сосредоточенным грузам, а некоторые виды их сложно монтировать, требуется установка временных башенных опор или сплошных подмостей.

Пространственные конструкции отличаются большим многообразием схем и решений, однако не все виды их широко применяют. Чаще — конструкции заводского изготовления, которые классифицируют по следующим видам (табл. 11.1): своды — при прямоугольном плане и опирании на продольные стены или по контуру здания (схемы 1,2); сомкнутые своды — при опирании по контуру здания, многоугольного в плане (схемы 3,5); купола — при опирании по контуру круглого или многоугольного здания (схема 4); структурные конструкции — стержневые или сплошностенчатые плоские и криволинейные с опиранием на продольные стены, по контуру или на угловые колонны (схема 6).

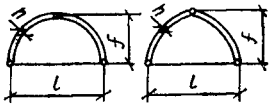
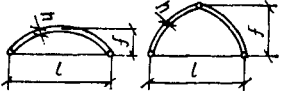

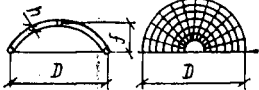
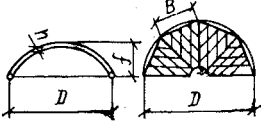
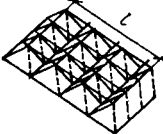
Выбор конструкции зависит от назначения и конфигурации здания, технико-экономического расчета и возможностей завода изготовителя.

### **11.2. КЛЕЕННЫЕ ФАНЕРНЫЕ СВОДЫ**

Эти конструкции применяют для покрытий надземных транспортных галерей и складов пролетами до 12 м. Сводьы komponуют из криволинейных ребристых фанерных плит шириной 1,5 м, соединяемых в опорных и коньковом узлах шарнирно и образующих трехшарнирные арки.

В зависимости от технологических требований фанерные плиты изготовляют трехслойными с утеплителем или однослойными с верхней фанерной полкой. Криволинейные поперечные ребра — клееные из досок, а продольные — из цельных или клееных элементов, соединяемых с первыми шипами и гвоздями. Для утепления чаще всего приме-

Таблица 11.1. Схемы пространственных конструкций

Наименование и схема конструкций	Пролет, $l$ , м	$i/l$	$h/l$	$k_{с.в}$	$k_{м}$ , %
1. Клееные фанерные своды кругового и стрельчатого очертания	6...12	$\geq 1/7$	$\geq 1/80$	—	$\leq 1$
					
2. Кружально-сетчатые своды кругового и стрельчатого очертания	12...60	$\geq 1/7$	$\geq 1/100$	6...15	1...5
					
3. Сомкнутые своды с деревянными ребрами (ребристые купола)	15...100	$\geq 1/6$	1/30...1/60	3...5	4...6
					
4. Сферические купола (ребристо-кольцевые)	25...100	$\geq 1/6$	1/40...1/80	2,5...5	2...3
					
5. Сомкнутые кружально-сетчатые своды	15...60	$\geq 1/6$	1/150	8...10	1...4
					
6. Структурные деревянные и металлодеревянные конструкции	6...18	$\geq 1/7$	1/10...1/16	—	—
					

няют полужесткие минераловатные плиты на синтетическом связующем. Фанерные полки, стыкуемые на «ус», — из строительной водостойкой фанеры марки ФСФ толщиной 6...10 мм.

Крепят фанерные плиты к опорным конструкциям валиковыми шарнирами из стальных профилей, а коньковый узел — обычным упором деревянных элементов (рис. 11.1).

По длине покрытия плиты стыкуют впритык, соединяя их стальной полосой на гвоздях, а зазор заполняют герметизирующими материалами, в утепленных плитах — минеральным войлоком (см. рис. 11.1).

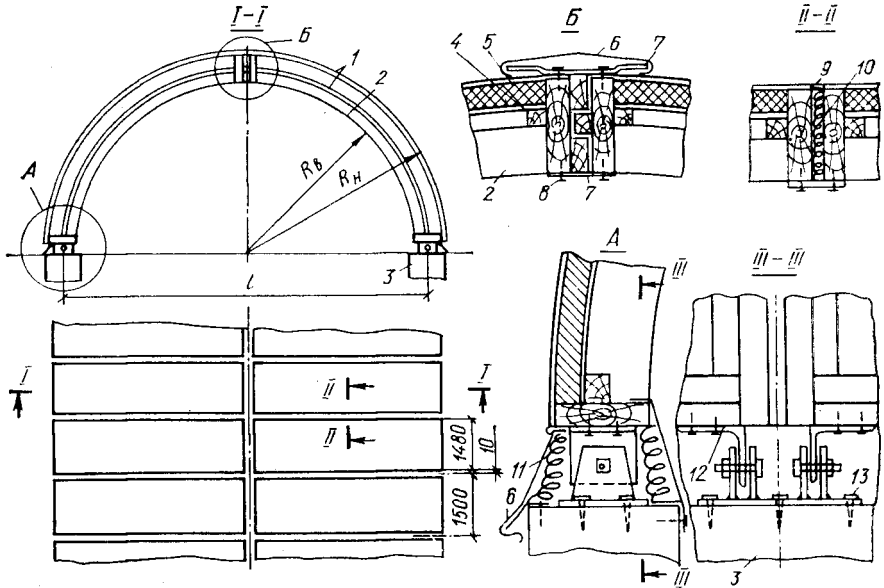


Рис. 11.1. Фанерные своды транспортной галереи:

1 — фанерные полки; 2 — гнуктоклеенные дощатые поперечные ребра; 3 — опорные балки галереи; 4 — продольные ребра; 5 — плитный утеплитель; 6 — защитные фартуки из оцинкованной стали; 7 — стальные крепежные детали; 8 — гвозди; 9 — мастики-изол; 10 — поризол; 11 — минеральная вата; 12 — стальные опорные шарниры; 13 — винты.

Рассчитывают своды как трехшарнирные арки шириной 1,5 м на воздействие постоянных (от веса покрытия), снеговых и ветровых нагрузок. Верхнюю фанерную полку проверяют на монтажную нагрузку, как в плоских плитах.

Конструктивный расчет ведут по правилам, изложенным в § 4.3 для фанерных плоских плит с учетом их работы на сжатие с изгибом. Прогиб криволинейной плиты не проверяют.

### 11.3. КРУЖАЛЬНО-СЕТЧАТЫЕ ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ И СОМКНУТЫЕ СВОДЫ

Кружально-сетчатые пространственные конструкции образуются из отдельных прямолинейных стандартных элементов-косяков, располагающихся по двум пересекающимся направлениям цилиндрической поверхности свода, и образуют ломаные винтовые линии.

В зданиях, прямоугольных в плане, покрытия имеют цилиндрическую поверхность (рис. 11.2, *a*), а многоугольных в плане — состоят из отдельных секторов, являющихся частью цилиндрического свода (рис. 11.2, *в*).

При пролетах размером до 20 м косяки изготовляют из цельных досок, а при больших пролетах — клееными дощатыми или фанерными. Соединяют цельные косяки в узлах с помощью шипов и гнезд (система С. И. Песельника) и на болтах (система Цольбау). Составные косяки соединяют на шипах (предложение Г. Г. Карлсена и Б. А. Освенского) или с помощью болтов с бесшарнирными узлами (предложение Б. А. Освенского) [25].

Возможно также крепление косяков между собой вклеенными стальными стержнями. При пересечении их под прямым углом образуется прямоугольная сетка (см. рис. 11.2, *a*), а под острым ( $35\ldots 50^\circ$ ) — ромбическая (см. рис. 11.2, *б, в*). При узловых соединениях на болтах применяют только ромбическую сетку.

Кружало-сетчатые своды собирают из стандартных элементов, изготовляемых в заводских условиях и транспортируемых к месту строительства в пакетах (рис. 11.3). Собирают своды на передвижных инвентарных подмостях. При небольших пролетах и значительной длине здания их расчленяют на отдельные блоки, которые собирают на земле, а затем целиком поднимают и устанавливают на стены или колонны здания.

Для обеспечения жесткости и неизменяемости блока во время подъема, по торцам его устанавливают кружальные арки из косяков. Косяки свода с арками крепят гвоздями. К торцевым аркам, кроме стальной затяжки свода, крепят монтажную затяжку из двух досок соединяемых по длине прокладками на гвоздях. По углам предусматривают монтажные связи (рис. 11.4). Сводь из отдельных досок с соединением в узлах на шипах наиболее просты в изготовлении и сборке и получили преимущественное распространение. Поэтому мы рассматриваем только их. Сводь из составных косяков более трудоемки и применяются очень редко [25].

Основные узлы сетки этой системы образуются из сквозного косяка, проходящего через узел не прерываясь, и двух набегающих, которые примыкают к сквозному (см. рис. 11.2). Верхняя кромка косяка криволинейная либо с двумя или одним переломом по очертанию описанного или вписанного в окружность правильного многоугольника.

Дощатые косяки применяют толщиной  $b_k \geq 25$  мм при соблюдении соотношений:

$$L_3/h_k \geq 13; h_k/b_k \leq 4,5; h_1 \geq h_k/2 \geq 10 \text{ см (см. рис. 11.3).}$$

Гнезда для шипов располагают на середине длины и высоты косяка, а длину шипов принимают: при прямоугольной сетке  $l_{ш} \geq 1,5b_k$ , а при ромбической  $l_{ш} \geq 1,4b_k$  (по короткой стороне шипа) (см. рис. 11.3, *e, ж, и*). Косяки, примыкающие к настенному брусу, уложенному на продольные стены, концами упирают в специальные гнезда, вырезанные в брусе, и прикрепляют гвоздями (см. рис. 11.3, *a, б, e*).



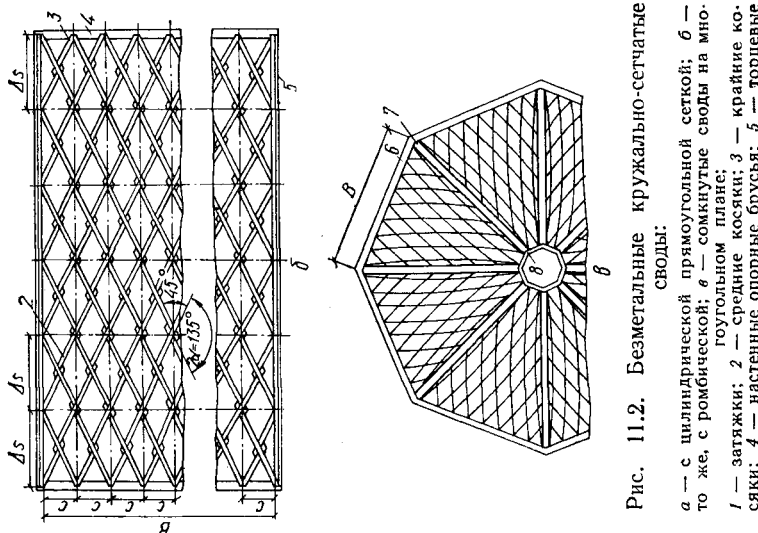


Рис. 11.2. Безметалльные кругально-сетчатые своды:  
*a* — с цилиндрической прямоугольной сеткой; *б* — то же, с ромбической; *в* — сомкнутые своды на многотугольном плане; *г* — затяжки; *2* — средние косынки; *3* — крайние косынки; *4* — настенные опорные брусья; *5* — торцевые кругальные арки; *6* — нижнее кольцо; *7* — гурты; *8* — верхнее кольцо.

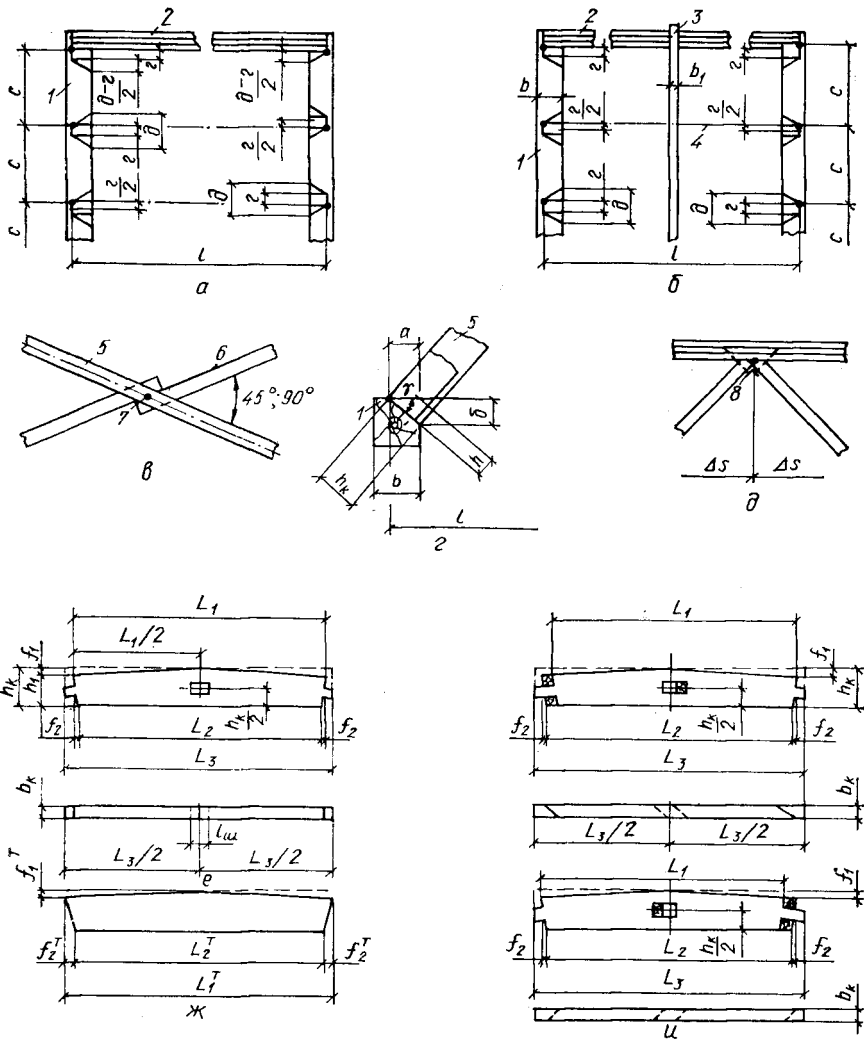


Рис. 11.3. Узлы и косяки безметалльного кружально-сетчатого свода:

*a* — расположение врубок в настенных брусках цилиндрического свода; *б* — то же, стрельчатого; *в* — пересечение косяков; *г* — примыкание косяков к настенному брусу; *д* — то же; *к* — торцевой арке; *е* — косяки прямоугольной сетки; *ж* — то же, торцевой арки; *и* — косяки ромбической сетки (правый и левый); *1* — настенный брус; *2* — торцевая арка; *3* — коньковый прогон; *4* — ось врубки; *5* — сквозной косяк; *6* — набегающий косяк; *7* — центр узла; *8* — гвозди (не менее двух на каждый косяк).

В торцах здания устанавливают двух- или трехслойные кружальные арки, к которым косяки закрепляют гвоздями (см. рис. 11.3, д).

Распор свода воспринимают фундаменты или стальные затяжки, расположенные по его длине на расстоянии 1,5...3 м, кратном шагу узлов косяков. В коньке стрельчатых сводов устанавливают продольный брус, к которому крепят косяки.

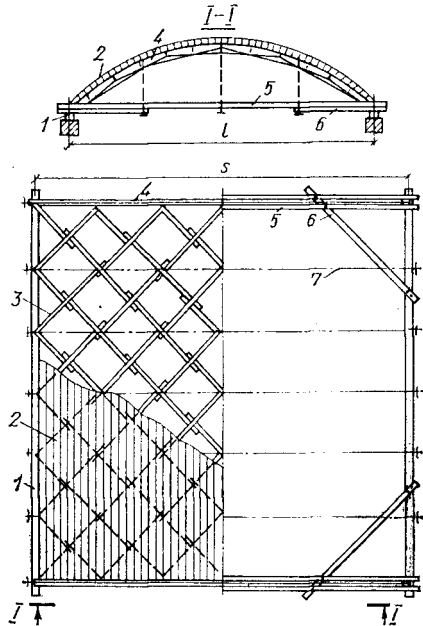
По верхней поверхности свода укладывают дощатый продольный настил или плиты, которые надежно прикрепляют к косякам, поскольку они воспринимают продольные усилия, передающиеся торцовым стенам. Каждую доску настила крепят к косяку, а каждый косяк — к настенному и коньковому брусу в стрельчатых сводах или к торцовой арке (не менее чем двумя гвоздями). Плиты прикрепляют к косякам стальными крепежными деталями.

Кружально-сетчатые сомкнутые своды на многоугольном плане образуют многогранный купол (см. рис. 11.2, в), состоящий из одинаковых секторов, являющихся частью ромбического свода. Смежные секторы примыкают к ребрам, называемым гуртами. Для применения по всей площади сектора стандартных косяков гурты выполняют в плане эллиптической формы. При  $f/D \leq 5$  очертание гурта можно принять по окружности.

В том случае, если гурты постоянной толщины в виде кружальных или клееных арок, косяки, примыкающие к ним, сопрягают по месту, поскольку их длины не одинаковы. При сборке секторов сомкнутого свода и переменной ширине гуртов возможны неточности, поэтому требуется прирезка косяков по месту. В этом случае реко-

Рис. 11.4. Схема монтажного блока свода:

1 — настенный брус; 2 — дощатый настил; 3 — косяки свода; 4 — кружальные торцовые арки; 5 — монтажная затяжка из двух досок (крепится к торцевым аркам); 6 — монтажные связи из брусьев; 7 — стальные затяжки.



мендуется проектировать гурты постоянной ширины. Для удобства монтажа сомкнутых сводов в заводских условиях или на стеллажах строительной площадки собирают отдельные секторы свода с обрамлением настенным брусом и гуртами одинаковой ширины. При установке на стены и центральную монтажную башню гурты соседних секторов соединяют болтами, при необходимости между гуртами ставят прокладки переменной толщины.

Нижнее распорное многоугольное кольцо чаще всего выполняют железобетонным и к нему крепят настенные брусья секторов свода. Верхнее кольцо — из кружал или клееное. Конструкция сетки и детали ее примыкания к обрамляющим сектор элементам аналогичны цилиндрическому кружально-сетчатому своду — пространственной, многократно статически неопределимой системе.

Точный статический расчет можно выполнять с применением ЭВМ. Чаще используют приближенный метод расчета, точность которого

достаточная для строительных конструкций, оправдана проектной и эксплуатационной практикой.

При расчете по приближенному методу в своде нормально его оси выделяют расчетную полосу шириной  $c$  (см. рис. 11.2, а, б), принимаемую в зависимости от пролета свода от 0,7 до 1,5 м.

Далее рассматривают плоскую арку пролетом  $l$ , высотой  $f$  и шириной  $c$ , для которой выполняют вначале геометрический, а затем статический и конструктивный расчеты.

**Геометрический расчет** (см. рис. 11.2, 11.3). Центральный угол соответственно для кругового и стрельчатого очертания арки:

$$\sin \varphi/2 = l/(2R); \quad \sin \varphi/2 = \sqrt{(l/2 - b_1/2)^2 + f^2}/2R, \quad (146)$$

где  $R = \frac{l^2}{8f} + \frac{f}{2}$ ;  $b_1$  — ширина конькового прогона.

Центральный угол  $\Delta\varphi$  косяка свода:

$$\text{для кругового свода } \Delta\varphi = \varphi/n_\kappa; \quad (147)$$

$$\text{для стрельчатого } \Delta\varphi = 2\varphi/n_\kappa,$$

где  $n_\kappa$  — число косяков по всей дуге свода.

Шаг косяков по опорному брусу:

$$\text{при прямоугольной сетке } c = \Delta s - 1,41b_\kappa; \quad (148)$$

$$\text{при ромбической } \quad \quad \quad c = 0,414\Delta s - 1,08b_\kappa,$$

где  $\Delta s = 2R \sin \Delta\varphi/2$ .

Размеры косяка  $L_1, f_1, f_2$  (см. рис. 11.3, е, u):

$$\text{при прямоугольной сетке } L_1 = 1,414c;$$

$$\text{при ромбической } \quad \quad \quad \ll L_1 = 2,61c; \quad (150)$$

$$f_1 = R(1 - \cos \Delta\varphi/2); \quad (151)$$

$$f_2 = (h_\kappa - f_1) \operatorname{tg} \beta,$$

где угол  $\beta$ :

$$\text{при прямоугольной сетке } \sin \beta = 1,414 \sin \Delta\varphi/4;$$

$$\text{при ромбической } \quad \quad \quad \ll \sin \beta = 1,08 \sin \Delta\varphi/4. \quad (152)$$

Длина косяка по нижней грани (без шипов)  $L_2$  и полная длина его по нижней грани (с шипами)  $L_3$ :

$$L_2 = L_1 - 2f_2;$$

$$\text{при прямоугольной сетке } L_3 = L_1 + 2b_\kappa;$$

$$\text{при ромбической } \quad \quad \quad \ll L_3 = L_1 + 3,82b_\kappa. \quad (153)$$

Размеры косяков торцевой арки (см. рис. 11.3, ж): проекция верхней грани на направление нижней

$$L_1^T = 2R \sin \Delta\varphi/2. \quad (154)$$

Скосы верхней  $f_1^T$  и боковой  $f_2^T$  граней:

$$f_1^T = R(1 - \cos \Delta\varphi/2); \quad f_2^T = (h_\kappa - f_1) \operatorname{tg} \Delta\varphi/2; \quad (155)$$

$$\text{длина косяка по нижней грани } L_2^T = L_1^T - 2f_2^T. \quad (156)$$

Размеры врубки в опорных брусках (см. рис. 11.3, а, б, г):

$$\text{ширина по горизонтальной пласти } a = h_\kappa \cos \gamma,$$

» по вертикальной »  $\delta = h_k \sin \gamma$ ,  
 глубина  $h_{вр} = a \sin \gamma$ ,  
 длина по направлению опорного бруса:

при прямоугольной сетке  $\gamma = 0,7b_k$ ;  $d = 2 + 2h_{вр}$ ;  
 при ромбической сетке  $\gamma = 0,54b_k$ ;  $d = 2 + 0,828h_{вр}$ , (157)

где  $\gamma = 90^\circ - \varphi/2$  для кругового свода;  $\gamma = 90^\circ - \varphi/2 - \theta$  — для стрельчатого свода;  $\operatorname{tg} \theta = f(l/2 - b_1/2)$ .

**Расчет свода.** Свод рассчитывают как плоскую двух- или трехшарнирную арку (кругового или стрельчатого очертания) шириной  $s$ . Расчетные усилия  $M$  и  $N$  определяют от постоянных и временных расчетных нагрузок при наиболее невыгодном нагружении арки.

Для двухшарнирных арок распор определяют по формулам: при равномерно-распределенной нагрузке по всему пролету  $H = kgl$ , а при односторонней на половине пролета  $H = kpl/2$ .

$f/l$ *	1/4	1/4,5	1/5	1/5,5	1/6	1/6,5	1,7
$k$	0,4819	0,5463	0,6108	0,6748	0,7387	0,8025	0,8662

\* Составлено Б. А. Освенским.

В каждом узле свода изгибающий момент воспринимается только сквозным косяком, а нормальная сжимающая сила сквозным и двумя набегающими (см. рис. 11.3, в). Наиболее нагруженный сквозной косяк рассчитывают как внецентренно сжатый элемент по формуле

$$\sigma = N/(2F_{нт} \sin \alpha) + M_D/(k_\phi W_{нт} \sin \alpha) \leq R_c, \quad (158)$$

где  $N$  — расчетное нормальное усилие в сечении с наибольшим изгибающим моментом;  $M_D = M/\xi$ ;  $F_{нт}$  и  $W_{нт}$  — соответственно площадь и момент сопротивления нетто поперечного сечения косяка в середине его длины;  $k_\phi$  — коэффициент, учитывающий пространственную работу свода, определяемый в зависимости от длины дуги свода  $s$  и расстояния между кружальными арками  $B$  (см. рис. 11.2, а, б);

$B/s$	.....	$\leq 1$	1,5	2	$\geq 2,5$
$k_\phi$	.....	2	1,4	1,1	1

Коэффициент  $\xi$  определяют по формуле (22), в которой значение сжимающей силы  $N$  принимают в ключевом сечении свода  $N = N_c/(2 \sin \alpha)$ , где  $N_c$  — усилие, определяемое при статическом расчете для ключевого сечения;  $F_{бр}$  — площадь сечения брутто косяка в середине его длины; гибкость  $\lambda = 4,5l_0/h_k$ ;

$l_0$  — расчетная длина дуги арки, принимаемая по § 7.2;  $h_k$  — высота косяка в середине его длины.

Если  $M/(k_\phi W_{нт} \sin \alpha) \leq 0,1 N/(2 F_{бр} \sin \alpha)$ , то косяки проверяют на устойчивость по формуле (8) с подстановкой соответствующих значений для рассматриваемого кружально-сетчатого свода. В узлах свода проверяют боковые грани сквозного косяка на смятие (под углом к волокнам) торцами «набегающих» косяков:

$$\sigma = N/(2 \sin \alpha F_k^0 \sin 2\alpha) \leq R_{см\alpha}, \quad (159)$$

где  $F_k^0$  — площадь опирания набегающего косяка  $F_k^0 = b_k (h_1 - h_k/4)$  (см. рис. 11.3, е, и);

$R_{\text{см}\alpha_1}$  — расчетное сопротивление древесины под углом  $\alpha_1$  (см. рис. 1.1).

Рассчитывают прикрепление продольного настила или плит покрытия к торцовым или промежуточным аркам на усилие в примыкающих к ним косякам по формуле

$$N_p = N \operatorname{ctg} \alpha, \quad (160)$$

где  $N_p$  — усилие, действующее на участке  $\Delta s$ .

Торцевые арки фронтонов рассчитывают на действие равномерно распределенной нагрузки (на единицу длины горизонтальной проекции фронтона), равной

$$q_\phi = qB/2 (1 - {}^2/3k_\phi), \quad (161)$$

где  $q$  — симметричная или односторонняя нагрузка на единицу длины горизонтальной проекции свода;  $B$  — длина свода или расстояние между промежуточными арками, принимаемая не более  $2,5s$ .

Затяжки свода проектируют из круглой стали и рассчитывают на растяжение от усилия распора. Настенные брусья рассчитывают на изгиб от действия вертикальной (при опирании брусьев на колонны) и горизонтальной реакций опор; кружально-сетчатые сомкнутые своды — по указаниям [25].

#### 11.4. СТРУКТУРНЫЕ ДЕРЕВЯННЫЕ И МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Структурные конструкции представляют собой пространственно-стержневые системы, имеющие регулярное строение и создаваемые на основе многократного повторения однотипных элементов. Отличаются индустриальностью, широтой унификации, возможностью ускорения строительства и целым рядом преимуществ пространственной работы. Широкое использование в структурных конструкциях древесины и фанеры дает возможность экономить металл. Деревянные и металлодеревянные структурные конструкции рекомендуются к применению в экспериментальном строительстве.

