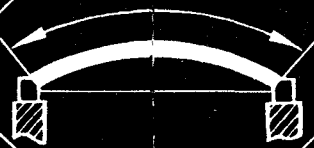


1185
1083378

И. М. Гринь
Е. Джан-Темиров
В. И. Гринь

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И СИНТЕТИЧЕСКИХ МАТЕРИАЛОВ

●
ПРОЕКТИРОВАНИЕ
И РАСЧЕТ



И. М. Гринь
К. Е. Джан-Темиров
В. И. Гринь

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И СИНТЕТИЧЕСКИХ МАТЕРИАЛОВ

●
ПРОЕКТИРОВАНИЕ
И РАСЧЕТ

●
3-е ИЗДАНИЕ,
ПЕРЕРАБОТАННОЕ
И ДОПОЛНЕННОЕ

*Допущено Министерством высшего
и среднего специального образования УССР
в качестве учебного пособия
для студентов вузов, обучающихся
по специальности «Промышленное
и гражданское строительство»*

КИЕВ
«ВЫЩА ШКОЛА»
1990

✓
55973
ББК 38.5я73
Г85
УДК 624.01 (07)

Изложены основные положения по проектированию и расчету элементов и соединений из дерева и синтетических материалов, ограждающих и несущих конструкций заводского изготовления.

Третье издание (2-е изд.—1979 г.) дополнено примерами расчета и проектирования плит, балок, рам, арок, ферм и пространственных конструкций на основе новых строительных норм и правил. Разработаны и приведены программы для микроЭВМ, их тексты и порядок ввода исходных данных. Приведен справочный материал, расчеты элементов рассматриваются с применением ЭВМ.

Для студентов вузов, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

Рецензент: канд. техн. наук, доц. Л. И. Кормаков
(Киевский инженерно-строительный институт)

Редакционная группа литературы по строительству и архитектуре
Редактор Л. М. Оришчи

3305000000—084 149—90
M211(04)—90

ISBN 5-11-001960-6 1083378

© Издательское объединение
«Вища школа», 1975

И. М. Гринь, К. Е. Джан-Темиров,
В. И. Гринь, 1990,
с изменениями

✓
Калужская
областная научная
библиотека

ПРЕДИСЛОВИЕ

Успешное решение задач капитального строительства, предусмотренных Основными направлениями экономического и социального развития СССР на 1986—1990 годы и на период до 2000 года, во многом определяется применением прогрессивных строительных конструкций из дерева и синтетических материалов. Такие конструкции легкие, стойкие к агрессивным химическим воздействиям, обладают диэлектрическими свойствами, на их изготовление расходуется небольшое количество металла. Ими можно перекрывать даже большие пролеты зданий.

В нашей стране для изготовления индустриальных деревянных конструкций построено более 20 заводов с годовой производительностью свыше 200 тыс. м³. Все шире используются в строительстве фанера, древесные плиты и синтетические материалы. За последнее время научно-исследовательские и учебные институты создали новые и улучшили существующие виды конструкций, разработали рекомендации и руководства по их проектированию, изготовлению и эксплуатации. В Харьковском инженерно-строительном институте разработаны новые виды строительных диэлектрических конструкций с применением клееной древесины и пластмасс.

В учебном процессе при подготовке инженеров-строителей все шире внедряются новые методы проектирования и расчета с применением ЭВМ. Это позволяет более полно выполнять вариантное проектирование, а в отдельных случаях получать экономию в расходе древесины при снижении трудоемкости расчета.

В учебном пособии приведены программы для расчета на ЭВМ отдельных примеров, после рассмотрения которых читатель сам сможет составлять отдельные программы.

В книге рассмотрены материалы, наиболее широко применяемые в современных конструкциях и изделиях, и перспективные конструкции, а также методы их расчета и проектирования. Для некоторых конструкций приведены числовые примеры с использованием программируемых микрокалькуляторов или микроЭВМ. В отдельных случаях при использовании нескольких программ можно применять две или три микроЭВМ, работающие в одной схеме, с передачей информации от одной машины к другой.

Учебное пособие написано в соответствии с программой курса «Конструкции из дерева и пластмасс» с учетом дальнейшей пере-

стройки учебного процесса в инженерно-строительных институтах.

В третьем издании пособия учтены все новые нормативные документы по расчету и проектированию, современные решения конструкций из дерева и синтетических материалов, применяемых в массовом и экспериментальном строительстве, а также государственные стандарты на материалы и изделия.

И. М. Гринем написаны: предисловие, глава I, параграфы 2.1—2.4 главы II, главы III, V, VI, IX, XII и приложения 13 и 14; К.Е. Джан-Темировым — параграф 2.5 главы II, примеры 2, 3, 4 и 6; В. И. Гринем — главы IV, VII, VIII, X, XI, примеры 1, 2, 5, 7, приложения 1—12.

Глава I

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И РАСЧЕТУ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДЕРЕВА И СИНТЕТИЧЕСКИХ МАТЕРИАЛОВ

1.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Деревянные ограждающие и несущие конструкции рекомендуются применять при возведении зданий и сооружений различного назначения в районах, лесной фонд которых по своему народнохозяйственному и природному значению отнесен к III или II группе, а также в районах, имеющих производственную базу по изготовлению деревянных конструкций [24].

Конструкции из синтетических материалов чаще применяют в отдаленных и сейсмических районах, в условиях вечной мерзлоты, на подрабатываемых территориях, где необходимо уменьшить массу конструкций, сократить транспортные и монтажные расходы и т. п.

Для производственных и складских зданий с внутренней агрессивной средой для стали и железобетона при необходимости создания диэлектричности или «радиопрозрачности» зданий и сооружений, а также для мобильных сборно-разборных зданий заводского изготовления допускается применять конструкции из дерева и синтетических материалов в любых районах страны.

При проектировании конструкций учитывают условия эксплуатации, изготовления, транспортирования и монтажа, предусматривают меры по обеспечению их капитальности и долговечности (защита от биологического разрушения, возгорания, действия химически агрессивной среды и т. п.) [24].

Конструкции из дерева и синтетических материалов рекомендуется применять преимущественно сборными, заводского изготовления, состоящими из небольшого количества типоразмеров монтажных элементов, удобных для перевозки и монтажа. Эти конструкции должны обладать технологичностью и небольшой трудоемкостью изготовления. В построечных условиях рекомендуется готовить преимущественно деревянные брусчатые и бревенчатые конструкции.

При проектировании ограждающих конструкций должны применяться изделия из отходов древесины: древесно-волокнистые, древесно-стружечные и цементно-стружечные плиты, фибролит, арболит, а также листовые материалы — фанера, стеклопластики, асбесто-цемент, алюминиевые сплавы и т.п. В качестве утеплителя рекомендуются легкие теплоизоляционные материалы — минераловатные изделия и пенопласты.

Для деревянных конструкций в основном используют древесину хвойных пород. Допускается применять также лесоматериалы мягколиственных пород и березы [24].

Конструкции из дерева и синтетических материалов рассчитывают по предельным состояниям. При этом виды и значения нагрузок и воздействий, разделение их по времени действия и сочетанию принимают в соответствии со СНиП 2.01.07-85. Конструкции из синтетических материалов при действии только кратковременных нагрузок и воздействий рассчитывают по кратковременным значениям расчетных и физических величин (R^k , E^k , G^k) [1]. При расчете пневматических конструкций к постоянным нагрузкам относят внутреннее давление воздуха в оболочках, а к временным длительным — воздействие ветра и снега [3; 23].

Несущие деревянные конструкции покрытий и перекрытий, как правило, проектируют однопролетными разрезными.

Для конструкций из пластмасс вследствие их большой удельной деформативности (отношение R/E) [7] рекомендуется использовать такие статические схемы, в которых внешние воздействия вызывали бы минимальные деформации (неразрезные балки, арки, своды, купола, оболочки). Кроме того, сечения элементов ввиду их малых толщин выбирают такой формы и размеров, чтобы отношение момента инерции к площади поперечного сечения (I/F) было максимальным (коробчатые, лотковые и т.п.).

Усилия в элементах и соединениях, деформации конструкции в целом или отдельных ее элементов определяют по общим правилам строительной механики в предположении упругой работы материалов и, при необходимости, с учетом податливости соединений. Иногда целесообразно выполнять статический расчет с применением ЭВМ по стандартным программам типа «Лира», РСС, «КАРРА-5», Марс 103, «Экспресс», «Мираж» и др. Одна из них предназначена для расчета плоских и пространственных стержневых систем с использованием ЕС ЭВМ, разработана в Харьковском инженерно-строительном институте и применена при выполнении ряда примеров расчета конструкций настоящего пособия.

Деформации от податливости соединений принимают равными: примыкание поперек волокон в элементах из цельной древесины — 3 мм, 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 мм. В клеевых жестких соединениях деформации не учитывают. Указанные величины принимают при полном использовании несущей способности соединения, а при неполном — соответственно уменьшают пропорционально действующему усилию.

При статическом расчете постоянные нагрузки определяют по плотности материалов конструктивных элементов, временные — по [20]. Усилия находят для наиболее неблагоприятного расположения и сочетания нагрузок. Нагрузку от несущей конструкции

в предварительных подсчетах вычисляют по принятым сечениям или по формуле

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

где g^n и p^n — соответственно нормативные постоянная и временная нагрузки; $k_{с.в}$ — коэффициент для нагрузки от несущей конструкции; l — пролет конструкции, м; k_r — грузовой коэффициент (рис. 1).

Размерность этой нагрузки получают в тех же величинах, что и действующей на конструкцию нагрузки. После окончания проектирования конструкции и определения действительной нагрузки от собственного веса сравнивают ее с предварительно полученной по формуле (1). При значительном расхождении значений величин в расчет вносят поправки.

При проектировании конструкций учитывают степень ответственности зданий и сооружений, характеризующую классами I, II, III [20]. Степень ответственности учитывают коэффициентом надежности γ_n , на который умножают действующие на конструкцию нагрузки.

Конструкции рассчитывают на воздействие не только эксплуатационных нагрузок, но и монтажных усилий, возникающих при кантовке, подъеме и установке на опоры. Расчетные схемы и нагрузки принимают в зависимости от способов закрепления монтажных приспособлений.

При конструктивном расчете размеры поперечных сечений деревянных элементов можно назначать по рекомендациям, приведенным в главах IV, V, VI, VII, IX. Ширину поперечных сечений элементов конструкций, исходя из условий монтажной жесткости, принимают не менее: в балках, арках, фермах с неразрезным верхним поясом и гнукотклеенных рамах при пролете до 18 м — 11 — 12 см, 21 — 24 м — 13,5, 27 — 30 м — 17, 33 — 36 м — 21 см; в фермах с разрезным верхним поясом и в рамах с биссектрисным соединением в карнизном узле при пролете до 15 м — 12 см, 18 — 21 м — 14, 24 м — 17, 27 — 30 м — 21 см. Размеры сечений назначают с учетом сортамента материалов, а для клееной древесины — по размерам досок после их острожки.

По принятым размерам проверяют напряжения в сечениях элементов, деформации конструкций и рассчитывают узловые соедине-

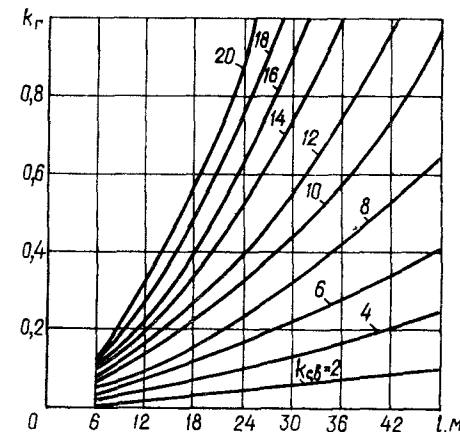


Рис. 1. Значения грузовых коэффициентов k_r в зависимости от $k_{с.в}$

ния. В отдельных случаях деревянные конструкции рассчитывают с учетом обеспечения требуемой огнестойкости.

На рабочих чертежах указывают: сорт, породу и допустимую влажность древесины; марки металлов, пластмасс и других материалов, их сорт и номера нормативных документов, из которых они взяты; виды обработки, а также мероприятия по защите от биологического разрушения, возгорания, коррозии, старения и воздействия химически агрессивной среды.

При выполнении курсовых и дипломных проектов для обоснования выбора варианта конструкции сравнивают рассматриваемые варианты по массе, стоимости конструкций, трудоемкости изготовления, монтажа и доставки к месту строительства.

Сравнение по массе конструкций производят после их расчета и составления спецификации материалов. Стоимость конструкции определяют по действующим нормативным документам, в которых приведены данные по сметным ценам. Показатели трудоемкости изготовления и монтажа определяют по Единым районным единичным расценкам. Стоимость показатели берут в едином уровне цен для одного и того же района строительства.

Для оценки показателей вариантов конструкций рекомендуется использовать методику, приведенную в [7; 13], а также СНиП IV-4-84 и СНиП IV-5-84.

1.2. МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ В КОНСТРУКЦИЯХ, И ИХ ХАРАКТЕРИСТИКА

В несущих и ограждающих конструкциях применяют древесину, древесные пластики и плиты, стеклопластики, термопласты, тепло- и звукоизоляционные материалы и изделия, синтетические ткани, металлы, асбестоцемент и клеи, а также материалы для защиты древесины от влаги, биологического и химически агрессивного воздействия, огня.

Древесина. Деревянные конструкции изготавливают преимущественно из хвойных круглых и пиленых лесоматериалов, ответственные детали (подушки, нагели, вкладыши) — из твердых пород древесины. В отдельных случаях [12, 21] допускается использовать лесоматериалы мягких (осина, тополь, ольха и др.) и малоценных твердых (береза, бук) лиственных пород. В клееных конструкциях применение мягколиственных пород не ограничено. Не допускается использовать древесину лиственницы и твердых пород в несущих гвоздевых конструкциях.

Сортамент древесины для несущих элементов конструкций должен удовлетворять требованиям ГОСТ 8486—86 Е, ГОСТ 24454—80* Е, ГОСТ 9463—88 — для хвойных и ГОСТ 2695—83*, ГОСТ 9462—88 для лиственных пород, а также дополнительным требованиям, указанным в [12; 21].

* Здесь и далее звездочка обозначает, что в данный стандарт внесены изменения.

Геометрические характеристики круглого и пиленного лесоматериала по сокращенному сортаменту приведены в прил. 1. Влажность древесины и древесных плит в зависимости от температурно-влажностных условий эксплуатации приведена в прил. 2.

Расчетные сопротивления древесины сосны и ели приведены в табл. 1. Для конструкций из древесины других пород, проверяемых на воздействие кратковременных нагрузок, гнутых и клееных элементов расчетные сопротивления (табл. 1) умножают на коэффициенты, приведенные в табл. 2—6, а в зависимости от условий эксплуатации — на коэффициенты, приведенные в прил. 2. Для условий эксплуатации при установившейся температуре 50 °С к данным табл. 1 вводят коэффициент $m_T = 0,8$, а при температуре 35...50 °С его определяют по интерполяции между $m_T = 1$ и $m_T = 0,8$.

Таблица 1. Расчетные сопротивления древесины сосны и ели, эксплуатируемых при $t \leq 35$ °С, МПа

№ п/п	Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Сорт		
			1	2	3
1	Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:	R_{II}			
	а) элементы прямоугольного сечения шириной 11—13 см и высотой 11—50 см	R_C	15	14	10
	б) то же, шириной более 13 см и высотой 13—50 см	R_{Cm}	16	15	11
	в) то же, высотой до 50 см, за исключением указанных в пп. а, б		14	13	8,5
2	г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении		—	16	10
	Растяжение вдоль волокон:	R_D			
	а) неклееные элементы заводского изготовления		10	7	—
3	б) то же, построечного изготовления		7	5	—
	в) клееные элементы		12	9	—
	Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	R_{C90}	1,8	1,8	1,8
4	То же, местное:	R_{Cm90}			
	а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов		3	3	3
5	б) под шайбами при углах смятия от 90 до 60°		4	4	4
	Скальвание вдоль волокон:	R_{CK}			
	а) при изгибе неклееных элементов		1,8	1,6	1,6
	б) то же, клееных элементов		1,6	1,5	1,5
6	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
	Скальвание поперек волокон:	R_{CK90}			
7	а) в соединениях неклееных элементов		1	0,8	0,6
	б) то же, клееных элементов		0,7	0,7	0,6
7	Растяжение поперек волокон в клееных элементах	R_{D90}	0,35	0,3	0,25

Таблица 2. Коэффициенты m_n для разных пород древесины

Порода	Для расчетных сопротивлений			Порода	Для расчетных сопротивлений		
	R_p, R_{H}, R_c, R_{cm}	R_{c90}, R_{cm90}	$R_{ск}$		R_p, R_{H}, R_c, R_{cm}	R_{c90}, R_{cm90}	$R_{ск}$
<i>Хвойные</i>				<i>Твердые лиственные</i>			
Лиственница европейская и японская	1	1	1	Дуб	1,3	2	1,3
Лиственница (кроме европейской и японской)	1,2	1,2	1	Ясень, клен, граб	1,3	2	1,6
Кедр сибирский (кроме растущего в Красноярском крае)	0,9	0,9	0,9	Акация	1,5	2,2	1,8
Кедр Красноярского края, сосна веймутова	0,65	0,65	0,65	Береза, бук	1,1	1,6	1,3
Пихта	0,8	0,8	0,8	Вяз, ильм	1	1,6	1
				<i>Мягкие лиственные</i>			
				Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8

Таблица 3. Коэффициенты m_n для деревянных конструкций при воздействии кратковременных нагрузок

№ п/п	Нагрузка	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
<i>Для опор воздушных линий электропередачи</i>			
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

Таблица 4. Коэффициенты $m_{ГН}$ для гнутых элементов

Напряженное состояние	$m_{ГН}$ при r_k/a			
	150	200	250	≥ 500
Сжатие и изгиб	0,8	0,9	1	1
Растяжение	0,6	0,7	0,8	1

Примечание. r_k — радиус кривизны доски; a — толщина доски в плоскости изгиба.

Таблица 5. Коэффициент $m_{сл}$ для элементов, склеенных из досок разной толщины

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

Таблица 6. Коэффициенты m_b для клееных сжатых, изгибаемых и сжато-изгибаемых элементов

Высота сечения, см	< 50	60	70	80	100	≥ 120
m_b	1	0,96	0,93	0,9	0,85	0,8

Для элементов конструкций, в которых напряжения от постоянных и временных длительных нагрузок больше 80 % суммарного напряжения от всех нагрузок, к расчетным сопротивлениям вводят $m_d=0,8$. Для растянутых элементов и изгибаемых из круглых лесоматериалов с ослаблением в расчетном сечении к расчетным сопротивлениям вводят $m_0=0,8$. Для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами, $m_a=0,9$.