В металлодеревянной ортогональной структуре, созданной НИСИ совместно с СибЗНИИЭП [13], роль верхних поясов выполняют контурные ребра фанерных плит, воспринимающие продольные силы и изгибающие моменты от поперечной нагрузки. Раскосы из брусьев, фанерных труб или швеллеров (жестких стержней), работающих на сжатие и растяжение. Нижние пояса — из металлических профилей. Узловые элементы сварные. Соединение стержней решетки с металлическими узловыми элементами — на болтах с помощью переходных наконечников, крепящихся к брусьям посредством клеенных стержней (рис. 11.5).

Ортогональное металлодеревянное сборно-разборное структурное покрытие, разработанное в ЦНИИСК им. Кучеренко [40], состоит из верхнего и нижнего поясов, системы стоек и раскосов, образующих решетку. Верхний пояс из плит с фанерными обшивками на деревян-

ном каркасе размером  $3 \times 3$  м, нижний — из круглой арматурной стали. Стойки деревянные прямоугольного или круглого сечения. Все раскосы растянuty, выполняются из круглой арматурной стали. Узлы — металлические сварные, состоят из оголовков, надеваемых на концы стоек, которые снабжены приспособлениями для закрепления поясов и раскосов (рис. 11.6).

В рассмотренных структурах верхние пояса — фанерные плиты совмещают несущую и ограждающую функции, что дает экономию материала.

В металлодеревянной структуре с треугольными ячейками в плоскости поясов, разработанной ХИСИ [3], стержневую решетку получают пространственным перекрещиванием треугольных ребристых пирамид, вершины которых находятся в центрах оснований, лежащих в

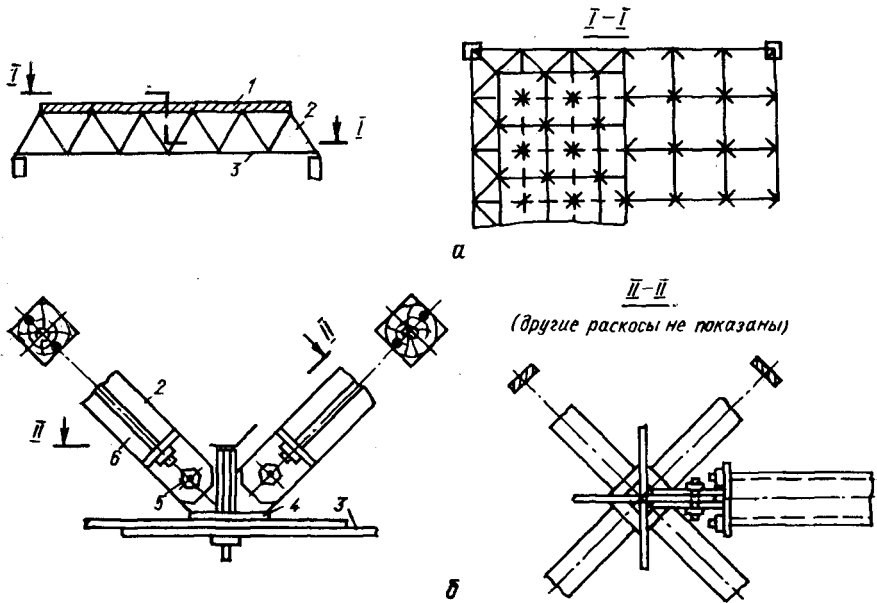


Рис. 11.5. Металлодеревянная ортогональная структура:

*a* — схема структуры с восходящими раскосами; *b* — узловое соединения;  
 1 — фанерные плиты; 2 — деревянные раскосы; 3 — стальные полосы нижнего пояса;  
 4 — сварной башмак; 5 — болт; 6 — вклеенный стержень.

параллельных плоскостях. В плане стороны оснований пересекаются, образуя угол  $120^\circ$ . Вершины пирамид по вертикали и в плоскости нижней сетки стянуты тяжами, а в верхней плоскости пересекаются, образуя угол  $120^\circ$ , и соединены между собой деревянными брусками. Пространственная решетка (ребра пирамид) также выполнена из дерева.

Узловые соединения деревянных элементов осуществлены лобовыми упорами, которые способны передавать только сжимающие усилия

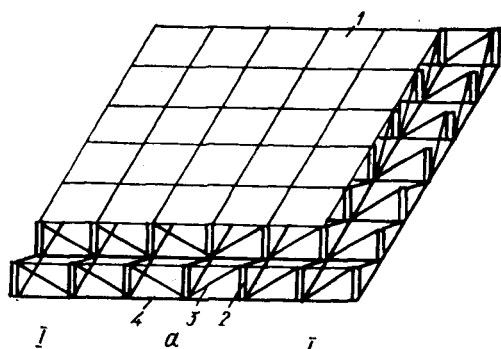
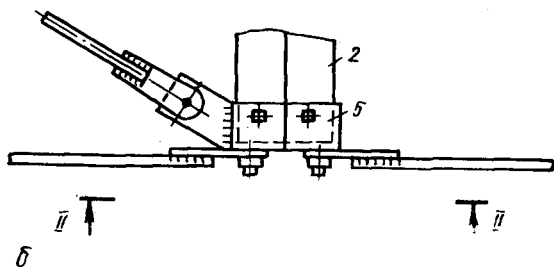
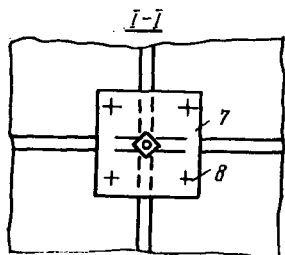
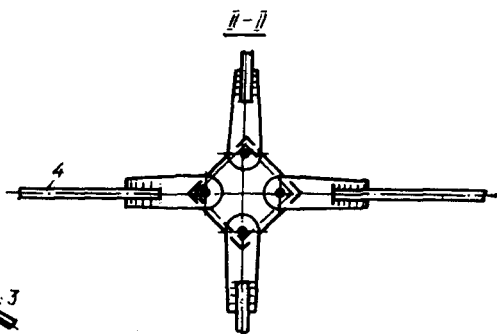
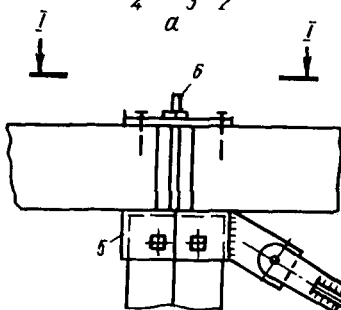


Рис. 11.6. Ортогональная металлодеревянная сборно-разборная структура:

а — схема структуры; б — узловые соединения;  
 1 — плита покрытия; 2 — стойка; 3 — раскосы; 4 — стальные элементы нижнего пояса; 5 — оголовки; 6 — узловой болт; 7 — кладки; 8 — винты.



Металлические стержни нижней сетки и стоек, имеющие в узлах резьбовые соединения, вследствие большой гибкости могут быть только растянутыми. Узловые сопряжения решены с помощью стальных сварных башмаков, выполненных из угловой и листовой стали (рис. 11.7).

Деревянная ортогональная сплошностенчатая структурная конструкция, разработанная ХИСИ [7, 48], состоит из наклонно установленных фанерных балок с волнистой или плоской стенкой, объединенных поверху и понизу перпендикулярно расположенными брусчатыми поясами-связями. Пояса двух фанерных балок в месте пересечения их с перпендикулярно направленной связью объединяются двумя тарельчатыми шайбами (для балок с волнистой стенкой) или тарельчатой и плоской шайбами (для балок с плоской стенкой), расположенными свер-



ху и снизу. Шайбы с помещенными между ними поясами балок стягиваются болтом, который одновременно крепит их к связи перпендикулярного направления (рис. 11.8).

Структурные конструкции — многократно статически неопределимые. Их рассчитывают по дискретной модели с использованием электронно-вычислительной техники. В частности, их можно рассчитать с

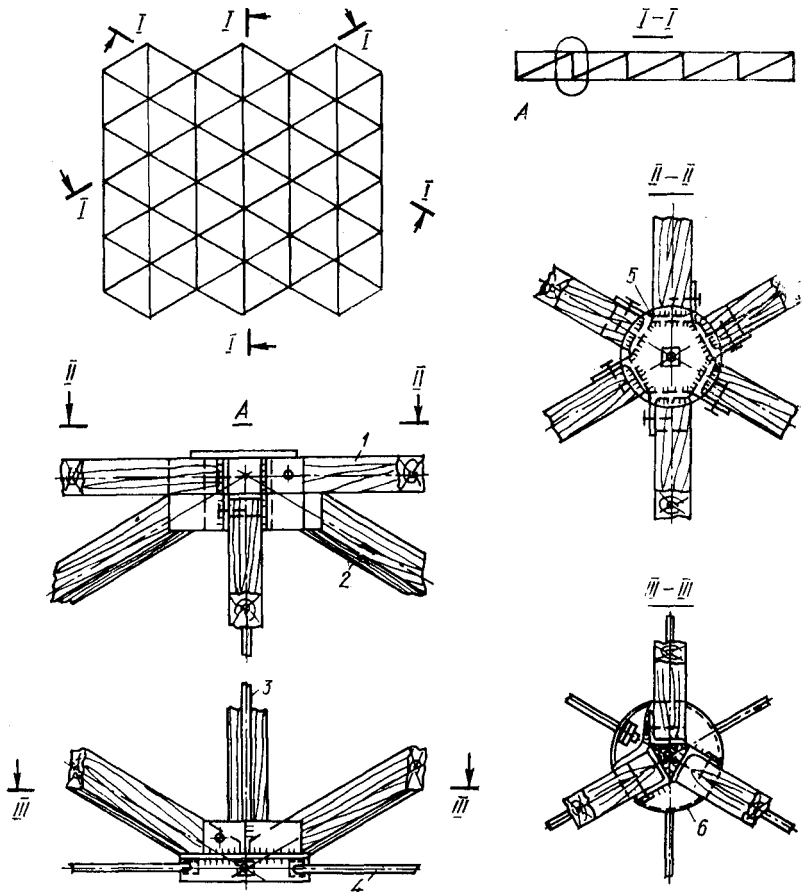


Рис. 11.7. Металлодеревянная структура с треугольными ячейками:

1 — верхний пояс; 2 — раскосы; 3 — стойки; 4 — нижний пояс; 5 — башмак верхних узлов; 6 — то же, нижних.

применением программ, реализующих метод конечных элементов. Для расчета используют программы «Супер», «Лири» и др. Если нельзя использовать перечисленные программы, расчет ведут по методикам, специально разработанным для конкретных структур. Стержневая структура ХИСИ с треугольными ячейками в поясах представляется в виде системы перекрестных ферм трех направлений. В качестве лишних неизвестных выбирают усилия взаимодействия в узлах пересека-

ющихся плоских ферм. В процессе расчета определяют усилия взаимодействия, после приложения которых к узлам ферм, выделенных из структуры, вычисляют усилия во всех стержнях и перемещения узлов.

Сплошностенчатую структуру ХИСИ рекомендуется рассчитывать, предварительно расчленив ее на отдельные элементы: наклонные балки, верхние и нижние пояса-связи. Фактическая связь этих элементов заменяется неизвестными усилиями взаимодействия. Таким образом,

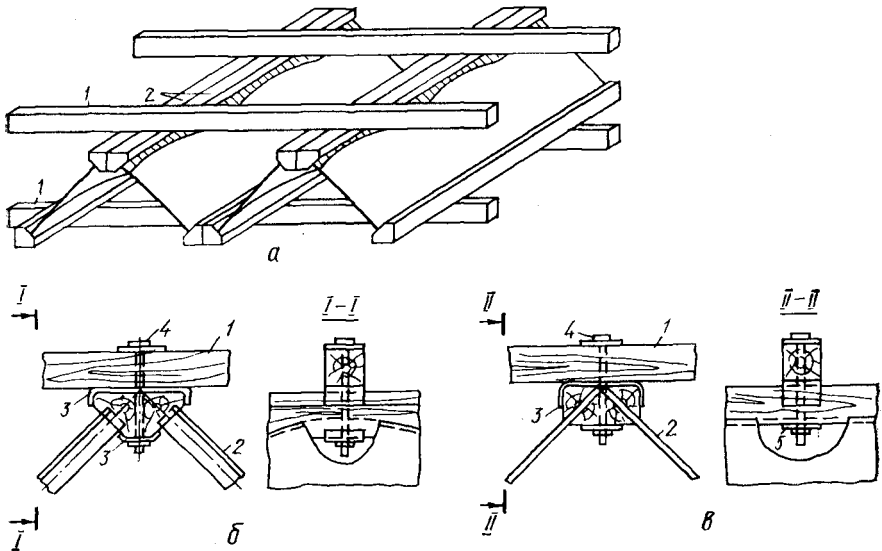


Рис. 11.8. Деревянная ортогональная сплошностенчатая структура: а — фрагмент структуры; б — узел при балках с волнистой фанерной стенкой; в — то же, с плоской; 1 — пояса-связи; 2 — балка с фанерной стенкой; 3 — тарельчатая шайба; 4 — стяжной болт; 5 — плоская шайба.

расчет структурной конструкции сводится к расчету ее элементов — статически определимых стержней, нагруженных усилиями их взаимодействия [7, 48].

При расчете структур необходимо учитывать податливость соединений в соответствии с рекомендациями СНиП II-25-80, принимая их значения пропорционально действующим в стержнях усилиям.

#### 11.5. РЕБРИСТЫЕ И РЕБРИСТО-КОЛЬЦЕВЫЕ КУПОЛА

В зданиях, круглых или многоугольных в плане, для покрытий применяют ребристые и ребристо-кольцевые купола. Они состоят из расположенных радиально плоских прямолинейных или криволинейных ребер в виде полуарок, верхними концами упирающихся в верхнее круглое или многоугольное кольцо, а нижними — на фундаменты либо нижнее кольцо, уложенное на колонны или стены.

При больших диаметрах здания арки применяют, как правило, круговые, а при малых — прямолинейные, круговые и стрельчатые. Форма поверхности купола зависит от плана здания и очертания арок. По аркам укладывают плиты покрытия трапецевидной формы или прогоны с дощатым настилом.

Разновидность ребристых куполов — ребристо-кольцевые, у которых между арками устанавливают кольца, объединяющие конструкции в единую пространственную систему, воспринимающую меридиональные и кольцевые усилия.

Плоские арки выполняют чаще клееными деревянными или фанерными постоянного по длине сечения. Возможно применение деревянных ферм. Прогоны и кольца проектируют брусчатыми цельными или клееными в зависимости от расстояния  $B$  между опорами арок (см. табл. 11.1, схемы 3, 4), (рис. 11.9), которое может достигать 12 м.

Устойчивость арок в плоскости, перпендикулярной вертикальной, а также общая жесткость покрытия обеспечиваются поперечными, а при необходимости, вертикальными связями. В ребристых ку-

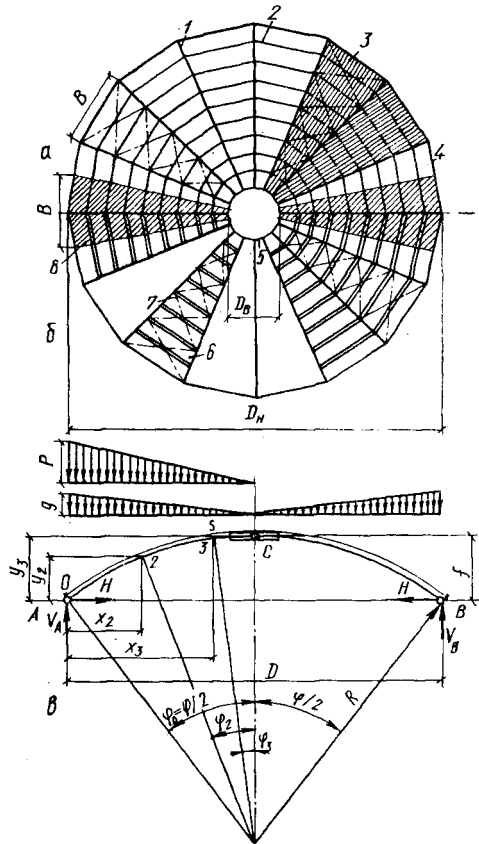


Рис. 11.9. Схемы ребристых куполов:

$a$  — покрытие по прогонам;  $b$  — то же, по плитам;  $\theta$  — расчетная схема арки; 1 — ребра арки; 2 — кольцевые прогоны; 3 — дощатый настил; 4 — нижнее кольцо; 5 — верхнее кольцо; 6 — плиты покрытия; 7 — поперечные скатные связи; 8 — грузовая площадь нагрузок на расчетное ребро.

полах количество пар полуарок, соединенных поперечными связями, не менее трех (см. рис. 11.9). При больших диаметрах куполов и несимметричных нагрузках желательно полуарки соединять попарно по всему покрытию.

В ребристо-кольцевых куполах поперечные связи рекомендуется ставить по всей поверхности покрытия. Кольца, являющиеся одновременно прогонами, присоединяют к аркам с помощью крепежных стальных элементов или вклеенных стальных стержней. Верхнее, работающее на сжатие, изгиб и кручение, проектируют возможно более жестким и небольшого диаметра, поскольку две полуарки, расположенные

в одной диаметральной плоскости и прерванные кольцом, рассматриваются как трехшарнирная арка. При больших размерах кольца для увеличения жесткости и устойчивости его раскрепляют внутренними распорками. Диаметр кольца назначают из условия размещения опирающихся на него полуарок вместе с крепежными элементами. Кольцо выполняют стальным многоугольным из прокатных профилей либо составного сварного сечения. Более целесообразно опирать полуарки в вершины многоугольника, который в этом случае работает только на сжатие. Круглое кольцо применяют только при частом расположении полуарок.

Нижнее растянутое кольцо — из стальных профилей либо железобетонным — (монолитным или сборным), элементы которого стыкуют в вершинах многоугольника. Благодаря большой жесткости кольца деформациями его при расчете купола можно пренебречь.

В верхней части купола, в пределах диаметра верхнего кольца можно устраивать вентиляционные или световые фонари. Опираются полуарки купола на кольца лобовым упором или плиточным (валиковым) шарниром (см. рис. 7.1).

В ребристых куполах ограждающие конструкции (плиты и прогоны) имеют большое количество типоразмеров вследствие изменения расстояний между арками от нижнего до верхнего кольца. Для упрощения изготовления и монтажа куполов небольших пролетов с прямолинейными полуарками их могут выполнять в виде отдельных трапециевидных блоков [63]. Каждый блок состоит из двух меридиональных и нескольких кольцевых ребер, а также ограждения из ребристых фанерных плит (рис. 11.10). Кольцевые ребра принимают прямоугольного поперечного сечения, высота которого не меньше половины высоты сечения меридиональных. Пространство между основными ребрами блока заполняют ребристыми фанерными плитами, у которых сквозные ребра располагаются по кольцу.

Высоту плит подбирают так, чтобы верхняя фанерная обшивка наклеивалась на их ребра и меридиональные ребра блока. Крепят фанеру на клею с последующим прессованием (если позволяют габариты пресса) или гвоздями.

Вентиляция плит предусматривается в меридиональном направлении, для чего в кольцевых ребрах делают прорезы. Выход воздуха — у начала фонаря, по типу рис. 4.4, и. Для обеспечения пространственной жесткости блока зазоры между плитами рекомендуется заполнять полимербетоном марки ФАЭД.

Крепление к нижнему и верхнему кольцам осуществляют стальными элементами, как в обычных ребристых куполах. Если кольца деревянные клееные, крепление осуществляют с помощью вклеенных стальных стержней.

Ребристый купол при расчете на вертикальную симметричную относительно оси купола нагрузку расчленяют на отдельные плоские арки. Каждая воспринимает нагрузку с приходящейся на нее грузовой площади в виде треугольника (от веса покрытия и снега), а также технологических сосредоточенных нагрузок.

Наибольшие ординаты эпюр нагрузки (см. рис. 11.9):

постоянной

$$g = (g_{с.в} + g_0 B) s / D, \quad (162)$$

снеговой  $p = p_0 n c B,$

где  $g_{с.в}$  — нагрузка от веса полуарки;  $g_0$  — нагрузка от одного квадратного метра покрытия;  $p_0, n, c$  — по СНиП 2.01.07-85;  $B$  — расстояние между осями арок по нижнему кольцу;  $s$  — длина дуги арки.

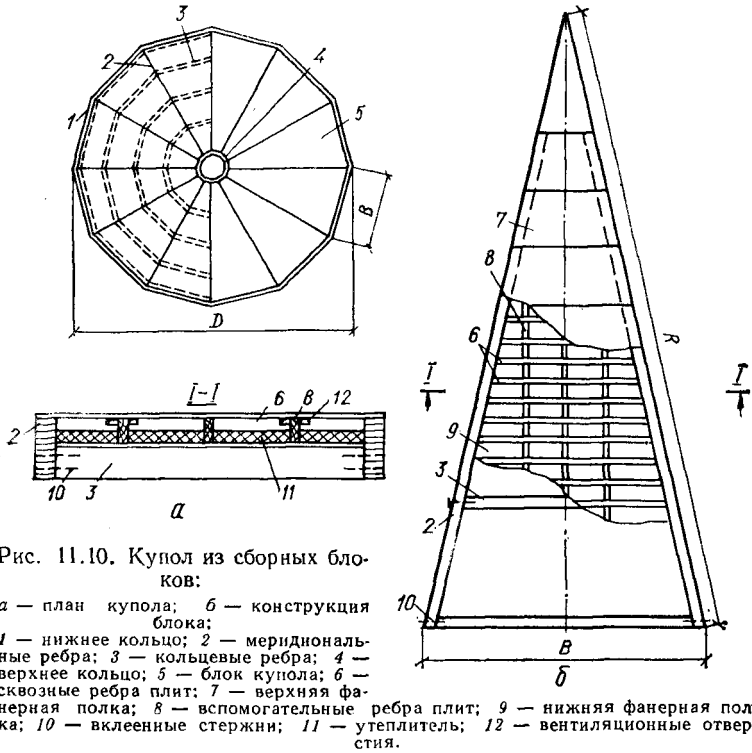


Рис. 11.10. Купол из сборных блоков:

*a* — план купола; *б* — конструкция блока;

*1* — нижнее кольцо; *2* — меридиональные ребра; *3* — кольцевые ребра; *4* — верхнее кольцо; *5* — блок купола; *6* — сквозные ребра плит; *7* — верхняя фанерная полка; *8* — вспомогательные ребра плит; *9* — нижняя фанерная полка; *10* — вклеенные стержни; *11* — утеплитель; *12* — вентиляционные отверстия.

При действии на купол несимметричных вертикальных нагрузок и горизонтальных ветровых арка, получающая от нагрузки наибольшее горизонтальное смещение, испытывает отпор соседних арок, расположенных к ней под углом. Предполагается, что горизонтальные сечения купола смещаются в горизонтальном направлении относительно друг друга без поперечных деформаций; упругий отпор считают приложенным в ключе арки.

В деревянных ребристых куполах расчет ведут без учета упругого отпора соседних арок. В этом случае (с запасом прочности) арки рассчитывают на все виды нагрузок как обычные плоские системы по схеме, приведенной на рис. 11.9, в, с учетом указаний § 7.1, 7.2.

Расчетные усилия от вертикальных постоянных и снеговых нагрузок можно определить по прил. VIII, табл. 2.

Конструктивный расчет арок и узлов опирания выполняют так же, как и в обычных арках (§ 7.2). Кроме того, рассчитывают нижнее железобетонное кольцо по СНиП 2.03.01-84, а верхнее стальное проверяют на устойчивость [6]:

$$N_{кр} = (4\pi/m)^2 EJ_y/a^2 \geq N = H/(2 \cos \alpha), \quad (163)$$

где  $m$  — число сторон правильного многоугольника;

$J_y$  — момент инерции сечения кольца относительно вертикальной оси;  $a$  — длина стороны многоугольника;  $H$  — распор арки;  $\alpha$  — половина внутреннего угла между сторонами многоугольника.

В ребристо-кольцевых куполах кольцевые прогоны воспринимают растягивающие или сжимающие кольцевые усилия, а при опирании на них ограждения — также изгибающие моменты. Сечения купола, расположенные в плоскостях кольцевых прогонов, не имеют свободных горизонтальных перемещений и размеры их меньше, чем в ребристых куполах без кольцевых прогонов.

Ребристо-кольцевые купола стержневой конструкции — многократно статически неопределимая система и усилия в элементах купола определяют на ЭВМ. Имеется большое количество программ для расчета таких конструкций («Лира», «Прокруст», «Мираж», программа ХИСИ\*).

**Пример 12.** Запроектировать и рассчитать несущие конструкции покрытия над выставочным павильоном в Киеве с температурно-влажностными условиями эксплуатации А1. Здание имеет в плане форму многоугольника с 20 сторонами. Диаметр описанного круга равен диаметру нижнего кольца купола  $D_n = 60$  м. Ограждающие конструкции покрытия — фанерные плиты с деревянным каркасом. В верхней части купола в пределах размеров кольца предусматривается световой купол из органического стекла. Материал ребер купола — сосновые доски влажностью 9%. Класс ответственности здания I.

*Вариант 1. Ребристый купол* (см. рис. 11.9). Ребра купола дощатые клееные. Фанерные плиты трапециевидной формы шириной 150 см с опиранием на ребра. Нижнее распорное кольцо железобетонное монолитное, а верхнее — стальное.

Каждая пара ребер купола образует трехшарнирную арку. Расстояние между арками по нижнему кольцу

$$B = \pi D_n / n = 3,14 \cdot 60 / 20 = 9,42 \text{ м.}$$

$$\text{Стрела подъема арки } f = D_n / 6 = 60 / 6 = 10 \text{ м.}$$

$$\text{Радиус кривизны арки } R = D_n^2 / 8f + f / 2 = 60^2 / (8 \cdot 10) + 10 / 2 = 50 \text{ м.}$$

$$\text{Центральный угол } \sin \varphi / 2 = D_n / (2R) = 60 / (2 \cdot 50) = 0,6; \varphi = 73^\circ 44'.$$

$$\text{Длина дуги арки } s = 2\pi R \varphi / 360^\circ = 2 \cdot 3,14 \cdot 73^\circ 44' \cdot 50 / 360^\circ = 64,34 \text{ м.}$$

Расчет арки купола. Постоянная нагрузка от кровли и плит покрытия по примеру 2.

$$g^H = 0,42 \text{ кН/м}^2; \quad g = 0,50 \text{ кН/м}^2,$$

а с учетом криволинейности покрытия

$$g^H = 0,42 \cdot s / D_n = 0,42 \cdot 64,34 / 60 = 0,45 \text{ кН/м}^2;$$

$$g = 0,5 \cdot 64,34 / 60 = 0,54 \text{ кН/м}^2.$$

\* Методические указания по расчету плоских и пространственных стержневых систем с использованием ЭВМ ЕС 1022 / К. Е. Джан-Темиров, Д. Г. Митасов, П. С. Проскурин, А. И. Осьмачко. — Харьков: Из-во Х. Ф. М. П. О. — 1986. — Ч. II. — 87 с.