Расчетные сопротивления древесины смятию (скалыванию) под углом α к направлению волокон определяют по формуле (2) или по графикам (рис. 2), а местному смятию поперек волокон на части длины по формуле (3) за исключением случаев, оговоренных в п. 4 табл. 1:

$$R_{cm(\alpha)} = \frac{R_{cm(\text{ск})}}{1 + \left(\frac{R_{cm(\text{ск})}}{R_{cm(\text{ск})90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha}; \quad (2)$$

$$R_{cm90} = R_{c90} \left(1 + \frac{8}{l_{cm} + 1,2} \right), \quad (3)$$

где R_{c90} — расчетное сопротивление древесины смятию и сжатию поперек волокон по всей поверхности (п.3 табл. 1); l_{cm} — длина площадки смятия вдоль волокон древеси-

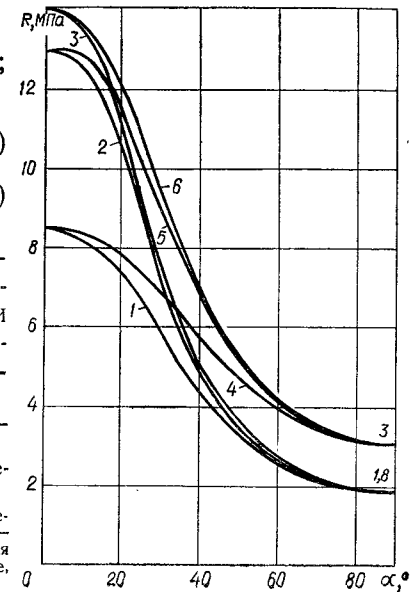


Рис. 2. Расчетные сопротивления древесины под углом α к волокнам:

1 — смятию по всей поверхности для древесины 3-го сорта; 2 — то же, для 2-го; 3 — то же, для 1-го; 4 — смятию местному для 3-го сорта; 5 — то же, для 2-го; 6 — то же, для 1-го

ны (длина незагруженных участков должна быть не менее $l_{см}$ и не менее толщины элемента).

Расчетные физические характеристики древесины по предельным состояниям второй группы принимают по табл. 7.

Таблица 7. Расчетные физические характеристики древесины

Показатель	Обозначение	Значение	
			Модуль упругости вдоль волокон, МПа
То же, поперек волокон, МПа	E_{90}	400	
Модуль сдвига относительно осей, направленных вдоль и поперек волокон, МПа	$G_{0,90}$	500	
Коэффициент Пуассона:			
	поперек волокон при напряжениях, направленных вдоль волокон;	$\nu_{90,0}$	0,5
	вдоль волокон при напряжениях, направленных поперек волокон	$\nu_{0,90}$	0,02

Древесные пластики и плиты. При изготовлении клееных конструкций применяют фанеру марок ФСФ и ФК, фанерные трубы и профили. Для ответственных, а также не защищенных от атмосферных воздействий элементов используют бакелизированную фанеру марки ФБС (ГОСТ 11539—83). Древесно-слоистый пластик марок ДСП-Б и ДСП-В (ГОСТ 13913—78*) применяют для ответственных элементов строительных конструкций и для всех элементов диэлектрических конструкций. Древесно-волокнистые плиты марок Тс-400 и Тс-450 (ТУ 13-444-83), древесно-стружечные плиты марок ДСПк, ДСПф марок П-1 и П-2, МДП (ТУ 13-519-79) и цементно-стружечные плиты марки ЦСП-1,2 (ГОСТ 26816—86) используют в ограждающих и малоответственных строительных конструкциях (панели стен, перегородки, полы и т. п.) для условий эксплуатации А1, А2 и Б1 с соответствующей защитой от увлажнения и гниения.

Сортамент древесных пластиков и плит, их плотность приведены в прил. 3, а расчетные сопротивления и физические характеристики — в табл. 8. Расчетные сопротивления некоторых материалов под углом α к направлению волокон наружных шпонов определяют по графикам (рис. 3 и 4).

К расчетным сопротивлениям фанеры и фанерных изделий вводят коэффициенты m_b , m_t , m_d , m_n и m_a , а для модулей упругости сдвига m_b , m_t и m_d , используемые для древесины. Для древесно-слоистого пластика коэффициенты m_t приведены в табл. 4 прил. 6, а для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении $m_0 = 0,9$. Для других пластмасс можно принимать $m_0 = 0,8$, так как окончательных данных еще нет.

Для древесных плит коэффициент m_b приведен в прил. 2.

При расчете конструкций на устойчивость и по деформированной схеме модули упругости принимают: для древесины $E' = 300 R_c$, для фанеры — $E'_ф = 250 R_{ф,с}$; модуль сдвига относительно осей, направленных вдоль и поперек волокон, для древесины —

Таблица 8. Расчетные сопротивления и физические характеристики фанерных изделий и древесных плит

Вид и марка материала	Расчетные сопротивления, МПа				Модули упругости и сдвига, МПа		Коэффициент Пуассона ν
	R_D	R_C	R_H	$R_{ск}$ (ср)	E	G	
Фанера березовая марки ФСФ, мм: семислойная $\delta \geq 8$	14	12	16	0,8 (6)	9000	750	0,085
	9	8,5	6,5	0,8 (6)	6000	750	0,065
пятислойная $\delta = 6...7$	14	13	18	0,8 (5)	9000	750	0,085
	6	7	3	0,8 (6)	6000	750	0,065
Семислойная фанера из лиственницы марки ФСФ, мм, $\delta \geq 8$	9	17	18	0,6 (5)	7000	800	0,07
	7,5	13	11	0,5 (5)	5500	800	0,06
Фанерные трубы, мм: марки Ф-1 $D = 50...150$ $D = 200...300$ марки Ф-2 $D = 50...150$ $D = 200...300$	—	25	20	—	—	—	—
	—	25	15	—	—	—	—
	—	20	15	—	—	—	—
	—	15	10	—	—	—	—
Фанера бакелизированная марки ФБС, мм, $\delta \geq 7$	32	28	33	1,8(11)	12000	1000	0,085
	24	23	25	1,8(12)	8500	1000	0,065
Плиты древесно-волокнистые марок Тс-400, Тс-450	6,15	7	14	0,34 (6,32)	2085	711	0,24
Плиты древесно-стружечные марок: ДСПк и ДСПф	3	5,26	5,76	0,66 (2,25)	1238	478	0,23
МДП	1,5	2,76	4,26	0,99 (2,05)	1254	615	0,21
Плиты цементно-стружечные марки ЦСП-1,2	1,35	4,23	6,17	0,87 (2)	1914	1104	0,21

Примечания: 1. Расчетные сопротивления смятию и сжатию перпендикулярно к плоскости листа березовой фанеры марки ФСФ $R_{ф,с,90} = R_{ф,с,90} = 4$ МПа и бакелизированной марки ФБС — 8 МПа.

2. Для фанеры 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 гнутоклееных фанерных профилей характеристики принимают те же, что и для строительной фанеры.

5. Для древесно-стружечных, древесно-волокнистых и цементно-стружечных плит приведены значения модулей упругости при изгибе. При сжатии и растяжении значения можно принимать по [12].

$G_{0,90} = 0,05E'$, для фанеры — $G'_ф = G_ф E'_ф / E_ф$, где значения E и G берут из табл. 7, $R_{ф,с}$, $E_ф$ и $G_ф$ — из табл. 8, а R_c — из табл. 1.

Стеклопластики. В ограждающих конструкциях и в отдельных элементах несущих конструкций применяют: светопропускаемые плоские и волнистые листы на полиэфирных смолах; плоские светонепроницаемые листы марки КАСТ В (ГОСТ 10292—74* Е) и СТЭФ

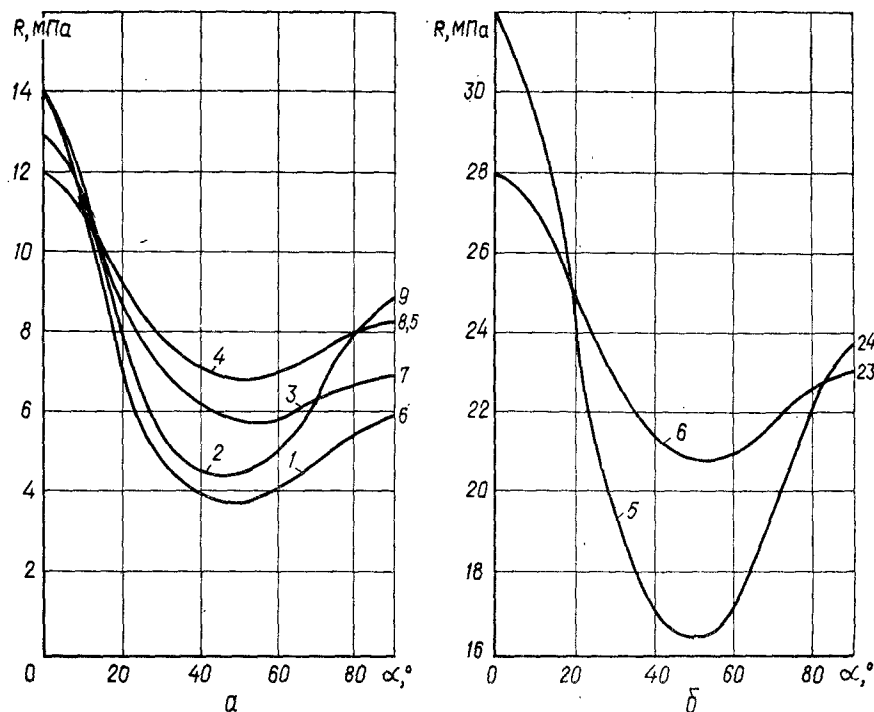
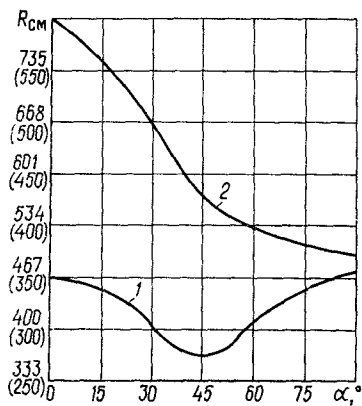


Рис. 3. Расчетные сопротивления фанеры под углом α к волокнам рубашек: a — строительной; b — бакелизированной; 1 — растяжению семислойной фанеры; 2 — то же, пятислойной; 3 — сжатию семислойной фанеры; 4 — то же, пятислойной; 5 — растяжению бакелизированной фанеры; 6 — то же, сжатию

Рис. 4. Расчетные сопротивления сжатию (смятию в гнездах болтов) под углом α к волокнам рубашек древесно-слоистого пластика: 1 — ДСП-В; 2 — ДСП-Б



(ГОСТ 12652—74*Е); прессовочный материал в виде стеклоленты марок АГ-4С и АГ-4НС (ГОСТ 20437—75*Е) для последующего изготовления ответственных и крепежных элементов (профили, болты, стержни и т. п.).

Термопласты. Светотехническое (ГОСТ 9784—75*Е) и техническое (ГОСТ 17622—72*Е) органические стекла используют в светопроницаемых конструкциях, а непрозрачный марки ВН и прозрачный марки ВП винипласт (ГОСТ 9639—71*) применяют для ограждающих конструкций и отдельных изделий в химически агрес-

сивных средах. Сортамент стеклопластиков и термопластов приведен в прил. 4.

Теплоизоляционные материалы применяют в ограждающих конструкциях зданий. Сортамент их приведен в прил. 5.

Синтетические ткани и пленки, шифр которых приведен в табл. 3 прил. 6, используют для изготовления пневматических конструкций. Расчетные и физические характеристики синтетических материалов приведены в прил. 6.

Металлы. В конструкциях для отдельных элементов и крепежных деталей используют: малоуглеродистую сталь (ГОСТ 380—88) соответствующей группы, которая зависит от степени ответственности и условий эксплуатации конструкции; круглую сталь периодического профиля классов А-II и А-III (ГОСТ 5781—82*), алюминиевые сплавы Д16-Т (ГОСТ 21488—76*Е). Расчетные и физические характеристики приведены в СНиП II-23-81* и СНиП 2.03.06-85.

Асбестоцемент в виде плоских (ГОСТ 18124—75*) и волнистых листов (ГОСТ 378—76; ГОСТ 8324—82; ГОСТ 16233—77*) используют в ограждающих конструкциях. Сортамент приведен в прил. 8.

Синтетические клеи используют для склеивания древесины, фанеры, древесных плит и синтетических материалов. Клеи делятся на группы, учитывающие их назначение и свойства. Рекомендуемые марки клеев и области их применения приведены в прил. 7.

Глава II РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Элементы из дерева и пластмасс рассчитывают по двум предельным состояниям. Расчетные и физические характеристики элементов из древесины и фанеры приняты по СНиП II-25-80, а для пластмасс — по данным, взятым из научно-технической литературы. Формулы для расчета деревянных и фанерных конструкций можно также использовать для расчета элементов из конструкционных пластмасс.

2.1. ЦЕНТРАЛЬНО- И ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Центрально-растянутые элементы рассчитывают по формуле

$$\sigma = N/F_{нт} \leq R_p m_0, \quad (4)$$

внецентренно растянутые (растянуто-изгибаемые) — по формуле

$$\sigma = N/F_{нт} + MR_p/(W_{расч} R_{и}) \leq R_p, \quad (5)$$

где σ — нормальное напряжение в поперечном сечении элемента; N — расчетное продольное усилие; $F_{нт}$ — площадь поперечного сечения нетто; M — расчетный изгибающий момент; $W_{расч}$ — рас-

четный момент сопротивления сечения, определяемый для цельных элементов по площади нетто.

Для деревянных элементов и слоистых древесных пластиков все ослабления, расположенные на участке длиной не более 20 см, считаются совмещенными в одном сечении. Для деревянных элементов стержневых конструкций площадь рабочего поперечного сечения нетто принимается по следующим условиям: при симметричном ослаблении $50 \text{ см}^2 \leq F_{\text{нт}} \geq 0,5 F_{\text{бр}}$, при несимметричном $50 \text{ см}^2 \leq F_{\text{нт}} \geq 0,67 F_{\text{бр}}$.

2.2. ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Элементы постоянной ширины рассчитывают по формулам: на прочность

$$\sigma = N/F_{\text{нт}} \leq R_c; \quad (6)$$

на устойчивость

$$\sigma = N/(F_{\text{расч}} \varphi k_{жN}) \leq R_c, \quad (7)$$

где $F_{\text{расч}}$ — расчетная площадь поперечного сечения, принимаемая равной $F_{\text{расч}} = F_{\text{бр}}$ при отсутствии ослаблений и при ослаблениях, в опасном сечении не выходящих на кромки (рис. 5), если $F_{\text{осл}} \leq 0,25 F_{\text{бр}}$; $F_{\text{расч}} = 4/3 F_{\text{нт}}$, если $F_{\text{осл}} > 0,25 F_{\text{бр}}$, $F_{\text{расч}} = F_{\text{нт}}$ при симметричных ослаблениях, выходящих на кромки (рис. 5); для элементов переменной по длине высоты поперечного сечения $F_{\text{расч}} = F_{\text{бр}}$; для элементов из круглых лесоматериалов $F_{\text{расч}} = F_{\text{ср}}$ (сечение в середине расчетной длины элемента); $k_{жN}$ — коэффициент, учитывающий переменность высоты поперечного сечения по длине элемента (табл. 9); φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 10 или по графикам (рис. 6) в зависимости от гибкости элемента.

Гибкость элемента $\lambda = l_0/r$, где l_0 — расчетная длина элемента, определяемая в зависимости от способа закрепления его концов

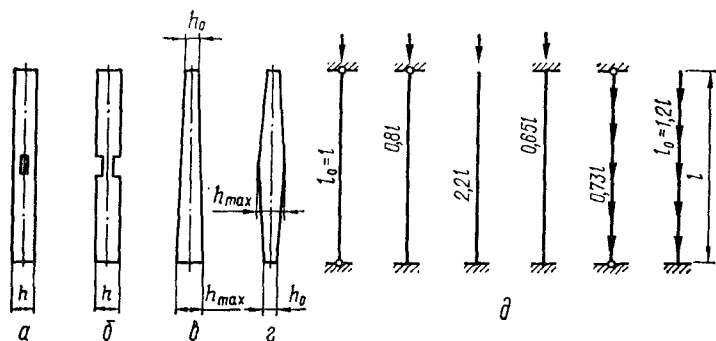


Рис. 5. Схемы сжатых элементов и закрепление их концов:

а — с ослаблением без выхода на кромки; б — то же, с выходом на кромки; в, г — переменного по длине сечения; д — расчетные длины при различном закреплении концов

Таблица 9. Значение коэффициента $k_{жN}$

При проверке сечения		в плоскостях		Условия опирания элементов	
прямоугольного	двухтаврового и коробчатого с постоянной высотой поясов	yz	xz	yz	xz
(0,4 + 0,6β) β	0,4 + 0,6β				
0,07 + 0,93β	0,66 + 0,34β				
	0,35 + 0,65β				

1083378

Калининградская
областная научная
библиотека

Таблица 10. Коэффициенты продольного изгиба φ

Материал	Для элементов, работающих		λ_{\min}
	в упругой стадии	за пределами пропорциональности	
Древесина	$3000/\lambda^2$	$1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$	70
Фанера марки ФСФ и бакелизованная марки ФБС	$2500/\lambda^2$	$1 - \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$	70
Фанерные трубы	$2390/\lambda^2$	$1 - 1,046 \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$	69
Фанерные угловые профили	$2150/\lambda^2$	$1 - 1,12 \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$	60
Древесно-слоистые пластинки:			
ДСП-В при $\delta = 15...60$ мм	$1380/\lambda^2$	—	45
ДСП-В при $\delta = 15...60$ мм	$1110/\lambda^2$	—	40
ДСП-В при $\delta = 3...12$ мм	$870/\lambda^2$	—	35
Стеклопластики:			
АГ-4С	$1230/\lambda^2$	—	40
КАСТ	$3120/\lambda^2$	—	62
Полиэфирный	$1180/\lambda^2$	—	45
Термопласты:			
органическое стекло	$550/\lambda^2$	—	43
винипласт	$790/\lambda^2$	—	38

и приложения усилий (рис. 5); r — радиус инерции поперечного сечения элемента:

$$r = \sqrt{I_{бр}/F_{бр}}; \quad (8)$$

где $I_{бр}$ и $F_{бр}$ — соответственно момент инерции и площадь сечения брутто.

Радиус инерции принимают: для элементов постоянного прямоугольного сечения по длине с размерами $b \times h$ — $r_x = 0,289 h$ и $r_y = 0,289 b$; для круглого с диаметром d — $r = 0,25 d$; для трубчатого с внутренним диаметром D и наружным диаметром D_1 — $r = (\sqrt{D_1^2 + D^2})/4$; для элементов с переменной по длине высотой сечения h — $r = 0,289 h_{\max}$.

При расчете элементов трубчатого сечения кроме общей устойчивости проверяют устойчивость стенки трубы по условию $N \leq N_{кр} = 2\pi E \delta^2 / (1 - \nu^2)$, где $N_{кр}$ — критическое усилие; E — модуль упругости материала; δ — толщина стенки трубы; ν — коэффициент Пуассона.

Коэффициент продольного изгиба элементов, работающих до условного предела пропорциональности (при $\lambda > \lambda_{\min}$) и за пределом, вычисляют по табл. 10. Коэффициенты продольного изгиба для пластмасс за пределами пропорциональности с достаточной точностью еще не установлены. Однако, ввиду высокой удельной деформативности пластмасс, в практических расчетах гибкость

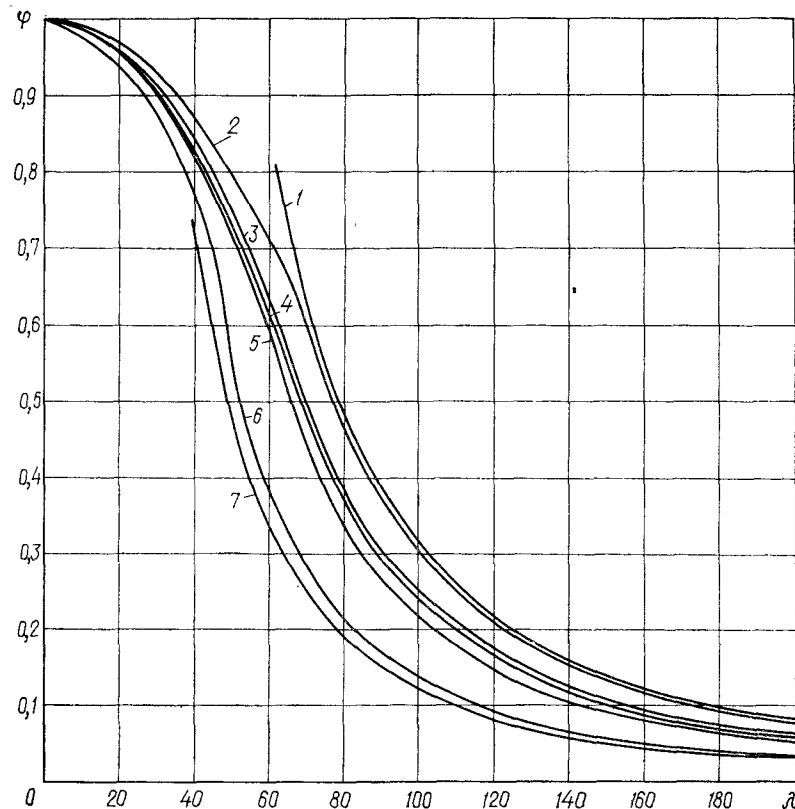


Рис. 6. Коэффициенты продольного изгиба φ :

1 — для стеклопластика КАСТ-В [1]; 2 — для древесины [21]; 3 — фанеры [21]; 4 — для фанерных труб [1]; 5 — фанерных угловых профилей [1]; 6 — ДСП-В [1]; 7 — то же, АГ-4С [1]

элементов, как правило, выше λ_{\min} , приведенной в табл. 10. Предельные гибкости элементов приведены в табл. 11.

В составных деревянных элементах на податливых связях гибкость λ_x относительно оси x , перпендикулярной к швам сплачивания (рис. 7), определяют как для цельного элемента. Приведенную гибкость $\lambda_{пр}$ относительно оси y , параллельной швам, определяют с учетом податливости соединений по формуле

$$\lambda_{пр} = \sqrt{(\mu_y \lambda_y)^2 + \lambda_1^2}, \quad (9)$$

где μ_y — коэффициент приведения гибкости; λ_y — гибкость всего элемента относительно оси y без учета податливости соединений при расчетной длине l_0 ; λ_1 — гибкость отдельной ветви относительно оси $I-I$, вычисленная по расчетной длине l_1 , равной расстоянию между связями (рис. 7); $l_1 \leq 7a$ $\lambda_1 = 0$.

Таблица 11. Предельные гибкости элементов $\lambda_{пр}$

Элементы конструкций	$\lambda_{пр}$	Элементы конструкций	$\lambda_{пр}$
<i>При эксплуатации</i>		<i>При монтаже</i>	
Сжатые и сжатоиогнбаемые (пояса, опорные раскосы и стойки ферм, колонны, арки, рамы)	120	Деревянные пояса балок, ферм и арок из рабочей плоскости при подъеме и установке конструкций на опоры:	400
Прочне сжатые элементы сквозных конструкций	150	без стыков в поясах со стыками	350
Сжатые элементы связей	200	При закреплении конструкций временными оттяжками:	350
Растянутые (пояса ферм в вертикальной плоскости)	150	без стыков в поясах со стыками	300
Прочне растянутые элементы сквозных конструкций	200		

Примечания: 1. Для сжатых элементов переменного сечения предельные гибкости умножают на $\sqrt{k_{жN}}$.
2. Расчетные длины пересекающихся элементов, соединенных в месте пересечения, находят по СНиП II-25-80.

Таблица 12. Коэффициент податливости соединений k_c (при размерах a и d , см)

Вид связи	При сжатии	
	центрально	внецентренно
Стальные цилиндрические нагелн:		
при $d \leq a/7$	$1/5d^2$	$1/2,5d^2$
при $d > a/7$	$1,5/ad$	$3/ad$
Дубовые цилиндрические нагелн	$1/d^2$	$1,5/d^2$
Гвозди стальные	$1/10d^2$	$1/5d^2$
Дубовые пластинчатые нагелн	—	$1,4/8b_{пл}$

Коэффициент приведения гибкости определяют по формуле

$$\mu_y = \sqrt{1 + k_c \frac{bh n_{ш}}{l_0^2 n_c}}, \quad (10)$$

где k_c — коэффициент податливости соединений, определяемый по табл. 12; b и h — соответственно ширина и высота поперечного сечения элемента, см; $n_{ш}$ — расчетное число швов в элементе, по которому суммируется взаимный сдвиг элементов; l_0 — расчетная длина элемента, м; n_c — расчетное число срезов связей в одном шве на 1 м элемента.

Гибкость составного элемента, вычисленную по формуле (9), принимают не более суммарной гибкости отдельных ветвей, определяемой по формуле

$$\lambda_{в} = \frac{l_0}{\sqrt{\sum I_{бр} / F_{бр}}},$$

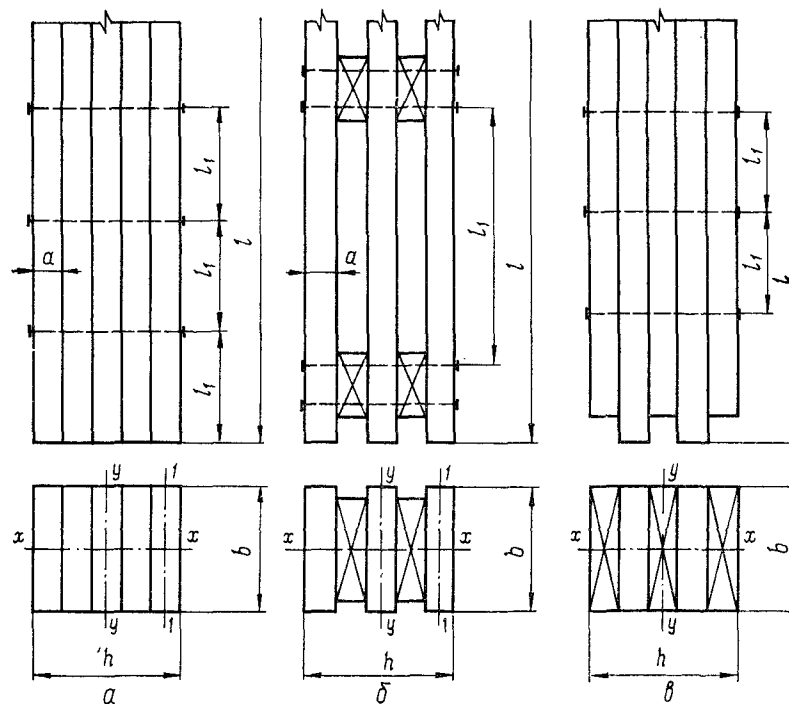


Рис. 7. Составные элементы на податливых связях: а — из плоских досок с опиранием всем сечением; б — с короткими прокладками; в — из пакета досок с частично опертными ветвями

где $\sum I_{бр}$ — сумма моментов инерции брутто поперечных сечений отдельных ветвей относительно осей 1—1 (рис. 7); $F_{бр}$ — площадь поперечного сечения брутто элемента.

2.3. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Элементы рассчитывают на прочность по нормальным напряжениям:

при простом изгибе

$$\sigma = M/W_{расч} \leq R_{и}; \quad (11)$$

при косом изгибе

$$\sigma = M_x/W_{храсч} + M_y/W_{урасч} \leq R_{и}; \quad (12)$$

по касательным напряжениям

$$\tau = \frac{QS_{бр}}{I_{бр} b_{расч}} \leq R_{ск(ср)}, \quad (13)$$

где M_x и M_y — составляющие расчетного изгибающего момента M соответственно для осей x и y ; $W_{храсч}$, $W_{урасч}$ — составляющие расчетного момента сопротивления сечения $W_{расч}$ относительно

но осей x и y , принимаемого $W_{расч} = W_{ит}$ при проверке ослабленного сечения элемента, или $W_{расч} = W_{бр}$ при проверке на действие максимального изгибающего момента в неослабленном сечении (здесь $W_{ит}$ — момент сопротивления ослабленного поперечного сечения, который вычисляется с учетом ослаблений, расположенных на участке длиной до 20 см и совмещенных в одном сечении); Q — расчетная поперечная сила; $S_{бр}$ — статический момент брутто сдвигаемой части сечения относительно нейтрального слоя поперечного сечения; $b_{расч}$ — расчетная ширина сечения элемента; $R_{и}$, $R_{ск(ср)}$ — расчетные сопротивления изгибу и скалыванию (срезу) материала (табл. 1—8 и прил. 6).

Таблица 13. Значение коэффициентов k и c

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

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

При косом изгибе, который чаще всего встречается в прогонах, расположенных на наклонном скате крыши, сечение прямоугольных элементов рекомендуется принимать таким, чтобы $h/b = ctg\alpha$ при расчете по прочности или $h/b = \sqrt{ctg\alpha}$ — по предельному прогибу. Во всех случаях следует принимать конструктивные меры по уменьшению скатной составляющей изгибающего момента M_y , используя настилы, стропила и другие элементы крыши.

Изгибаемые элементы проверяют на жесткость по формуле

$$f = \frac{f_0}{k} [1 + c(h/l)^2] \leq f_{пр}, \quad (14)$$

где f_0 — прогиб элемента постоянного сечения высотой h без учета деформацией сдвига, 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 элементов переменного сечения k и c принимают по табл. 13); $f_{пр}$ — предельные прогибы, определяемые по табл. 14.

Таблица 14. Предельные прогибы элементов $f_{пр}$

Элементы конструкций	$f_{пр}/l$
Балки междуэтажных перекрытий	1/250
Балки чердачных перекрытий	1/200
Обрешетки, настилы	1/150
Плиты покрытий	1/250
Прогонь, стропильные ноги	1/200
Клеевые балки покрытий (кроме консольных), фермы	1/300
	(1/200)
Консольные балки покрытий	1/150
Панели и элементы фахверка	1/250
Несущие элементы ендов	1/400

Примечания: 1. При наличии штукатурки прогиб элементов перекрытий только от длительной временной нагрузки не должен превышать 1/350 пролета.

2. Величина в скобках относится к балкам, изготовленным со строительным подъемом.

Для элементов из пластмасс коэффициент c вычисляют по формуле $c = EA/G$, где $A = 0,96$ — для балки на двух опорах с равномерно распределенной нагрузкой; $A = 1,2$ — с сосредоточенным грузом в середине пролета.

При косом изгибе прогиб проверяют по формуле

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq f_{пр}, \quad (15)$$

где f_x и f_y — соответственно прогибы от составляющих нормативной нагрузки.

Таблица 15. Значения коэффициентов K_Φ и $K_{ЖМ}$

Форма эпюры моментов	K_Φ		$K_{ЖМ}$
	при закреплении только по концам участка l_0	при закреплении по концам участка и растянутой от момента M кромке	
	1	1	
	$1,13 - 0,13\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$	$1,13 - 0,13\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$	
	$1,35 - 0,35\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$	$1,35 - 0,35\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$	
	$1,75 - 0,75\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$	$3/(2 + \alpha)$ $0 \leq \alpha \leq 1$	
	$1,35 + 1,45(c/l_0)^2$	$1,35 + 0,3(c/l_0)$	

	$1,75 - 0,75\alpha$ $-1 \leq \alpha \leq 0$	$3/(2 + \alpha)$ $-2 \leq \alpha \leq 0$		$\beta^{1/2}$
	2,54	2,32		$\beta^{1/2}$
	$1,13 - \alpha(0,12 + 0,02\alpha)$ $-2 \leq \alpha \leq 0$	$1,13 - \alpha(0,12 + 0,02\alpha)$ $-2 \leq \alpha \leq 0$		—
	$1,13 - \alpha(1,4 + 1,27\alpha)$ $-1 \leq \alpha \leq 0$	$1,13 - \alpha(0,57 + 0,2\alpha)$ $-1 \leq \alpha \leq 0$		—
	$1,35 - 0,35\alpha$ $-1 \leq \alpha \leq 0$	$4/(3 + \alpha)$ $-1 \leq \alpha \leq 0$		—

Изгибаемые деревянные элементы прямоугольного поперечного сечения проверяют на устойчивость плоской формы деформирования по формуле

$$\sigma = M/(\varphi_M W_{бр}) \leq R_H, \quad (16)$$

где M — максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке длиной l_0 ; $W_{бр}$ — максимальный момент сопротивления брутто на том же участке (для элементов из круглых лесоматериалов принимают в сечении, расположенном в середине расчетной длины элемента).

Коэффициент φ_M определяют по формуле

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{l_0 h m_0} k_\phi k_{жМ}, \quad (17)$$

где l_0 — расстояние между опорами элемента или между закрепленными точками по сжатой кромке, препятствующее смещению элемента из плоскости изгиба; k_ϕ — коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_0 ; $k_{жМ}$ — коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения по длине элемента, не имеющего закреплений из плоскости по растянутой от момента M кромке или при числе подкрепленных точек растянутой кромки менее четырех (если $m \geq 4$, то $k_{жМ} = 1$).

Коэффициенты k_ϕ и $k_{жМ}$ приведены в табл. 15.

Если на участке l_0 элемента растянутая кромка закреплена из плоскости изгиба, значения коэффициента φ_M , определенные по формуле (17), умножают на коэффициент $k_{пМ}$, равный

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

где α_p — центральный угол в радианах, определяющий участок элемента кругового очертания, например арки (для прямолинейных элементов $\alpha_p = 0$); при числе закрепленных точек растянутой кромки на участке l_0 $m \geq 4$ величина $m^2/(m^2 + 1) = 1$.

Изгибаемые элементы постоянного по длине двутаврового или коробчатого, а из древесно-слоистого пластика и стеклопластика прямоугольного поперечного сечения рассчитывают на устойчивость плоской формы деформирования при $l_0 \geq 7b_n$ по формуле

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

где φ_y — коэффициент продольного изгиба в плоскости, перпендикулярной к плоскости изгиба сжатого пояса элемента, определяемый по формулам табл. 10 (здесь $\lambda = l_0/r_y$; l_0 — расстояние между закрепленными точками верхнего пояса; b_n — ширина сжатого пояса сечения элемента).

Составные элементы, работающие на изгиб, рассчитывают по формулам (11), (12), (13) и (14), в которых геометрические характеристики принимают равными: $W_{расч} = k_w W$ и $I_{расч} = k_{ж} I$, а коэффициенты k_w и $k_{ж}$ принимают по табл. 16.

Таблица 16. Значение коэффициентов k_w и $k_{ж}$

Коэффициент	Число слоев в элементе	Длина 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
$k_{ж}$	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 определяются по интерполяции.

При равномерной расстановке условных «срезов» связей n_c в каждом шве по длине элемента на участке с однозначной эпюрой поперечных сил определяют их количество по формуле

$$n_c = \frac{1,5 (M_B - M_A) S_{бр}}{T I_{бр}}, \quad (20)$$

где M_B и M_A — изгибающие моменты в начальном и конечном сечениях рассматриваемого участка; T — расчетная несущая способность связи в рассматриваемом шве (см. формулы (29) — (36) в табл. 18).

§ 2.4. ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ И СЖАТО-ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Эти элементы в плоскости изгиба рассчитывают по формуле

$$\sigma = N/F_{расч} + M_d R_c / (W_{расч} R_H) \leq R_c, \quad (21)$$

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

$$M_d = M / (\xi k_n); \quad (22)$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi k_{жN} R_c F_{бр}}, \quad 1 > \xi > 0; \quad (23)$$

M — изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы; $k_n = 1$ — для шарнирно опертых элементов при симметричных эпюрах изгибающих моментов: синусоидального, параболического, полигонального и близких к ним очертаний, а также для консольных элементов; $k_n = \alpha_n + \xi (1 - \alpha_n)$ — для шарнирно опертых элементов с эпюрами изгибающих моментов треугольного и прямоугольного очертания; φ — принимают по табл. 10; $\alpha_n = 1,22$ при треугольной эпюре и $\alpha_n = 0,81$ при прямоугольной эпюре изгибающих моментов; $F_{бр}$ — площадь поперечного сечения элемента, принимаемая по наибольшему значению высоты сечения h .

При несимметричном нагружении шарнирно опертых элементов

$$M_d = M_c/\xi_c + M_k/\xi_k,$$

где M_c , ξ_c и M_k , ξ_k — изгибающие моменты в расчетном сечении элемента и коэффициенты, определяемые по величинам гибкостей соответствующих симметричной и кососимметричной форм продольного изгиба.

При $M/W_{бр} < 0,1N/F_{бр}$ расчет в плоскости изгиба производят по формуле (7) без учета изгибающего момента.

Проверяют прочность элементов по касательным напряжениям по формуле

$$\tau = \frac{QS_{бр}}{\xi I_{бр} b_{расч}} < R_{ск}, \quad (24)$$

а прогиб по формуле

$$f_{вн} = f/\xi < f_{пр}, \quad (25)$$

где f определяют по формуле (14), а ξ — по формуле (23).

Для других статических схем элементов и видов эпюр изгибающих моментов расчет производят по методике, изложенной в [12].

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

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

где φ_y — коэффициент продольного изгиба для гибкости участка элемента расчетной длиной l_0 в плоскости, перпендикулярной к плоскости деформирования, определяют по табл. 10 и умножают на коэффициент $k_{жм}$, который находят по табл. 15; φ_M определяют по формуле (17); $F_{бр}$ и $W_{бр}$ — соответственно максимальное значение площади и момента сопротивления поперечного сечения на рассматриваемом участке длины l_0 элемента; $n = 2$ — для элементов без закрепления растянутой кромки из плоскости деформирования и $n = 1$ — для элементов с закрепленной растянутой кромкой.

Если на участке l_0 элемента растянутая кромка закреплена из плоскости деформирования, значение коэффициента φ_M , определяемого по формуле (17), умножают на коэффициент $k_{пм}$ (формула (18)), а коэффициент φ_y — на коэффициент $k_{пн}$, равный

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

Если в формуле (20) $\varphi_y > 1$ и $\varphi_M > 1$ — проверку устойчивости плоской формы деформирования не производят; если же один из коэффициентов больше единицы, то проверка необходима.

Условия применения формул (26) и (27) для элементов переменного поперечного сечения те же, что и формул (16), (17) и (18).

Составные элементы, работающие на сжатие с изгибом и на внецентренное сжатие в плоскости изгиба, рассчитывают по формулам

(21)–(25), в которых принимают $W_{расч} = k_w W_{бр}$, а при вычислении коэффициента ξ гибкость принимают по формуле (10). Количество связей определяют по формуле (20) с введением в ее знаменатель коэффициента ξ .

Устойчивость элементов в плоскости, перпендикулярной к плоскости изгиба, проверяют по формуле (7). Проверяют также устойчивость наиболее напряженной ветви (при $l_1 > 7a$) по формуле

$$\sigma = N/F_{бр} + M_d/W_{бр} < \varphi_1 R_c, \quad (28)$$

где φ_1 — коэффициент продольного изгиба рассматриваемой ветви, вычисленный по ее расчетной длине l_1 .

2.5. АВТОМАТИЗАЦИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Автоматизация проектирования (АП) — основной способ повышения производительности труда инженерно-технических работников, занятых проектированием. Задачи АП реализуются при создании систем автоматизированного проектирования (САПР) — организационно-технической системы, состоящей из комплекса средств автоматизации проектирования, который взаимодействует с подразделениями проектной организации, и выполняющей АП (ГОСТ 23501.101—87*).

В настоящем учебном пособии даны общие понятия об АП и САПР и некоторые прикладные программы геометрического, статического и конструктивного расчетов деревянных конструкций. Более подробно указанные вопросы отражены в учебных пособиях по САПР.

АП возникла на базе достижений конкретных технических дисциплин, вычислительной математики и техники. В них зародились и получили развитие принципы построения технических объектов, приемы и типовые последовательности выполнения проектных задач, система основных понятий, терминов, классификаций, оценок проектируемых объектов. Многие положения, принципы и приемы традиционного инженерного проектирования совместимы с требованиями автоматизации и определенно повлияли на методологию современного АП.