Снеговая нагрузка по СНиП 2.01.07-85:  $p_0 = 0,7 \text{ кН/м}^2$ ;

$$p_a^H = p_0 c_1 = 0,7 \cdot 0,75 = 0,53 \text{ кН/м}^2;$$

$$c_1 = l/(8f) = 60/(8 \cdot 10) = 0,75.$$

При  $g_H/p_0 = 0,42/0,7 = 0,6$ ;  $n = 1,55$ ;  $p_c = 0,53 \cdot 1,55 = 0,82 \text{ кН/м}^2$ .

Нагрузка от собственного веса ребер купола по уравнению (4)

$$g_{с.в}^H = \frac{0,45 + 0,53}{\frac{1000}{4 \cdot 60} - 1} = 0,31 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{с.в} = 0,31 \cdot 1,1 = 0,33 \text{ кН/м}^2.$$

Наибольшие ординаты треугольной эпюры нагрузки:

$$g = (0,54 + 0,33) \cdot 9,42 = 8,2 \text{ кН/м}; \quad p = 0,82 \cdot 9,42 = 7,72 \text{ кН/м}.$$

Ветровую нагрузку при принятом подъеме купола не учитываем.

У с и л я. Расчетные усилия определяем при загрузении арки постоянной нагрузкой по всему пролету и снеговой — на левой половине пролета (см. прил. VIII, табл. 2).

Наибольший положительный изгибающий момент действует в сечении на расстоянии  $0,2D_H$  от левой опоры:

$$M = 0,005 \cdot 8,2 \cdot 60^2 + 0,0105 \cdot 7,72 \cdot 60^2 = 439,42 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Наибольший отрицательный изгибающий момент — на расстоянии  $0,6D_H$  от левой опоры:

$$M = 0,0012 \cdot 8,2 \cdot 60^2 - 0,0034 \cdot 7,72 \cdot 60^2 = -59,07 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Опорные реакции (см. прил. VII, табл. 2), кН:

от постоянной нагрузки

$$V_A = V_B = 8,2 \cdot 60/4 = 123; \quad H = 8,2 \cdot 60^2/(24 \cdot 10) = 123;$$

от снеговой нагрузки по всему пролету

$$V_A = V_B = 7,72 \cdot 60/4 = 115,8; \quad H = 7,72 \cdot 60^2/(24 \cdot 10) = 115,8;$$

от снеговой нагрузки на левой половине пролета

$$V_A = 5 \cdot 7,72 \cdot 60/24 = 96,5; \quad V_B = 7,72 \cdot 60/24 = 19,3;$$

$$H = 7,72 \cdot 60^2/(48 \cdot 10) = 57,9.$$

При полном загрузении постоянной и снеговой нагрузками:

$$V_A = V_B = 123 + 115,8 = 238,8 \text{ кН}; \quad H = 123 + 115,8 = 238,8 \text{ кН}.$$

При загрузении постоянной нагрузкой по всему пролету и снеговой на левой половине:  $V_A = 123 + 96,5 = 219,5 \text{ кН}$ ;  $V_B = 123 + 19,3 = 142,3 \text{ кН}$ ;

$$H = 123 + 57,9 = 180,9 \text{ кН}.$$

Нормальная и поперечная силы в сечении 0 на опоре при полном загрузении арки по (107):

$$x = 0; \quad y = 0; \quad \varphi_0 = \varphi/2 = 36^\circ 52'; \quad \sin \varphi_0 = 0,6; \quad \cos \varphi_0 = 0,8;$$

$$N_0 = 238,8 \cdot 0,6 + 238,8 \cdot 0,8 = 334,32 \text{ кН};$$

$$Q_0 = 238,8 \cdot 0,8 - 238,8 \cdot 0,6 = 47,76 \text{ кН}.$$

Нормальная сила в сечении с наибольшим положительным изгибающим моментом:

$$x = 12 \text{ м}; \quad y = R \cos \varphi_2 - (R - f) = 50 \cdot 0,933 - (50 - 10) = 6,65 \text{ м};$$

$$\sin \varphi_2 = (l/2 - x)/R = (30 - 12)/50 = 0,36; \quad \cos \varphi_2 = 0,933; \quad \varphi_2 = 21^\circ 06'.$$

$$N_2 = \left[ V_A - (g + p) \left( 1 - \frac{x}{l} \right) x \right] \sin \varphi_2 + H \cos \varphi_2 =$$

$$= [219,5 - (8,20 + 7,72) (1 - 12/60) 12] 0,36 + 180,9 \cdot 0,933 = 192,78 \text{ кН.}$$

Нормальная сила в сечении с наибольшим отрицательным изгибающим моментом:

$$x = 24 \text{ м; } y = 50 \cdot 0,933 - (50 - 10) = 9,65 \text{ м;}$$

$$\sin \varphi_4 = (30 - 24)/50 = 0,12; \quad \cos \varphi_4 = 0,933; \quad \varphi_4 = 6^\circ 54'.$$

$$N_4 = \left[ V_B - g \left( 1 - \frac{x}{l} \right) x \right] \sin \varphi_4 + H \cos \varphi_4 =$$

$$= \left[ 142,3 - 8,20 \left( 1 - \frac{24}{60} \right) 24 \right] 0,12 + 180,9 \cdot 0,993 = 182,54 \text{ кН.}$$

Нормальная и поперечная силы в сечении *C* (в ключевом шарнире) при загрузке постоянной и снеговой нагрузками на левой половине:

$$N_C = H = 180,9 \text{ кН; } Q_C = V_A - \frac{g + p}{4} l = 219,5 - \frac{8,20 + 7,72}{4} 60 = -19,3 \text{ кН.}$$

Конструктивный расчет. Принимаем арку прямоугольного поперечного сечения высотой  $h = 3,3 \cdot 40 = 132$  см, что составляет  $h/D_H = 1,32/60 \approx 1/45$  (см. табл. 11.1). Ширина сечения по условиям монтажа  $b = 18$  см. Сечение из досок  $20 \times 4$  см (до острожки).

Геометрические характеристики поперечного сечения:

$$F = 18 \cdot 132 = 2376 \text{ см}^2; \quad J = 18 \cdot 132^2/12 = 3\,449\,952 \text{ см}^4;$$

$$W = 18 \cdot 132^2/6 = 52\,272 \text{ см}^3; \quad S = 18 \cdot 132^2/8 = 39\,204 \text{ см}^3.$$

Прочность поперечного сечения арки по нормальным напряжениям (20):

$$\sigma = \frac{192,78}{2376} + \frac{55\,065}{52\,272} = 0,081 + 1,053 = 1,134 \text{ кН/см}^2 = 11,34 \text{ МПа} < 12 \text{ МПа,}$$

где  $R_c = R m_b m_{\text{сд}} m_{\text{гн}} = 15 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 12 \text{ МПа; } m_{\text{гн}} = 1$   
при  $R/a = 5000/3,3 = 1515 > 500;$

$$M_d = 43\,942/0,798 = 55\,065 \text{ кН} \cdot \text{см;}$$

$$\xi = 1 - \frac{N_c}{\varphi R_c F_{\text{ср}}} = 1 - \frac{180,9}{0,314 \cdot 1,2 \cdot 2376} = 0,798;$$

$$\lambda = l_0/r = 0,58s/(0,289h) = 0,58 \cdot 6434/(0,289 \cdot 132) = 97,8;$$

$s = 6434$  см — длина дуги арки;

$$\varphi = 3000/\lambda^2 = 3000/97,8^2 = 0,314 \text{ (см. табл. 2.2).}$$

Для обеспечения устойчивости плоской формы деформирования арки, закрепляем к ней плиты шириной 150 см и ставим поперечные связи, прикрепляемые к верхним кромок арок, через 300 см. Проверяем устойчивость полуарки с положительным моментом и раскрепленной сжатой кромкой по формуле (26):

$$\frac{192,78}{0,901 \cdot 1,2 \cdot 2376} + \left( \frac{55\,065}{1,145 \cdot 1,2 \cdot 52\,272} \right)^2 = 0,075 + 0,588 = 0,663 < 1,$$

где  $\varphi = 3000/\lambda^2 = 3000/57,7^2 = 0,901$  (см. табл. 2.2);

$$\lambda = l_0/r = 300/(0,289 \cdot 18) = 57,7;$$

$$\varphi_M = 140b^2/(l_0h) k_{\varphi} = 140 \frac{18^2}{300 \cdot 132} 1 = 1,145.$$



Устойчивость полуарки с отрицательным моментом и раскрепленной растянутой кромкой по (26):

$$+ \frac{182,54}{0,0078 \cdot 45,804 \cdot 1,2 \cdot 2376} + \frac{7402}{0,121 \cdot 4,435 \cdot 1,2 \cdot 52 \cdot 272} = 0,179 + 0,22 = 0,399 < 1,$$

где  $M_d = 5907/0,798 = 7402$  кН · см;

$$\varphi = 3000/618,4^2 = 0,0078; \quad \lambda = 3217/(0,289 \cdot 18) = 618,4;$$

$l_0 = 3217$  см — расчетная длина в плоскости, перпендикулярной плоскости арки (0,5s).

$$\varphi_m = 140 \frac{18^2}{3217 \cdot 132} = 1,13 = 0,121;$$

$$k_{пN} = 1 + \left[ 0,75 + 0,06 \left( \frac{3217}{132} \right)^2 + 0,6 \cdot 0,644 \frac{3217}{132} - 1 \right] l = 45,804 \text{ по (27).}$$

$$k_{пM} = 1 + \left[ 0,142 \frac{3217}{132} + 1,76 \frac{132}{3217} + 1,4 \cdot 0,644 - 1 \right] l = 4,435 \text{ (18);}$$

$\alpha_p = 0,644$  — центральный угол, определяющий участок  $l_0$ ;  $m = 9$  — число подкрепленных (с одинаковым шагом) точек растянутой кромки на участке  $l_0$ ;  $\frac{m^2}{m^2 + 1} = 1$  при  $m > 4$ .

Прочность поперечного сечения арки по касательным напряжениям по (14):

$$\tau = Q_0 S_{бр} / (\xi J_{бр} b_{расч}) = 47,76 \cdot 39 \cdot 204 / (0,733 \cdot 3 \cdot 449 \cdot 952 \cdot 18) = 0,041 \text{ кН/см}^2 = 0,41 \text{ МПа} < 1,5 \text{ МПа},$$

где  $R_{ск} = R_{ск} m_b m_{сл} = 1,5 \cdot 1 \cdot 1 = 1,5$  МПа;

$$\xi = 1 - \frac{238,8}{0,314 \cdot 1,2 \cdot 2376} = 0,733.$$

Верхнее кольцо многоугольное из прокатного швеллера № 40 (ГОСТ 8240—72\*). Диаметр описанного круга из условия размещения опорных башмаков 3,5 м.

Проверяем верхнее сжатое многоугольное кольцо на устойчивость по (163):

$$N_{кр} = \left( \frac{4\pi}{m} \right)^2 \frac{EJ_y}{a^2} \geq N = \frac{H}{2 \cos \alpha};$$

$$N_{кр} = \left( \frac{4 \cdot 3,14}{20} \right)^2 \cdot \frac{20,6 \cdot 10^3 \cdot 642}{54,8^2} = 1736,8 \text{ кН} > N = \frac{238,8}{2 \cos 81^\circ} = 763,3 \text{ кН},$$

$$\text{где } \alpha = \frac{180^\circ - \beta}{2} = \frac{180^\circ - 18^\circ}{2} = 81^\circ;$$

$\beta = 360^\circ/20 = 18^\circ$  — центральный угол сектора;

$$a = D_B \sin(\beta/2) = 350 \sin(18^\circ/2) = 54,8 \text{ см.}$$

Узлы опирания арок на кольца принимаем однотипные со стальными башмаками и валиковыми шарнирами по рис. 7.1, и. Расчеты проводим для опорного узла как более нагруженного по данным § 7.2.

Вариант 2\*. Ребристо-кольцевой купол (рис. 11.11) состоит из радиальных ребер, кольцевых прогонов, расположенных по окружностям купола и диагональных элементов связей. Фанерные плиты покрытия шириной 150 см опираются на ребра купола.

Геометрический расчет. Радиус кривизны ребер  $R = 50$  м (см. вариант 1). Длина хорды, соответствующая длине основной панели,  $a = 6$  м. Тогда

$$\sin \Delta\varphi/2 = a/(2R) = 6/(2 \cdot 50) = 0,06; \quad \Delta\varphi/2 = 6^\circ 52' \text{ (см. рис. 11.11, в).}$$

\* Выполнен канд. техн. наук. К. Е. Джан-Темировым.

Длина доборной плиты принята  $a_1 = 6,45$  м.

Геометрические параметры купола приведены на рис. 11.11 и в табл. 11.2. Купол в плане разделен на 20 секторов радиальными ребрами, к которым в четырех промежуточных узлах крепят кольцевые прогоны. Ребра по концам прикреплены к нижнему и верхнему кольцам. Во всех секторах между узлами расположены диагональные связи.

Статический расчет выполняем на ЭВМ по программе, разработанной в ХИСИ; предварительно задаемся размерами сечений стержней и определяем их жесткости (табл. 11.3). Модули упругости и сдвига для древесины приняты по с. 11, а стали по СНиП II-23-81\*. При этом первый тип сечения стержней принимался для радиальных ребер, второй — для двух первых ярусов кольцевых прогонов и диагональных связей, третий — для остальных ярусов кольцевых прогонов, четвертый — для стержней верхнего опорного кольца.

Нагрузки постоянные и снеговые,  $\text{кН/м}^2$ , взяты из первого варианта примера расчета  $g^H = 0,45$ ;  $g = 0,54$ ;  $p^H = 0,54$ .

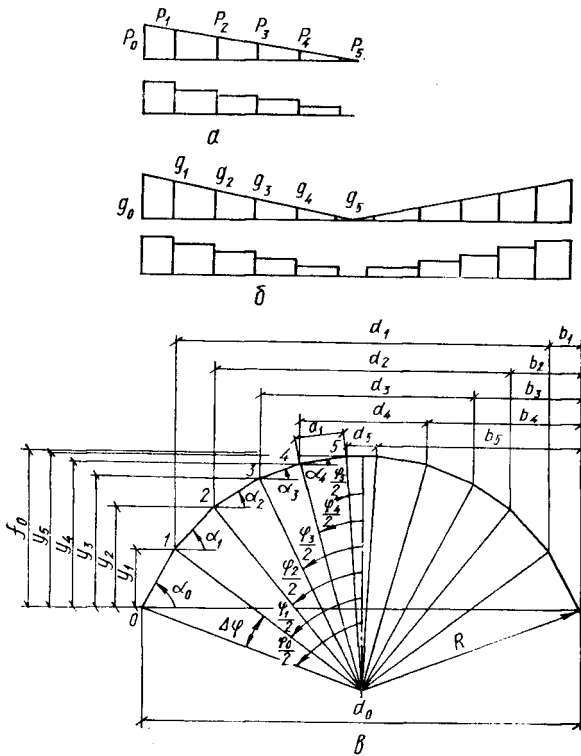
Нагрузка от собственного веса купола:

$$g_{c.в}^H = \frac{g^H + p^H}{\frac{1000}{k_{c.в}D} - 1} = \frac{0,45 + 0,54}{\frac{1000}{4 \cdot 60} - 1} = 0,31 \text{ кН/м}^2.$$

Полная постоянная нагрузка,  $\text{кН/м}^2$ :

$$g^H = 0,45 + 0,31 = 0,76; \\ g = 0,54 + 0,33 = 0,87.$$

Рис. 11.11 Геометрическая схема купола и интенсивность фактической и усредненной, принятой при расчете, нагрузок:  $a$  — снеговая нагрузка;  $b$  — постоянная нагрузка;  $\alpha$  — основные геометрические параметры.



Снеговая нагрузка. Коэффициент  $c$  определяем по зависимости, приведенной в [63],  $c = 0,5 (1 + \cos \beta)$ .

Считаем коэффициент  $c$  постоянным в пределах грузовой площади, приходящейся на одно ребро, а при его вычислении угол  $\beta$  отсчитываем от максимально нагруженного ребра I при  $\beta = 0$  (см. рис. 11.9). При этом предполагается неравномерное распределение снеговой нагрузки при отсутствии снега на одной половине купола. Изменчивость значения снеговой нагрузки, приложенной к ребрам, симметрично относительно ребра I, учитываем коэффициентом  $k$ :

$$k_{i+1} = \frac{c_{i+1}}{c_i} \cdot \frac{n_{c,i}}{n_{c,i+1}} \text{ и сводим в табл. 11.4.}$$

Интенсивность снеговой нагрузки на 1 метр ребра I показана на рис. 11.11,  $a$ . Для смежных ребер значение этой снеговой нагрузки умножают на соответствующий коэффициент  $k$  (см. табл. 11.4).

Таблица 11.2. Геометрические параметры и нагрузки на купол

№ сечения	$\varphi_l/2$	$\varphi_l$	$\alpha_l$	$d_l$	$f_0 - y_l$	$y_l$	Длина кольцевых ребер $B_l$ , м	$\frac{d_0 - d_l}{2}$ $b_l$ м	Нагрузка, кН/м	
									$p_l$	$g_l$
0	36° 51'	73° 44'	33° 26'	60	10	0	9,384	0	10,18	8,16
1	30°	60°	26° 34'	50	6,699	3,301	7,82	5	8,48	6,8
2	23° 08'	46° 16'	19° 42'	39,28	4,019	5,981	6,14	10,36	6,67	5,34
3	16° 16'	32° 32'	12° 50'	28,01	2,001	7,999	4,38	15,99	4,76	3,87
4	9° 24'	18° 48'	5° 42'	16,33	0,671	9,329	2,55	21,83	2,78	2,23
5	2°	4°	0	3,5	0,031	9,969	0,55	28,25	0,6	0,48

Таблица 11.3. Геометрические характеристики поперечных сечений стержней

Тип сечения стержня	$b \times h$ , см	$F$ , см <sup>2</sup>	$J_z$	$J_y$	$J_{кр}$
			см <sup>4</sup>		
1	14 × 80	1120	597 000	18 200	21 800
2	14 × 60	840	252 000	13 700	15 600
3	14 × 40	560	74 700	9150	9400
4	—	176	203 000	7200	108

Таблица 11.4. Значения коэффициентов  $s$ ,  $k$  и  $n_c$  для снеговой нагрузки

Угол между радиальными ребрами	$s$	Отношение $\frac{s_H}{s_0}$	$n_c$	$k$	Угол между радиальными ребрами	$s$	Отношение $\frac{s_H}{s_0}$	$n_c$	$k$
18	0,976	0,62	1,54	0,97	72	0,655	0,92	1,44	0,79
36	0,905	0,66	1,53	0,92	90	0,5	1,2	1,4	0,37

Таблица 11.5. Расчетные усилия в диагональных и кольцевых ребрах

Обозначение стержня (см. рис. 11.12)	Длина, м	Тип сечения стержня	Растяжение		Сжатие	
			Нормальная сила $N$ , кН	№ варианта загрузки	Нормальная сила $N$ , кН	№ варианта загрузки
$km$	6,56	3	70,4	2	-97,6	3
$kl$	2,55	3	104,4	2	-243,7	3
$kf$	6,85	3	99,1	3	-70,9	2
$gf$	4,38	3	43,8	2	-296,9	3
$df$	7,92	3	80	2	-94,9	3
$dl$	6,14	2	30,2	2	-280,3	3
$db$	9,17	3	100	3	-92,9	2
$cb$	7,82	2	24,2	2	-227,1	3
$ab$	10,45	3	106,8	2	-119,7	3

Таблица 11.6. Усилия в стержнях ребер купола

Угол $\beta^\circ$	№ стержня	Нормальные усилия $N$ ,	Поперечные силы		Моменты, кН·м		крутящий $M_k$
			$Q_y$	$Q_z$	нагибающие		
					$M_z$	$M_x$	
			кН				
0	0—1	—434,4 —378,9	—39,2 44,9	—0,13	0 17,1	0 —0,8	0
	1—2	—350,3 —313,7	—35,3 37,8	—0,23	17,1 24,7	—0,52 —1,9	—0,083
	2—3	—249,5 —228,6	—30,1 27,9	—0,21	24,7 18,2	—1,54 —0,27	—0,057
	3—4	—162,4 —153,4	—22,2 17,3	—0,22	18,2 3,8	0,038 —1,26	—0,14
	4—5	—92,8 —90,9	—10,4 9,2	0,19	3,8 0	—1,19 0	0
	18	0—1	—453,3 —398,8	—38,1 44,4	—0,13	0 18,9	0 —0,76
1—2		—326,2 —290,2	—35,2 36,7	—0,24	18,9 23,4	—0,46 —1,9	—0,088
2—3		—269,2 —248,7	—29,6 27,5	0,19	23,4 16,9	—1,4 —0,26	—0,038
3—4		—146,3 —137,5	—21,7 17,2	0,20	16,9 3,7	—0,032 —1,21	—0,136
4—5		—92,2 —90,2	—10,1 9,1	0,18	3,7 0	—1,15 0	0
—18		0—1	—406 —351,5	—38,4 44,1	—0,15	0 17,2	0 —0,88
	1—2	—366,4 —330,4	—34,7 37,2	—0,23	17,2 24,6	—0,61 —1,98	—0,091
	2—3	—225,1 —204,6	—29,6 27,5	0,22	24,6 18,1	—1,55 —0,22	—0,083
	3—4	—182,1 —173,3	—21,7 17,2	—0,23	18,1 4,5	0,098 —1,25	—0,138
	4—5	—94,2 —92,3	—10,3 8,9	0,18	4,5 0	—1,17 0	0

Примечание. Через дробь указаны значения в начале и конце стержня: числитель — начало стержня, знаменатель — конец.

Купол рассчитан для следующих вариантов нагрузок:

1. Постоянной по всему куполу (см. рис. 11.11, б);
2. Снеговой на левой половине купола (см. рис. 11.11, а);
3. Постоянной по всему пролету и снеговой на левой половине с коэффициентами сочетаний, равными единице.

В результате расчета на ЭВМ получена информация об усилиях в начальных и конечных сечениях всех стержней. Для определения расчетных нормальных усилий в кольцевых и диагональных ребрах купола (табл. 11.5) на рис. 11.12, б приведена типовая схема сектора купола, на которой стержни обозначены буквами.

При этом длина стержней, имеющих координаты узла их начала  $x_i; y_i; z_i$  и конца  $x_j; y_j; z_j$ :

$$l_{ij} = \sqrt{(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2 + (z_j - z_i)^2}.$$

В табл. 11.6 приведены значения силовых факторов, возникающих в максимально нагруженных радиальных ребрах. Анализ показал, что наибольшие усилия в тех ребрах, к которым одновременно приложены постоянная и максимальная снеговая нагрузка.

По усилиям (см. табл. 11.5 и 11.6) подобраны сечения элементов купола: радиальные ребра на сжатие с изгибом, кольцевые и диагональные — на сжатие. В радиальных высота сечения  $h = 106$  см подобрана по предельной гибкости при напряжениях, значительно меньших расчетных. В кольцевых и диагональных ребрах сечения подобраны по прочности и устойчивости в плоскости элементов. Для унификации их приняты только две высоты  $h_1 = 33$  см и  $h_2 = 29,7$  см. Ширина всех элементов принята  $b = 16$  см из условия размещения крепежных стальных элементов, рассчитанных на действие усилий растяжения. Расход древесины для первого и второго вариантов приведен в табл. 11.7.

Расход древесины на ребристо-кольцевой купол на 33 % меньше, чем на ребристый.

#### 11.6. БАШНИ И КАРКАСЫ ЗДАНИЙ ИЗ КЛЕНОЙ ДРЕВСИНЫ

В соответствии с программой ускорения научно-технического прогресса и технического перевооружения производства [1], требуется совершенствовать применяемые и создать новые конструктивные решения. Поэтому начали проектировать и строить многоэтажные производственные здания и сооружения большой высоты, которые должны обладать диэлектрическими свойствами или «радиопрозрачностью». Для них применяют конструкции из клееной древесины и конструкционных пластмасс [9]. Это каркасные пространственные конструкции, состоящие из связанных между собой плоских систем (рис. 11.13). Устойчивость плоских конструкций и пространственная неизменяемость обеспечивается созданием по всем плоскостям сооружения решетчатых систем с установкой в горизонтальных сечениях связей жесткости (см. рис. 11.13, а). Крепление стоек к фундаментам шарнирное или жесткое.

В многоэтажных зданиях связевой системы поперечная жесткость достигается установкой вертикальных связевых ферм в торцевых стенах и в промежуточных осях на расстоянии по длине здания не более 30 м и созданием жестких дисков покрытия и перекрытий (см. рис. 11.13, б). Для создания больших пролетов в отдельных этажах здания стойки и ригели покрытий или перекрытий связываются подкосами и создается рамно-связевая система (см. рис. 11.13, в). Неиз-

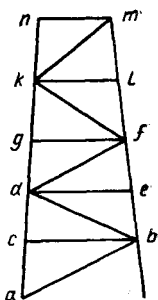


Рис. 11.12. Обозначение стержней диагональных и кольцевых ребер для выбора расчетных усилий.

Таблица 11.7. Расход древесины на элементы куполов, м<sup>3</sup>

Элементы	Вариант	
	первый	второй
Ребра:		
радиальные	290	173
кольцевые	—	22
диагональные	9,4	31,6
	Итого	
	299,4	226,6

меняемость и устойчивость каркасов зданий в продольном направлении, восприятие горизонтальных нагрузок обеспечиваются постановкой вертикальных связевых ферм по рядам стоек (см. рис. 11.13, б, разрез II—II). Стойки к фундаментам крепят, в основном, жестко. Характеристика связевых систем, применяемых в каркасах многоэтажных зданий и сооружений и их проектирование аналогичны рассмотренным в § 10.1; 10.2 для одноэтажных зданий.

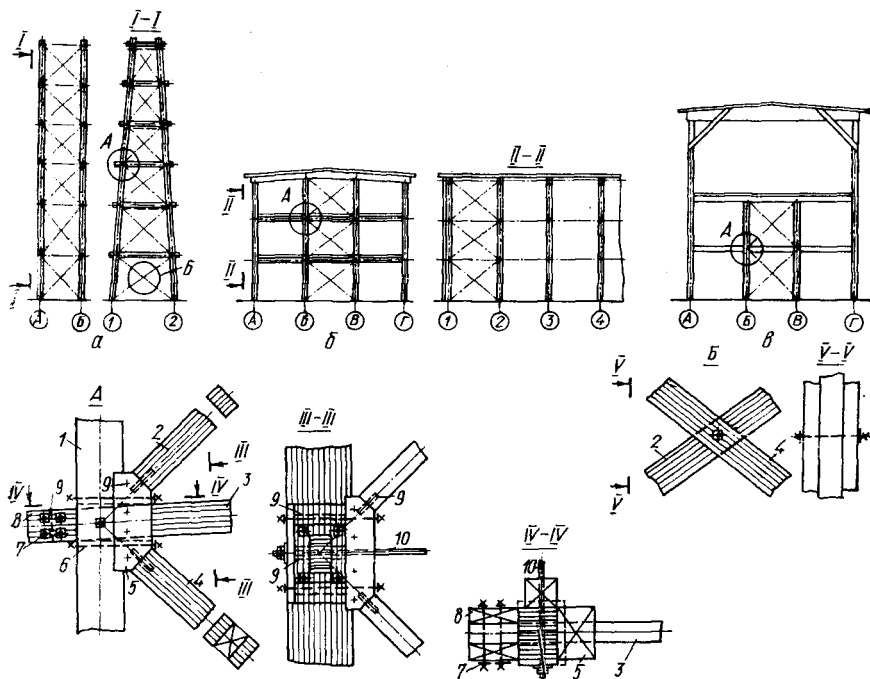


Рис. 11.13. Схемы и узлы каркасов зданий и сооружений из клееной древесины: а — башня; б — многоэтажное здание связевой системы; в — многоэтажное здание рамно-связевой системы; 1 — клееная стойка; 2 — одинарный раскос; 3 — ригель; 4 — парный раскос; 5 — клееная подушка; 6 — стяжные болты; 7 — болты, крепящие ригель; 8 — накладки; 9 — вклеенные цилиндрические стержни с рифленной поверхностью; 10 — тяж.