Однако при неавтоматизированном проектировании используются преимущественно экспериментальные методы исследования и оценки качества проектных решений, получаемых на основе инженерного опыта и интуиции без привлечения формальных методов. Сроки и стоимость такого проектирования чрезмерно большие. Поэтому необходимо переходить от физического экспериментирования к математическому моделированию, заменять приближенные приемы оценок, определения параметров и оформления документации алгоритмическими процедурами.

Вычислительная математика позволила алгоритмизировать и автоматизировать ряд проектных процедур. Однако математическая постановка для большинства проектных процедур не очевид-

на, а их последующая алгоритмическая реализация существующими математическими методами часто неудовлетворительна. Поэтому формализация задач, выбор и разработка математических моделей, методов и алгоритмов выполнения проектных задач в значительной мере определяют содержание теоретической направленности АП.

Для реализации алгоритмизированных процедур необходимо наличие соответствующих средств вычислительной техники. Особенностью АП является осуществление возможности решения, которые без принятия упрощающих предположений находятся за пределами возможностей вычислительной техники как уже созданной, так и ожидаемой в ближайшем будущем. Поэтому в крупных САПР применяют высокопроизводительные ЭВМ. Задачи приспособляют к возможностям вычислительной техники, во-первых, на основе специальных приемов разделения процессов проектирования на ряд уровней и аспектов, во-вторых, благодаря сохранению за человеком в САПР тех функций, которые не могут быть выполнены формальными методами с приемлемыми затратами времени и средств. Таким образом, процесс АП сводится к необходимости решения конечной последовательности задач приемлемой сложности в режиме взаимодействия человека и ЭВМ.

При взаимодействии человека и ЭВМ и в зависимости от специфики проектных задач возникают дополнительные задачи и требования к техническим средствам. Кроме устройств программной разработки данных необходимы специальные устройства оперативного обмена информацией, документирования и архива проектных решений, хранения информации в виде базы данных, отражающей накопленный опыт проектирования. Средства взаимодействия человека и ЭВМ должны быть многократно продублированы и приближены к рабочим местам пользователей. Вопросы организации и совместного функционирования разнообразных технических средств относятся не только к аппаратным средствам, но и к средствам программного обеспечения САПР.

Средства АП можно сгруппировать по видам обеспечения автоматизированного проектирования.

Техническое обеспечение САПР — совокупность взаимосвязанных и взаимодействующих технических средств, предназначенных для выполнения АП. Техническое обеспечение делится на средства: программной обработки данных, их подготовки и ввода, отображения и документирования, архива проектных решений, передачи данных.

Средства программной обработки данных представлены процессорами и запоминающими устройствами, т. е. устройствами ЭВМ, в которых реализуются преобразования данных и программное управление вычислениями. Средства подготовки и ввода, отображения и документирования данных служат для общения человека с ЭВМ. К средствам архива проектных решений принадлежат внешние запоминающие устройства. Средства передачи данных используются для организации связей между территориально разнесенными ЭВМ и терминами (оконечными пунктами).

Математическое обеспечение САПР объединяет математические модели проектируемых объектов, методы и алгоритмы выполнения проектных процедур, используемые при автоматизированном проектировании. К математическому обеспечению относятся широко применяемые в различных САПР инвариантные элементы: принципы построения функциональных моделей, методы численного решения алгебраических и дифференциальных уравнений, постановки экстремальных задач, поиска экстремума. Специфика предметных областей проявляется прежде всего в математическом моделировании проектируемых объектов, а также в способах решения задач структурного синтеза. Формы представления математического обеспечения довольно разнообразны, но практически его используют после реализации в программном обеспечении.

Программное обеспечение САПР объединяет собственно программы для систем обработки данных на машинных носителях и программную документацию, необходимую для эксплуатации программы. Программное обеспечение (ПО) делится на общесистемное, базовое и прикладное (специальное). Общесистемное ПО предназначено для организации функционирования технических средств, т. е. для планирования и управления вычислительным процессом, распределения имеющихся ресурсов, и представлено операционными системами ЭВМ. Обычно создается для многих приложений и специфику САПР не отражает. Базовое и прикладное ПО создаются для нужд САПР. В базовое ПО входят программы, обеспечивающие правильное функционирование прикладных программ. В прикладном ПО реализуется математическое обеспечение для непосредственного выполнения проектных задач. Прикладное ПО обычно имеет форму пакетов прикладных программ (ППП), каждый из которых обслуживает определенный этап проектирования или группу однотипных задач внутри различных этапов.

Информационное обеспечение САПР объединяет всевозможные данные, необходимые для выполнения автоматизированного проектирования. Эти данные могут быть представлены в виде документов на различных носителях, содержащих справочные сведения о материалах, комплектующих изделиях, плановых проектных решениях, параметрах элементов, состоянии текущих разработок в виде промежуточных и окончательных проектных решений, структур и параметров проектируемых объектов и т. п. Основная составная часть информационного обеспечения САПР — банк данных, представляющий собой совокупность средств для централизованного накопления и коллективного использования данных в САПР. Банк накопления данных (БНД) состоит из базы данных и системы управления базой данных.

База данных (БД) — сами данные, находящиеся в запоминающих устройствах ЭВМ и структурированные в соответствии с принятыми в данном БНД правилами. Система управления базой данных (СУБД) — совокупность программных средств, обеспечивающих функционирование БНД. С помощью СУБД производится запись данных в БНД, их выборка по запросам пользователей и

прикладных программ, обеспечивается защита данных от искажений и от несанкционированного доступа и т. п.

Лингвистическое обеспечение САПР представлено совокупностью языков, применяемых для описания процедур автоматизированного проектирования и проектных решений. Основная часть лингвистического обеспечения — языки общения человека с ЭВМ.

Методическое обеспечение САПР составляют документы, характеризующие состав, правила отбора и эксплуатации средств автоматизированного проектирования.

Организационное обеспечение САПР включает положения, инструкции, приказы, штатные расписания, квалификационные требования и другие документы, регламентирующие организационную структуру подразделений проектной организации и взаимодействие подразделений с комплексом средств автоматизированного проектирования.

Анализ приведенных ранее зависимостей показывает, что для расчета элементов из дерева и пластмасс достаточно использовать логарифмическую линейку или микрокалькулятор. В этих случаях промежуточные результаты вычислений необходимо записывать на бумаге.

Кроме того, необходимо полностью повторить предыдущие расчеты, изменяя один или несколько параметров. Иногда следует произвести целый ряд вычислений в заданном, довольно широком диапазоне изменения некоторых величин с определенным шагом вычислений. При этом необходимо выбрать для данной задачи наиболее оптимальный параметр или близкий к оптимальному.

Во всех случаях при расчете элементов конструкций целесообразно применять программируемые микрокалькуляторы (ПМК) или микроЭВМ «Электроника БЗ-34» и ее аналоги «Электроника МК-54» и «Электроника МК-56». По сравнению с другими ЭВМ этот тип обладает такими преимуществами:

возможность работы в двух режимах — «автоматическая работа» и «программирование»;

упрощенная система адресации, указание адресов перехода, организация циклов, стековая память заменена регистрами прямого доступа;

не требуется изучать специальный язык программирования; достаточно общих знаний по вычислительной технике и ознакомления с руководством по эксплуатации машин [11] для того, чтобы использовать типовые программы, а в отдельных случаях и самому пользователю приступить к разработке программ;

наличие 14-ти ячеек памяти позволяет не записывать промежуточные результаты, а засылать их в ячейки памяти, чтобы при необходимости дальнейших вычислений обращаться к ним путем прямого доступа;

наличие специальной программной памяти, состоящей из 98 ячеек, достаточно для составления специфических программ для расчета элементов конструкций или для определения ряда геометрических параметров.

Указанные преимущества микроЭВМ позволили разработать прикладные программы по расчету элементов конструкций, снабдив их подробными инструкциями и примерами, чтобы на подготовку и вычисления затрачивалось минимальное количество времени. При этом учтен также опыт других публикаций, посвященных применению микроЭВМ [25].

Прикладные программы приведены для конкретных примеров и могут быть использованы при расчете конструкций.

Работа с прикладными программами. Все приведенные программы с точностью до обозначений годятся для микроЭВМ «Электроника БЗ-34», «Электроника МК-54» и «Электроника МК-56». Отдельные тождественные по существу операции, обозначенные на машинах этого типа по-разному, с целью унификации приведены к таким обозначениям машины «Электроника БЗ-34»:

операции пересылки чисел из одного регистра в другой

$$\begin{array}{l} PN \rightarrow x \quad \text{обозначены ИПN,} \\ x \rightarrow PN \quad \text{— « — } PN, \\ x \leftrightarrow y \text{ и } xy \quad \text{— « — } \leftrightarrow, \\ B \uparrow \quad \text{— « — } \uparrow; \end{array}$$

операции кольцевого передвижения информации в стеке обозначены \overline{F} ;

операции вычисления обратных тригонометрических функций

$$\begin{array}{l} \sin^{-1} \quad \text{обозначены} \quad \arcsin, \\ \cos^{-1} \quad \text{— « —} \quad \arccos, \\ tg^{-1} \quad \text{— « —} \quad \arctg. \end{array}$$

Описание каждой программы содержит: алгоритм вычислений и расчетные формулы; текст программы; таблицу распределения числовой памяти машины (адресуемых регистров); требования к подпрограммам (если они используются); инструкцию по работе с программой; числовой пример.

Предполагается, что читатель знаком с руководством по эксплуатации машины и умеет составить подпрограмму вычисления значений конкретной функции. Для этого он может использовать подпрограммы, содержащиеся в примерах или в [25].

Алгоритмы и расчетные формулы даны без выводов и ссылок на разделы настоящей книги.

Для удобства контроля при отладке программы или при поэтапном контроле вычислений после текста программы указано, какая информация хранится в регистрах О — Д. Не упомянутые в списке регистры основной программой не используются. Памятка «оперативный» означает, что в данный регистр засылаются промежуточные результаты вычислений.

Каждая программа сопровождается краткой инструкцией, в которой указаны пути модификации данной программы и возможности ее использования для решения других задач. В ряде случаев текст

программы полностью не приводятся, а даны лишь ссылки, указывающие, с каких адресов до каких необходимо выполнить команды из предыдущих программ.

Примеры в конце программ предназначены для контроля правильности ввода и являются тестовыми. Ответы в примерах в ряде случаев округлены.

Глава III

СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

Для соединения элементов конструкций применяют сращивание и наращивание (соединение по длине), сплачивание (увеличение поперечного сечения) и узловые соединения пересекающихся элементов.

Деревянные элементы соединяют с помощью клеев, нагелей, лобовых упоров и врубок, вклеенных стержней и растянутых металлических связей. Элементы из пластмасс соединяют в основном на клею и с помощью нагелей, а для термопластических пластмасс используют также сварные соединения. Все виды соединений, кроме клеевых и сварных, являются податливыми, что следует учитывать при проектировании конструкций.

3.1. СОЕДИНЕНИЯ НА КЛЕЮ

Соединения на клею применяют в основном при сплачивании деревянных и пластмассовых элементов, а также для склеивания их между собой. В отдельных случаях клеевые соединения используют при наращивании и создании узлов, а также для вклеивания в древесину стальных и пластмассовых стержней, наклеивания шайб, накладок и т. п.

При склеивании деревянных элементов их поверхности должны быть остроганы, а других материалов — очищены и обработаны в соответствии с действующими инструкциями.

Для изготовления клеевых деревянных конструкций толщину досок принимают не более 33 мм (после острожки). При склеивании прямолинейных элементов допускают толщину досок до 42 мм при образовании в них продольных прорезей. Ширина досок должна соответствовать номинальной ширине клееного элемента с учетом припусков на механическую обработку и сушку, мм: 10 — для досок шириной до 125 мм, 15 — для досок шириной до 175 мм и 20 — для более широких досок.

При продольном склеивании рекомендуется согласованное расположение волокон древесины. При склеивании досок между собой и с фанерой под углом 90° ширину их принимают не более 100 мм, а при углах $30^\circ - 45^\circ$ — не более 150 мм. По ширине склеиваемого элемента расстояние между стыками смежных слоев в поперечном направлении принимают не более 40 мм (рис. 8, а).

Рис. 8. Соединение древесины на клею:
а — по пласти; б — зубчатое;
в — встык; г — «на ус»

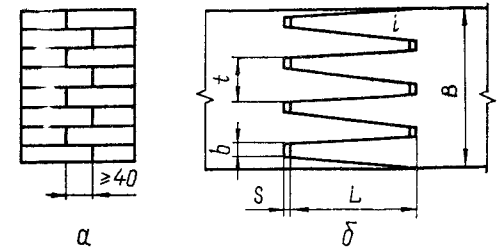
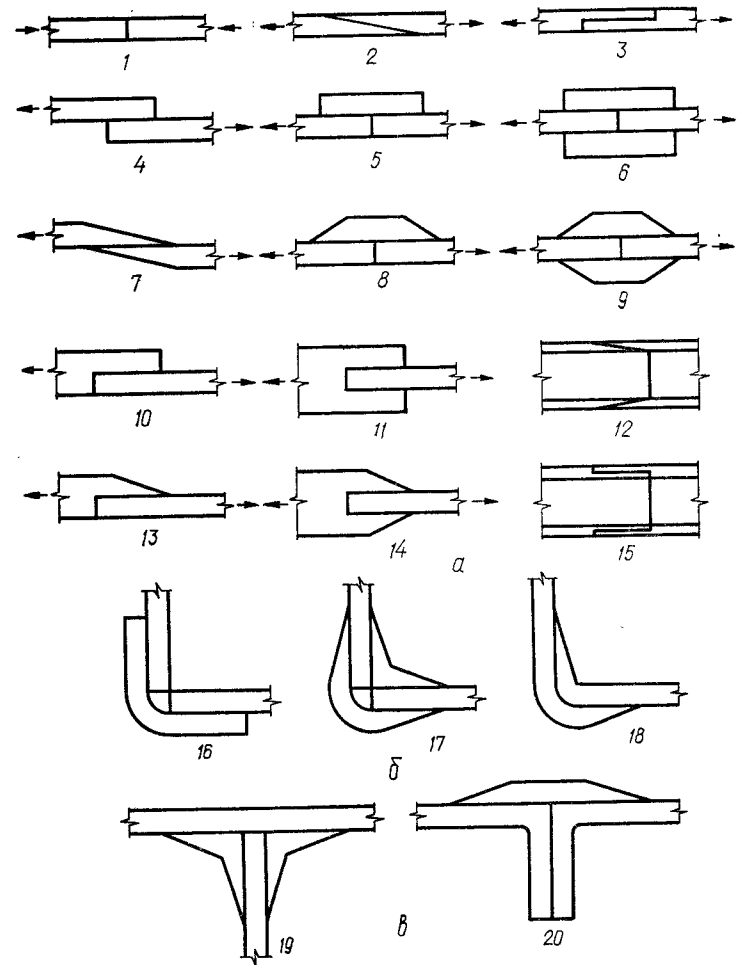
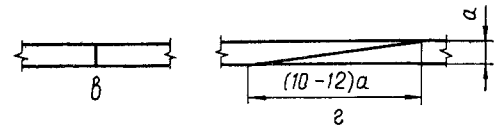


Рис. 9. Соединение элементов из пластмасс:

а — линейные; б — угловые;
в — тавровые; 1 — встык; 2, 12 — «на ус»; 3, 15 — в полсечения; 4, 7 — внахлестку; 5, 8 — с односторонними накладками; 6, 9 — с двухсторонними накладками; 10, 13 — врезные; 11, 14 — в шпунт; 16, 17, 19 — с угловыми накладками; 18 — с поворотом элементов; 20 — с накладкой



Стыкование досок по длине осуществляют с помощью зубчатых соединений типа II—20 (ГОСТ 19414—79*), как правило, по пласти, а многослойных элементов крупного сечения по длине и под углом также зубчатым соединением типа I—50 и I—32 (рис. 8, б). Для склеивания фанеры применяют зубчатые соединения типа II—10 и II—5, а также соединения «на ус» или впритык с накладками.

При склеивании стеклопластиков, древесных пластиков, термoplastов, а также металлов и асбестоцемента применяют линейные, угловые и тавровые соединения (рис. 9). В соединениях внахлестку для уменьшения напряжений отрыва рекомендуется концы листов скашивать.

Клеевые соединения деревянных конструкций, выполненные с соблюдением правил склеивания и отвечающие прочностным показателям, приведенным в СНиП II-25-80, считаются равнопрочными с древесиной. При склеивании других материалов клеевые соединения внахлестку и «на ус» могут быть рассчитаны по методике, изложенной в [1; 7].

3.2. СОЕДИНЕНИЯ НА НАГЕЛЯХ

Нагели применяют для соединения деревянных и жестких пластмассовых элементов.

Деревянные элементы соединяют между собой с помощью цилиндрических нагелей из стали, алюминиевых сплавов, стеклопластика, древесно-слоистого пластика и дубовой древесины, а также с помощью пластинок из дуба или березы (в брусчатых балках). Цилиндрические нагели из стали применяют в виде стержней, болтов, гвоздей и винтов (шурупов или глухарей), из алюминиевых сплавов, древесно-слоистых пластиков и стеклопластиков в виде стержней и болтов, а из остальных материалов — в виде стержней. Для соединения пластмасс используют металлические болты, винты и заклепки, а также стеклопластиковые стержни. Элементы из разных материалов (например, древесина и металл или жесткие пластмассы и металл) соединяют с помощью различных видов нагелей.

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

В зависимости от количества элементов в нагельном соединении и направления действия в них усилий соединения бывают: симметричные — двух- и многошовные (рис. 10, а, б), несимметричные — одно-, двух- и многошовные (рис. 10, в, г, д).

В соединениях на цилиндрических стержнях для предотвращения раздвижки отдельных элементов ставят не менее трех стяжных болтов (25 % общего количества нагелей в стыке). Соединения де-

ревянных элементов с накладками или прокладками из металла и других листовых материалов на сквозных или глухих болтах применяют только при обеспечении плотности постановки нагелей (рис. 10, е, ж, з). Глухие болты заворачивают в древесину на глубину не менее пяти диаметров болта.

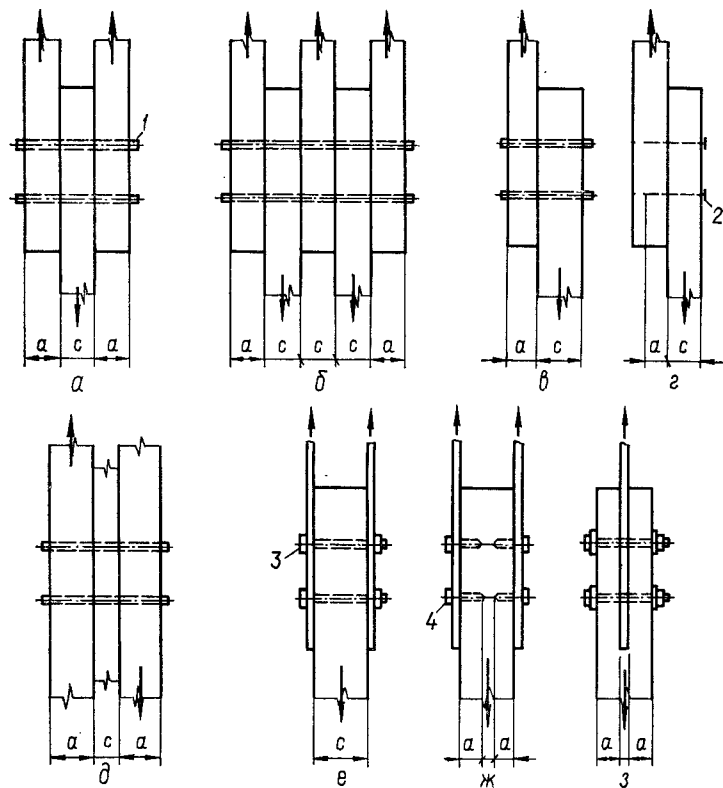


Рис. 10. Виды соединений на нагелях:

а — симметричные двухшовные; б — то же, многошовные; в, г — несимметричные одношовные; д — то же, двухшовные; е, ж, з — симметричные с тонкими накладками из металла или пластмасс; 1 — цилиндрический стержень; 2 — гвоздь; 3 — болт; 4 — глухарь

Если необходимо плотно поставить цилиндрические нагели в деревянные элементы, в них просверливают отверстия, равные диаметру болта. Для винтов отверстия в древесине должны быть на 2—4 мм меньше диаметра винта в ненарезанной части и иметь глубину, равную глубине винта. В пластмассовых элементах постановку болтов, винтов и заклепок выполняют так же, как и в металлических.

Цилиндрические стержни в растянутых стыках из брусьев и досок размещают в два или четыре продольных ряда (рис. 11, а), а в бревнах допускают шахматное расположение в два ряда (рис. 11, б).

В стыках из древесно-слоистого пластика ДСП-Б стержни также размещают в два или четыре ряда, а из пластика ДСП-В может быть и шахматное их расположение. Тонкие доски соединяют с помощью гвоздей с рядовым (рис. 11, а), косым (рис. 11, б) и шахматным (рис. 11, в) размещением. В зависимости от длины применяемых гвоздей возможна постановка их с одной или двух сторон (рис. 11, е). Гвозди при встречной забивке не должны пробиваться через пакет насквозь. Для гвоздей диаметром 6 мм (для ольхи $d_{гв} =$

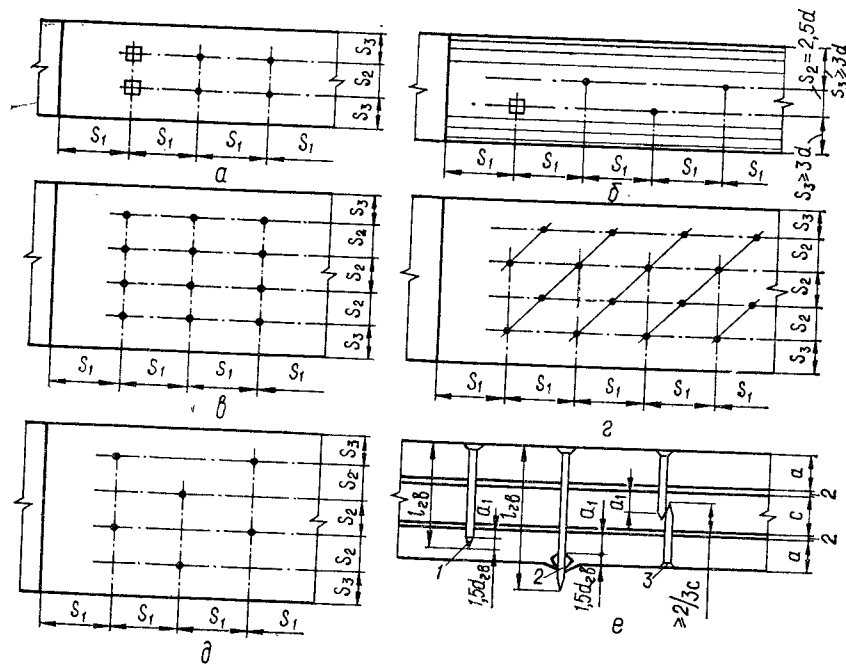


Рис. 11. Размещение цилиндрических нагелей:

а — стержней в два ряда; б — то же, в круглых элементах в шахматном порядке; в — гвоздей рядовое; г — то же, косое; д — то же, шахматное; е — забивка гвоздей: 1 — глухая; 2 — сквозная; 3 — встречная

= 5 мм) предварительно рассверливают гнезда диаметром, равным $0,9 d_{гв}$.

Пластинчатые нагели применяют только для сплачивания брусков и бревен в составных балках (см. 5.5). Расстояния между осями нагелей вдоль волокон элемента S_1 , поперек волокон S_2 и от кромки до оси крайнего ряда S_3 (рис. 11) нормированы только для деревянных конструкций (табл. 17). Для соединения элементов из древесно-слоистого пластика эти расстояния, полученные на основании исследований авторов, также приведены в табл. 17. Для стеклотекстолитов типа КАСТ и СТЭФ при выполнении курсового проекта они могут быть приняты такими же, как и для древесно-слоистых пластиков.

Таблица 17. Расстояния между осями нагелей и от оси последнего ряда до торца элемента в зависимости от толщины пакета b или элемента c

Минимальное расстояние	Стальные стержни, болты, винты	Алюминиевые и стеклопластиковые стержни	Дубовые стержни	Стальные гвозди
------------------------	--------------------------------	---	-----------------	-----------------

Деревянные элементы

	$b > 10d$	$b \leq 10d$	$b > 10d$	$b \leq 10d$	$b > 10d$	$b \leq 10d$	$c > 10d$	$c = 4d$
S_1	7d	6d	6d	6d	5d	4d	15d	25d
S_2	3,5d	3d	3,5d	3d	3d	2,5d	4d(3d)	4d(3d)
S_3	3d	2,5d	3d	2,5d	2,5d	2,5d	4d	4d

Элементы из ДСП

S_1	4d (5d)	—	—	—
S_2	2d (3d)	—	—	—
S_3	1,5d (2,5d)	—	—	—

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

2. Для промежуточных значений толщины пробиваемых гвоздем элементов с величины S_1 определяют по интерполяции.

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

4. Диаметр гвоздей берут 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, расстояния между осями гвоздей назначают без учета взаимного захода (рис. 11).

6. Для элементов из осины, ольхи и тополя величину S_1 , приведенную в таблице, для гвоздей увеличивают в 1,5 раза.

7. При определении расчетной длины защемления конца гвоздя не учитывают его заостренную часть длиной $1,5d_{гв}$; из длины гвоздя вычитают по 2 мм на каждый шов между нестроганными соединяемыми элементами (рис. 11).

8. Если гвоздь пробивает элемент насквозь, то длину защемления гвоздя в последнем элементе принимают на $1,5d_{гв}$ меньше. Если расчетная длина защемления гвоздя меньше $4d_{гв}$, его работу в примыкающем к нему шве не учитывают (рис. 11).

9. В растянутых стыках из бревен расстояния принимают по (рис. 11, б).

10. Для элементов из ДСП расстояния S даны при соотношении $S_1/S_2 = 2$ без скобок для сжатых, а в скобках для растянутых элементов. Для других соотношений учитывают рекомендации, приведенные в [1].

Расчет нагельных соединений в настоящее время нормирован только для древесины. Расчетную несущую способность цилиндрического нагеля на один шов («срез») сплачивания в соединениях из сосны и ели при направлении усилий, передаваемых нагелями вдоль волокон и гвоздями под любым углом, определяют по табл. 18.

В соединениях со стальными накладками и прокладками расчетную несущую способность принимают из условия изгиба нагеля по формулам (29) — (36) (табл. 18), причем в расчете из условия изгиба принимают наибольшее значение несущей способности. Накладки и прокладки проверяют на растяжение по ослабленному нагелями сечению и на смятие под нагелем.

Число нагелей в соединении определяют по формуле

$$n_n = N / T_{\min} \cdot n_{ш}, \quad (37)$$

Таблица 18. Расчетная несущая способность цилиндрического нагеля в одном шве T , кН

Номер схемы	Схема соединения	Напряженное состояние соединения	При a, c, d , см					стального стержня	стержня из АГ-4С	стержня из ДСП-Б	стержня из алюминиевого сплава Д16-Г	стального гвоздя	дубового стержня	Номер формулы
			стального стержня	стержня из АГ-4С	стержня из ДСП-Б	стержня из алюминиевого сплава Д16-Г	стального гвоздя							
1	Симметричные соединения (см. рис. 10, а, б)	Смятие: а) в средних элементах T_c б) в крайних элементах T_a Смятие:	стального стержня	стержня из АГ-4С	стержня из ДСП-Б	стержня из алюминиевого сплава Д16-Г	стального стержня	стержня из АГ-4С	стержня из ДСП-Б	стержня из алюминиевого сплава Д16-Г	стального гвоздя	дубового стержня		
	а) во всех элементах равной толщины и в более толстых элементах одношовных соединений	б) в более толстых средних элементах двухшовных соединений при $a \leq 0,5c$												
2	Несимметричные соединения (см. рис. 10, в, г, д)	а) в более толстых крайних элементах при $a \leq 0,35c$												

Продолжение табл. 18

Номер схемы	Схема соединения	Напряженное состояние соединения	При a, c, d , см					стального стержня	стержня из АГ-4С	стержня из ДСП-Б	стержня из алюминиевого сплава Д16-Г	стального гвоздя	дубового стержня	Номер формулы
			стального стержня	стержня из АГ-4С	стержня из ДСП-Б	стержня из алюминиевого сплава Д16-Г	стального гвоздя							
3	Симметричные и несимметричные соединения (см. рис. 10)	г) в более тонких элементах одношовных соединений и в крайних элементах двухшовных соединений при $c > a > 0,35c$ Изгиб нагеля T_n	стального стержня	стержня из АГ-4С	стержня из ДСП-Б	стержня из алюминиевого сплава Д16-Г	стального стержня	стержня из АГ-4С	стержня из ДСП-Б	стержня из алюминиевого сплава Д16-Г	стального гвоздя	дубового стержня		

Примечания: 1. Значения коэффициентов k_{α} определяют по графику (рис. 12, б). Для гвоздей $k_{\alpha} = 1$. Угол принимают равным большему из углов смятия нагелем элементов, прилегающих к рассматриваемому шву.

2. При элементах из других пород древесины, условиях эксплуатации, при повышенной влажности и температуре, при действии только постоянных и длительных временных нагрузок значения расчетной несущей способности на смятие умножают на коэффициенты m_p, m_B, m_n, m_d , приведенные в 1.2, а на изгиб нагеля — на корень квадратный из этого коэффициента.

3. Для двухловных несимметричных соединений при неодинаковой толщине элементов расчетную несущую способность нагеля из условия смятия в среднем элементе при $c > a > 0,5c$ определяют по интерполяции между значениями по пп. 2а и 2б, а при $a > c$ — по формуле (32) с заменой c на a . Расчетную несущую способность на условия изгиба нагеля принимают по формуле (35), в которой толщину крайнего элемента a берут не более $0,6c$.

4. Диаметр нагеля принимают из условия наиболее полного использования его несущей способности по изгибу.

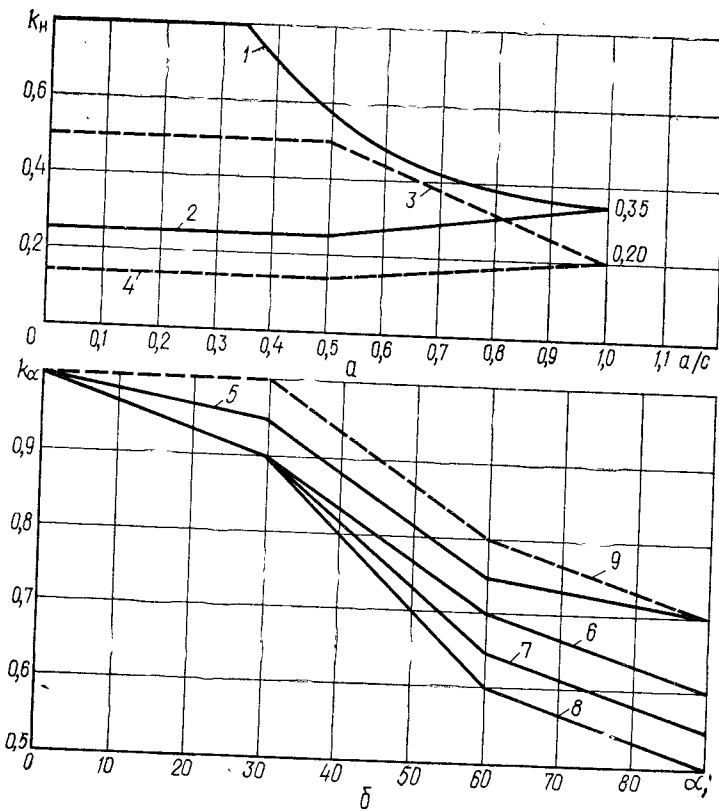


Рис. 12. Графики для расчета нагелей:
 a — коэффициент k_n для несимметричных соединений; b — коэффициенты k_α ; 1 — для стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей $T_a = (0,8 \dots 0,35) ad$ при $c > a > 0,35c$; 2 — то же, $T_c = (0,25 \dots 0,35) cd$ при $a < c$; 3 — для дубовых нагелей $T_a = (0,5 \dots 0,2) ad$ при $c > a > 0,35c$; 4 — то же, $T_c = (0,14 \dots 0,2) cd$ при $a < c$; 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 дубового нагеля любого диаметра

где N — расчетное усилие в соединении; T_{\min} — наименьшая расчетная несущая способность нагеля в одном шве (табл. 18); $n_{\text{ш}}$ — количество расчетных швов одного нагеля.

Для несимметричных соединений значения k_n могут определяться по графику (рис. 12, a).

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 рекомендуется проверять на «срез». Расчетную несущую способность нагеля в одном шве определяют по формуле

$$T_{\text{ср}} = \pi d^2 R_{\text{ср}} / 4, \quad (38)$$

где $R_{\text{ср}}$ — расчетное сопротивление материала нагеля на «срез».

Расчетную несущую способность винтов при заглублении их ненарезанной части в древесину не менее двух диаметров определяют по табл. 18 или графикам (рис. 12), как для стальных стержней.

При расчете соединений элементов из жестких пластмасс расчетная несущая способность цилиндрического стального нагеля на один шов в симметричных двухшовных соединениях на воздействие постоянных и временных нагрузок T можно определить по формулам, кН,

$$T_a = k_a a d R_{\text{см}} k_\alpha k_n; \quad T_c = 0,5 k_c c d R_{\text{см}} k_\alpha k_n; \quad (39)$$

$$T_n = 0,313 d^2 \sqrt{R_{\text{см}} R_n} \sqrt{k_\alpha k_n},$$

где $R_{\text{см}}$ — расчетное сопротивление материала соединяемых элементов смятию в отверстиях, принимаемое равным $0,75 R_c$, кН/см²; R_n — расчетное сопротивление нагеля изгибу; k_α — коэффициент анизотропии механических свойств пластмасс ($k_\alpha = R_{\text{см}\alpha} / R_{\text{см}}$); k_a , k_c — коэффициенты поперечных размеров соединения:

$$k_a = \frac{c^3 + 8a^3}{32a^3 + 12a^2c + c^3}; \quad (40)$$

$$k_c = \frac{c^3 + 8a^3}{4c^3 + 6ac^2 + 8a^3};$$

$k_n = 1,2$ — коэффициент, учитывающий работу соединения в упругопластической зоне, который применяют, если в конструкциях допустимы сдвиги соединяемых элементов, не превышающие величины $\delta = 1,2$ мм.

Расчетная несущая способность цилиндрического стального нагеля за один срез в симметричных двухсрезных соединениях с крайними элементами из ДСП-Б и средним стальным элементом (прокладкой) определяется по формулам [1]:

при $d/a \leq 0,7$

$$T_{\text{см}(и)} = 430 d^2;$$

при $0,7 < d/a < 1,2$

$$T_{\text{см}(и)} = \frac{300}{d/a} (1 + \beta) d^2; \quad \beta = 1,03 (d/a)^2 - 0,5; \quad (41)$$

при $d/a > 1,2$

$$T_{\text{см}(и)} = 500 d^2.$$

3.3. СОЕДИНЕНИЯ НА ЛОБОВЫХ ВРУБКАХ И УПОРАХ

Лобовые врубки и упоры применяют для сращивания и узловых сопряжений сжатых элементов, выполненных из бревен и цельных или клееных элементов прямоугольного сечения.

Узловые соединения выполняют с помощью лобовых врубок с одним (рис. 13, $a, б$) или двумя зубьями (рис. 13, $в$), а также с применением подушек (рис. 13, $е$). Сращивание лобовыми упорами

применяют при действии сжимающих усилий вдоль элемента (рис. 13, г, д).

Для предотвращения смещения соединяемых элементов при транспортировании и монтаже конструкций, а также фиксации положения их закрепляют болтами, скобами, накладками и т. п. В узловых соединениях из брусьев следует соблюдать центровку элементов по ослабленному врезками сечению (рис. 13, а, в).

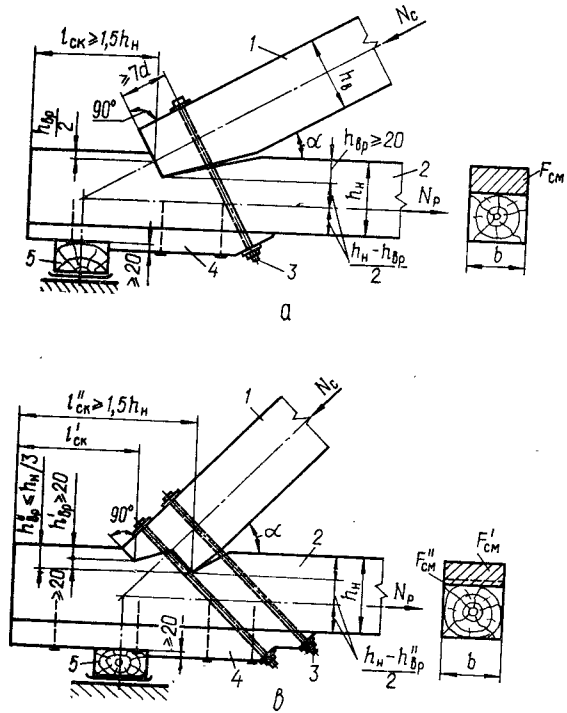


Рис. 13. Лобовые врезки и упоры
 а — лобовая врезка с одним зубом в брусках; б — то же, в бревнах; в — то же, с двумя зубьями в брусках; г — то же, в бревнах; д — то же, с двумя зубьями в бревнах; е — упор через подушку; 1 — сжатые элементы; 2 — то же, растянутые; 3 — болты; 4 — подбалки; 5 — опорные подушки; 6 — накладки; 7 — цилиндрические стержни; 8 — подушка; 9 — стальной тязь

В лобовых врезках рабочую плоскость опирания сжатого элемента, работающую на смятие, располагают перпендикулярно к действующему в нем усилию, т. е. перпендикулярно к его оси. Если элемент работает на сжатие с изгибом, рабочую плоскость располагают перпендикулярно к равнодействующей сжимающего и поперечного усилий.

Лобовые упоры и врезки рассчитывают на смятие по плоскостям примыкания элементов и на скалывание древесины.