Многоэтажные каркасные здания и башни воспринимают вертикальные нагрузки от веса конструкций, снега, технологического оборудования, горизонтальные технологические и от действия ветра. При подвеске к конструкциям проводов учитывают их тяжение с гололедом. Башни, монтируемые в собранном виде, рассчитывают на монтажные нагрузки, которые определяют в зависимости от принятой схемы крепления к ним захватных приспособлений и оснастки.

При проектировании схемы каркаса и выборе пролетов ригелей, высот стоек и расстояний между узлами башен исходят из технологических требований, возможностей завода-изготовителя клееных конструкций, а также грузоподъемности и габаритов транспортных средств по доставке конструкций к месту строительства. Рекомендуется избегать

стыков ригелей и стоек каркаса или применять их минимальное число. Сечения и размеры отдельных элементов конструкций (стоек, ригелей, распорок, связей) унифицируют, чтобы число отправочных марок было минимальным.

Для башен принимают, как правило, схему с перекрестными раскосами, одно направление которых всегда сжато вследствие действия на сооружение знакопеременных горизонтальных нагрузок. Размеры сторон башни у основания принимают в пределах  $1/8 \dots 1/10$  высоты. При подвеске проводов и появлении в этом направлении больших горизонтальных нагрузок от тяжения стороны основания башни выполняют разных размеров с прямоугольной формой основания. По высоте башни размер стороны можно сохранять или уменьшать (см. рис. 11.13, а). Последнее решение хотя и дает экономию древесины, но приводит к увеличению типоразмеров элементов.

Рекомендуется центры узлов каркаса располагать в одной горизонтальной плоскости. При небольших горизонтальных нагрузках (в основном ветровых) в башнях допускают смещение центров узлов перпендикулярных плоскостей.

Стойки располагают в плане так, чтобы между склеиваемыми досками оставить сквозное отверстие для пропуска ригеля (см. рис. 11.13, узел А).

Ригели каркасов зданий и горизонтальные элементы одного направления башен проектируют прямоугольного поперечного сечения наименьшей допустимой по расчету ширины. В узлах каркаса горизонтальные элементы пропускают через отверстия в стойках, предусмотренные при их изготовлении, и крепят к ним болтами. Если расчетное количество болтов не размещается на пересечении стоек и ригелей, то их располагают с наружной стороны стойки и крепят к выступающим концам ригелей через парные накладки, упирающиеся в грань стойки (см. рис. 11.13, узел А). Горизонтальные элементы перпендикулярного направления каркаса выполняют из круглых тяжей и закрепляют к стойкам гайками.

Если центры узлов перпендикулярных плоскостей каркаса смещены по высоте башни, то горизонтальные элементы одного направления можно выполнять одиночными, с пропуском их через отверстия в стойке, а другого направления — парными, располагаемыми снаружи стоек.

Стойки и ригели зданий и сооружений стыкуют с помощью парных накладок и болтов или наклонно вклеенных стержней.

Узловые соединения раскосов обоих направлений со стойками осуществляют с помощью опорных клееных подушек, устанавливаемых в гнезда стоек (см. рис. 11.13, узел А). Подушку при установке приклеивают эпоксидным клеем и закрепляют к стойке болтами. Клеевые швы в подушке располагают в плоскости примыкающих к ней раскосов. В местах пропуска ригелей в подушках (при изготовлении) оставляют отверстия.

Раскосы выполняют из клееной древесины с разными размерами поперечного сечения. В более широком оставляют при изготовлении отверстие для пропуска более узкого раскоса. Можно изготовить один

из раскосов из двух элементов, соединенных по длине болтами с короткими прокладками (см. рис. 11.13, узел В).

Стойки каркасов зданий и башен крепят к фундаментам стальными анкерными болтами, работающими на растяжение (см. рис. 8.3, б, д, е, ж).

Клееные деревянные конструкции открытых сооружений постоянно находятся в изменяющихся температурно-влажностных условиях эксплуатации. В результате, особенно при циклических нагрузках, в древесине могут появиться трещины и расслоения по торцам и в пролете на боковых поверхностях. Для предотвращения этого конструкции тщательно защищают от увлажнения, а в некоторых местах, например вблизи торцов элементов, ставят клеенные стержни  $d = 10...20$  мм под углом  $30...90^\circ$  к волокнам древесины, препятствующие ее расслоению (см. рис. 11.13, узел А). Стальные стержни применяют периодического профиля, а в стеклопластиковых образуют борозды глубиной 1...2 мм по спирали с шагом 30...40 мм. Отверстия, диаметр которых на 3...5 мм больше диаметра стержня, заполняют эпоксидным клеем с наполнителем из портландцемента. Статический расчет элементов каркаса см. в § 8.3, а конструктивный — в § 1.2 и 2.1.

Если по технологическим требованиям применение стальных элементов недопустимо, болты узловых соединений и горизонтальные тяжи выполняют из стеклопластика АГ-4С, которые, ввиду отсутствия стандарта, изготавливают специализированные заводы по индивидуальным заказам.

При проектировании элементов каркаса здания или сооружения учитывают способ монтажа. Рекомендуется его выполнять укрупненными блоками (а башни целиком), собранными на стройплощадке. Собранный плоский или пространственный блок стягивают временными инвентарными хомутами для ликвидации рыхлых деформаций древесины в узловых соединениях, а затем сверлят отверстия и ставят болты, тяжи. Поэтому при выполнении проекта указывают какие отверстия сверлят в заводских условиях, а какие — при монтаже.

Ограждающие конструкции жокрытий и стен зданий выполняют из ребристых плит и панелей на деревянном каркасе или из трехслойных пластмассовых заводского изготовления. Междуэтажные перекрытия можно проектировать балочной конструкции с дощатым щитовым настилом или плитами либо из блоков клееной древоплиты шириной до 100 см. В последнем варианте расход древесины несколько выше, однако для изготовления древоплиты применяют низкосортную древесину, трудоемкость изготовления намного ниже, чем в балочном варианте. Выбор того или другого варианта определяется технико-экономическими расчетами (см. § 4.1) и противопожарными мероприятиями в соответствии со СНиП 2.01.02-85.

Верхние горизонтальные и наклонные поверхности элементов клееных конструкций башен, а также каркасов зданий, эксплуатируемых на открытом воздухе, защищают козырьками из оцинкованной стали, стеклопластика, антисептированных досок; защищают элементы и узлы от увлажнения и биоразрушения (см. § 13.1).

При статическом расчете каркасов зданий и башен определяют дей-



ствующие на них нагрузки в соответствии с технологическим заданием и СНиП 2.01.07-85. Каркасы зданий рассчитывают как рамную или рамно-связевую систему в зависимости от их статических схем.

В башнях с квадратным или близким к нему планом расчетным является диагональное направление ветровой нагрузки. Для определения усилий в элементах пространственную схему башни расчленяют на плоские фермы. Усилия в элементах определяют с помощью ЭВМ или построением их диаграммы. Башни проверяют на опрокидывание вокруг оси, совпадающей с одной гранью плана на уровне подошвы фундамента с соблюдением условия, чтобы удерживающий момент был в 1,3 раза больше опрокидывающего ( $M_{уд} \geq 1,3 M_{опр}$ ). Конструктивный расчет выполняют по данным § 1.2, 2.1 и 8.3.

## **Глава 12. ЭКОНОМИКА ПРИМЕНЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

### **12.1. ОСНОВНЫЕ СПРАВОЧНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

Рост объемов применения деревянных конструкций [1] требует повышения уровня их технико-экономических обоснований при проектировании.

Эти конструкции многообразны по видам, применяемым материалам, конструктивным решениям, определяющимся их функциональным назначением, технологией изготовления и эксплуатации. В процессе проектирования выполняют сравнительный анализ технико-экономических показателей вариантов проектных решений и выбирают наиболее экономичные. При этом необходимо учитывать следующие принципы определения их экономической эффективности:

1. Использование коррозионной стойкости, малой плотности и теплопроводности, диэлектричности и других положительных свойств деревянных конструкций.

2. Высокая технологичность заводского изготовления, сравнительно малые сроки монтажа.

3. Дефицитность лесоматериалов, высокие их оптовые и сметные цены.

4. Системный анализ комплекса технико-экономических показателей: объем конструкций, м<sup>3</sup>; масса конструкций, т; трудоемкость изготовления, установки и общая трудоемкость конструкции, чел.-ч; транспортные и складские затраты, руб.; расход основных материалов (с учетом отходов) на единицу измерения здания, сооружения (м<sup>2</sup> площади покрытия, м<sup>2</sup> стен за вычетом проемов) или на объект в целом; продолжительность строительства объекта, в том числе монтажа деревянных конструкций, мес; стоимость основных материалов, руб.; сметная стоимость конструкций, руб.; годовые эксплуатационные расходы, руб в год; приведенные затраты, руб.; экономический эффект (на единицу измерения объема конструкций или на объект в целом).

5. Сопоставимость вариантов проектных решений, условия которой классифицируют на общие и частные. Общие: сопоставимость

по назначению, действующим нормативным и методическим материалам, нормам и ценам, условиям эксплуатации, территориальным районам строительства, приведенным всем видам расходов к единому периоду времени (к годовым затратам или затратам на весь срок службы конструкций, объекта). Частные: постоянные, временные (снеговые, ветровые, сейсмические и другие) нагрузки, детальность разработки проектов; учет изменений в смежных конструкциях и элементах зданий и сооружений в связи с применением деревянных конструкций; равные условия эксплуатации вариантов конструкций (отопление, кондиционирование, размещение технологического оборудования, санитарно-гигиенические условия); единые расчетные единицы измерения показателей вариантов конструкций.

К расчетным единицам относятся:

По фундаментам зданий	м <sup>2</sup> площади здания
Стойкам фахверка	м <sup>2</sup> площади стем
Перекрытиям и покрытиям	м <sup>2</sup> горизонтальной проекции
Стенам	м <sup>2</sup> площади стен за вычетом проемов
Переpletам оконным	м <sup>2</sup> площади заполнения проемов
Перегородкам	м <sup>2</sup> их площади за вычетом проемов и др.
По сооружениям	
транспортные галереи, эстакады	м длины
ЛЭП	км длины
радиобашни, радиомачты, градирни	шт.

6. Наиболее эффективные варианты деревянных конструкций выбирают по минимуму приведенных затрат. Они позволяют наиболее полно оценить варианты проектных решений с учетом стоимости, сроков строительства, годовых эксплуатационных расходов, смежных капитальных вложений (в базу) и установить наиболее экономичные из них. Если приведенные затраты по сравниваемым вариантам деревянных конструкций близки, то сопоставлять эти варианты следует по их массе, трудоемкости изготовления и монтажа.

Сметные цены на деревянные конструкции и единые районные единичные расценки (ЕРЕР) на монтаж, введенные в действие с 1.01. 1984 г., принимают по действующим сборникам.

При отсутствии цен на деревянные конструкции составляют калькуляцию себестоимости их заводского изготовления (см. прил. IX).

Сметная цена таких конструкций

$$C_0 = [C_g (1 + k_n) + T_d] k_{з.с.}, \quad (164)$$

где  $C_g$  — себестоимость изготовления деревянных конструкций, руб./шт. (руб./м<sup>3</sup>);  $k_n$  — коэффициент, учитывающий прибыль завода-изготовителя конструкций ( $k_n = 0,12$ );  $T_d$  — стоимость транспортирования деревянных конструкций от завода-изготовителя до строительной площадки;  $k_{з.с.}$  — коэффициент, учитывающий заготовительно-складские расходы ( $k_{з.с.} = 1,02$ ).

При технико-экономической оценке деревянных конструкций следует учитывать затраты на дополнительную защиту их от увлажнения, биоповреждения, коррозии (для конструкций, эксплуатируемых в условиях агрессивных сред). Затраты на дополнительную защиту деревянных конструкций принимают по действующим нормативам [57].

## 12.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ КОНСТРУКЦИЙ

Проектные варианты деревянных конструкций характеризуются технико-экономическими показателями, которые рассчитывают по следующим формулам.

Трудоемкость изготовления конструкции из брусев и досок (затраты на сушку пиломатериалов, транспортные операции, первичную и вторичную торцовку, продольную распиловку, образование отверстий, антисептирование)  $T_d$ , чел.-ч/шт.:

$$T_d = t_n L + T_c + T_t + T_a, \quad (165)$$

где  $t_n$  — удельная трудоемкость изготовления (обработки и сборки) конструкции в расчете на 1 м длины деталей, чел.-ч, принимают по ЕНиР или по укрупненным данным, чел.-ч/м [28]:

Для ферм из брусев . . . . .	0,32
То же, из досок . . . . .	0,15
Для арок . . . . .	0,19
Для балок на нагелях . . . . .	0,42
То же, из брусев . . . . .	0,03
« » из досок . . . . .	0,01

$L$  — суммарная длина элементов конструкции (брусья, бруски, доски) «в деле», м;  $T_c$  — трудоемкость сушки элементов конструкции, чел.-ч/шт.:

$$T_c = t_c V_n, \quad (166)$$

$t_c$  — удельная трудоемкость сушки 1 м<sup>3</sup> пиломатериалов ( $t_c = 3,5$  чел.-ч/м<sup>3</sup> [28]);  $V_n$  — объем пиломатериалов для изготовления одной конструкции, м<sup>3</sup> (по проекту);  $T_t$  — трудоемкость транспортных операций при изготовлении конструкции, чел.-ч:

$$T_t = t'_t V_n + t''_t V_d, \quad (167)$$

$t'_t$ ,  $t''_t$  — затраты труда на транспортирование, соответственно, пиломатериалов до цеха и в его пределах и конструкций на склад готовой продукции [28] ( $t'_t = t''_t = 1$  чел.-ч/м<sup>3</sup>);  $V_d$  — объем древесины одной деревянной конструкции «в деле», м<sup>3</sup> (по проекту);  $T_a$  — трудоемкость антисептирования конструкции, чел.-ч:

$$T_a = t_a V_d, \quad (168)$$

$t_a$  — удельная трудоемкость антисептирования 1 м<sup>3</sup> древесины «в деле» ( $t_a = 2$  чел.-ч/м<sup>3</sup>) [28].

Трудоемкость изготовления клееной конструкции из досок (чел.-ч/шт.) определяют добавляя к формуле (165) затраты труда на тор-

цовку, стыкование и склеивание досок:

$$T_{к.д} = (T_{д} + T_{тор} + T_{ст} + T_{скл}) k_{г.д}; \quad (169)$$

$$T_{тор} = t_{тор} V_{д}; \quad T_{ст} = t_{ст} V_{д}; \quad T_{скл} = t_{скл} V_{д}; \quad (170)$$

где  $t_{тор}$ ,  $t_{ст}$ ,  $t_{скл}$  — удельные затраты труда, соответственно, на торцовку, стыковку и склеивание элементов деревянных клееных конструкций (принимают по ЕНиР или укрупненным данным) ( $t_{тор} = 8,5$  чел.-ч/м<sup>3</sup> «в деле»,  $t_{ст} = 6,5$  чел.-ч/м<sup>3</sup> «в деле»,  $t_{скл} = 9,0$  чел.-ч/м<sup>3</sup> «в деле»);  $k_{г.д}$  — коэффициент, учитывающий трудоемкость изготовления клееных конструкций:

Прямолинейных	1,05
Криволинейных	1,15
Со стыками «на ус»	1,10

Трудоемкость изготовления металлодеревянной, клееной металлодеревянной конструкции, чел.-ч/шт., определяют суммой затрат труда на изготовление деревянной (клееной) конструкции и ее стальных элементов

$$T_{м.д} = (T_{д} + t_{с.к} P_{с.к}); \quad T_{м.д.к} = (T_{к.д} + t_{с.к} P_{с.к}), \quad (171)$$

где  $t_{с.к}$  — удельная трудоемкость изготовления 1 т стальных элементов конструкции ( $t_{с.к} = 20$  чел.-ч/т);  $P_{с.к}$  — масса стальных элементов конструкции, т (по проекту).

Трудоемкость изготовления клееной фанерной конструкции, чел.-ч/шт.:

$$T_{ф.к} = t_{ф.к} S_{ф.к}, \quad (172)$$

где  $t_{ф.к}$  — удельная трудоемкость изготовления клееных фанерных конструкций

Для балок клеефанерных с волнистой стенкой:

пролетом 6 м (при нагрузке 6 кН/м)	0,6 чел.-ч на 1 м <sup>2</sup> грузовой площади
рам двутаврового сечения	1,8 чел.-ч/м <sup>2</sup>
рам коробчатого сечения	2 чел.-ч/м <sup>2</sup>
фанерных балок двутаврового сечения	1,2 чел.-ч/м <sup>2</sup>
фанерных панелей и плит с каркасом из деревянных или фанерных элементов с обшивкой с двух сторон	1,36 чел.-ч/м <sup>2</sup>

$S_{ф.к}$  — принятый измеритель площади конструкции, м<sup>2</sup> [28].

Затраты труда на влагозащитную обработку клееной деревянной конструкции принимают в размере 5 % трудоемкости ее изготовления.

Трудоемкость изготовления конструкций из бакелизированной фанеры определяют по формулам для конструкций из строительной фанеры с  $k_{б.ф} = 1,15$ .

Трудоемкость устройства утеплителей (плиты, маты) для фанерных конструкций определяют с применением коэффициента  $k_{у.ф} = 1,05$  к общей трудоемкости изготовления конструкций из фанеры.

Удельную трудоемкость монтажа вариантов деревянной конструкции  $t_{м.д}$  принимают по [52].

Затраты труда на монтаж деревянной конструкции, чел.-ч,

$$T_m = t_{м.д} V_d. \quad (173)$$

Общую трудоемкость вариантов деревянных конструкции, чел.-ч, определяют как сумму трудоемкости их изготовления и монтажа:

$$T_0 = (T_d + T_m) N_d, \quad (174)$$

где  $N_d$  — число деревянных конструкций, шт.

Сметная себестоимость деревянных конструкций, руб.:

$$C_d = (C_0 + M_d) k_{н.р} V_d N_d, \quad (175)$$

где  $C_0$ ,  $M_d$  — сметная цена и единая районная единичная расценка на монтаж, руб./м<sup>3</sup> (принимают по [55, 52]);  $k_{н.р}$  — коэффициент накладных расходов (принимают по действующим нормам).

Сметная стоимость деревянных конструкций, руб.:

$$k_d = C_d k_{п.н}, \quad (176)$$

где  $k_{п.н}$  — коэффициент, учитывающий плановые накопления строительно-монтажной организации ( $k_{п.н} = 1,08$ ).

Прибыль строительно-монтажной организации при монтаже деревянных конструкций, руб.,

$$П_{р.д} = 0,076 k_d. \quad (177)$$

Рентабельность строительно-монтажной организации при монтаже деревянных конструкций, %,

$$P_d = П_{р.д} / \Phi_d \cdot 100, \quad (178)$$

где  $\Phi_d$  — стоимость основных фондов, используемых при монтаже деревянных конструкций с учетом срока их установки, руб.

Приведенные затраты по вариантам деревянных конструкций, руб.,

$$П_d = C_d + E_n (\Phi_d + \Phi_{об.д}) + E_n (K_l + k_{з.д.к}), \quad (179)$$

где  $E_n$  — нормативный коэффициент эффективности ( $E_n = 0,15$ );  $\Phi_{об.д}$  — стоимость оборотных фондов при монтаже варианта деревянных конструкций, которая равна сметной стоимости конструкции, руб.;

$$K_l = K_{у.л} V_d N_d — \quad (180)$$

капитальные вложения в развитие лесопильного производства, руб./м<sup>3</sup> (принимают по действующим отраслевым нормативам удельных капитальных вложений);

$K_{у.л}$  — удельные капитальные вложения в развитие лесопильного производства (принимают по действующим отраслевым нормативам), руб./м<sup>3</sup>;

$$k_{з.д.к} = k_{у.з} V_d N_d — \quad (181)$$

сопряженные капитальные вложения в производство конструкций, руб.;  $k_{у.з}$  — удельные капитальные вложения в производство деревянных конструкций (принимают по отраслевым нормативам удельных капитальных вложений), руб./м<sup>3</sup>.

Экономия по приведенным затратам по сравниваемым вариантам деревянных конструкций, руб.,

$$\mathcal{E}_{д.п} = \Pi_э - \Pi_д, \quad (182)$$

где  $\Pi_э$  — приведенные затраты по принятому для сравнения эталону деревянных конструкций, руб.

Общий экономический эффект по проектному варианту деревянных конструкций по сравнению с принятым эталоном:

$$\mathcal{E}_{о.д} = \mathcal{E}_{д.п} + \mathcal{E}_{доп.д}; \quad (183)$$

$$\mathcal{E}_{доп.д} = \mathcal{E}_{ст.д} + \mathcal{E}_{ц.д} + \mathcal{E}_{гэ}, \quad (184)$$

где  $\mathcal{E}_{доп.д}$  — дополнительный эффект по варианту конструкций;  $\mathcal{E}_{ст.д}$  — эффект от сокращения срока строительства по варианту деревянных конструкций, которое ускоряет оборот средств и уменьшает время их пребывания в незавершенном строительстве, обеспечивает сокращение условно-постоянной части накладных расходов и снижение накладных расходов строительно-монтажной организации, зависящих от трудоемкости (количества рабочих и размера основной заработной платы), руб.:

$$\mathcal{E}_{ст.д} = [0,081 (k_{д.э} t_э - k_{д} t)] + \left[ 0,046 k_{д.э} \left( 1,0 - \frac{t}{t_э} \right) \right] + 1,24 (m_э - m), \quad (185)$$

где  $k_{д.э}$  — сметная стоимость деревянных конструкций по эталонному варианту, руб.;  $t_э, t$  — продолжительность монтажа деревянных конструкций, соответственно, по эталонному и проектному вариантам, годы;  $m_э, m$  — затраты труда при монтаже деревянных конструкций, соответственно, по эталонному и проектному варианту, чел.-дни;  $\mathcal{E}_{ц.д}$  — эффект от централизованной доставки деревянных конструкций по проектному варианту к месту установки минуя централизованный склад, что позволяет снизить заготовительно-складские расходы, составляющие 2 % сметной стоимости конструкции, на 70 % ( $\mathcal{E}_{ц.д} = 0,014 k_{д}$ );  $\mathcal{E}_{гэ}$  — эффект от снижения годовых эксплуатационных расходов по проектному варианту деревянных конструкций  $\mathcal{E}_{д}$  по сравнению с эталоном  $\mathcal{E}$ , руб.:

$$\mathcal{E}_{г} = \mathcal{E} - \mathcal{E}_{д}; \quad \mathcal{E} = 0,125 k_{д.э}; \quad \mathcal{E}_{д} = 0,125 k_{д}. \quad (186)$$

На основе расчетов, анализа технико-экономических показателей и экономической эффективности составляют технико-экономическое обоснование (ТЭО) проекта деревянных конструкций.

Методика ТЭО включает: расчеты технико-экономических показателей вариантов конструкций, см. прил. IX; сравнение показателей вариантов и выбор наиболее эффективного из них; технико-экономические показатели проекта деревянных конструкций (см. прил. IX).

Развитие деревянных конструкций расширяет возможности вариантного проектирования.

Для решения задачи сравнения вариантов проектов и выбора из них наиболее экономичных следует применять аналитический балансовый метод сравнения вариантов проектных решений (АБМС) [4] как наименее трудоемкий. Этот метод позволяет по тому или иному крите-

рию (приведенные затраты, трудоемкость изготовления и монтажа конструкций) сравнить варианты и выбрать из них наиболее эффективный. При этом проверяют расчеты путем баланса сумм положительных и отрицательных (по модулю) результатов сопоставления.

Число сравнения вариантов проектов:

$$N = (n - 1)n\varphi, \quad (187)$$

где  $n$  — число вариантов;  $\varphi$  — число основных показателей, по которым сравнивают варианты.

Аналитический балансовый метод сравнения вариантов проектов предусматривает: сравнение показателей (сметная стоимость, годовые эксплуатационные расходы, приведенные затраты), которые определяют в зависимости от изменения технических характеристик вариантов проектов; сравнение  $i$ -го варианта с остальными. При этом сумма положительных результатов сравнения показателей должна быть равна сумме результатов с отрицательным знаком (баланс по модулю). Наиболее экономичный вариант определяют по максимуму суммы положительных результатов сравнения показателей  $i$ -го с остальными вариантами проекта ( $n - 1$ ). Проверяют расчеты путем баланса сумм положительных и отрицательных (по модулю) результатов сравнения вариантов.

Основные положения аналитического балансового метода сравнения вариантов следующие:

1. Сравнимые варианты проектов должны быть сопоставимы (по назначению, нормативно-расчетной базе, уровню цен, тарифов).

2. Число вариантов сравнения с положительными результатами меньше общего числа вариантов сопоставления:

$$k_i < (n - 1)n; \quad k_i = 1, 2, 3, \dots, q. \quad (188)$$

3. Число вариантов сравнения с отрицательными результатами  $m_i$  меньше общего числа вариантов сопоставления:

$$m_i < (n - 1)n; \quad m_i = 1, 2, 3, \dots, p. \quad (189)$$

4. Сумма вариантов  $q + p \leq (n - 1)n$ . (190)

5. Сумма положительных результатов сравнения (например, по приведенным затратам  $\sum_{k_i=1}^q \Delta\Pi_{R_i}$ ) равна сумме отрицательных (по модулю):

$$\sum_{k_i=1}^q \Delta\Pi_{R_i} = \sum_{m_i=1}^p |-\Delta\Pi_{m_i}|. \quad (191)$$

Несоблюдение условия (191) свидетельствует о том, что при расчетах или сравнении показателей допущены ошибки и расчеты следует повторить.

Методика сопоставления вариантов проектов с применением аналитического балансового метода включает:

1. Установление значений технических характеристик  $i$ -х вариантов проектов ( $x_{1i}, x_{2i}, x_{3i}, \dots, x_{ni}$ ).

2. Аналитические расчеты основных технико-экономических показателей вариантов проектов, принятых для сравнения, в зависимости от их технических характеристик (масса, трудоемкость, сметная стоимость, эксплуатационные затраты).

3. Расчет приведенных годовых затрат (или за нормативный срок службы  $T_n$ ) по  $i$ -м сравниваемым вариантам.

4. Сопоставление показателей  $i$ -го варианта с каждым вариантом проекта.

5. Расчет и сопоставление положительных и отрицательных (по модулю) результатов сравнения.