Расчетную несущую способность соединений на лобовых врезках и упорах определяют по формулам:

в лобовых врезках с одним зубом (рис. 13, а, б) и с подушками (рис. 13, в):

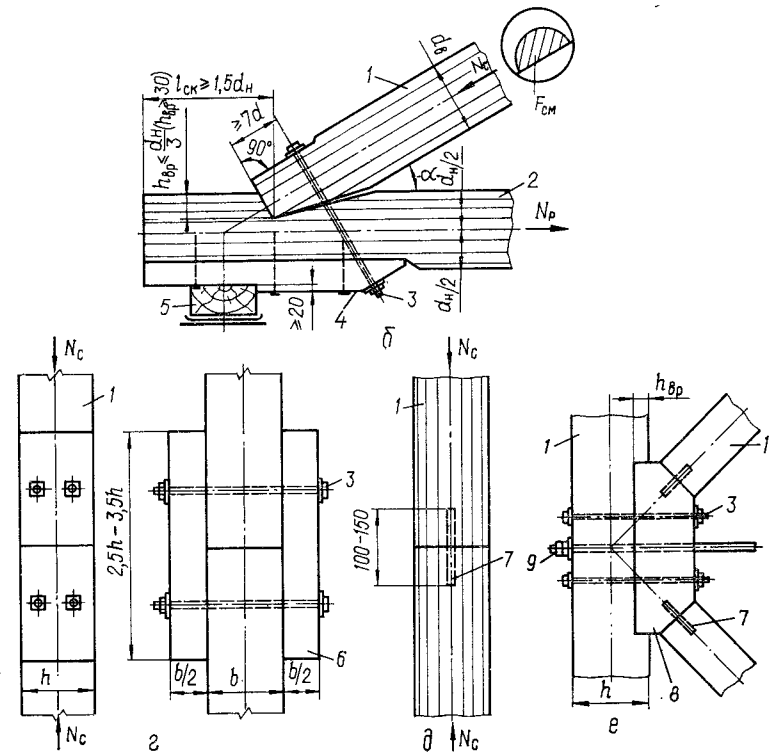
на смятие

$$N_c \leq F_{см} R_{см\alpha}; \quad (42)$$

на скалывание

$$N_c \cos \alpha \leq F_{ск} R_{ск,ср}; \quad (43)$$

в лобовых врезках с двумя зубьями (рис. 13, в):



врезки и упоры
 а — лобовая врезка с одним зубом в брусках; б — то же, в бревнах; в — то же, с двумя зубьями в брусках; г — то же, в бревнах; д — то же, с двумя зубьями в бревнах; е — упор через подушку; 1 — сжатые элементы; 2 — то же, растянутые; 3 — болты; 4 — подбалки; 5 — опорные подушки; 6 — накладки; 7 — цилиндрические стержни; 8 — подушка; 9 — стальной тязь

на смятие

$$N_c \leq (F'_{см} + F''_{см}) R_{см}; \quad (44)$$

на скалывание по плоскости на глубине врезки верхнего зуба

$$N_c \cos \alpha \leq 0,8 \frac{F'_{см} + F''_{см}}{F_{см}} F'_{ск} R_{ск,ср}; \quad (45)$$

то же, по плоскости на глубине врезки нижнего зуба

$$N_c \cos \alpha \leq 1,15 F_{ск} R_{ск,ср}^p. \quad (46)$$

В этих формулах: N_c — расчетное усилие в примыкающем элементе; $F_{см}$ — расчетная площадь смятия; $R_{см\alpha}$ — расчетное

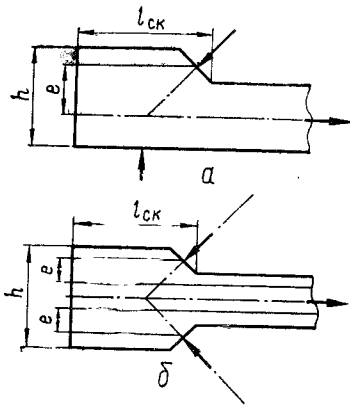


Рис. 14. Схемы врезок в элементах соединений:

a — односторонняя несимметричная;
б — двухсторонняя симметричная

ке (рис. 14, б); $\beta = 0,25$ при расчете на одностороннее скалывание растянутых элементов и $\beta = 0,125$ при расчете на промежуточное скалывание сжатых элементов; значения коэффициентов β даны при условии обжатия по плоскости скалывания и при отношении $l_{ск}/e \geq 3$.

Независимо от положенной по расчету величины $h_{вр}$ ее принимают: в брусках $h_{вр} \geq 2$ см; в бревнах $h_{вр} \geq 3$ см; в промежуточных узлах сквозных конструкций $h_{вр} \leq h/4$; в остальных случаях $h_{вр} \leq h/3$; здесь h — высота элемента, в котором произведена врезка (рис. 13).

3.4. СОЕДИНЕНИЯ НА РАСТЯНУТЫХ СВЯЗЯХ И ВКЛЕЕННЫХ СТЕРЖНЯХ

Растянутые связи и вклеенные стержни применяют для соединения деревянных элементов между собой, а также с элементами из других материалов. В деревянных конструкциях используют: стальные связи — болты, тяжи, хомуты, работающие на растяжение; гвозди и винты, работающие на выдергивание; вклеенные в древесину стальные или стеклопластиковые стержни, работающие на выдергивание, продавливание и изгиб. Кроме того, применяют различные крепежные части: стяжные болты, скобы, подвески, хомуты (рис. 15).

Рабочие растянутые связи (тяжи, болты) прикрепляют к деревянным элементам с помощью гаек и контргаек с обязательной постановкой шайб, распределяющих напряжения смятия на поверхности древесины. При одиночных тяжах используют шайбы из полосовой стали, а при парных — из профильной стали в виде траверс.

сопротивление материала смятию под углом α к направлению волокон, определяемое по формуле (1) или графику (рис. 2); $F_{ск}$ — расчетная площадь скалывания; $F'_{см}$, $F''_{см}$ и $F'_{ск}$, $F''_{ск}$ — соответственно площади смятия и скалывания на уровне первого и второго зубьев; $R_{ск}^{cp}$ — расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление материала скалыванию, вычисляемое по формуле

$$R_{ск}^{cp} = R_{ск} / (1 + \beta l_{ск} / e); \quad (47)$$

$l_{ск}$ — расчетная длина площадки скалывания, принимаемая не более $10h_{вр}$ и не менее $1,5h$; e — плечо пары сил скалывания, принимаемое: $e = 0,5h$ при несимметричной врезке (рис. 14, а) и $e = 0,25h$ при симметричной врезке

Длинные тяжи стыкуют с помощью сварки, ненатяжных петель или стяжных муфт. Связи рассчитывают на растяжение по ослабленному нарезкой сечению по формуле

$$\sigma = N / (F_{нт} m) \leq R_y, \quad (48)$$

где $F_{нт}$ — площадь поперечного сечения нетто (по нарезке); m — коэффициент условий работы, принимаемый: при наличии нарезки $m = 0,8$, при двойных и тройных тяжах без нарезки $m = 0,85$, то же, с нарезкой $m = 0,68$; R_y — расчетное сопротивление стали на растяжение.

Площадь шайб и размеры траверс находят из условий работы древесины на смятие. Сечение шайб определяют расчетом на изгиб

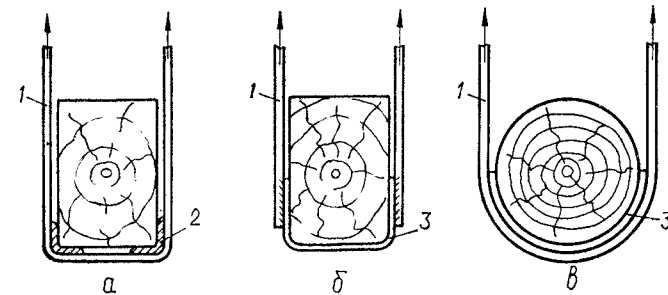


Рис. 15. Стальные хомуты для подвески балок:

1 — хомут из круглой стали; 2 — то же, из угловой стали; 3 — то же, из полосовой стали

под действием нагрузки, равной реактивному напряжению смятия в древесине. При одиночных тяжах шайбу рассчитывают как консольную плиту. При двойных тяжах ставят траверсу, которую рассчитывают как балку на двух опорах. Площадь шайбы

$$F_{ш} = N / R_{сма}, \quad (49)$$

где $R_{сма}$ — расчетное сопротивление древесины смятию под шайбой.

Размеры сечений вспомогательных связей назначают конструктивно, при этом диаметр стяжного болта принимают $d \geq 1/30$ толщины стягиваемого пакета и не менее 12 мм, стальные накладки и прокладки — толщиной $\delta \geq 4$ мм, а размер квадратной шайбы $b > 3,5d$ при толщине $\delta > 0,25d$.

Скобы в узлах из брусков или бревен ставят диаметром 8—16 мм в зависимости от сечений элементов и длины скобы. Забивают скобы в древесину без рассверливания отверстий так, чтобы отверстие не совпадало с сердцевинной частью деревянных элементов, а расстояние от вершины угла по длине примыкающих двух элементов было бы одинаково.

Гвозди и винты, работающие на выдергивание, применяют для крепления второстепенных элементов (подшивок, накладок и т.п.) при статическом действии нагрузок. Допускается забивка гвоздей

Таблица 19. Коэффициент неравномерности нагружения k_2

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

только поперек волокон древесины и без предварительного рас­ сверливания отверстий. Длину защемления гвоздя принимают не менее двух толщин прикрепляемого элемента и не менее $10 d_{гв}$. Расстановку гвоздей принимают по правилам, изложенным на рис. 11. Винты заворачивают в предварительно рассверленные в древесине отверстия диаметром на 2—4 мм меньше диаметра на­ резанной его части. Расстояние между винтами принимают: $S_1 = 10d$, $S_2 = S_3 = 5d$.

Расчетную несущую способность на выдергивание одного гвоздя или винта определяют по СНиП II-25-80.

Все стальные растянутые или вспомогательные части защищают от коррозии. Для конструкций, рассчитанных на огнестойкость, выступающие металлические части защищают деревянными эле­ ментами.

Стальные стержни, вклеиваемые в древесину, применяют для образования стыков элементов при их наращивании, для стыкова­ ния элементов при сплачивании в виде наклонных соединительных связей составных балок, растянутых стыков и в креплениях стоек к фундаментам, для повышения сопротивления смятию опорных частей клееных элементов и растяжению поперек волокон гнато­ клееных элементов, для создания узлов ферм.

Для соединения элементов используют стержни из арматур­ ной стали периодического профиля классов АII и АIII диаметром 12 — 25 мм (ГОСТ 5781—82 *). Соединения допускаются применять в условиях эксплуатации А1, А2, Б1, и Б2 при температуре среды не более 35 °С.

Для постановки стержней в древесине просверливают глухие отверстия диаметром на 4 — 6 мм больше номинального диаметра стержня.

Расчетную несущую способность вклеенного в древесину стерж­ ня периодического профиля, работающего на выдергивание и про­ давливание, независимо от направления волокон древесины сосны и ели определяют по формуле, кН,

$$T = \pi l (d + 0,5) R_{ск} k_1 k_2 / 10, \quad (50)$$

где l — длина заделываемой части стержня, см, принимаемая по рас­ чету с соблюдением условия $30 d > l > 10d$; d — диаметр стержня, см; $R_{ск}$ — расчетное сопротивление древесины скалыванию (табл. 1, п. 5, г), МПа; k_1 — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига вдоль стержня,

$$k_1 = 1,2 - 0,02 l/d; \quad (51)$$

k_2 — коэффициент, учитывающий неравномерность нагружения стержней (если усилие передается на стержни через накладку, определяют по табл. 19, если на каждый стержень непосред­ ственно — $k_2 = 1$).

Расчетную несущую способность стержня на сдвиг на один шов соединения при глубине заделки $l_n \geq 6d$ и направлении усилий вдоль волокон определяют по формулам [12], кН:

для стержней из арматуры класса АII

$$T_n = 2d^2 + 0,02l_n^2, \text{ но не более } 3,2 d^2; \quad (52)$$

для стержней класса АIII

$$T_n = 2,5 d^2 + 0,02l_n^2, \text{ но не более } 3,7 d^2.$$

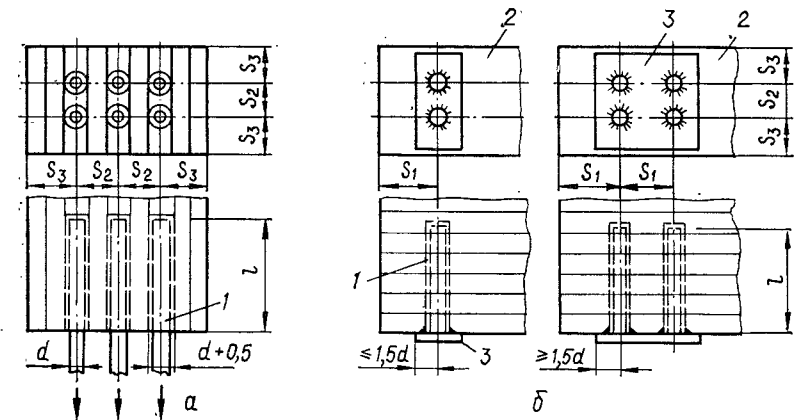


Рис. 16. Соединение на вклеенных стержнях:

а — стержни, вклеенные в древесину вдоль волокон; б — то же, поперек волокон (опор­ ный узел балки); 1 — стержень; 2 — деревянные элементы; 3 — стальные пластинки, приваренные к стержням

Наибольшим значениям T_n соответствует $l_n \geq 8d$. Величины l и d принимают в сантиметрах.

Для других условий эксплуатации и пород древесины значения T_n умножают на соответствующие коэффициенты m_n, m_d, m_T, m_B, m_n , а также учитывают работу нагеля под углом к волокнам.

Расстояния между стержнями указаны на рис. 16.

Проектирование соединений на наклонно вклеенных стержнях при растяжении с изгибом для конкретных узлов приведено в главе V.

3.5. СОЕДИНЕНИЯ НА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЗУБЧАТЫХ ПЛАСТИНАХ

Зубчатые пластины применяют для узловых соединений дощатых сквозных конструкций, изготавливаемых в заводских условиях, в зданиях V степени огнестойкости с температурно-влажностными условиями эксплуатации А1, А2, Б1 и Б2. Используют пластины МЗП-1,2 и МЗП-2, изготовленные из оцинкованной стали толщиной 1,2 и 2 мм. Несущую способность соединений на МЗП и расчет конструкций можно выполнить по методике, приведенной в [7; 15].

3.6. КОМБИНИРОВАННЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

К комбинированным соединениям относятся: клееболтовые, клеевинтовые, клеезаклепочные и клеесварные (для металлов). Применяют их в основном для сборки ограждающих конструкций, которые имеют большие поверхности, трудно поддающиеся запрессовке при склеивании. Крепления, поставленные дополнительно к клеевым соединениям (особенно по краям), значительно повышают их несущую способность и огнестойкость.

Размеры крепежных элементов, их расстановку принимают по действующим рекомендациям. В курсовых проектах можно пользоваться табл. 32 [1].

3.7. СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Сварные соединения применяют для элементов из термопластичных пластмасс. В зависимости от расположения элементов используют стыковые швы, внахлестку с накладками, угловые и тавровые (ГОСТ 16310—80). Прочность сварных швов несколько меньше прочности основного материала, поэтому при расчете следует вводить понижающие коэффициенты [1].

Глава IV ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ

4.1. КЛАССИФИКАЦИЯ И ХАРАКТЕРИСТИКА

Назначение ограждающих конструкций покрытий и стен — защищать здания от внешних воздействий. В неотапливаемых зданиях применяют неутепленные конструкции, в отапливаемых — утепленные. Ограждающие конструкции покрытий делятся на два вида: чердачные (при разделении крыши и перекрытия чердачным помещением) и бесчердачные (если кровля и перекрытие совмещены) (рис. 17).

В покрытиях и стенах отапливаемых зданий утеплитель располагают с наружной (холодной) стороны ограждения. Рекомендуется применять легкие несгораемые или трудносгораемые утепли-

тели в виде жестких или полужестких плит. Для предохранения ограждения от конденсационного увлажнения используют пароизоляцию, которую располагают с внутренней (теплой) стороны ограждения. Для пароизоляции применяют рулонные материалы — толь, пергамин, синтетические пленки и лакокрасочные материалы.

Бесчердачные покрытия с относительной влажностью воздуха помещений до 60 % устраивают беспустотными, а с большей влажностью — пустотными, в которых предусмотрены сквозные продухи для удаления влаги из толщи покрытия.

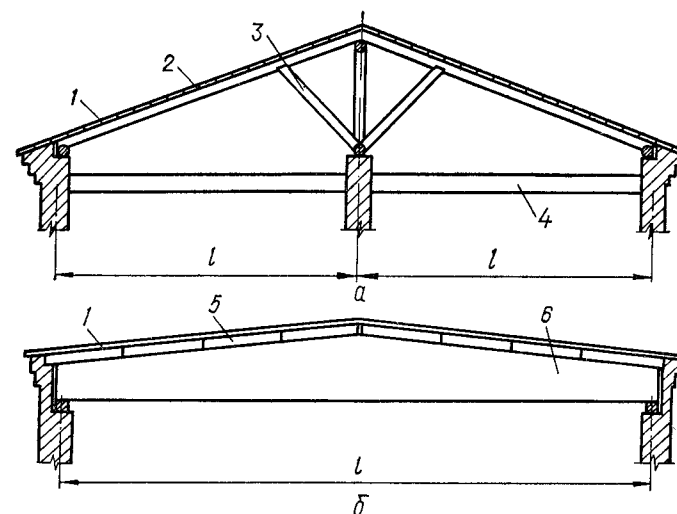


Рис. 17. Виды покрытий:

а — чердачные; б — бесчердачные; 1 — кровля; 2 — настил; 3 — наслонная система стропил; 4 — чердачное перекрытие; 5 — плиты покрытия; 6 — несущие конструкции

В зданиях с покрытиями, выполняемыми из деревянных конструкций, допускают только наружный отвод воды. Устройство фанарных и других надстроек на крыше не рекомендуется.

Конструкции ограждений бывают построечного и заводского изготовления. Основные типы конструкций приведены в табл. 20.

4.2. ДЕРЕВЯННЫЕ НАСТИЛЫ ПОКРЫТИЙ, ПЕРЕКРЫТИЙ И ОБШИВКИ СТЕН

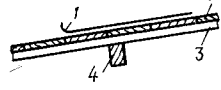
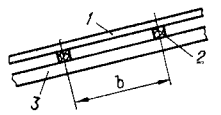
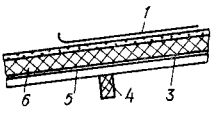
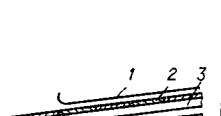
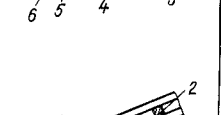
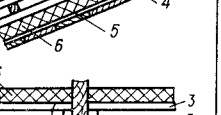
Конструкции настилов зависят от их назначения. В покрытиях с трехслойной рубероидной кровлей, наклеенной на мастике, применяют настил из двух слоев досок, соединяемых гвоздями. Верхний защитный слой из досок толщиной 16—22 мм и шириной не более 100 мм укладывают под углом 45° к нижнему рабочему настилу, который для лучшего проветривания делают разреженным из досок толщиной 19—32 мм (по расчету).