6. Определение наиболее эффективного  $i$ -го варианта проекта по максимальной сумме положительных результатов сравнения.

Алгоритм сопоставления вариантов проектов деревянных конструкций с применением аналитического балансового метода на ЭВМ включает.

1. Ввод исходных данных по  $i$ -м вариантам проекта (значения технических характеристик, сметные нормативы).

2. Определение приведенных затрат по  $i$ -м вариантам проектов.

3. Сравнение приведенных затрат по каждому из  $i$ -х вариантов с остальными вариантами ( $n - 1$ ):

$$\Pi_{i+1} - \Pi_i = \Delta\Pi_{(i, i+1)}. \quad (192)$$

4. Расчет суммы положительных  $\sum_{k_i=1}^q \Delta\Pi_{k_i}$  и отрицательных  $\sum_{m_i=1}^p |-\Delta\Pi_{m_i}|$  (по модулю) результатов сравнения.

5. Сравнение  $\sum_{k_i=1}^q \Delta\Pi_{k_i}$  и  $\sum_{m_i=1}^p |-\Delta\Pi_{m_i}|$ ; если  $\sum_{k_i=1}^q \Delta\Pi_{k_i} = \sum_{m_i=1}^p |-\Delta\Pi_{m_i}|$ , то переходим к п. 6, если  $\sum_{k_i=1}^q \Delta\Pi_{k_i} \neq \sum_{m_i=1}^p |-\Delta\Pi_{m_i}|$ , то расчет следует повторить (см. п.п 2...5).

6. Установление наиболее эффективного варианта проекта, который имеет наибольшее значение суммы положительных результатов сравнения с остальными вариантами ( $\sum_{i=1}^{n-1} \Delta\Pi_i = \text{макс}$ ).

Сравнивают  $n$  вариантов деревянных конструкций зданий и сооружений при ручном счете с использованием аналитического балансового метода по предложенному алгоритму, составляя сопоставительно-балансовую таблицу (см. прил. IX, табл. 2).

Наиболее эффективен из  $n$  числа сопоставляемых вариантов тот, по горизонтальной строке которого в сопоставительно-балансовой таблице наибольшая сумма положительных результатов сравнения. Если отклонения по приведенным затратам незначительны, то варианты конструкций сопоставляют по другим показателям (масса, трудоемкость изготовления и монтажа).



Алгоритм и методика сравнения вариантов проекта с применением аналитического балансового метода унифицированы для всех видов деревянных конструкций.

**Пример 13.** Определить технико-экономические показатели (трудоемкость, сметную стоимость, приведенные затраты) и экономическую эффективность применения вариантов дощатых, армированных и фанерных с волнистой стенкой клееных балок покрытия пролетом  $L = 12$  м. Исходные данные приведены в табл. 12.1.

Таблица 12.1. Показатели деревянных клееных конструкций балок покрытия (клей ФР-100; влагозащитное покрытие пентафталеовой эмалью)

Показатели	Единица измерения	Варианты балок покрытия		
		из досок		из фанеры
		Клееная	Клееная армированная	Клееная с волнистой фанерной стенкой
Основной материал конструкций	—	Сосна 2-го и 3-го сортов	Сосна 2-го сорта и строительная фанера марки ФСФ	
Сечение	см	$13,5 \times 79,2$	$13,5 \times 66$	$16 \times 100$
Объем древесины «в деле»	м <sup>3</sup>	1,32	1,1	0,73
в том числе:				
доски 2-го сорта	»	0,44	0,44	0,6
то же, 3-го	»	0,88	0,66	—
фанера	»	—	—	0,13
Длина клееных элементов	м,	294,5	245,4	145
Сталь круглая класса АIII $d = 25$ мм	кг	—	110	—

**Решение 1.** Трудоемкость изготовления вариантов конструкций по формуле (169), чел.-ч/шт.:

$$T_{1к.д} = [(0,01 \cdot 294,5 + 3,5 \cdot 1,32 \cdot 1,15 + 1 \cdot 1,32 \cdot 1,15 + 1 \cdot 1,32 + 2 \cdot 1,32) + (8,5 + 6,5 + 9) 1,32] 1,05 = 47,7;$$

$$T_{2к.д} = [(0,01 \cdot 245,4 + 3,5 \cdot 1,1 \cdot 1,15 + 1 \cdot 1,1 \cdot 1,15 + 1 \cdot 1,1 + 2 \cdot 1,1) + (8,5 + 6,5 + 9) 1,1 + 20 \cdot 0,11] 1,05 = 42;$$

$$T_{3к.д} = [(0,01 \cdot 145 + 3,5 \cdot 0,73 \cdot 1,15 + 1 \cdot 0,73 + 1 \cdot 0,73 + 2 \cdot 0,73) + (8,5 + 6,5 + 9) 0,73 \cdot 1,15] 1,05 = 30.$$

2. Трудоемкость монтажа вариантов конструкции по формуле (172), чел.-ч/шт.:

$$T_{1м.д} = 6,7 \cdot 1,32 = 8,84; \quad T_{2м.д} = 6,7 \cdot 1,1 = 7,37; \quad T_{3м.д} = 6,7 \cdot 0,73 = 4,89,$$

где 6,7 — затраты труда на монтаж 1 м<sup>3</sup> клееных деревянных балок покрытия (ЕРЕР-10, п. 5) [51].

3. Общая трудоемкость конструкции «в деле», чел.-ч/шт.:

$$T_{1,0} = 47,7 + 7,37 = 55,07; \quad T_{2,0} = 42 + 4,89 = 46,89; \quad T_{3,0} = 30 + 4,89 = 34,89.$$

4. Сметная себестоимость вариантов конструкции, руб./шт.:

$$C_{1д} = (544 + 13,7) 1,32 \cdot 1,18 = 870;$$

$$C_{2д} = (544 + 13,7) 1,1 \cdot 1,18 + 0,11 \cdot 277 \cdot 1,18 = 761;$$

$$C_{3д} = [(544 \cdot 0,6 + 691 \cdot 0,13) + 13,7 \cdot 0,73] 1,18 = 502,9,$$

где 544 руб.— сметная цена приобретения 1 м<sup>3</sup> клееных дощатых конструкций балок покрытия постоянного сечения на клею ФР-100 [55]; 691 руб.— сметная цена приобретения 1 м<sup>3</sup> клееных конструкций фанерных с волнистой стенкой [55]; 277 руб.— сметная цена 1 т стальной арматуры класса АII  $d = 25$  мм [55].

5. Приведенные затраты вариантов конструкций по формуле (178), руб./шт.:

$$P_{1д} = 870 + 0,15 (870 \cdot 1,08) + 0,15 (45 + 206) 1,32 = 1060,7;$$

$$P_{2д} = 761 + 0,15 (761 \cdot 1,08) + 0,15 (45 + 206) 1,1 = 926,7;$$

$$P_{3д} = 502,9 + 0,15 (502,9 \cdot 1,08) + 0,15 (45 + 206) 0,75 = 602,1,$$

где 1,08 — коэффициент, учитывающий плановые накопления строительно-монтажных организаций; 45 и 206 — удельные капитальные вложения на развитие предприятий лесопиления и производства клееных деревянных конструкций, руб/м<sup>3</sup> (проектные данные).

Наиболее эффективна балка с волнистой фанерной стенкой.

## Глава 13. ОБЕСПЕЧЕНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ

### 13.1. ЗАЩИТА КОНСТРУКЦИЙ ОТ УВЛАЖНЕНИЯ И БИОЛОГИЧЕСКОГО РАЗРУШЕНИЯ

Один из недостатков древесины — снижение механических свойств при увеличении влажности, приводящей к деформациям разбухания и биологическому разрушению — гниению. При быстром высыхании возникают деформации усушки, вызывающие растрескивание, коробление, а в клееных элементах — снижение прочности клеевых швов. Источников увлажнения деревянных конструкций при эксплуатации много: это начальное и построенное увлажнение, атмосферное от осадков, гидрогеологическое, от контакта древесины с грунтом или водой, конденсационное, при резкой смене температур и недостаточном тепловом сопротивлении ограждающих конструкций, эксплуатационное при наличии мокрых технологических процессов или неисправности трубопроводов, биологическое.

Для предотвращения увлажнения деревянных конструкций и их нормальной эксплуатации предусматривают конструктивные меры и защитную обработку, которые должны обеспечивать сохранность конструкций при складировании, транспортировке и монтаже, а также долговечность при эксплуатации. Защиту осуществляют во всех зданиях и сооружениях независимо от их назначения и срока службы.

Деревянные конструкции следует делать открытыми, хорошо проветриваемыми, по возможности доступными для осмотра, профилактического ремонта и защитной обработки.

В зданиях с деревянными конструкциями рекомендуется применять кровли с наружным отводом атмосферных вод. Устройство ендов и закрытых парапетов запрещается. Следует избегать фонарных надстроек на крыше. Среднюю часть широких зданий рекомендуется проектировать более высокой, чем крайние пролеты, устраивая освещение в наружных стенах. Конструктивные мероприятия по повышению долговечности ограждающих конструкций и наиболее уязвимых мест — карнизных и цокольных узлов указаны в § 4.4.

Несущие деревянные конструкции располагают либо в пределах отапливаемой части здания, либо вне ее. Если несущая конструкция из

отапливаемого помещения проходит через ограждающую в неотапливаемое, то в местах пересечения ее защищают специальными бандажами. Зазоры между поверхностями конструкции и отверстиями ограждения тщательно утепляют минеральной ватой и герметизируют поризолом или пористой резиной на мастиках (рис. 13.1, а).

Опорные части, расположенные в гнездах наружных каменных стен, оставляют открытыми внутрь помещения. Задельвать гнезда запрещается. Их задние стенки утепляют биостойкими утеплителями в соответствии с теплотехническим расчетом. Под несущую конструкцию

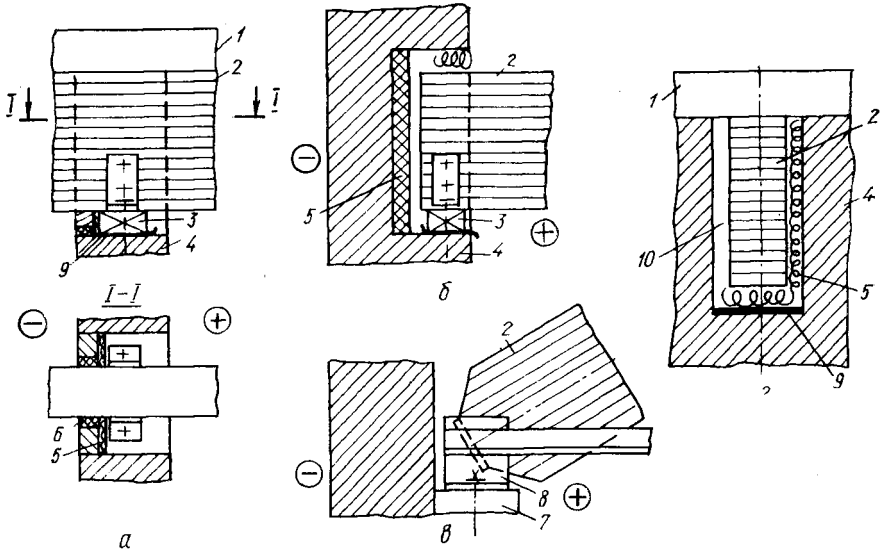


Рис. 13.1. Защита узлов несущих конструкций:

а — при переходе конструкции из отапливаемого помещения наружу здания; б — при опирании конструкции в гнездах кирпичных стен; в — то же, со стальными башмаками на пилястры стен; г — при переходе конструкции через внутреннюю стену; 1 — покрытие; 2 — несущая конструкция; 3 — опорная подушка; 4 — кирпичная стена; 5 — минеральная вата, обернутая полиэтиленовой пленкой; 6 — эластичная прокладка; 7 — пилястра; 8 — стальной башмак; 9 — гидроизоляция; 10 — воздушная прослойка.

укладывают два слоя гидроизоляционного рулонного материала (рис. 13.1, б). Несущие конструкции с опорными металлическими башмаками устанавливают на пилястру каменных стен или приставные колонны (рис. 13.1, в). Опирание в гнездах наружных стен не рекомендуется.

Опорные стальные башмаки должны иметь минимальную площадь контакта с древесиной для возможности ее проветривания. Поверхности древесины изолируют от металла мастиками и рулонным гидроизоляционным материалом. При опирании конструкций на внутренние стены, разделяющие помещения с одинаковым температурно-влажностным режимом, между стенами и боковыми плоскостями конструкции оставляют зазор. Его принимают не менее 30 мм для помещений относительной влажностью воздуха  $\varphi \leq 75\%$  и 60 мм — для  $\varphi > 75\%$ .

При необходимости зазор заполняют минеральной ватой, а поверхность деревянной конструкции изолируют рулонным гидроизоляционным материалом. Клееные конструкции в этих местах покрывают влагозащитными составами, а неклееные — антисептируют.

Изоляционные подкладки, подбалки и подушки опорных узлов, соприкасающиеся с каменной кладкой или бетоном, изготавливают из защищенной от биоповреждения древесины преимущественно твердых лиственных пород и изолируют от стен двумя слоями гидроизоляционного материала. Если конструкция проходит через внутреннюю стену не опираясь на нее, то зазор оставляют и под конструкцией. Размер его принимают несколько большим возможного прогиба конструкции в месте пересечения, но не менее 30 мм. Нижний зазор заполняют минеральной ватой по гидроизоляционному рулонному материалу, уложенному на обрез стены (рис. 13,1, з). Пересекать стену, разделяющую помещения с разными температурно-влажностными условиями эксплуатации, не рекомендуется.

При опирании деревянных конструкций на фундаменты внутри помещений верхнюю их грань располагают выше уровня пола не менее чем на 150, а в незащищенных условиях — не менее чем на 500 мм. В этом случае конструкция верха фундамента должна обеспечивать быстрый отвод атмосферных осадков. Несущие деревянные клееные конструкции, эксплуатируемые на открытом воздухе, должны иметь сплошное сечение, а верхние горизонтальные и наклонные поверхности элементов защищают козырьками из досок, пропитанных невымываемыми биозащитными составами, либо из защищенного кровельного металла, стеклопластика.

При проектировании перекрытий первого этажа, располагаемых над грунтом, рекомендуют укладывать по всей площади слой бетона или щебня, залитого цементным раствором толщиной не менее 100 мм. Расстояние от этого слоя до древесины конструкций принимают не менее 300 мм. Для вентиляции подполья в наружных стенах устраивают отверстия, которые закрывают только в зимний период. Все поверхности древесины, выходящие в сторону грунта, покрывают биозащитными составами, а места опирания деревянных элементов на каменные стены или промежуточные столбы изолируют двумя слоями рулонного материала и антисептированными подкладками. В полах устраивают вентиляционные решетки или щелевые плитусы с выходом отверстий в помещение.

Для предотвращения увлажнения клееных деревянных несущих и ограждающих конструкций применяют укрывистые и лакокрасочные, преимущественно прозрачные, покрытия. Первые — в основном для конструкций, подвергающихся непосредственному увлажнению осадками или при значительной относительной влажности воздуха в помещениях, а лакокрасочные — для конструкций внутри зданий.

Влагозащитными составами обрабатывают наружные элементы покрытия и стенового ограждения, а также несущих конструкций. Для влагозащиты рекомендуют следующие лаки и эмали: перхлорвиниловые, пентафталевые, уретановые, уретаново-алкидные, масляно-смоляные, органосиликатные.

Ответственные части конструкций — места соприкосновения древесины с металлом, камнем и бетоном, а также концы элементов обрабатывают покрытиями на основе тиоколовых мастик и эпоксидных смол (см. прил. 10, табл. 1) [48, 49].

Для защиты от биологического разрушения применяют следующие антисептики. Водорастворимые: фтористый натрий, кремнефтористый натрий, кремнефтористый аммоний, тетрафторборат аммония, пентахлорфенолят натрия, доналит. Антисептики на нефтепродуктах и легких маслах; препараты пектахлорфенола в органических растворителях, нафтенат меди. Маслянистые антисептики: масло каменно-угольное, антраценовое, сланцевое [49, 50]. Тип антисептирования — поверхностная обработка, пропитка в ваннах или автоклавах под давлением, обмазка пастами зависит от условий эксплуатации, видов деревянных конструкций и срока их службы.

Водные антисептики нельзя применять в конструкциях, где возможно их быстрое вымывание, т. е. находящихся на открытом воздухе или в грунте. Антисептики в органических растворителях и маслянистые не применяют в зданиях, где находятся пищевые продукты, животные и люди.

Антисептик и способ его нанесения устанавливается правилами производства и приемки строительных деревянных конструкций [49]. Биозащитной обработке подлежат все неклееные деревянные конструкции, эксплуатируемые в помещениях относительной влажностью воздуха более 60 %, а также отдельные их элементы и части, которые могут увлажняться в процессе эксплуатации, каркас и внутренние поверхности ограждающих конструкций, в том числе плит и панелей.

В прил. X, табл. 3 приведены способы защиты деревянных конструкций от коррозии, вызываемой биологическими агентами.

Кроме того, древесина поражается в результате жизнедеятельности энтомологических вредителей.

Против морских древооточцев, жуков-точильщиков и термитов применяют масла: каменноугольное, сланцевое и их смеси с пентахлорфенолом, оксидифенил, а также нафтенат меди в органических растворителях.

Для обработки древесины при ремонтных работах в случае обнаружения дереворазрушающих насекомых применяют следующие инсектициды: гексахлоранциклогексан (ГХЦГ), диметилтрихлороксиэтилфосфонат технический (хлорофос), карбофос и другие.

Указанные препараты нельзя применять внутри помещений предприятий общественного питания и складов пищевых продуктов.

### **13.2. ЗАЩИТА КОНСТРУКЦИЙ ОТ ВОЗГОРАНИЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИХ ОГНЕСТОЙКОСТИ**

Горение древесины — это химический процесс ее термического разложения, сопровождающийся выделением газов. Соединяясь с кислородом воздуха, они образуют пламя. Воспламенение может произойти и при отсутствии открытого источника огня. При быстром нагревании древесина воспламеняется при  $t \geq 300$  °С, а при длительном —  $t \geq$

$\geq 660$  °С. При повышении температуры начинается пламенное горение и обугливание верхнего слоя.

Предел огнестойкости деревянных конструкций (время в часах с начала теплового воздействия до появления одного из признаков предельного состояния) определяют с учетом обугливания элементов.

Противопожарными нормами проектирования зданий и сооружений (СНиП 2.01.02-85) установлены минимальные пределы огнестойкости и максимальные распространения огня. Нормы допускают некоторые отступления, и для зданий и сооружений II степени огнестойкости устанавливают следующие пределы огнестойкости деревянных конструкций, ч:

Колонны . . . . .	2
Наружные стены из навесных панелей . . . . .	0,5
Плиты, настилы, прогоны . . . . .	0,5
Балки, фермы, арки, рамы . . . . .	0,75
Внутренние несущие стены (перегородки) . . . . .	0,25

Деревянные клееные балки, фермы, арки, рамы и колонны зданий и сооружений применяют без огнезащитной обработки, кроме производств категории В, для которых требуется огнезащитная обработка. Деревянные плиты, настилы и прогоны покрытий, а также элементы навесных панелей стен подвергают глубокой пропитке антипиренами. Для производственных и складских зданий с производственными категориями А и Б основные деревянные конструкции, приведенные выше, не допускаются.

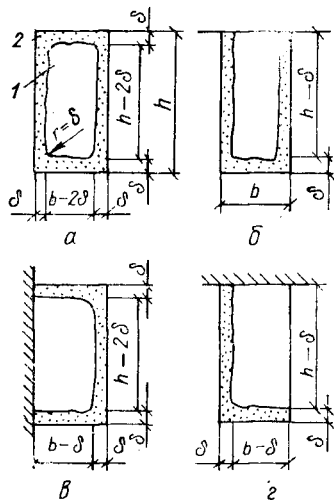


Рис. 13.2. Характер обугливания прямоугольного сечения:  
 а — обугливание со всех сторон;  
 б, в — то же, с трех; г — то же, с двух;  
 1 — древесина; 2 — обуглившийся слой.

Нормы по определению скорости обугливания деревянных конструкций и расчету их на огнестойкость находятся в стадии разработки. До их опубликования рекомендуем применять методику, приведенную в [39, 46].

Скорость обугливания поверхности элементов из хвойных пород воздушно-сухой цельной древесины размерами поперечного сечения более 120 мм принимают 0,8 мм/мин, а клееной — 0,7. Для элементов размерами сечения менее 120 мм — 1 мм/мин.

В результате обугливания изменяются геометрические характеристики элементов. Ребра сечения закругляются. По данным экспериментов радиус закругления можно принять равным глубине обугливания (рис. 13.2). В методике расчета принято, что обугливание после воспламенения древесины происходит с постоянной скоростью до момента обрушения конструкции, а свойства древесины принимают одинако-

выми по всей необуглившейся части сечения. Это дает возможность прогнозировать степень огнестойкости конструкций из древесины, которая зависит от формы и размеров поперечного сечения элементов, качества и породы древесины, количества содержащейся влаги, циркуляции воздуха и других факторов.

Предел огнестойкости несущих деревянных конструкций

$$\Pi = \tau_b + \tau_n, \quad (193)$$

где  $\tau_b$  — время, прошедшее с начала воздействия огня до воспламенения древесины, мин:

Для незащищенной, пропитанной антипиренами или окрашенной невспучивающимися красками . . . . .	4
Для защищенной вспучивающимися огнезащитными покрытиями типа ВПД или ОФП . . . . .	8

$\tau_n \delta / v$  — время, прошедшее от воспламенения древесины до момента потери несущей способности;  $\delta$  — предельная глубина обугливания;  $v$  — скорость обугливания.

Предельную глубину обугливания определяют на основании расчета конструкции с частично обугленным сечением (см. рис. 13.2) по формулам § 1.2 на действие нормативных нагрузок. Расчетное сопротивление древесины для определения огнестойкости незначительно отличается от нормативного кратковременного, приведенного в прил. 2 [11]. Можно использовать методики расчета элементов конструкций, приведенных в [24, 30], где требуется по огнестойкости поперечное сечение определяют последовательным приближением.

При малых размерах сечения элементов расчет их с учетом требуемой огнестойкости в большинстве случаев определяющий.

При тепловом воздействии на металлодеревянные конструкции незащищенный металл прогревается и теряет несущую способность значительно быстрее древесины. Предел огнестойкости таких конструкций определяется пределом огнестойкости металлических элементов, который составляет 0,25 ч.

Металлические крепежные детали (болты, гвозди, элементы профильного металла) защищают от непосредственного воздействия огня и высоких температур на время, соответствующее ожидаемому пределу огнестойкости. Для этой цели ставят защитные деревянные накладки, утапливают в древесину головки болтов и гвоздей, которые затем защищают деревянными пробками.

Повышают пожарную безопасность деревянных конструкций конструктивными и химическими способами, а в ряде случаев комбинируют их.

Конструктивные меры заключаются в создании таких условий, при которых распространение огня преграждается, а предел огнестойкости конструкций увеличивается. Это устройство противопожарных стен или негоряемых участков перекрытий и покрытий, разделение пустотных покрытий негоряемыми диафрагмами (см. рис. 4.2, и), площадь между которыми не должна превышать 54 м<sup>2</sup>, устройство негоряемых

разделок у дымоходов и печей, оштукатуривание перекрытий, увеличение сечений деревянных элементов.

Химические меры огнезащиты понижают возгораемость древесины. Это пропитка деревянных элементов антипиренами, нанесение на поверхность огнезащитных покрытий в виде штукатурок и листовых негорючих и трудногорючих материалов, а также невспучивающихся, вспучивающихся, неорганических и органических красок.

Обрабатывают конструкции антипиренами (водо- или органикостворимыми составами) путем поверхностной обмазки древесины или ее глубокой пропитки. Последний способ более надежен, однако снижает прочностные характеристики древесины на 10 %, что следует учитывать при расчете конструкций. Можно применять составы, обладающие одновременно свойствами антисептика и антипирена [42]. Комплексная защита древесины — наиболее перспективное направление, особенно для клееных конструкций промышленного изготовления. Древесина, пропитанная этими составами — трудногорюемый материал.

При обработке обмазками предпочтение следует отдавать вспучивающимся краскам, защитные свойства которых проявляются при действии огня.

В прил. X, табл. 2, приведены некоторые огнезащитные и комбинированные составы. Подробные сведения по их применению приведены в [42, 49, 57].

### 13.3. ЗАЩИТА КОНСТРУКЦИЙ ОТ ХИМИЧЕСКИ АГРЕССИВНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ МИНЕРАЛЬНЫХ УДОБРЕНИЙ

Деревянные конструкции, эксплуатируемые в зданиях, где перерабатываются и хранятся минеральные удобрения, вследствие агрессивного воздействия среды подвергаются коррозии. Степень агрессивности зависит от вида минеральных удобрений и влажности среды. Минеральные удобрения по степени воздействия на древесину разделяют на неагрессивные, слабо-, средне- и сильно агрессивные (табл. 13.1)

Таблица 13.1. Степень агрессивного воздействия минеральных удобрений на древесину

Зоны влажности	Группа удобрений				
	фосфорные	аммоний-ные	азотные	калийные	комплексные
Устойчиво сухая	Неагрессивная				
То же	Неагрессивная	Слабоагрессивная		Неагрессивная	Слабоагрессивная
Умеренно сухая	То же	Слабоагрессивная	Среднеагрессивная	Слабоагрессивная	Среднеагрессивная
Умеренно влажная	Слабоагрессивная	Среднеагрессивная	То же	Среднеагрессивная	То же
Влажная	То же	То же	То же	То же	»
Устойчиво влажная	»	»	»	»	»



[41]. При эксплуатации агрессивные среды вызывают снижение прочности древесины от 15 до 25 % и выше. Поэтому при проектировании конструкций, предназначенных для эксплуатации в агрессивной среде, предусматривают конструктивные и химические меры их защиты. При этом рекомендуется использовать древесину хвойных пород. Несущие конструкции применяют сплошными, массивных сечений с минимальной внешней поверхностью. Конструкции сквозные, а также коробчатого, двутаврового и подобных сечений применять не рекомендуется.

В устойчиво сухой и сухой климатических зонах деревянные клееные и неклееные конструкции применяют без защитной обработки. Для остальных зон влажности необходима защитная обработка покрытиями от увлажнения и воздействия агрессивной среды. Последнюю выполняют либо поверхностным нанесением лакокрасочных материалов, либо пропиткой (модификацией) синтетическими смолами. Выбирают защитную обработку в зависимости от условий эксплуатации, типа конструкции и технологических возможностей.

Для защиты применяют следующие лакокрасочные материалы: перхлорвиниловую эмаль ХВ-785 и лак ХВ-784; сополимерные эмали ХС-759, ХС-781, ХС-710; алкидно-уретановую эмаль УРФ-1128; уретановый лак УР-293 и эмаль УР-49; эпоксидные смолы ЭП-755; ЭП-773; ЭП-793; ЭП-56; фенольно-эпоксидную эмаль ФЛ-777. При хранении и переработке аммонийных солей (кроме селитры) допускается также обработка перхлорвиниловой эмалью ХВ-1100. Если кроме защиты от химически агрессивной среды требуется огнезащитная обработка, используют перхлорвиниловую эмаль ХВ-5169. Для защиты фанерных плит и панелей применяют поверхностную пропитку фенолоспиртами. Ее же применяют для деревянных конструкций, непосредственно контактирующих с минеральными удобрениями.

Торцы деревянных элементов обрабатывают указанными составами 6...8 раз. Концы конструкций, находящихся в опорных башмаках, герметизируют по всей поверхности соприкосновения тиоколовыми мастиками У-30 м, УТ-32 или эпоксидной шпатлевкой ЭП-0010.

Металлические крепежные элементы и детали, а также железобетонные конструкции защищают в соответствии с требованиями СНиП 2.03.11-85.

Поскольку соли минеральных удобрений являются антисептиками, биозащитную обработку древесины и фанеры не делают. Защитную обработку деревянных конструкций выполняют на заводах-изготовителях. После окончания монтажа защищают монтажные стыки и места повреждения защитного покрытия.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение I

### СОРТАМЕНТ, ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СЕЧЕНИЙ И ПЛОТНОСТЬ ЛЕСОМАТЕРИАЛОВ

Таблица 1. Пиломатериалы хвойных пород (ГОСТ 24454—80Е).

Ширина $a$ , см	Толщина $b$ , см	Площадь поперечного сечения, $F$ , см <sup>2</sup>	Моменты инерции, см <sup>4</sup>		Моменты сопротивления, см <sup>3</sup>	
			$I_x$	$I_y$	$W_x$	$W_y$
7,5	1,6	12	56,3	2,6	15,0	3,2
	1,9	14,25	66,8	4,3	17,8	4,5
	2,2	16,5	77,3	6,7	20,6	6,1
	2,5	18,75	87,9	9,8	23,4	7,8
	3,2	24	112,5	20,5	30,0	12,8
	4,0	30	140,6	40,0	37,5	20
	4,4	33	154,7	53,2	41,3	24,2
	5,0	37,5	175,8	78,1	46,9	31,3
	6,0	45	210,9	135,0	56,3	45
	7,5	56,25	263,7	263,7	70,3	70,3
10	1,6	16	133,3	3,4	26,7	4,3
	1,9	19	158,3	5,7	31,7	6,0
	2,2	22	183,3	8,9	36,7	8,1
	2,5	25	208,3	13,0	41,7	10,4
	3,2	32	266,7	27,3	53,3	17,1
	4,0	40	333,3	53,3	66,7	26,7
	4,4	44	366,7	71,0	73,3	32,3
	5,0	50	416,7	104,0	83,3	41,7
	6,0	60	500	180,0	100,0	60,0
	7,5	75	625	352,0	125,0	94,0
10,0	100	833,3	833,3	167,0	167,0	
12,5	1,6	20	260,4	4,3	41,7	5,3
	1,9	23,75	309,2	7,1	49,5	7,5
	2,2	27,5	358,1	11,1	57,3	10,1
	2,5	31,25	406,9	16,3	65,1	13,0
	3,2	40	520,8	34,1	83,3	21,3
	4,0	50	651,0	66,7	104,2	33,3
	4,4	55	716,1	88,7	114,6	40,3
	5,0	62,5	813,8	130,2	130,2	52,1
	6,0	75	976,6	225,0	156,3	75,0
	7,5	93,75	1220,7	439,5	195,3	117,2
	10,0	125	1627,6	1041,7	260,4	208,3
	12,5	156,25	2034,5	2034,5	325,5	325,5
15	1,6	24	450	5,1	60	6,4

Продолжение прил. I  
Продолжение табл. I

Ширина $a$ , см	Толщина $b$ , см	Площадь поперечного сечения, $F$ , см <sup>2</sup>	Моменты инерции, см <sup>4</sup>		Моменты сопротивления, см <sup>3</sup>	
			$I_x$	$I_y$	$W_x$	$W_y$
	1,9	28,5	534,4	8,6	71,3	9,0
	2,2	33	618,8	13,3	82,5	12,1
	2,5	37,5	703,1	19,5	93,8	15,6
	3,2	48	900	41	120	25,6
	4,0	60	1125	80	150	40
	4,4	66	1237,5	106,5	165	48,4
	5,0	75	1406,3	156,3	187,5	62,5
	6,0	90	1687,5	270	225	90
	7,5	112,5	2109,4	527,3	281,3	140,6
	10,0	150	2812,5	1250	375	250
	12,5	187,5	3515,6	2441,4	468,8	390,6
	15,0	225	4218,8	4218,8	562,5	562,5
17,5	1,9	33,25	848,6	10,0	97,0	10,5
	2,2	38,5	982,6	15,5	112,3	14,1
	2,5	43,75	1116,5	22,8	127,6	18,2
	3,2	56	1429,2	47,8	163,3	29,9
	4,0	70	1786,5	93,3	204,2	46,7
	4,4	77	1965,1	124,2	224,6	56,5
	5,0	87,5	2233,1	182,3	255,2	72,9
	6,0	105	2679,7	315	306,3	105
	7,5	131,25	3349,6	615,2	382,8	164
	10,0	175	4466,1	1458,3	510,4	291,7
	12,5	218,75	5582,7	2848,3	638	455,7
	15,0	262,5	6699,2	4921,9	765,6	656,2
	17,5	306,25	7815,8	7815,8	893,2	893,2
20	2,2	44	1466,7	17,7	146,7	16,1
	2,5	50	1666,7	26	166,7	20,8
	3,2	64	2133,3	54,6	213,3	34,1
	4,0	80	2666,7	106,6	266,7	53,3
	4,4	88	2933,3	141,9	293,3	64,5
	5,0	100	3333,3	208,3	333,3	83,3
	6,0	120	4000	360	400	120
	7,5	150	5000	702,8	500	187,5
	10,0	200	6666,7	1666,7	666,7	333,3
	12,5	250	8333,3	3253,9	833,3	520,8
	15,0	300	10 000	5622,8	1000	750
	17,5	350	11 666,7	8928,7	1166,7	1020,7
	20,0	400	13 333,3	13 333,3	1333,3	1333,3
22,5	2,2	49,5	2088,2	20	185,6	18,2
	2,5	56,26	2373	29,3	210,9	23,4
	3,2	72	3037,4	61,4	270	38,4
	4,0	90	3796,8	120	337,5	60
	4,4	99	4176,5	159,7	371,25	72,6
	5,0	112,5	4746	234,4	421,9	93,8
	6,0	135	5695,2	405	506,3	135

Продолжение прил. I  
Продолжение табл. I

Ширина $a$ , см	Толщина $b$ , см	Площадь поперечного сечения, $F$ , см <sup>2</sup>	Моменты инерции, см <sup>4</sup>		Моменты сопротивления, см <sup>3</sup>	
			$I_x$	$I_y$	$W_x$	$W_y$
	7,5	168,75	7119	791	632,8	210,9
	10,0	225	9492	1875	843,8	375
	12,5	281,25	11 865	3662	1054,7	585,9
	15,0	337,5	14 238	6328	1265,6	843,8
	17,5	393,75	16 611	10 048,8	1476,6	1148,4
	20,0	450	18 984	15 000	1687,5	1500
25	2,5	62,5	3255,2	32,6	260,4	26
	3,2	80	4166,7	68,3	333,3	42,7
	4,0	100	5208,3	133,3	416,7	66,7
	4,4	110	5729,2	177,5	458,3	80,7
	5,0	125	6510,4	260,4	520,8	104,1
	6,0	150	7812,5	500	625	145
	7,5	187,5	9765,6	878,9	781,2	234,3
	10,0	250	13 020,8	2083,3	1041,7	416,6
	12,5	312,5	16 276	4069	1302,1	650,9
	15,0	375	19 531,3	7031,1	1562,5	937,4
	17,5	437,5	22 786,2	11165,2	1822,9	1275,8
	20,0	500	26 041,7	16666,7	2083,3	1666,4
	25,0	625	32 552,1	32552,1	2604,1	2604,1
27,5	2,5	68,75	4332,7	35,8	315,1	28,7
	3,2	88	5545,8	75,1	403,3	46,9
	4,0	110	6932,3	146,7	504,2	73,3
	4,4	121	7625,5	195,2	554,6	88,7
	5,0	137,5	8665,4	286,5	630,2	114,6
	6,0	165	10 398,4	495	756,3	165
	7,5	206,25	12 998,1	966,8	945,8	257,8
	10,0	275	17 330,7	2291,7	1260,4	458,3

Примечания: 1. Размеры пиломатериалов по длине установлены от 1 до 6,5 м с градацией через 0,25 м.

2. Подчеркнуты размеры досок, рекомендуемые для изготовления клееных деревянных конструкций.

Таблица 2. Геометрические характеристики круглых сечений

$d$ , см	Периметр $S$ , см	$F$ , см <sup>2</sup>	$I$ , см <sup>4</sup>	$W$ , см <sup>3</sup>
6	18,85	28,3	64	21
7	21,991	38,5	118	34
8	25,133	50,3	201	50
9	28,274	63,6	322	72
10	31,416	78,5	491	98
11	34,558	95,0	719	131
12	37,699	113,1	1018	170
13	40,841	132,7	1402	216
14	43,982	153,9	1886	269
15	47,124	176,7	2485	331
16	50,265	201,1	3217	402
17	53,407	227,0	4100	482

Продолжение прил. 1  
Продолжение табл. 2.

<i>d</i> , см	Периметр <i>S</i> , см	<i>F</i> , см <sup>2</sup>	<i>I</i> , см <sup>4</sup>	<i>W</i> , см <sup>3</sup>
18	56,549	254,5	5153	573
19	59,690	283,5	6397	673
20	62,832	314,2	7854	785
21	65,973	346,3	9547	909
22	69,115	380,1	11 499	1045
23	72,257	415,5	13 737	1194
24	75,398	452,4	16 286	1357
25	78,540	490,9	19 175	1534
26	81,681	530,9	22 432	1726
27	84,823	572,6	26 087	1932
28	87,965	615,8	30 172	2155
29	91,106	660,5	34 719	2394
30	94,248	706,9	39 761	2651

Плотность древесины, кг/м<sup>3</sup>, в конструкциях для условий эксплуатации [11]:

	A1, A2, B1, B2	остальных
Сосна, ель, кедр, пихта . . . . .	500	600
Лиственница . . . . .	650	800
Дуб, береза, бук, граб, клен, ясень, акация, вяз, ильм . . . . .	700	800
Осина, тополь, ольха, липа . . . . .	500	600

Приложение II

**СОРТАМЕНТ И ПЛОТНОСТЬ ДРЕВЕСНЫХ ПЛАСТИКОВ И ПЛИТ**

Таблица 1. Строительная и бакелизированная фанера и древеснослоистый пластик

Материал	Размеры, мм			Плотность, кг/м <sup>3</sup>	ГОСТ
	длина	ширина	толщина		
Фанера: строительная марок ФСФ и ФК	1525	1525 1220 725	6; 8 9; 10; 12	березовая 700 лиственничная 650	3916—69*
	1220	1220 725	15; 19		
	1500	1200 1500	5; 7		
бакелизированная марки ФБС	7700 5700 5600 4900 4400 1500	1550 1500 1250	5; 7 10; 12; 14 16; 18	1200	11539—83
Древеснослоистый пла- стик марок ДСП-Б ДСП-В	750 . . . 5600 750 . . . 4500	750 . . . 4500 950 . . . 1500	15 . . . 60 1 . . . 60	1300	13913—78*

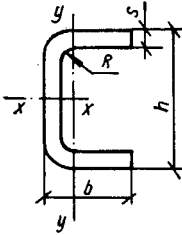


Таблица 2. Фанерные профили (ГОСТ 22242—76)

№ профи- ля	Размеры, мм			F, см <sup>2</sup>	I <sub>K</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> '	S <sub>x</sub> '	I <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> мин,	W <sub>y</sub> макс,	S <sub>y</sub> '	Масса 1 м профиля, кг
	h	b	s			см <sup>3</sup>			см <sup>3</sup>			
10	100	60	10	18,5	253	51	31	62	16	29	15	1,18
12	120	60	10	20,5	398	66	41	67	17	34	16	1,31
12a	120	80	10	24,5	519	86	52	152	29	54	27	1,57
14	140	60	10	22,5	584	83	52	71	17	38	17	1,44
14a	140	80	10	26,5	753	108	65	169	31	64	29	1,70
16	160	80	10	28,5	1040	130	79	171	31	69	30	1,82
19	190	80	10	31,5	1579	166	101	182	32	79	33	2,02
22	220	80	10	34,5	2259	205	126	191	33	89	34	2,21
25	250	80	10	37,5	3096	248	154	199	33	99	36	2,40
30	300	80	12	50,5	5683	379	223	252	41	133	45	3,23

Примечание. Для всех профилей R = 12 мм.

Таблица 3. Древесные плиты

Материал	Размеры, мм			Плот- ность, кг/м <sup>3</sup>	ГОСТ, ТУ
	длина	ширина	толщина		
Древесноволокнистые плиты марок Тс-400, Тс-450	2750 ... 3600	1200 ... 1830	5 ... 10	850 ... 950	ТУ 13-444-83
Древесностружечные плиты марок:					
ДСПК	1830 ... 3660	1200 ... 1830	12 ... 22	750 ... 850	ГОСТ 10 632—77 *
ДСПФ	1830 ... 3660	1200 ... 1830	10 ... 22	700 ... 850	
МДП	3600	1220	10 ... 18	900 ... 1200	ТУ 13-519-79
Цементно-стружечные плиты марки ЦСП	2600 ... 3600	1200	8 ... 40	1200 ... 1300	ГОСТ 26 816—86

Приложение III

Таблица 1. Сортамент и плотность теплоизоляционных материалов

Материалы	Размеры, мм			Плот- ность, кг/м <sup>3</sup>	ГОСТ
	длина	ширина	толщина		

Плиты из минеральной ваты на синтетическом связующем марок:

50; 75	1000	500; 1000	60...100	50; 75	9573—82
125	1000	500; 1000	50...80	125	
175	1000	500; 1000	40...70	175	

Продолжение прил. III  
Продолжение табл. I

Материалы	Размеры, мм			Плотность, кг/м³	ГОСТ
	длина	ширина	толщина		
200	1000	500; 1000	40...60	200	
300	900	450; 600;	20...40	300	
	1800	900; 1800	20...40	300	
	1200		20...40	300	
Плиты из минеральной ваты на битумном связующем марок: 75; 100 150; 200 250	1000	500; 1000	50...100	75; 100 150; 200 250	10140—80
	1500	500; 1000			
	2000	500; 1000			
	1000	500; 1000			
	1500	500; 1000			
	1000	500			
Вата минеральная типов:					
А	—	—	—	80	4640—84
Б, В	—	—	—	100	
Плиты из пенопласта полистирольного 1-й категории марок 20, 25, 30, 40					
900... ...2000	500...1200	25; 30; 50; 100	20; 25; 30; 40	15588—70 *	
Плиты из пенопласта на основе фенолформальдегидных смол марок 50, 75, 100					
600... ...3000	500...1200	50; 60; 70; 80; 100; 120; 150	50; 75 100	20916—75	

Таблица 2. Сортамент горячекатаных арматурных стержней периодического профиля (ГОСТ 5781—82 \*)

Номинальный диаметр d, мм	Площадь сечения, см²	Масса, кг	Выпускаемые диаметры для классов стали		
			AII	AIII	AIV
6	0,28	0,22		+	
7	0,39	0,3		+	
8	0,5	0,39		+	
9	0,6	0,5		+	
10	0,79	0,62	+	+	
12	1,13	0,89	+	+	+
14	1,54	1,21	+	+	+
16	2,01	1,58	+	+	+
18	2,55	2,0	+	+	+
20	3,14	2,4	+	+	+
22	3,80	2,98	+	+	+
25	4,91	3,85	+	+	+

Номинальный диаметр $d$ , мм	Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Масса, кг	Выпускаемые диаметры для классов стали		
			AII	AIII	AIV
28	6,1	4,83	+	+	+
32	8,04	6,31	+	+	+
36	10,18	7,99	+	+	
40	12,5	9,87	+	+	
45	15,9	12,5	+	+	

Приложение IV

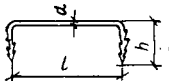
СТАЛЬНЫЕ ИЗДЕЛИЯ

Таблица 1. Болты и тяжи для болтов с шестигранными головками (ГОСТ 7798—70\*)

Диаметр, мм		Площадь сечения, см <sup>2</sup>		Масса, кг			Квадратные шайбы при смятии древесины поперек волокон для болтов			
$d_{бр}$	$d_{нт}$ (в нарезке)	$F_{бр}$	$F_{нт}$	1 болта	одной гайки		рабочих		стяжных	
					шести-гранной	квадратной	размеры, мм	масса, кг	размеры, мм	масса, кг
6	4,701	0,283	0,173	0,22	0,004	0,004	30×30×3	0,01	—	—
8	6,377	0,505	0,316	0,39	0,008	0,007	40×40×4	0,048	—	—
10	8,051	0,785	0,509	0,62	0,014	0,014	50×50×5	0,095	—	—
12	9,727	1,13	0,744	0,89	0,020	0,021	60×60×6	0,164	45×45×4	0,06
16	13,4	2,01	1,408	1,58	0,052	0,053	80×80×8	0,386	55×55×4	0,088
20	16,75	3,14	2,182	2,47	0,093	0,095	100×100×10	0,760	70×70×5	0,18
24	20,1	4,521	3,165	3,55	0,141	0,144	120×120×12	1,314	90×90×7	0,42
27	23,1	5,722	4,18	4,49	0,182	0,187	140×140×14	2,091	100×100×8	0,591
30	25,45	7,065	5,06	5,55	0,291	0,297	160×160×15	2,93	—	—
36	30,80	10,17	7,44	7,99	0,496	0,506	190×190×18	4,957	—	—
42	36,15	13,84	10,25	10,88	0,814	0,831	220×220×20	7,381	—	—
48	41,5	18,09	13,52	14,21	1,244	1,373	260×260×24	12,39	—	—

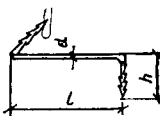
Стальные крепления [36]

Скобы строительные прямые



$l/h$ . . .	150/70	200/80	250/90	300/100
$d$ , мм . .	8 10	8 10	8 10	10 12
Масса, кг	0,1 0,15	0,12 0,18	0,14 0,22	0,26 0,38

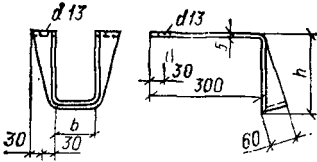
Скобы строительные игловые



$l/h$ . . .	350/110	400/120	450/130	500/140
$d$ , мм . .	10 12	12 16	12 16	16 18
Масса, кг	0,3 0,48	0,49 0,86	0,54 0,96	1,06 1,34

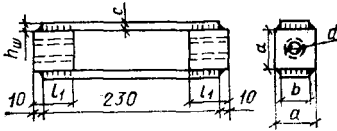


Хомуты для подвески балок



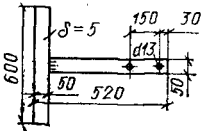
b, мм ...	50	50	60	60	60	70	70	70
h, мм ...	150	180	180	200	220	200	220	240
Масса, кг ...	2,2	2,35	2,37	2,46	2,55	2,48	2,58	2,67

Муфты стяжные



d, мм ...	12	16	20	24	30	—	—	—
a × a, мм ...	40×40	45×45	50×50	60×60	75×75	—	—	—
l <sub>1</sub> , мм ...	30	30	35	45	55	—	—	—
b, мм ...	20	25	30	40	55	—	—	—
c, ...	10	10	10	10	12	—	—	—
h <sub>ш</sub> , ...	6	6	6	8	8	—	—	—
Масса, кг	1,48	1,76	2,29	3,67	6,63	—	—	—

Анкеры для балок Т-образные



Масса, кг...	2,19	—	—	—	—	—	—	—
--------------	------	---	---	---	---	---	---	---

Приложение V

АСБЕСТОЦЕМЕНТНЫЕ ИЗДЕЛИЯ

Таблица 1. Волнистые листы

Листы профиля	Размеры, мм					Масса листа, кг	Плотность, кг/м <sup>3</sup>	ГОСТ
	длина L	ширина B	толщина с	высота волны h	шаг волн s			
Обыкновенного	1200	686	5,5	28	115	9,8	1600	378—76
Усиленного	2800	1000	8	50	167	50	1600	8423—75
Унифицированного	2500	1125	7,5;	54	200	—	1600	16233—77
	2000		6					
	1750							

Таблица 2. Плоские листы (прессованные и непрессованные) длиной 2000...  
...3600 мм (ГОСТ 18124—75 \* СТ СЭВ 827—77)

Ширина B,	Толщина с,	Плотность, кг/м <sup>3</sup>
мм		
1200...1500	12; 10; 8	Прессованные сорта А и Б 1800
800...1500	6; 5; 4	Непрессованные сорт А 1700 сорт Б 1600

## РАСЧЕТНАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ЦИЛИНДРИЧЕ

Таблица 1. Цилиндри

d, см	Расчетное условие	T, кН, при толщине					
		2,5	3,2	4	4,4	5	6
1,2	$T_0$	1,5	1,92	2,4	2,64	3,0	3,6
	$T_a$	2,4	3,072	3,84	4,224	4,8	5,76
	$T_{и}$	2,717	2,7968	2,912	2,9792	3,092	3,312
		<u>2,213</u>	<u>2,2928</u>	<u>2,408</u>	<u>2,4752</u>	<u>2,588</u>	<u>2,808</u>
1,6	$T_0$	2,0	2,56	3,2	3,52	4	4,8
	$T_a$	3,2	4,096	5,12	5,632	6,4	7,68
	$T_{и}$	4,733	4,8128	4,928	4,9952	5,108	5,328
		<u>3,837</u>	<u>3,9168</u>	<u>4,032</u>	<u>4,0992</u>	<u>4,212</u>	<u>4,432</u>
2,0	$T_c$	2,5	3,2	4	4,4	5	6
	$T_a$	4,0	5,12	6,4	7,04	8	9,6
	$T_{и}$	7,325	7,4048	7,52	7,5872	7,7	7,92
		<u>5,925</u>	<u>6,0048</u>	<u>6,12</u>	<u>6,1872</u>	<u>6,3</u>	<u>6,52</u>
2,4	$T_c$	3	3,84	4,8	5,28	6	7,2
	$T_a$	4,8	6,144	7,68	8,448	9,6	11,52
	$T_{и}$	10,493	10,5728	10,688	10,7552	10,868	11,088
		<u>8,477</u>	<u>8,5568</u>	<u>8,672</u>	<u>8,7392</u>	<u>8,852</u>	<u>9,072</u>

Примечание. Для  $T_{и}$  в числителе дана несущая способность нагеля из стали

Таблица 2. Стальные гвозди (ГОСТ 4028—63\*)

d, см	Расчетное условие	T, кН, при толщине элементов (a или c), см										Длина l, мм	Масса 1000 шт
		1,6	1,9	2,2	2,5	3,2	4	4,4	5	7,5	10		
0,3	$T_0$	0,24	0,29	0,33	0,38	0,48	0,6	0,66	0,75	1,13	1,5	70	3,88
	$T_a$	0,38	0,46	0,53	0,6	0,77	0,96	1,06	1,2	1,8	2,4	80	4,44
	$T_{и}$	0,25	0,26	0,27	0,29	0,33	0,39	0,42	0,48	0,79	1,23		
0,35	$T_c$	0,28	0,33	0,39	0,44	0,56	0,7	0,77	0,88	1,31	1,75	90	6,80
	$T_a$	0,45	0,53	0,62	0,7	0,9	1,12	1,23	1,4	2,1	2,8		
	$T_{и}$	0,33	0,34	0,35	0,37	0,41	0,47	0,5	0,56	0,87	1,31		
0,4	$T_c$	0,32	0,38	0,44	0,5	0,64	0,8	0,88	1,0	1,5	2	100	9,8
	$T_a$	0,51	0,61	0,7	0,8	1,02	1,28	1,41	1,6	2,4	3,2	120	11,77

**СКИХ НАГЕЛЕЙ В СИММЕТРИЧНЫХ СОЕДИНЕНИЯХ**

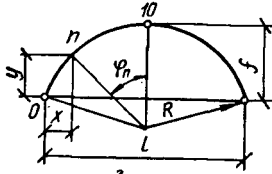
ческие стержни и болты

элемента (a или c), см						
7,5	10	12,5	15	17,5	20	25
4,5	6	7,5	9	10,5	12	15
7,2	9,6	12,0	14,4	16,8	19,2	24
<u>3,717</u>	<u>4,592</u>	<u>5,717</u>	<u>7,092</u>	<u>8,717</u>	<u>10,592</u>	<u>15,092</u>
3,213	4,088	5,213	6,588	8,213	10,088	14,588
6	8	10	12	14	16	20
9,6	12,8	16	19,2	22,4	25,6	32
<u>5,733</u>	<u>6,608</u>	<u>7,733</u>	<u>9,108</u>	<u>10,733</u>	<u>12,608</u>	<u>17,108</u>
4,837	5,712	6,837	8,212	9,837	11,712	16,212
7,5	10	12,5	15	17,5	20	25
12	16	20	24	28	32	40
<u>8,325</u>	<u>9,2</u>	<u>10,325</u>	<u>11,7</u>	<u>13,325</u>	<u>15,2</u>	<u>19,7</u>
6,925	7,8	8,925	10,3	11,925	13,8	18,3
9	12	15	18	21	24	30
14,4	19,2	24	28,8	33,6	38,4	48
<u>11,493</u>	<u>12,368</u>	<u>13,493</u>	<u>14,868</u>	<u>16,493</u>	<u>18,368</u>	<u>22,868</u>
9,477	10,352	11,477	12,852	14,477	16,352	20,852

марки Ст3, в знаменателе — нагеля из стеклопластика АГ-4С

Продолжение табл. 2

d, см	Расчет-ное усло-вие	T, кН, при толщине элементов (a или c), см										Длина L, мм	Масса 1000 шт.
		1,6	1,9	2,2	2,5	3,2	4	4,4	5	7,5	10		
0,5	T <sub>и</sub>	0,43	0,44	0,45	0,46	0,5	0,56	0,59	0,65	0,96	1,4		
	T <sub>с</sub>	0,4	0,48	0,55	0,63	0,8	1	1,1	1,25	1,88	2,5	120	18,3
	T <sub>а</sub>	0,64	0,76	0,88	1,0	1,28	1,6	1,76	2,0	3,0	4,0	150	22,4
	T <sub>и</sub>	0,65	0,66	0,67	0,69	0,73	0,79	0,82	0,88	1,19	1,63		
0,6	T <sub>с</sub>	0,48	0,57	0,66	0,75	0,96	1,2	1,32	1,5	2,25	3	150	33,2
	T <sub>а</sub>	0,77	0,91	1,06	1,2	1,54	1,92	2,11	2,4	3,6	4,8	200	44,2
	T <sub>и</sub>	0,93	0,94	0,95	0,96	1,0	1,06	1,09	1,15	1,46	1,9		