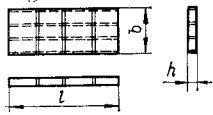

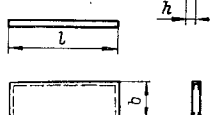

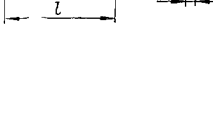
Для кровли из волнистых асбестоцементных листов обыкновенного профиля, а также из волнистого стеклопластика, кровельной

Таблица 20. Основные типы ограждающих конструкций

6. Заводского изготовления Продолжение табл. 20

а. Построечного изготовления

Номер схемы	Покрытие	Схема конструкции	Материал кровли	Область применения	Вес без утеплителя, кН/м ²
1	Не утепленное		3 слоя рубероида на мастике	В неотапливаемых зданиях	0,2—0,3
2	То же		Асбестоцементные волнистые листы обыкновенного профиля	То же	0,25—0,4
3	Утепленное беспустотное		3 слоя рубероида на мастике по выравнивающему слою	В отапливаемых зданиях при относительной влажности внутреннего воздуха $\varphi \leq 60\%$	0,5—0,7
4	Утепленное пустотное		3 слоя рубероида на мастике	То же, при $\varphi > 60\%$	0,4—0,6
5	Утепленное пустотное		Асбестоцементные листы обыкновенного профиля	То же, при $\varphi > 60\%$	0,4—0,6
6	Подвесные чердачные перекрытия		—	В зданиях всех видов	0,3—0,6

Номер схемы	Покрытие	Схема конструкции	b и l	h/l	Область применения	Вес без утеплителя, кН/м ²
1	Плиты и панели с фанерными полками и деревянным каркасом		b=1500 (1200) l=3000 ...12000	1/20— 1/32 1/30— 1/50	Покрытия, стены и подвесные перекрытия всех видов зданий	0,1—0,3
2	Плиты и панели с полками из асбестоцементных плоских листов, древесных плит (ДСП, ДВП, ЦСП) и деревянным каркасом		b=1500 (1200) l=3000 ...6000	1/20— 1/32 1/30— 1/50	Покрытия и стены производственных зданий	0,4—0,8
3	Плиты и панели из стеклопластика		b=1500 (1200) l=3000 (6000)	1/30— 1/40 (1/40— 1/50)	Покрытия и стены производственных и гражданских зданий	10—30
4	Плиты и панели с металлическими обшивками стенового изготовления		b=1500 (1200) l=3000 ...6000	1/40— 1/50 (1/50— 1/60)	Покрытия и стены производственных зданий	10—30
5	Панели с металлическими обшивками стенового изготовления		Двухслойные b=660 ...845 (790... ...1000) l=2400 ...12000 Трехслойные b= =(1000) l=2400 ...12000 кратно 0,6	50; 61,6; 80; 100	Стены производственных зданий	15—25

Примечания: 1. Размеры в скобках относятся к панелям стен.
2. В плитах покрытий при кровле из волнистых асбестоцементных листов верхнюю обшивку не выполняют.
3. В плитах покрытий 1 и 2 должна обеспечиваться естественная вентиляция внутренних полостей наружным воздухом.

Обозначения: 1 — кровля; 2 — защитный настил; 3 — рабочий настил (обрешетка, подшивка); 4 — стропила (балки); 5 — пароизоляция; 6 — утеплитель.

стали и черепицы применяют настил из брусков сечением не менее 50×50 мм, которые расположены друг от друга на расстоянии, зависящем от кровельного материала. Так же решается стеновое ограждение.

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

В некоторых случаях, в особенности в северных районах страны, при неблагоприятных климатических условиях целесообразно вы-

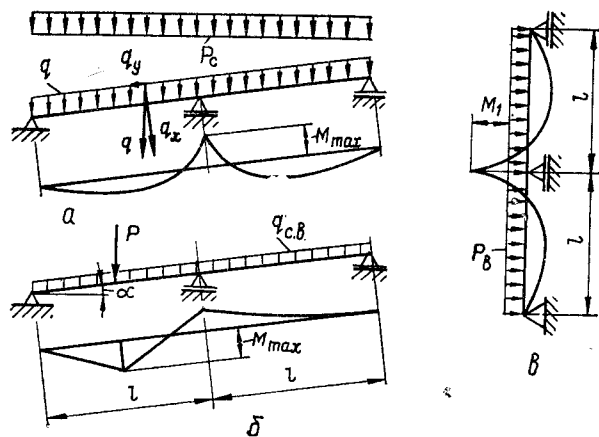


Рис. 18. Расчетные схемы настилов и обшивок: а — при эксплуатационных нагрузках; б — при монтажных нагрузках; в — при ветровой нагрузке для обшивок; α — угол наклона кровли

полнять деревянные настилы и обшивки из заранее заготовленных щитов заводского изготовления. Размеры щитов устанавливаются в зависимости от шага прогонов, высоты этажа здания и условий транспортирования и монтажа. Доски щитов с помощью планок сшивают гвоздями. Для предотвращения увлажнения их в процессе транспортирования и монтажа рекомендуется наружную плоскость сплошных щитов оклеивать гидроизоляционным материалом, который при эксплуатации будет служить одним из слоев кровли или пароизоляцией.

Для изготовления настилов и обрешетки, как правило, применяют древесину хвойных пород третьего сорта. Допускается применение древесины мягколиственных пород: тополя, осины и ольхи для обрешетки, а также одинарных настилов при условии доступности осмотра и проветривания чердачных помещений.

Схема расчета настилов. 1. Настилы и обрешетки покрытий рассчитывают как двухпролетные балки на следующие сочетания нагрузок (рис. 18, а, б): от постоянной и снеговой на прочность

и жесткость и от собственного веса и сосредоточенного монтажного груза ($P = 1$ кН) только на прочность.

2. Обшивки стен рассчитывают на прочность и жесткость от действия ветровой нагрузки (рис. 18, в).

3. Изгибающие моменты и прогибы определяют по формулам: от эксплуатационных нагрузок

$$M' = (g + p) l^2 / 8; \quad (53)$$

$$f' = \frac{2,13 (g^n + p^n) l^4}{384 EI}; \quad (54)$$

от монтажных нагрузок

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

При расчете по второму сочетанию сосредоточенный груз принимают с коэффициентом надежности по нагрузке ($\gamma_f = 1,2$) и распределяют на две доски или бруска при расстоянии между их осями равном или менее 150 мм и на одну доску или брусочек при расстоянии более 150 мм — при одиночном настиле. При двойном дощатом перекрестном настиле сосредоточенный груз распределяют на ширину 500 мм рабочего настила.

Прочность настила проверяют по формуле (11), принимая расчетное сопротивление изгибу для древесины третьего сорта $R_n = 13$ МПа, а значения предельного прогиба — по табл. 14. При расчете по второму сочетанию $R_n = 13 \cdot 1,2 = 15,6$ МПа.

Обрешетку из брусков, расположенных вдоль здания, проверяют на косой изгиб по формуле (12). Настилы, обрешетки и подшивки закрепляют к конструкциям гвоздями. Гвозди, закрепляющие подшивки, рассчитывают на выдергивание от нагрузки, расположенной на подшивке, по указаниям 2.2.

4.3. НАСТИЛЫ ПОКРЫТИЙ И ОБШИВКИ СТЕН ИЗ ВОЛНИСТЫХ СТЕКЛОПЛАСТИКОВЫХ ЛИСТОВ

Светопрозрачные ограждения выполняют чаще всего из волнистого стеклопластика. Они могут занимать всю поверхность ограждения либо заполнять часть ее в сочетании с волнистыми листами из асбестоцемента. В последнем случае размеры волн светопрозрачных и непрозрачных листов должны быть одинаковыми, а уклон покрытия выбирают в соответствии с требованиями, предъявляемыми к покрытиям из непрозрачных листов.

Уклоны покрытий, выполняемых целиком из светопрозрачных волнистых листов, должны быть не менее 5 % при отсутствии стыков листов по длине ската и до 10 % при стыковании листов.

Светопроницаемые листы стыкуют внахлестку (рис. 19). Длину нахлестки вдоль листа принимают: в покрытиях при уклонах > 25 % — 15 см (рис. 19, а, б); в покрытиях при уклонах 10 — 25 % — 20 см; в стеновом вертикальном ограждении — 10 см (рис. 19, в).

Поперек ската листы стыкуют на клею (рис. 19, *а*) при выполнении стыков в заводских условиях или на болтах с шагом не более 30 см (рис. 19, *д*), если стыкование производят при монтаже. Длину нахлестки в последнем случае принимают не менее одной волны, а между листами укладывают герметизирующие ленточные прокладки.

Волнистые листы крепят к деревянным прогонам шурупами, а к металлическим и железобетонным — болтами (рис. 19, *а*, *б*),

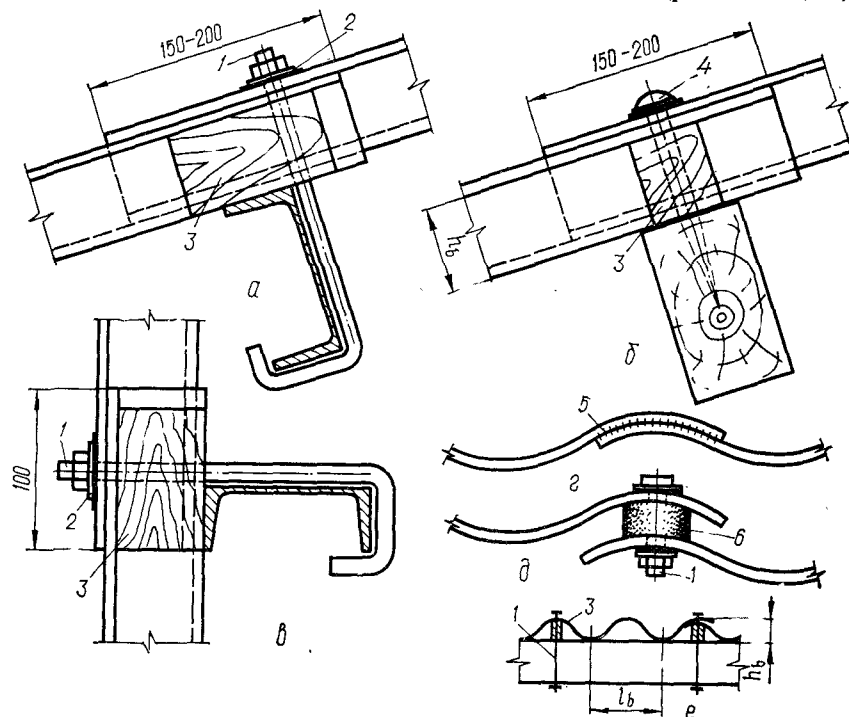


Рис. 19. Крепление и стыки волнистых листов:

а, *б* — в покрытии; *в* — в стенах; *г* — стык на клею; *д* — стык на болтах; *е* — расположение креплений по длине прогона; 1 — болт; 2 — металлическая шайба с эластичной прокладкой; 3 — деревянные подкладки; 4 — шуруп; 5 — клеевой шов; 6 — герметик

устанавливаемыми по гребням волн. Для листов с размерами волн 200/54 мм крепления ставят на каждой второй волне, а для более мелких волн — на каждой третьей (рис. 19, *е*). Все крайние гребни волн каждого листа также закрепляют.

Диаметры болтов и шурупов устанавливают путем расчета и принимают не менее 6 мм. Под головки болтов и шурупов укладывают шайбы, изогнутые по кривизне волны. Крепежные детали защищают от коррозии оцинкованием или кадмированием. Отверстия в листах сверлят диаметром на 1—2 мм больше диаметра болта или шурупа во избежание местных температурных перенапряжений.

Прогоны ограждений рекомендуется располагать так, чтобы волнистые листы работали по схеме двух- или многопролетной

балки. Волнистые листы рассчитывают как балки на равномерно распределенную нагрузку от собственного веса и снега — для покрытий и от ветра — для стен. Расчетный пролет принимают равным расстоянию между прогонами в свету.

Рекомендуется выполнять настилы из длинных листов, принимая расчетную схему в виде многопролетных балок.

Настилы проверяют на прочность по формулам:

$$\sigma = M/W \leq R_n; \quad (56)$$

$$\tau = \frac{0,75Q \sin \alpha}{nh_b \delta} \leq R_{ск},$$

в которых M и Q — соответственно наибольшие значения расчетных изгибающего момента и поперечной силы; $W = 2I/(h_b + \delta)$; $I = 0,035 n \delta h_b^2 (2h_b/\sin \alpha + 3b_b)$, где h_b и b_b — соответственно высота и длина волны (рис. 19); δ — толщина листа; n — число волн; $\operatorname{tg} \alpha = \pi h_b/b_b$.

Прогибы волнистых листов определяют по общим правилам строительной механики.

4.4. СТРОПИЛА И ПРОГОНЫ

Для опирания настилов и обрешетки крыши, укладываемых вдоль здания, предусматривают наклонные балки — стропила, выполняемые из досок или тонкомерных бревен.

При расположении настилов вдоль ската их опирают непосредственно на прогоны. Расстояние между стропилами и прогонами принимают 1—1,5 м.

В двухскатных крышах стропила соседних скатов соединяют в коньке гвоздями или болтами. В этом случае скатные составляющие нагрузки уравниваются и прогоны не будут испытывать косоугольного изгиба. Стропила рассчитывают как свободно лежащие наклонные балки на двух опорах (прогонах). Постоянную от покрытия и снеговую нагрузки определяют по СНиП 2.01.07-85. Ветровую нагрузку, действующую перпендикулярно к складу кровли, учитывают только при углах наклона кровли свыше 30°.

Вертикальную равномерно распределенную нагрузку q собирают с грузовой площади, ширина которой равна расстоянию между стропилами, и раскладывают на две составляющие q_x и q_y (рис. 20, *б*). Нормальная составляющая нагрузки q_x вызывает поперечный изгиб, скатная q_y — сжатие или растяжение, в зависимости от способа закрепления стропильной ноги на опорах (прогонах).

При уклонах кровли до 30° скатную составляющую, ввиду ее незначительной величины, не учитывают и стропильные ноги рассчитывают только на поперечный изгиб. При больших уклонах кровли стропильные ноги рассчитывают на сжатие с изгибом.

В чердачных покрытиях прогоны опирают на торцевые стены и стойки наслонной системы стропил, в бесчердачных — на несущие конструкции. В подвесных перекрытиях прогоны подвешивают

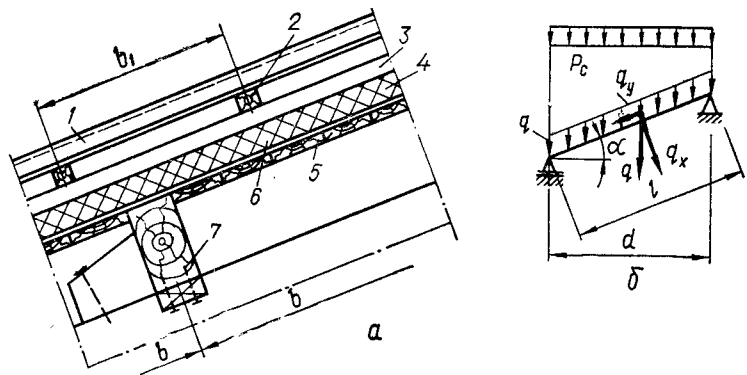


Рис. 20. Покрытие с кровлей из волнистых листов:
 а — деталь; б — расчетная схема стропил; 1 — кровля; 2 — обрешетка; 3 — стропила; 4 — утеплитель; 5 — подшивка; 6 — паронепроницаемость; 7 — прогон

вают к конструкциям. К стенам прогоны закрепляют стальными анкерами.

В покрытиях применяют прогоны разрезные, с подбалками и подкосами, в длинных зданиях с малым уклоном кровли — консольно-балочные и неразрезные (рис. 21), а в стеновом ограждении — разрезные.

Разрезные прогоны выполняют из бревен или брусьев, стыкуемых на опорах косым прирубом или впритык с накладками (рис. 21, а). Они просты в изготовлении и монтаже, но значительно уступают по расходу древесины другим типам прогонов, в особенности при пролетах более 4 м. Прогоны с подбалками и подкосами применяют в наслонных или подкосно-балочных системах (рис. 21, б, в).

Схема расчета прогонов. Разрезные прогоны рассчитывают на прочность и жесткость как однопролетные балки. Нагрузку принимают равномерно распределенной при опирании на прогоны настилов или стропил, если их в пролете не менее четырех. Если стропил в пролете прогона меньше, расчет их ведут на действие сосредоточенных грузов.

Для прогонов с подбалками расчетный изгибающий момент определяют при расположении временной нагрузки через один пролет. Тогда

$$M = \frac{q(l - 2a_1)^2}{8} - \frac{qa_1^2}{2},$$

а прогиб прогона относительно его опорных точек

$$f = \frac{5q^H(l - 2a_1)^4}{384 EI},$$

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

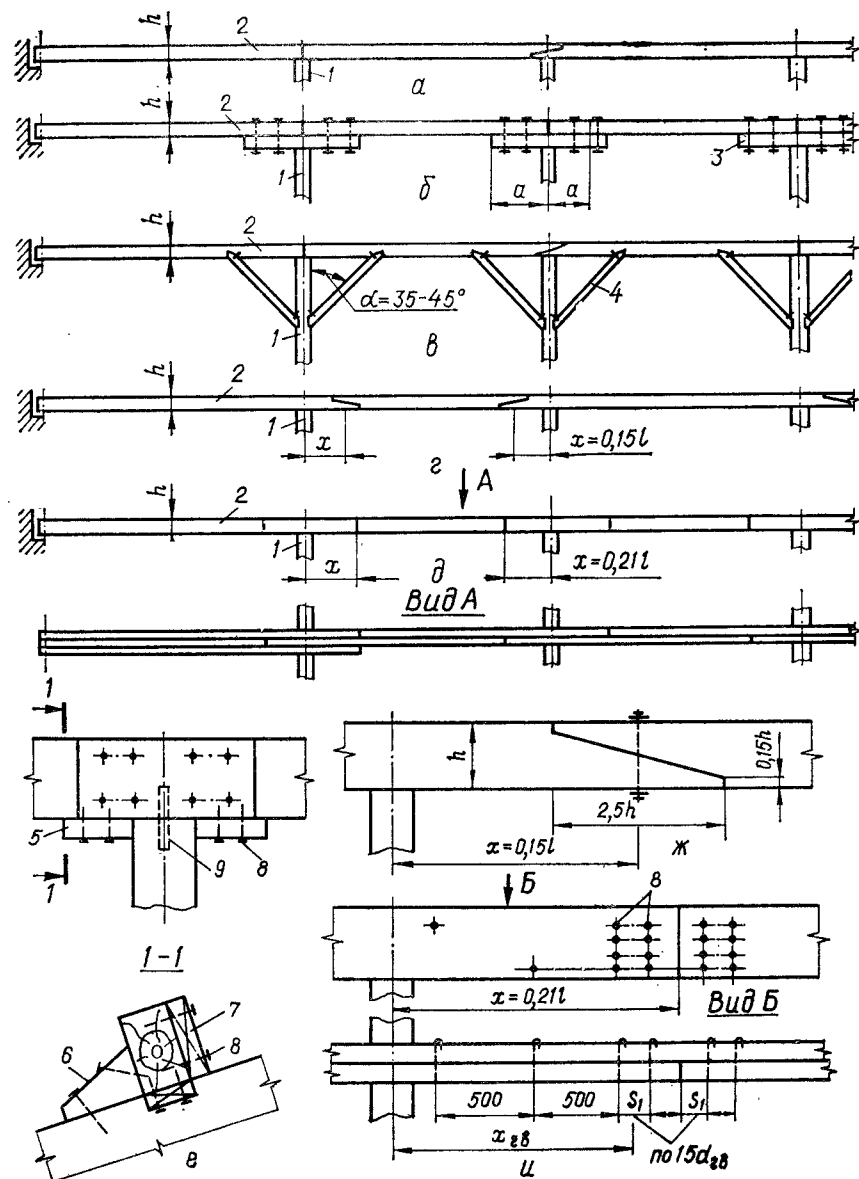


Рис. 21. Схемы и конструкции прогонов:

а — разрезной; б — то же, с подбалками; в — то же, с подкосами; г — консольно-балочный; д — неразрезной из спаренных элементов; е — стык разрезного прогона и крепление его к несущей конструкции; ж — стык косым прирубом консольно-балочного прогона; з — стык неразрезного прогона; и — несущая конструкция; л — прогон; м — подбалка; н — подкос; о — упорные кобылки из досок; п — бобышка; р — накладка на стыке; с — гвозди; т — стальной стержень

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 эта длина равна $a_1 = 0,17 l$ (рис. 21, б).