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

$$\sin \frac{\varphi_n}{2} = \frac{L}{2R}$$

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ АРОК

Таблица 1. Круговые арки. Координаты сечений и углы [36]

f/l	Показатели x/l	Значения показателей по номерам сечений										
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		0	0,05	0,10	<b>0,15</b>	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
1/2	y/f	0	0,436	0,600	0,714	0,800	0,866	0,916	0,954	0,980	0,995	1,0
	$\varphi_n$	90°	64° 10'	53° 04'	44° 26'	36° 52'	30°	23° 35'	17° 27'	11° 32'	5° 44'	0°
	$\sin \varphi_n$	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0
	$\cos \varphi_n$	0	0,436	0,6	0,714	0,8	0,866	0,916	0,954	0,98	0,995	1,0
1/3	y/f	0	0,28	0,471	0,615	0,728	0,816	0,885	0,936	0,972	0,993	1,0
	$\varphi_n$	67° 23'	56° 12'	47° 34'	40° 14'	33° 39'	27° 31'	21° 32'	16° 05'	10° 40'	5° 17'	0°
	$\sin \varphi_n$	0,923	0,831	0,738	0,646	0,554	0,482	0,367	0,277	0,185	0,092	0
	$\cos \varphi_n$	0,384	0,556	0,674	0,763	0,832	0,887	0,929	0,961	0,983	0,996	1,0
1/4	y/f	0	0,235	0,421	0,571	0,693	0,791	0,868	0,927	0,968	0,992	1,0
	$\varphi_n$	53° 08'	46° 03'	39° 48'	34° 04'	28° 41'	23° 35'	18° 40'	13° 53'	9° 12'	4° 35'	0°
	$\sin \varphi_n$	0,8	0,72	0,64	0,56	0,48	0,4	0,32	0,24	0,16	0,08	0
	$\cos \varphi_n$	0,6	0,694	0,768	0,828	0,877	0,916	0,947	0,971	0,987	0,997	1,0
1/5	y/f	0	0,217	0,398	0,550	0,675	0,778	0,859	0,922	0,965	0,992	1,0
	$\varphi_n$	43° 38'	38° 24'	33° 30'	28° 53'	24° 27'	20° 11'	16° 01'	11° 57'	7° 56'	3° 57'	0°
	$\sin \varphi_n$	0,689	0,621	0,559	0,483	0,414	0,345	0,276	0,207	0,138	0,069	0
	$\cos \varphi_n$	0,724	0,784	0,834	0,876	0,910	0,939	0,961	0,978	0,99	0,998	1
1/6	y/f	0	0,209	0,386	0,538	0,665	0,77	0,854	0,918	0,964	0,991	1,0
	$\varphi_n$	36° 52'	30° 18'	28° 41'	24° 50'	21° 06'	17° 28'	13° 53'	10° 22'	6° 54'	3° 26'	0°
	$\sin \varphi_n$	0,6	0,504	0,480	0,423	0,36	0,3	0,24	0,18	0,12	0,06	0
	$\cos \varphi_n$	0,8	0,842	0,877	0,907	0,933	0,954	0,971	0,984	0,993	0,998	1
1/7	y/f	0	0,202	0,379	0,53	0,658	0,765	0,85	0,917	0,963	0,991	1,0
	$\varphi_n$	31° 53'	28° 22'	25° 02'	21° 43'	18° 29'	15° 18'	12° 11'	9° 05'	6° 05'	3° 02'	0°
	$\sin \varphi_n$	0,528	0,475	0,423	0,37	0,317	0,264	0,211	0,158	0,106	0,053	0
	$\cos \varphi_n$	0,849	0,88	0,906	0,929	0,948	0,964	0,977	0,987	0,994	0,999	1,0

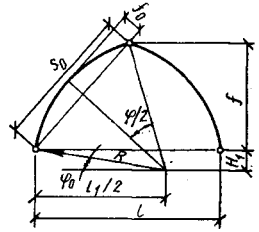
Таблица 2. Стрельчатые арки. Основные размеры и углы

$$s_0 = \sqrt{f^2 + (l/2)^2}; \quad R = \frac{s_0^2}{8f_0} + \frac{f_0}{2}; \quad \sin \frac{\varphi}{2} = \frac{s_0}{2R};$$

$$\varphi_0 = 90^\circ - \alpha - \varphi/2; \quad H_1 = R \sin \varphi_0; \quad l_1/2 = R \cos \varphi_0;$$

$$x_n = l_1/2 - R \cos(\varphi_0 + n\Delta\varphi);$$

$$y_n = R \sin(\varphi_0 + n\Delta\varphi) - H_1$$



$l/f$	$S_0^*$	$R^*$	$H_1^*$	$l_1/2^*$	$\varphi/2$	$\alpha$	$\varphi_0$
1/1,5	0,833	1,335	0,426	1,265	18° 12'	53° 12'	18° 36'
1/2	0,707	0,971	0,389	0,889	21° 22'	45°	23° 38'
1/3	0,601	0,710	0,369	0,607	25° 01'	33° 41'	31° 18'
1/4	0,559	0,619	0,369	0,497	26° 50'	26° 34'	36° 36'

\* Множитель  $l$ ,

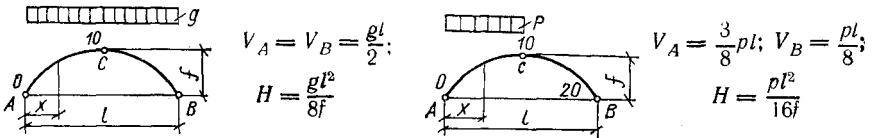
Таблица 3. Стрельчатые арки. Координаты сечений и углы \*

$l/f$	Координаты	Номера сечений				
		0	1	2	3	4
1/1,5	$n\varphi$	0	9° 06'	18° 12'	27° 18'	36° 24'
	$\varphi_n$	71° 24'	62° 18'	53° 12'	44° 06'	35° 0'
	$x_n$	0	0,083	0,196	0,336	0,5
	$y_n$	0	0,195	0,374	0,533	0,67
1/2	$n\varphi$	0	10° 41'	21° 22'	32° 03'	42° 44'
	$\varphi_n$	62° 22'	55° 41'	45°	34° 19'	23° 38'
	$x_n$	0	0,088	0,203	0,342	0,5
	$y_n$	0	0,158	0,297	0,413	0,5
1/3	$n\varphi$	0	12° 30'	25° 01'	37° 31'	50° 02'
	$\varphi_n$	58° 42'	46° 12'	33° 41'	21° 11'	8° 40'
	$x_n$	0	0,094	0,213	0,35	0,5
	$y_n$	0	0,123	0,222	0,293	0,333
1/4	$n\varphi$	0	13° 25'	26° 50'	40° 15'	53° 40'
	$\varphi_n$	53° 24'	39° 59'	26° 34'	13° 09'	0
	$x_n$	0	0,099	0,22	0,356	0,5
	$y_n$	0	0,105	0,185	0,234	0,25

\* Для координат  $x_n$  и  $y_n$  множитель  $l$ ,

ДАННЫЕ ДЛЯ СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА КРУГОВЫХ АРОК

Таблица 1. Изгибающие моменты при равномерно распределенной нагрузке



$$V_A = V_B = \frac{gl}{2};$$

$$H = \frac{gl^2}{8f}$$

$$V_A = \frac{3}{8}pl; V_B = \frac{pl}{8};$$

$$H = \frac{pl^2}{16f}$$

№ сечения	x/l	i/l					
		1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7

Значения M при нагрузке по всей арке \*

0	0,00	0	0	0	0	0	0
1	0,05	-0,0308	-0,0113	-0,0056	-0,0034	-0,0024	-0,0015
2	0,10	-0,03	-0,0139	-0,0076	-0,0048	-0,0033	-0,0024
3	0,15	-0,0255	-0,0131	-0,0076	-0,0050	-0,0035	-0,0025
4	0,2	-0,02	-0,011	-0,0066	-0,0044	-0,0031	-0,0023
5	0,25	-0,0145	-0,0083	-0,0051	-0,0035	-0,0025	-0,0019
6	0,3	-0,0095	-0,0056	-0,0035	-0,0024	-0,0018	-0,0013
7	0,35	-0,0055	-0,0033	-0,0021	-0,0015	-0,0010	-0,0009
8	0,40	-0,0025	-0,0015	-0,0010	-0,0006	-0,0005	-0,0004
9	0,45	-0,0006	-0,0003	-0,0003	-0,0003	-0,0001	-0,0001
10	0,5	0	0	0	0	0	0

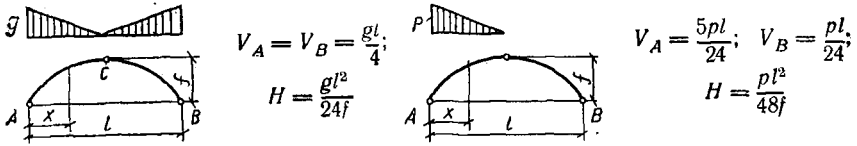
Значения M при односторонней нагрузке \*\*

1	0,05	-0,0098	0	+0,0028	+0,0039	+0,0044	+0,0049
2	0,10	-0,0500	+0,0031	+0,0062	+0,0076	+0,0084	+0,0088
3	0,15	+0,0004	+0,0066	+0,0093	+0,0106	+0,0114	+0,0119
4	0,20	+0,0050	+0,0095	+0,0117	+0,0128	+0,0134	+0,0139
5	0,25	+0,0084	+0,0115	+0,0131	+0,0139	+0,0144	+0,0147
6	0,30	+0,0103	+0,0122	+0,0133	+0,0138	+0,0141	+0,0144
7	0,35	+0,0104	+0,0115	+0,0121	+0,0124	+0,0126	+0,0127
8	0,40	+0,0088	+0,0093	+0,0095	+0,0097	+0,0098	+0,0098
9	0,45	+0,0053	+0,0054	+0,0055	+0,0055	+0,0056	+0,0056
10	0,50	0	0	0	0	0	0
11	0,55	-0,0059	-0,0058	-0,0058	-0,0058	-0,0057	-0,0057
12	0,60	-0,0113	-0,0108	-0,0105	-0,0103	-0,0103	-0,0102
13	0,65	-0,0159	-0,0148	-0,0142	-0,0139	-0,0136	-0,0136
14	0,70	-0,0198	-0,0178	-0,0168	-0,0162	-0,0159	-0,0156
15	0,75	-0,0229	-0,0198	-0,0182	-0,0174	-0,0169	-0,0166
16	0,80	-0,0250	-0,0205	-0,0183	-0,0172	-0,0166	-0,0161
17	0,85	-0,0259	-0,0197	-0,0169	-0,0156	-0,0149	-0,0144
18	0,90	-0,0250	-0,0169	-0,0138	-0,0124	-0,0116	-0,0112
19	0,95	-0,0210	-0,0113	-0,0084	-0,0073	-0,0068	-0,0064
20	1,00	0	0	0	0	0	0

\* Множитель  $gl^2$ .

\*\* Множитель  $pl^2$ .

Таблица 2. Изгибающие моменты при треугольной нагрузке



№ сечения	x/l	l/l					
		1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7

Значения M при двусторонней нагрузке \*

0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,05	-0,0069	0,0004	0,0015	0,0023	0,0026	0,0029
2	0,1	-0,0047	0,0007	0,0028	0,0038	0,0042	0,0045
3	0,15	-0,0024	0,0018	0,0036	0,0045	0,0050	0,0052
4	0,2	-0,0007	0,0023	0,0038	0,0045	0,0050	0,0052
5	0,25	0,0004	0,0025	0,0035	0,0040	0,0044	0,0046
6	0,3	0,0008	0,0021	0,0028	0,0032	0,0034	0,0036
7	0,35	0,0008	0,0015	0,0019	0,0021	0,0023	0,0023
8	0,4	0,0005	0,0008	0,0010	0,0011	0,0012	0,0012
9	0,45	0,0002	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
10	0,5	0	0	0	0	0	0

Значения M при односторонней нагрузке \*\*

0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,05	0,0001	0,0034	0,0043	0,0047	0,0049	0,0050
2	0,1	0,0037	0,0064	0,0074	0,0079	0,0081	0,0083
3	0,15	0,0062	0,0083	0,0092	0,0097	0,0099	0,0101
4	0,2	0,0077	0,0092	0,0099	0,0103	0,0105	0,0106
5	0,25	0,0080	0,0090	0,0096	0,0098	0,0100	0,0101
6	0,3	0,0074	0,0081	0,0084	0,0086	0,0087	0,0088
7	0,35	0,0061	0,0065	0,0066	0,0067	0,0068	0,0069
8	0,4	0,0042	0,0044	0,0045	0,0046	0,0046	0,0046
9	0,45	0,0021	0,0022	0,0022	0,0022	0,0022	0,0022
10	0,5	0	0	0	0	0	0
11	0,55	-0,0020	-0,0019	-0,0019	-0,0019	-0,0019	-0,0019
12	0,6	-0,0037	-0,0036	-0,0035	-0,0034	-0,0034	-0,0034
13	0,65	-0,0053	-0,0049	-0,0047	-0,0046	-0,0045	-0,0045
14	0,7	-0,0066	-0,0059	-0,0056	-0,0054	-0,0053	-0,0052
15	0,75	-0,0076	-0,0066	-0,0061	-0,0058	-0,0056	-0,0055
16	0,8	-0,0083	-0,0068	-0,0061	-0,0057	-0,0055	-0,0054
17	0,85	-0,0086	-0,0066	-0,0056	-0,0052	-0,0050	-0,0048
18	0,9	-0,0083	-0,0056	-0,0046	-0,0041	-0,0039	-0,0037
19	0,95	-0,0070	-0,0038	-0,0028	-0,0024	-0,0023	-0,0021
20	1	0	0	0	0	0	0

\* Множитель  $gl^2$ .  
 \*\* Множитель  $pl^2$ .

**ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**Калькуляция себестоимости заводского изготовления деревянной конструкции**

Наименование затрат	Количество
1. Основные материалы, полуфабрикаты, изделия $C_m$ . . . . .	
2. Основная заработная плата рабочих $Z_0$ . . . . .	
3. Цеховые и общезаводские расходы $P_{ц.з}$ . . . . .	
4. Внепроизводственные расходы $P_{вн}$ . . . . .	
5. Себестоимость изготовления $C_d$ . . . . .	

Примечания к пунктам затрат:

1.  $C_m = C_{ом} \cdot 1,05$ ,

где  $C_m$  — стоимость основных материалов;  $C_{ом} = \sum P_{ф} G_{ф} - V_{от} C_{0ф}$ ;  $P_{ф}$  — масса основных ф-х материалов с учетом отходов, т;  $C_{0ф}$  — оптовые цены ф-х материалов, руб. по прейскурантам;  $V_{от}$  — отходы основных материалов, %:

Древесина . . . . .	16	Фибролит . . . . .	10
Фанера . . . . .	5	Стеклопластик . . . . .	11
Древесноволокнистые плиты . . . . .	5	Сталь . . . . .	5
Пенопласт . . . . .	5	Алюминий . . . . .	3
Смола . . . . .	5		

$C_{0ф}$  — оптовая цена отходов (по прейскурантам); 1,05 — коэффициент, учитывающий затраты на транспортировку материалов до склада завода деревянных конструкций и заготовительно-складские расходы.

2.  $Z_0 = 1,12aT_d$ ,

где  $a$  — средняя тарифная ставка 1 чел.-ч на изготовление деревянных конструкций,  $a = 0,80$  руб./чел.-ч; 1,12 — коэффициент, учитывающий начисление расходов на соцстрахование;  $T_d$  — трудоемкость изготовления 1 шт. деревянной конструкции, чел.-ч (по отдельному расчету).

3.  $P_{ц.з} = 1,60Z_0$ .

4.  $P_{вн} = 0,28(Z_0 + P_{ц.з})$ .

5.  $C_d = C_m + Z_0 + P_{ц.з} + P_{вн}$ .

**Таблица 1. Техничко-экономические показатели вариантов проектных решений деревянных конструкций**

Показатели	Значение показателей по вариантам			
	1	2	3	др.

Примечание. В первой графе приводят показатели: объем конструкций в деле, м<sup>3</sup>; масса конструкций, т; расход основных материалов: пиломатериалы, м<sup>3</sup>; сталь, т; фанера, м<sup>2</sup> и др.; трудоемкость изготовления, чел.-ч; трудоемкость монтажа, чел.-ч; общие затраты труда, чел.-ч; сметная стоимость, руб.; приведенные затраты, руб.; дополнительный экономический эффект, руб.; общий экономический эффект, руб.

**Техничко-экономические показатели проекта деревянных конструкций**

Показатели . . . . .	Количество
----------------------	------------

Примечание. В первой графе приводят показатели: объем конструкций в деле, м<sup>3</sup>; масса конструкций, т; сметная стоимость, руб.; общий экономический эффект, руб.; трудоемкость изготовления, чел.-ч; трудоемкость монтажа, чел.-ч; общие затраты труда, чел.-ч; расход основных материалов: пиломатериалы, м<sup>3</sup>; сталь, т; фанера, м<sup>2</sup>; клей, кг и др.; экономия материалов: пиломатериалы, м<sup>3</sup>; сталь, т; фанера, м<sup>2</sup> и др.



Таблица 2. Сопоставительно-балансовая таблица сравнения вариантов деревянных конструкций

№ варианта	Объем конструкций, м <sup>3</sup>	Приведенные затраты	Сравнение приведенных затрат по вариантам				Сумма результатов сравнения	
			1	2	3	др.	положительных	отрицательных

Приложение X

## МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ЗАЩИТЫ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Таблица 1. Лакокрасочные материалы и мастики

Название и марка	ГОСТ, ТУ	Группа защитных свойств
Пентафталевый лак ПФ-170	ГОСТ 15907—70*	1,2 (прозрачный)
То же, эмаль ПФ-115	» 6465—76*	1, 2, 6 »
Перхлорвиниловый лак ХВ-784	» 7313—75*	1, 2, 6 »
То же, эмаль ХВ-110	» 18374—79*	2,5 (укрывистый)
» ХВ-1100	» 6993—79*	2,5
Масляно-смоляной лак ПФ-283	» 5470—75*	2 (прозрачный)
То же, ГФ-166	» » »	1, 2, 4 »
Уретановый лак УР-293	ТУ 6-10-1462-74	1, 2, 5, 6 (прозрачный)
То же, эмаль УР-49	ТУ 6-10-1579-76	2, 3, 5 (укрывистый)
Уретаново-алкидная эмаль УРФ-1128	ТУ 6-10-1421-76	2, 6 »
Органосиликатная композиция ОС-12-01, ОС-12-03	ТУ 84-725-78	2, 6 »
Алгидрокарбамидная эмаль М4-181	ТУ 7-10-720-74	2 »
Тиоколовые мастики У-30М	ГОСТ 13489—79*	2, 5
То же, УТ-32	ТУ 38-105462-72	2, 5
Состав на основе эпоксидных смол К-153 или К-115	ТУ 6-05-1584-77	2, 5
Состав на основе эпоксидной шпатлевки ЭП-0010	ТУ 6-05-1251-75	2, 5
	ГОСТ 10277—76*	2, 5

Таблица 2. Пропиточные составы

Наименование и марка	ГОСТ, ТУ	Группа защитных свойств
Натрий фтористый технический,	—	3 легковываемый
натрий кремнефтористый	—	3 то же
Аммоний кремнефтористый	ОСТ 6-08-02-75	3 »
КФА		
Тетрафторборат аммония технический ТФХА	ТУ 6-08-29-74	3 »
Препарат ББ-32	—	3 трудновываемый
То же ХМБ-444	ТУ 65-14-23-75	3 то же
» ХМББ-3324	ГОСТ 23787.2—84	

Продолжение прил. X  
Продолжение табл. 2

Наименование и марка	ГОСТ, ТУ	Группа защитных свойств
Препарат ББ-11	ГОСТ 23 787.2—84	4 для глубокой пропитки
То же Б-11	» 23787,6—79*	3, 4 то же
Состав МС 1 : 1	—	4 »
То же МС 3 : 7	—	4 »
» МС	—	4 для поверхностной пропитки
» ПП	—	4 то же
» ТХЭФ	ТУ 6-05-1611-78	3, 4 »
Нафтенат меди (НМ)	—	3 »
Препараты пентахлорфенола в органических растворителях	—	3 »
Масло камнеугольное	—	3 для глубокой пропитки
Масло антраценовое	—	3 то же
» сланцевое	—	3 "

Таблица 3. Степень агрессивного воздействия и за

Условия эксплуатации	Конструкции и их элементы	Температурно-влажностный режим
Внутри помещений или под навесом	Элементы несущих конструкций; связи, прогоны Элементы внутренних перегородок, стен, подвесных потолков	Газообразная среда
	Опорные элементы, торцы, места пересечения с конструкциями из других материалов, лаги, доски пола, оконные коробки, дверные блоки, цоколи, ограждающие конструкции	Периодическое увлажнение и промерзание
	Элементы несущих конструкций, связи, прогоны	То же
	Обшивки ограждающих конструкций	Конденсационное увлажнение

Наименование и марка	ГОСТ, ТУ	Группа защитных свойств
Известково-глиняное тесто ИГС	—	3 для поверхностной обмазки
Силикатные краски на основе жидкого стекла СК-Г, СК-ЭН, СК-Л	—	3 »
Хлоридные краски ХП-К	—	3 »
Хлорорганические краски ПХВО, ПХВО-А, МХС, ППЛ	ВТУ МХП 3385-52	3 »
Краска ОФП-9	ГОСТ 23790—79	3 для помещений влажностью <75 %
» ВПД	ГОСТ 25190—82	—
Бура техническая	ГОСТ 8429—77*	—
Кислота борная, I сорт	—	—
Медный купорос II »	ГОСТ 19347—84Е	—

Примечания: 1. По защитным свойствам материалы разделены на группы: 1 — декоративно-отделочные; 2 — влагостойкие; 3 — биозащитные; 4 — огнезащитные; 5 — атмосферостойкие; 6 — химически стойкие.

2. На чертежах проекта указывают наименование материалов, их марку и группу защитных свойств.

щита деревянных конструкций от биологических агентов

Степень агрессивного воздействия биологических агентов при влажностном режиме помещения (над чертой) и зоне влажности (под чертой) по СНиП II-3-79**		Способ защиты		
Сухой нормальный	Влажный, мокрый	антисептирование	консервирование	защитное покрытие
Сухая, нормальная	Влажная			
Неагрессивная	Слабоагрессивная	—	Без защиты	Влагостойкое лакокрасочное или влагобиологические пропиточные составы
Среднеагрессивная		Трудновываемыми антисептиками или обработка антисептическими пастами	—	—
То же		—	—	Влагостойкое лакокрасочное или влагобиозащитные пропиточные составы
Среднеагрессивная		Трудновываемыми антисептиками или обработка настила	—	—

Условия эксплуатации	Конструкции и их элементы	Температурно-влажностный режим
	Элементы плит покрытия, каркас ограждающих конструкций	То же
На открытом воздухе	Верхние строения открытых сооружений, открытые элементы кровли, элементы мостов	Атмосферные осадки
	Опоры ЛЭП, столбы, сваи, элементы мостов	Контакт с грунтом

Таблица 4. Степень агрессивного воздействия и защита от химических агентов

Степень агрессивности воздействия по СНиП 2.03.11-85	Влажностный режим помещений	Зона влажности по СНиП 11-3-79**	Материал защиты
Неагрессивная	Сухой, нормальный Влажный, мокрый	Сухая, нормальная Влажная	Без защиты Влагостойкие лакокрасочные материалы
Слабоагрессивная	Сухой, нормальный Влажный, мокрый	Сухая, нормальная Влажная	Без защиты Химически стойкие лакокрасочные материалы или влагостойкие пропиточные составы
Среднеагрессивная	Сухой, нормальный	Сухая, нормальная	Химически стойкие лакокрасочные материалы

Степень агрессивного воздействия биологических агентов при влажном режиме помещения (над чертой) и зоне влажности (под чертой) по СНиП II-3-79**		Способ защиты		
		антисептирование	консервирование	защитное покрытие
Сухой, нормальный	Влажный, мокрый			
Сухая, нормальная	Влажная			
Сильноагрессивная		—	Трудновываемыми водорастворимыми антисептиками	—
Среднеагрессивная		Трудноводорастворимыми антисептиками или обработка антисептическими пастами		—
Сильноагрессивная		—	Консервирование маслянистыми или трудновываемыми антисептиками (допускается применение антисептических паст на основе трудновываемых анти-септиков)	—

Продолжение табл. 4

Степень агрессивности воздействия по СНиП 2.03.11-86	Влажностный режим помещений	Зона влажности по СНиП II-3-79**	Материал защиты
	Влажный, мокрый	Влажная	Химически стойкие, влагостойкие лакокрасочные материалы или химически стойкие влагостойкие пропиточные составы
Сильноагрессивная		Жидкие среды	Химически стойкие, влагостойкие лакокрасочные материалы или химически стойкие влагостойкие пропиточные составы

**ОРИЕНТИРОВОЧНЫЙ РАСХОД МАТЕРИАЛА НА КЛЕЕННЫЕ ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ [57]**

Таблица 1. Балки прямоугольного сечения

Пролет, м	Расчетная нагрузка, кН/м	Размеры сечения, мм		Расход древесины, м <sup>3</sup>	Расход клея,	Масса,
		ширина <i>b</i>	высота <i>h<sub>ср</sub></i>			
<i>Балки постоянной высоты</i>						
6	4,5		300	0,22	1,5	115
	6		365	0,26	2	135
	9		430	0,31	3	160
7	4,5	120	365	0,33	3	170
	6		430	0,39	3,5	200
	9		530	0,48	4	245
9	4,5		430	0,46	4	235
	6		530	0,57	5	290
	9		630	0,68	6	350
12	4,5	140	530	0,89	8	460
	6		660	1,12	10	570
	9		795	1,34	12	680
<i>Двускатные балки</i>						
6	4,5		430	0,2	1,8	105
	6		500	0,25	2,2	130
	9	120	570	0,3	2,6	155
4,5	795		0,83	7	425	
6	695		0,51	4	260	
9	9		825	0,65	5,6	338
	4,5		795	0,83	7	425
	6	140	920	1,04	8,5	530
9	1190		1,49	12,5	760	

Таблица 2. Балки с волнистой фанерной стенкой

Пролет, м	Расчетная нагрузка, кН/м	Размеры, мм				Расход материалов			Масса,
		высота балки, <i>h</i>	ширина	толщина	толщина фанеры	древесины,	фанеры,	клея,	
6	2	300	120	50	6	0,072	0,0117	0,4	50
	4	400	140	60	8	0,094	0,02	0,46	70
	6	480	140	60	10	0,109	0,024	0,5	80
	9	560	170	60	12	0,118	0,028	0,5	90
7,5	2	400	140	60	8	0,117	0,027	0,5	80
	4	500	140	60	10	0,135	0,041	0,55	100
	6	620	170	60	12	0,152	0,061	0,64	130
	9	680	190	70	16	0,189	0,085	0,7	160
9	2	480	140	70	10	0,163	0,048	0,74	130
	4	580	170	70	12	0,187	0,07	0,74	160
	6	700	190	70	16	0,252	0,112	0,79	200
	9	800	210	75	20	0,317	0,176	0,91	300

Таблица 3. Арки треугольного очертания со стальной затяжкой

Пролет, м	Расчетная нагрузка, кН/м	Размеры сечения, мм		Расход материалов			Масса,
		ширина, $b_{\text{П}}$	высота, $h_{\text{П}}$	древесины, м <sup>2</sup>	стали,	клея,	
12	4,5	120	297	0,52	50	5,5	310
	6	120	330	0,57	64	6	395
	9	120	396	0,66	88	1,5	460
18	4,5	120	465	1,13	98	13	780
	6	120	495	1,21	147	15	875
	9	120	630	1,48	194	18	1080

Таблица 4. Рамы

Пролет, м	Высота стойки, м	Расчетная нагрузка, кН/м	Размеры сечения, мм		Расход материалов			Масса,
			ширина $b$	высота $h_{\text{к}}$	древесины, м <sup>2</sup>	фанеры,	клея,	
<i>Дощатые гнутоклееные прямоугольного сечения</i>								
12	3,6	4,5	120	416	0,96	—	16	500
		6	120	480	1,08	—	18	560
		9	140	512	1,26	—	25	660
18	3,6	4,5	140	544	1,57	—	32	820
		6	170	592	1,92	—	40	1000
		9	2×100	672	3,16	—	60	1640
21	3,6	4,5	170	576	2,68	—	42	1380
		6	170	672	2,82	—	56	1470
		9	2×100	784	4,2	—	78	1830
24	2,4	4,5	170	544	2,82	—	48	1450
		6	170	640	3,2	—	52	1650
		9	2×100	736	3,64	—	80	1900
24	3,6	4,5	170	656	4,14	—	71	2140
		6	2×100	704	5,44	—	96	2730
		9	2×100	800	6,64	—	120	3440
<i>Фанерные коробчатого сечения</i>								
12	2,4	6	180	480	0,32	0,24	16	360

Таблица 5. Фермы треугольного очертания со стальным нижним поясом

Пролет, м	Расчетная нагрузка, кН/м	Размеры сечения верхнего пояса, мм		Расход материалов			Масса,
		$b_{\text{П}}$	$h_{\text{П}}$	древесины, м <sup>2</sup>	стали,	клея,	
12	4,5	120	165	0,40	115	3	320
	6	120	200	0,45	130	3,5	360
	3	120	270	0,55	160	5	435
18	4,5	140	165	0,7	175	6,5	450
	6	140	230	0,85	200	8	600
	9	140	365	1,2	250	10	900

## Здания с кружальными арками на гвоздях

Пролет, м	12
Высота здания, м	5
Вес снегового покрова, кН/м <sup>2</sup>	1 : 5
Размеры сечения, мм	2×60×220
Шаг арок, м	2
Расход материалов на каркас:	
древесина, м <sup>3</sup> /м <sup>2</sup>	0,0825
сталь, кг/м <sup>2</sup>	1,7

## Приложение XII

Масса 1 м<sup>2</sup> кровли, кг

Рубероидной трехслойной на мастике	8...10
Из кровельной стали	7...10
Асбестоцементной из волнистых листов	12...20
То же, из плоских листов или плиток	15...20
Черепичной	40...50

## Приложение XIII

## Степень ответственности зданий [38]

Основные здания и сооружения объектов, имеющих особо важное народнохозяйственное и (или) социальное значение, такие как: главные корпуса ТЭС, АЭС, центральные узлы доменных печей, дымовые трубы высотой более 200 м, телевизионные башни, сооружения магистральной первичной сети ЕАСС, резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью более 10 тыс. м <sup>3</sup> , крытые спортивные сооружения с трибунами, здания театров, кинотеатров, цирков, крытых рынков, учебных заведений, детских дошкольных учреждений, больниц, родильных домов, музеев, государственных архивов и т. п.	I
Здания и сооружения объектов, имеющих важное народнохозяйственное и (или) специальное значение (объекты промышленного, сельскохозяйственного, жилищно-гражданского назначения и связи, не вошедшие в I и III классы).	II
Здания и сооружения объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное и (или) социальное значение, такие как: склады без процессов сортировки и упаковки для хранения сельскохозяйственных продуктов, удобрений, химикатов, угля, торфа и др., теплицы, парники, одноэтажные жилые дома, опоры проводной связи, опоры освещения населенных пунктов, ограды, временные здания и сооружения и тому подобное	III



## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Материалы XXVII съезда Коммунистической партии Советского Союза.— М.: Политиздат, 1986.— 352 с.
2. Атлас деревянных конструкций / Под ред. В. В. Ермолова.— М.: Стройиздат, 1985.— 272 с.
3. А. с. 499387 СССР М. Кл.<sup>2</sup> Е 04В7/14. Перекрестно-стержневая структурная конструкция / К. И. Рузиев, И. М. Гринь.— Оpubл. 15.01.76. Бюл. № 2.
4. Бабушкин Д. М. Экономико-математическое моделирование сметной стоимости.— М.: Стройиздат, 1978.— 112 с.
5. Гонольд В. Н., Зворыгин А. В., Трудоношин А. В. Улучшать проектные решения сельскохозяйственных зданий из кружальных арок / Проектирование и инж. изыскания.— 1985.— № 4.— С. 1—2.
6. Гринь И. М. Конструкции из дерева и синтетических материалов: Проектирование и расчет.— К.; Донецк.: Вища шк., Головное изд-во, 1979.— 272 с.
7. Гринь И. М., Галушко П. Г. Конструкция, особенности расчета и применения сплошностенчатой деревянной структуры // Прогрессивные пространственные конструкции и перспективы их применения: Тез. докл. науч.-техн. конф. / Свердловский архитектурный ин-т.— Свердловск, 1985.— С. 66—68.
8. Гринь І., Гринь В. Застосування клеєних конструкцій з різних порід деревини / Сіл. буд-во.— 1972.— № 3. С. 20.
9. Гринь И. М., Ляхин В. В., Фурсов В. В. Опоры электротехнического назначения // Информ. листок / ХЦНТИ.— 1985.— № 114.— 6 с.
10. Громацкий В. А., Золотова И. М., Турковский С. Б. Составные клееные деревянные элементы с наклонно-вклеенными металлическими связями // Экспресс-информ. / ВНИИИС. Сер. 11. Стр-во и архитектура.— 1983.— Вып. 10.— С. 17—21.
11. Деревянные конструкции. Нормы проектирования: СНиП II-25-80.— М.: Стройиздат, 1982.— 64 с.
12. Дмитриев П. А., Бондин В. Ф. Основные положения по проектированию несущих и ограждающих конструкций деревянных каркасных зданий.— Новосибирск: НИСИ.— 1980.— 80 с.
13. Дмитриев П. А., Кондаков А. Г., Стрижаков Ю. Д. Разработка и исследование деревометаллической структурной конструкции / Тез. докл. Всесоюз. совещ. (Архангельск), М.: ПЭМ ЦИНИС — 1980.— С. 115—119.
14. Дмитриев П. А., Махматулов Т. Б. Совершенствование конструкций опорных узлов клееных колонн, жестко соединенных с фундаментами // Изв. вузов. Стр-во и архитектура.— 1984.— № 8.— С. 135—139.
15. Зотова И. М. К вопросу о влиянии растягивающих напряжений поперек волокон на прочность гнукотклееных элементов деревянных конструкций // Несущие деревянные конструкции: Тр. ин-та ЦНИИСК.— М., 1981.— С. 127—132.
16. Зубарев Г. Н., Логинова В. П., Головина В. М. Испытание и расчет соединений деревянных конструкций на вклеенных стержнях // Несущие деревянные конструкции: Тр. ин-та ЦНИИСК.— М., 1981.— С. 83—92.
17. Иванов В. А., Клименко В. З. Конструкции из дерева и пластмасс.— К.: Вища шк., Головное изд-во, 1983.— 280 с.
18. Касаткин В. Б., Вылегжанин Ю. Б., Евдокимов Б. И. Структурные покрытия с соединением деревянных элементов на вклеенных стальных стержнях // Прогрессивные пространственные конструкции и перспективы их применения:

Тез. докл. науч.-техн. конф. / Свердловский архитектурный ин-т.— Свердловск, 1985.— С. 70—71.

19. Кириленко В. Ф. Вопросы прочности и расчета дощатоклееных балок переменной высоты // Изв. вузов. Стр-во и архитектура.— 1984.— № 1.— С. 11—13.
20. Кириленко В. Ф. Исследование клефанерных балок с наклонным расположением рубашечных слоев фанеры // Расчет строительных конструкций и сооружений. : Сб. науч. тр. / МИСИ, БТИСМ.— М., 1983.— С. 227—233.
21. Кириленко В. Ф. Касательные напряжения в дощатоклееных балках переменной высоты // Изв. вузов. Стр-во и архитектура.— 1979.— № 10.— С. 22—26.
22. Кириленко В. Ф. Местная устойчивость волнистых стенок клефанерных балок // Легкие строительные конструкции покрытий зданий: Межвуз. сб. тр. / РИСИ.— Ростов н/Д, 1978.— С. 70—75.
23. Колпаков С. В., Грохотов В. Л. Определение оптимального процента армирования и границ экономической эффективности применения армированных деревянных конструкций // Изв. вузов. Стр-во и архитектура.— 1978.— № 2.— С. 25—29.
24. Кормakov Л. И., Валентиновичус А. Ю. Проектирование клееных деревянных конструкций.— К.: Будівельник, 1983.— 152 с.
25. Конструкции из дерева и пластмасс / Под ред. Г. Г. Карлсена и Ю. В. Слискоухова.— М.: Стройиздат, 1986.— 544 с.
26. Конструкции из дерева и пластмасс: Примеры расчета и конструирования / Под ред. проф. В. А. Иванова.— К.: Будівельник, 1981.— 400 с.
27. Коротаев Э. И., Клименко М. М. Использование мягкой лиственной древесины.— М.: Лесн. пром-сть, 1983.— 128 с.
28. Лихтарников Я. М., Летников Н. С., Левченко В. Н. Техничко-экономические основы проектирования строительных конструкций.— Киев, Донецк: Вища шк. Головное изд-во, 1980.— 239 с.
29. Ломакин А. Д., Мартинец Д. В., Прилепский Е. А. Клееные деревянные конструкции в сельскохозяйственных зданиях.— М.: Стройиздат, 1982.— 60 с.
30. Максимович Б. Г. Проектирование и производство конструкций из клееной древесины.— Минск: Вышейш. шк., 1981.— 212 с.
31. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования: СНиП 2.01.07-85.— М., 1986.— 36 с.
32. Овчинникова И. Г. Исследование клееных деревянных ферм на клеенных стержнях // Строит. механика и расчет сооружений.— 1981.— № 4.— С. 25—28.
33. Овчинникова И. Г., Акатова Е. Н. Треугольная клееная деревянная ферма с соединениями на клеенных стержнях // Экспресс-информ. ВНИИИС Госстроя СССР. Стр-во и архитектура. Сер. 8. Строит. конструкции.— 1984, Вып. 6., С. 9—14.
34. Орлович Р. Б., Найчук А. Я., Никитин В. И. Экспериментальные исследования несущей способности клееных деревянных арок в зоне коньковых узлов // Изв. вузов. Стр-во и архитектура.— 1983.— № 4.— С. 19—22.
35. Освенский Б. А., Кузнецова Н. М. Исследование напряженного состояния гнутоклееных деревянных элементов и конструкций // Сб. тр. № 186 / Изд. МИСИ.— М., 1981.— С. 13—18.
36. Отрешко А. И. Справочник проектировщика. Деревянные конструкции.— М.: Госстройиздат, 1957.— 264 с.
37. Повышение эффективности металлических и деревопластмассовых конструкций / Под ред. проф. М. И. Жербина.— К.: Будівельник, 1978.— 144 с.
38. Пособие по проектированию деревянных конструкций / ЦНИИСК им. Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1986.— 216 с.
39. Пособие по определению пределов огнестойкости конструкций, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости материалов / ЦНИИСК им. Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1985.— 70 с.
40. Применение клееной древесины в пространственных конструкциях покрытий зданий / Я. Ф. Хлебной, Л. В. Касабян, К. П. Пятикрестовский и др. // Пром. стр-во.— 1977.— № 8.— С. 26—28.
41. Рекомендации по защите деревянных конструкций, эксплуатируемых в складах минеральных удобрений / ЦНИИСК им. Кучеренко.— М., 1981.— 41 с.
42. Рекомендации по применению материалов комплексного действия для защиты деревянных конструкций / ЦНИИСК им. Кучеренко.— М., 1982.— 80 с.

43. Рекомендации по проектированию панельных конструкций с применением древесины и древесных материалов для производственных зданий / ЦНИИСК им. Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1982.— 120 с.
44. Рекомендации по проектированию соединений элементов деревянных конструкций с передачей усилий стальными стержнями, вклеенными поперек волокон / ЦНИИПромзданий.— М., 1984.— 21 с.
45. Рекомендации по расчетным характеристикам древесных плит / ЦНИИСК им. Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1982.— 24 с.
46. Романенков И. Г., Зиген-Корн В. Н. Огнестойкость строительных конструкций из эффективных материалов.— М.: Стройиздат, 1984.— 241 с.
47. Рузиев К. И. Пространственная стержнеплитная конструкция // Эффективные пространственные конструкции в практике проектирования: Тез. докл. III регионального семинара-совещания. / ТПИ.— Ташкент, 1983.— С. 75—78.
48. Рузиев К. И., Галушко П. Г., Гринь И. М. Деревянные и металло-деревянные структурные конструкции / Архитектура и стр-во Узбекистана.— 1985.— № 12.— С. 13—15.
49. Руководство по изготовлению и контролю качества деревянных клееных конструкций // ЦНИИСК им. Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1982.— 80 с.
50. Руководство по обеспечению долговечности деревянных клееных конструкций при воздействии на них микроклимата зданий различного назначения и атмосферных факторов / ЦНИИСК им. Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1981.— 94 с.
51. Сб. ЕРЕР № 9. Металлические конструкции / Госстрой СССР.— М.: Стройиздат.— 1984.— 18 с.
52. Сб. ЕРЕР № 10. Деревянные конструкции / Госстрой СССР.— М.: Стройиздат, 1983.— 34 с.
53. Серов Е. Н. О совершенствовании треугольных деревянных арок // Конструкции из клееной древесины и пластмасс. Межвузовский темат. сб. тр. / ЛИСИ.— Л., 1983.— С. 42—47.
54. Серов Е. Н., Шмит А. Б. К расчету криволинейного участка в двускатных балках постоянной высоты. Конструкции из клееной древесины и пластмасс: Межвуз. темат. сб. тр. / ЛИСИ.— Л., 1979.— С. 49—56.
55. Сметные нормы и правила: СНиП III-4-82. Прилож. Сб. районных сметных цен на материалы, изделия и конструкции. Ч. II. Строит. конструкции и детали / Госстрой СССР.— М.: Стройиздат, 1983.— 201 с.
56. Снижение материалоемкости деревянных конструкций / И. М. Линьков, А. Ф. Михайлов, Ю. Ю. Славик, В. А. Ангарова.— М.: Стройиздат, 1974.— 48 с.
57. Справочник строителя. Деревянные конструкции и детали / Под ред. проф. В. М. Хрулева.— М.: Стройиздат, 1983.— 288 с.
58. Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов / Госстрой СССР. ТП-101-81.— М.: Стройиздат, 1982.— 41 с.
59. Шенгелия А. К. Исследования клеештыревых соединений деревянных элементов. Несущие деревянные конструкции: Тр. ин-та / ЦНИИСК.— М., 1981.— С. 60—70.
60. Шинков О. И., Варфоломеев Ю. А. Особенности расчета клееных элементов, составленных из древесины двух пород // Строит. механика и расчет сооружений.— 1983.— № 1.— С. 65—68.
61. Шмит А. Б. Проектирование и расчет двускатных балок переменной высоты с криволинейным участком в центре пролета. Конструкции из клееной древесины и пластмасс // Межвуз. темат. сб. тр. / ЛИСИ.— Л., 1979.— С. 56—62.
62. Штенкер Х. Решение и расчет конструкций для складов калийной соли в ГДР // Пром. стр-во.— 1977.— № 12.— С. 34—36.
63. Щепеткина Е. Н. Конструирование купольных покрытий из клееной древесины // Конструкции из клееной древесины и пластмасс.: Межвуз. темат. сб. тр. / ЛИСИ.— Л., 1983.— С. 51—56.
64. Щуко В. Ю., Щуко С. А., Козулин А. Я. Рекомендации по проектированию армированных конструкций.— Иркутск: Изд-во ИПИ, 1978.— 66 с.
65. Grin J. M. Galuschko P. G., Stenker H. Struktur konstruktionen unter Einsatz von Holz und Sperrholz // Wissenschaftliche zeitschrift der Ingenierhochschule Cottbus.— 1985.— N 1.— S. 43—46

## УКАЗАТЕЛЬ ТАБЛИЦ

Т а б л и ц а 1.1. Влажность древесины конструкций и коэффициенты условий работы $m_B$ для конструкций из древесины, фанеры и древесных плит	7
Т а б л и ц а 1.2. Расчетные сопротивления древесины сосны (кроме веймутовой), ели, лиственниц европейской и японской, эксплуатируемых при температуре до 35 °С, МПа	9
Т а б л и ц а 1.3. Коэффициент $m_D$ для разных пород древесины	9
Т а б л и ц а 1.4. Коэффициент $m_H$ для деревянных конструкций при воздействии кратковременных нагрузок [11]	10
Т а б л и ц а 1.5. Коэффициент $m_{гн}$ для гнутых элементов [11]	10
Т а б л и ц а 1.6. Расчетные сопротивления и физические характеристики древесных пластиков и древесных плит, стеклопластиков	11
Т а б л и ц а 1.7. Коэффициенты $m_B$ и $m_T$ для бакелизированной фанеры, древесно-слоистых и стеклопластиков [6]	13
Т а б л и ц а 1.8. Коэффициент условий работы $m_R$ для стеклопластиков в разных атмосферных условиях	13
Т а б л и ц а 2.1. Коэффициент $k_{жN}$ [11]	17
Т а б л и ц а 2.2. Коэффициент продольного изгиба $\phi$ для разных материалов	17
Т а б л и ц а 2.3. Коэффициенты $k$ и $c$ [11]	21
Т а б л и ц а 2.4. Коэффициенты $k_\phi$ и $k_{жM}$	22
Т а б л и ц а 2.5. Коэффициент податливости $k_c$ [11]	26
Т а б л и ц а 2.6. Коэффициенты $k_w$ и $k_{ж}$ [11]	26
Т а б л и ц а 3.1. Синтетические клеи, применяемые при изготовлении клееных деревянных конструкций	29
Т а б л и ц а 3.2. Расстояния между осями нагелей и от оси последнего ряда до торца элемента в зависимости от толщины пакета $b$ или толщины элемента $c$	34
Т а б л и ц а 3.3. Расчетная несущая способность $T$ цилиндрического нагеля в одном шве	36
Т а б л и ц а 3.4. Коэффициент неравномерности нагружения $k_z$ [44]	41
Т а б л и ц а 4.1. Схемы ограждающих конструкций	42
Т а б л и ц а 4.2. Нагрузки, кН/м	50
Т а б л и ц а 4.3. Нагрузки на плиту, кН/м	56
Т а б л и ц а 5.1. Усилия в элементах комбинированных систем	64
Т а б л и ц а 5.2. Усилия в элементах шпренгельных систем [24]	66
Т а б л и ц а 5.3. Усилия в элементах подкосно-балочных систем [36]	67
Т а б л и ц а 6.1. Схемы балок	69
Т а б л и ц а 7.1. Схемы арок	89
Т а б л и ц а 7.2. Нагрузки на арку	106
Т а б л и ц а 7.3. Координаты расчетных сечений	106
Т а б л и ц а 7.4. Геометрические величины для определения ветровой нагрузки	108
Т а б л и ц а 7.5. Значения изгибающих моментов в сечениях	109
Т а б л и ц а 7.6. Расчетные значения изгибающих моментов в сечениях арки	115
Т а б л и ц а 8.1. Схемы рам	115
Т а б л и ц а 8.2. Нагрузки на раму, кН/м <sup>2</sup>	122
Т а б л и ц а 9.1. Типы ферм	136
Т а б л и ц а 9.2. Расчетные усилия в элементах фермы, кН	142
Т а б л и ц а 9.3. Нагрузки от крыши и перекрытия	152

Т а б л и ц а 9.4. Узловые расчетные нагрузки на ферму, кН . . . . .	153
Т а б л и ц а 9.5. Расчетные усилия в элементах фермы . . . . .	154
Т а б л и ц а 11.1. Схемы пространственных конструкций . . . . .	166
Т а б л и ц а 11.2. Геометрические параметры и нагрузки на купол . . . . .	187
Т а б л и ц а 11.3. Геометрические характеристики поперечных сечений стержней . . . . .	187
Т а б л и ц а 11.4. Значения коэффициентов $c$ , $k$ и $n_s$ для снеговой нагрузки	187
Т а б л и ц а 11.5. Расчетные усилия в диагональных и кольцевых ребрах	187
Т а б л и ц а 11.6. Усилия в стержнях ребер купола . . . . .	188
Т а б л и ц а 11.7. Расход древесины на элементы куполов, м <sup>3</sup> . . . . .	189
Т а б л и ц а 12.1. Показатели деревянных клееных конструкций балок покрытия (клей ФР-100; влагозащитное покрытие пентафталевого эмаля) . . . . .	201
Т а б л и ц а 13.1. Степень агрессивного воздействия минеральных удобрений на древесину . . . . .	208

# ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие . . . . .	4
<b>Глава 1. Основные положения по проектированию . . . . .</b>	<b>4</b>
1.1. Общие указания и области применения деревянных конструкций . . . . .	4
1.2. Материалы и изделия, применяемые в конструкциях . . . . .	5
<b>Глава 2. Расчет элементов конструкций . . . . .</b>	<b>4</b>
2.1. Общие положения по проектированию и расчету . . . . .	4
2.2. Цельные элементы . . . . .	15
2.3. Составные элементы на податливых связях . . . . .	24
<b>Глава 3. Соединения элементов конструкции . . . . .</b>	<b>27</b>
3.1. Общие положения и классификация . . . . .	27
3.2. Соединения на клею . . . . .	28
3.3. Соединения на лобовых упорах и врубках . . . . .	29
3.4. Соединения на нагелях . . . . .	31
3.5. Соединения на растянутых связях и вклеенных стержнях . . . . .	36
<b>Глава 4. Ограждающие конструкции зданий . . . . .</b>	<b>41</b>
4.1. Характеристика и классификация . . . . .	41
4.2. Настилы покрытий, перекрытий, обшивки стен и прогоны . . . . .	45
4.3. Плиты покрытий, перекрытий и панели стен . . . . .	51
4.4. Конструкции цокольных и карнизных узлов зданий . . . . .	58
<b>Глава 5. Наслонные стропила и подкосно-балочные системы . . . . .</b>	<b>61</b>
5.1. Наслонные стропила . . . . .	61
5.2. Комбинированные системы . . . . .	63
5.3. Подкосно-балочные системы . . . . .	64
<b>Глава 6. Деревянные и фанерные балки . . . . .</b>	<b>68</b>
6.1. Основные положения и классификация . . . . .	68
6.2. Дощатые клееные балки . . . . .	77
6.3. Фанерные клееные балки . . . . .	68
6.4. Брусчатые балки на пластинчатых нагелях и вклеенных стержнях . . . . .	86
<b>Глава 7. Деревянные и фанерные арки . . . . .</b>	<b>88</b>
7.1. Основные показатели и классификация . . . . .	88
7.2. Клееные дощатые и фанерные арки . . . . .	92
7.3. Кружальные арки из досок на гвоздях . . . . .	112
<b>Глава 8. Деревянные и фанерные рамы . . . . .</b>	<b>114</b>
8.1. Основные показатели и классификация . . . . .	113
8.2. Трехшарнирные рамы . . . . .	116
8.3. Двухшарнирные рамы . . . . .	128
<b>Глава 9. Балочные фермы . . . . .</b>	<b>135</b>
9.1. Основные показатели и классификация . . . . .	135

9.2. Металлодеревянные большепанельные фермы с клееным и брусчатым верхним поясом . . . . .	137
9.3. Деревянные и металлодеревянные сегментные фермы . . . . .	146
9.4. Фермы из брусьев и бревен на лобовых врубках . . . . .	150
9.5. Фермы на вклеенных стержнях . . . . .	156
<b>Глава 10. Обеспечение пространственной неизменяемости и устойчивости плоских несущих деревянных конструкций . . . . .</b>	<b>157</b>
10.1. Общие положения . . . . .	157
10.2. Связи в покрытиях и стенах . . . . .	159
10.3. Расчет конструкций на монтажные нагрузки . . . . .	163
<b>Глава 11. Пространственные конструкции . . . . .</b>	<b>165</b>
11.1. Основные показатели и классификация . . . . .	165
11.2. Клееные фанерные своды . . . . .	165
11.3. Кружально-сетчатые цилиндрические и сомкнутые своды . . . . .	167
11.4. Структурные деревянные и металлодеревянные конструкции . . . . .	174
11.5. Ребристые и ребристо-кольцевые купола . . . . .	178
11.6. Башни и каркасы зданий из клееной древесины . . . . .	189
<b>Глава 12. Экономика применения деревянных конструкций . . . . .</b>	<b>193</b>
12.1. Основные справочные положения . . . . .	193
12.2. Определение технико-экономических показателей конструкций . . . . .	195
<b>Глава 13. Обеспечение долговечности конструкций . . . . .</b>	<b>202</b>
13.1. Защита конструкций от увлажнения и биологического разрушения . . . . .	202
13.2. Защита конструкций от возгорания и определение их огнестойкости . . . . .	205
13.3. Защита конструкций от химически агрессивного воздействия минеральных удобрений . . . . .	208
<b>Приложения . . . . .</b>	<b>210</b>
<b>Список использованной литературы . . . . .</b>	<b>233</b>

Справочное издание

*Гринь Игорь Михайлович, Фурсов Вадим Викторович,  
Бабушкин Даниил Михайлович, Галушко Павел Григорьевич,  
Гринь Владимир Игоревич*

## **Проектирование и расчет деревянных конструкций**

### **Справочник**

Редактор *Т. Б. Богданова*  
Художник обложки *М. М. Суханкин*  
Художественный редактор *Б. В. Сушко*  
Технический редактор *З. П. Золотарева*  
Корректоры *Ж. А. Медведь, В. Б. Кацман*

ИБ № 2878

Сдано в набор 28.09.87. Подписано в печать 11.03.88. БФ 05550. Формат 60×90<sup>1/16</sup>. Бумага кн.-журнальная. Гарнитура литературная. Печать высокая. Усл. печ. л. 15. Усл. кр.-отт. 15. Уч.-изд. л. 17,21. Тираж 20000 экз. Заказ № 8—1211. Цена 1 р. 30 к.

Издательство «Будивэльнык». 252053 Киев, ул. Обсерваторная, 2.

Отпечатано с матриц Головного предприятия республиканского производственного объединения «Полиграфкнига». 252057, Киев, Довженко, 3 на Киевской фабрике печатной рекламы им. XXVI съезда КПСС. 252067 Киев, ул. Выборгская, 84.