На крайних стойках подбалки не укладывают, так как ониворачиваются при изгибе вместе с прогоном. Следовательно, расчетный пролет прогона будет равным $l_{кр} = l - a_1$.

В прогонах с подкосами последние располагают в третях пролета прогона и соединяют с ним лобовыми врубками. Стыки прогонов обычно располагают над стойками.

Пргоны рассчитывают как однопролетные балки с расчетным пролетом, равным большему из расстояний: между стойкой и подкосом или между подкосами, по прочности и жесткости.

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 (рис. 21, ж) располагают попарно через пролет в местах изменения знака изгибающего момента при загрузении всех пролетов равномерно распределенной нагрузкой. При расстоянии от оси опоры до центра стыка $x \approx 0,15l$ 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.

Неразрезные прогоны из спаренных досок или пластин могут применяться при шаге несущих конструкций до 6 м. В них стыки размещают вразбежку на расстоянии $x = 0,21l$ от опоры (рис. 21, и). Таким образом, каждый стык одного элемента перекрывается целым другим элементом. По длине доски прогона соединяют гвоздями. Гвозди в стыке ставят по расчету.

Пргоны рассчитывают как многопролетные балки по наибольшему изгибающему моменту на средней опоре. В крайних пролетах, где изгибающие моменты больше, чем в средних, прогон выполняют из трех досок (рис. 21, д). Для предупреждения перегрузки ближайшей от торца здания несущей конструкции рекомендуется уменьшение крайнего пролета прогона на 20 %.

Расчет прогонов. 1. Вычисляют нагрузку на 1 м пролета прогона и определяют изгибающие моменты и прогибы: для разрезных прогонов $M = ql^2/8$, $f = 5q^4 l^4 / (384EI)$ (в прогонах с подбалками при $a = l/6$ разрешается принимать расчетный пролет равным $0,9 l$); для консольно-балочных прогонов при $x \approx 0,15l$

$$M = ql^2/16; f = 2q^4 l^4 / (384 EI);$$

для неразрезных и консольно-балочных прогонов при $x \approx 0,21l$

$$M = ql^2/12; f = q^4 l^4 / (384 EI).$$

2. Проверяют прочность и прогиб прогона по формулам (11), (14) или, (12), (15).

3. Определяют число гвоздей в стыке неразрезного прогона

$$n_{гв} = M_{оп} / (2x_{гв} T_{мин}), \quad (57)$$

где $x_{гв}$ — расстояние от оси опоры до места приложения равнодействующей гвоздевого забоя по одну сторону стыка; $T_{мин}$ — наименьшее значение расчетной несущей способности гвоздя, определяемое по формулам табл. 18.

4.5. ПЛИТЫ ПОКРЫТИЙ И ПАНЕЛИ СТЕН

Плиты и панели являются ограждающими конструкциями заводского изготовления. Плиты применяют в бесфонарных покрытиях с наружным отводом атмосферных осадков.

Для изготовления плит и панелей используют древесину, фанеру, асбестоцемент, стеклопластики, алюминиевые сплавы и сталь с защитными покрытиями. Для внутренних элементов, а также для наружных частей ряда зданий [12] применяют цементно-стружечные, древесно-волокнистые и древесно-стружечные плиты.

Наружные и внутренние полки (обшивки) плит и панелей выполняют из тонких листов материалов, рекомендованных выше.

Листовые материалы крепят с помощью синтетических клеев или шурупов к ребрам каркасных плит, а в сплошных трехслойных конструкциях склеиваются со средним слоем из заливочного пенопласта. Для ребер каркаса применяют древесину, фанерные, асбестоцементные, стеклопластиковые и металлические профили. Ребра целесообразно выполнять из тех же (или близких к ним по свойствам) материалов, что и полки.

В неотапливаемых зданиях применяют ребристые конструкции без утеплителя, в отапливаемых — легкие негорючие и трудногорючие утеплители (минераловатные плиты и т. п.). Для трехслойных глухих плит используют заливочные пенопласты: при поточном изготовлении — полиуретановые, при стендовом — полиуретановые и фенолформальдегидные. В плитах и панелях из древесины и древесных материалов между наружной полкой и утеплителем оставляют зазоры для вентилирования при эксплуатации.

Ограждающие конструкции разделяются: по назначению — плиты покрытий, подвесных перекрытий и панели стен; по конструкции — ребристые и сплошные; по светопропускной способности — глухие и светопроницаемые; по теплотехническим свойствам — утепленные и неутепленные; по форме — плоские, криволинейные, рядовые, угловые и доборные; по способу производства — стендового и поточного изготовления.

Выбор той или иной конструкции обосновывается архитектурно-строительными требованиями и технико-экономическими расчетами.

4.6. ПЛИТЫ И ПАНЕЛИ С ДЕРЕВЯННЫМ КАРКАСОМ

Основным типом ограждающих конструкций одноэтажных производственных зданий являются трехслойные ребристые плиты с полками из фанеры, плоских асбестоцементных листов, а в ряде случаев [12] из древесных плит: ДВП, ДСП, ЦСП.

В этих конструкциях продольные ребра каркаса в зависимости от пролета плит выполняют из цельных досок толщиной не менее 40 мм, клееных элементов, фанерных профилей, цельных или клееных армированных балок и балок с фанерной стенкой (рис. 22); поперечные ребра — из цельных досок. Во избежание смещения при транспортировании и монтаже утеплитель удерживают решеткой из деревянных брусков сечением 25 × 25 мм, располагаемых через 250 мм и закрепляемых к ребрам.

Для фанерных плит и панелей используют водостойкую фанеру марки ФСФ сорта не ниже В/ВВ, толщиной для внутренней полки не менее 6 мм, а для наружной — 8 мм. Полки соединяют с ребрами синтетическими клеями с расположением волокон рубашек параллельно пролету конструкции. Фанеру стыкуют «на ус» или впри-

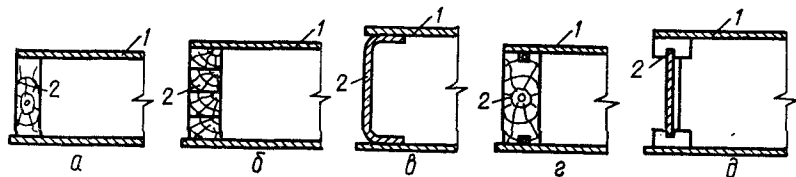


Рис. 22. Конструкции ребер плит с фанерными и плоскими асбестоцементными полками:

а — из досок; б — из клееной древесины; в — из фанерных профилей; г — из армированной древесины; д — из балок с фанерной волнистой стенкой; 1 — полки; 2 — ребра

тык с помощью односторонних фанерных накладок (рис. 23). Для предохранения конструкций от увлажнения при транспортировании и монтаже наружные поверхности панелей защищают влагостойкими лаками или красками, а на верхнюю полку плит наклеивают слой рубероида. Остальные верхние два слоя наклеивают при устройстве кровли.

При кровле, выполненной из волнистых асбестоцементных листов, верхнюю полку плит не устраивают, а плиту сверху защищают полиэтиленовой пленкой.

Для конструкций массового изготовления длиной 6 м продольные ребра принимают из досок либо фанерных профилей и ставят на расстоянии не более 500 мм, а поперечные — из досок в местах стыкования фанеры.

В плитах пролетом 9 — 12 м ребра, как правило, составные клееные или фанерные, которые проектируют по правилам, изложенным в главе V.

Плиты с асбестоцементными плоскими полками по конструкции не отличаются от фанерных. Полки толщиной не менее 8 мм (ГОСТ 18124—75*) крепят к ребрам оцинкованными шурупами размером 5 × 60 мм с шагом, принимаемым 20 — 60 диаметров шурупа. Шурупы ставят в заранее просверленные в полках отверстия диаметром на 2 мм больше диаметра ненарезанной части шурупа. Асбестоцементные листы стыкуют впритык на синтетическом клею с односторонними накладками шириной не менее 16 толщин листа.

2. Проверяют прочность растянутой и устойчивость сжатой полок

$$\begin{aligned} \sigma_p &= M/W_{н.пр} \leq R_{ф.р} k_{ф}; \\ \sigma_c &= M/(W_{в.пр} \varphi_{ф}) \leq R_{ф.с}, \end{aligned} \quad (59)$$

где M — расчетный изгибающий момент: для плит — от действия постоянных и снеговой нагрузок, а для панелей стен — от ветровых нагрузок; $W_{н.пр} = I_{ф.пр}/y_0$; $W_{в.пр} = I_{ф.пр}/(h - y_0)$ — соответственно приведенные моменты сопротивления для нижней и верхней полок; $R_{ф.р}$ и $R_{ф.с}$ — расчетное сопротивление фанеры соответственно на растяжение и сжатие (табл. 8); $k_{ф} = 1$ — при отсутствии стыков в фанере, $k_{ф} = 0,6$ — при наличии стыков в строительной фанере, $k_{ф} = 0,8$ — в бакелизированной фанере;

$$\begin{aligned} \varphi_{ф} &= 1 - \frac{(b_0/\delta_b)^2}{5000} \quad \text{при } b_0/\delta_b < 50; \\ \varphi_{ф} &= \frac{1250}{(b_0/\delta_b)^2} \quad \text{при } b_0/\delta_b \geq 50, \end{aligned} \quad (60)$$

здесь b_0 — расстояние между ребрами в свету; δ_b — толщина верхней полки (рис. 23).

3. Проверяют клеевые швы между шпонами фанеры (в пределах ширины ребер) на скалывание:

$$\tau_{ш} = \frac{QS_{пр}}{I_{пр} \sum b_p} \leq R_{ф.ск}, \quad (61)$$

где Q — расчетная поперечная сила; $S_{пр}$ — статический момент верхней или нижней полки относительно центра тяжести сечения; $R_{ф.ск}$ — расчетное сопротивление скалыванию клеевых швов между шпонами фанеры (табл. 8).

4. Проверяют верхнюю полку плит покрытия на местный изгиб от действия сосредоточенной силы $P = 1 \cdot 1,2 = 1,2$ кН как пластинку шириной 100 см, закрепленную в местах приклейки к ребрам,

$$\sigma = M/W = 6Pa/(8 \cdot 100 \delta^2) \leq R_{ф.н 90} m_n \quad (62)$$

где $R_{ф.н 90}$ — расчетное сопротивление фанеры на изгиб поперек волокон рубашки (табл. 8); $m_n = 1,2$ — коэффициент, учитывающий расчет на монтажную нагрузку.

5. Определяют прогиб плит и панелей по формуле (14) с подстановкой в знаменатель $m = 0,7$.

6. Фанерные плиты с ребрами из фанерных профилей рассчитывают по приведенным выше формулам, а прогиб определяют по формуле (14), где $m = 0,59$. Стенку фанерных профилей проверяют на срез по формуле (13).

7. В плитах с ребрами из клееных балок с фанерной стенкой полки к балкам не приклеивают, поэтому их рассчитывают на местный изгиб по формуле (62); в поперечном сечении плиты учитывают только сечения составных ребер.

Плиты и панели с асбестоцементными плоскими полками рассчитывают так же, как и с фанерными, у которых ребра выполнены из составных балок (по п. 7 схемы расчета) вследствие большой податливости шурупов, крепящих полки к ребрам.

Плиты и панели с полками из древесных плит при их жестком креплении к ребрам на клею рассчитывают аналогично фанерным по приведенным геометрическим характеристикам поперечного сечения, а при креплении шурупами так же, как и с асбестоцементными полками. При этом, в соответствии с [16], при проверке верхней полки плит на действие сосредоточенной нагрузки расчетную ширину полки принимают равной $b_{расч} = 1,3a$, но не более 1 м, где a — расстояние между ребрами. Полки также проверяют на жесткость по формуле (14), в которой $f_{пр} \leq 1/150$.

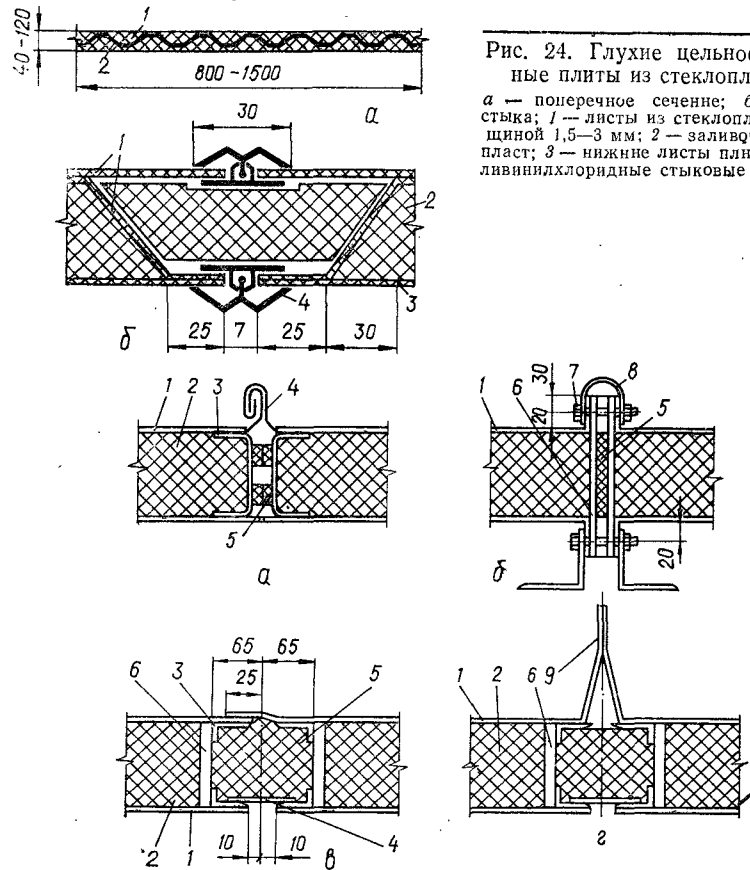


Рис. 25. Глухие плиты стенового изготовления с металлическими полками, их стыки и крепления к несущим конструкциям:

a — стык фальцевый (крепления к стальным фермам); $б$ — то же, фланцевый; $в$ — стык сварной рядовой; $г$ — то же, компенсационный; 1 — полки; 2 — заливочный пенопласт; 3 — обрешетка; 4 — стальной фальц из алюминия толщиной 0,5 мм; 5 — утеплитель стыка; 6 — бакелизованная фанера; 7 — болты $d=10$ мм, через 300 мм; 8 — нащельник; 9 — листы, соединенные сваркой

Рис. 24. Глухие цельноформованные плиты из стеклопластика:

a — поперечное сечение; $б$ — деталь стыка; 1 — листы из стеклопластика толщиной 1,5—3 мм; 2 — заливочный пенопласт; 3 — нижние листы плиты; 4 — поливинилхлоридные стыковые элементы

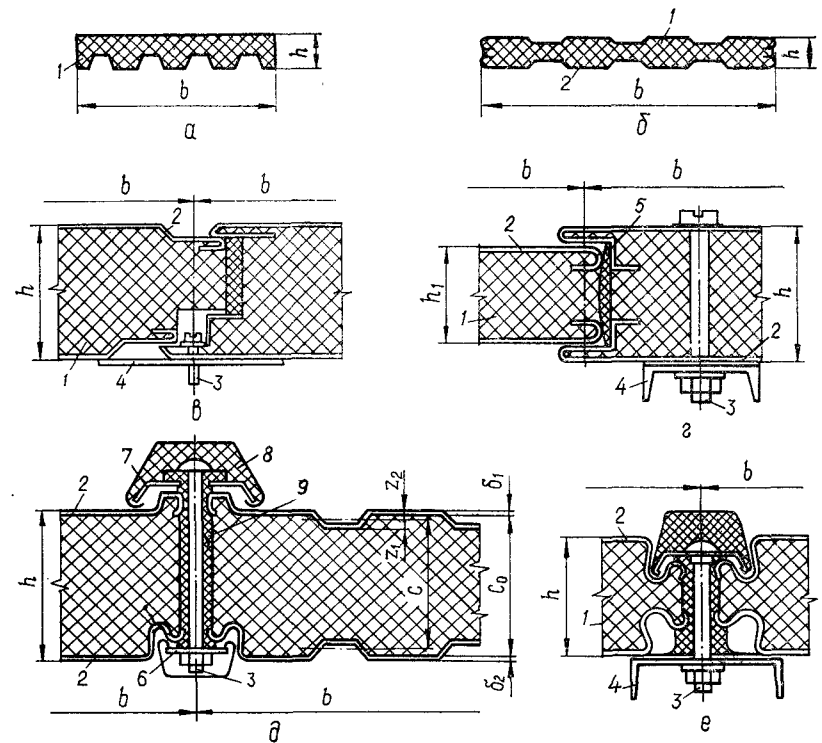


Рис. 26. Панели и плиты поточного изготовления с металлическими обшивками: a — двухслойная на профилированном настиле; $б$ — трехслойная; $в, г$ — стыки в шпунт (горизонтальное сечение); $д$ — стык плит покрытия (вертикальное сечение); $е$ — стык панелей с «кулачковыми кромками» (горизонтальное сечение); 1 — заливочный пенопласт; 2 — полки; 3 — крепежные болты; 4 — несущие конструкции стен; 5 — эластичный пенополиуретан (поролон); 6 — шайба; 7 — скоба; 8 — нащельник; 9 — втулка из ПХВ

4.7. ТРЕХСЛОЙНЫЕ СПЛОШНЫЕ ПЛИТЫ И ПАНЕЛИ

Сплошные плиты и панели применяют для отапливаемых зданий. Для наружных полок применяют тонкие листы стеклопластика с хаотическим расположением стекловолокна толщиной 1,5 — 1,9 мм, на основе стеклопластика марки КАСТ-В (ГОСТ 10292—74*Е) толщиной 1,5 — 3 мм (рис. 24) или винилпаста марки ВН (ГОСТ 9639—71*) толщиной 1,5 — 3 мм, а также алюминиевые сплавы марок АМг2 1/2Н (ГОСТ 21631—76*Е), АМг2М; АМг2 1/4Н (ГОСТ 13726—78*) толщиной 1 — 1,2 мм и оцинкованной стали (ГОСТ 14918—80*) толщиной 0,6 — 1 мм.

Металлические листы могут быть плоскими или гофрированными. Средний слой выполняют, как правило, из пенопластов различных марок плотностью не менее 30 кг/м³ в виде плит, приклеиваемых к полкам или путем вспенивания в толще плиты. Последний способ применяют при изготовлении конструкций поточным способом (рис. 26). Боковые поверхности пенопласта защищают

либо ребрами (из материала полок), либо специальными защитными составами. При устройстве обрамления из металла для ликвидации «мостиков холода» его прерывают в середине высоты и заменяют малотеплопроводным материалом (бакелизированная фанера и т. п.) (рис. 25).

Полки соединяют с наружным обрамлением с помощью клея, а для металлических полок применяют комбинированные соединения, лучше — клеесварные.

Панели поточного производства с металлическими обшивками можно изготовлять также двухслойными, нижней полкой которых является профилированный настил (рис. 26, а).

Плиты и панели крепят к несущим конструкциям с помощью закладных частей и деталей, допускающих свободное деформирование при температурных воздействиях. Крепежные элементы должны быть защищены от коррозии, а стыки плит и панелей — обладать герметичностью и достаточной теплоизоляцией (рис. 25).

4.8. СВЕТОПРОНИЦАЕМЫЕ ПЛИТЫ И ПАНЕЛИ

Светопроницаемые плиты и панели используют в ограждениях для замены трудоемких и малоэкономичных оконных блоков и фонарей верхнего света. Их изготовляют из светопрозрачных стеклопластиков на полиэфирных смолах, органического стекла и винилпласта.

Стеклопластиковые панели в зависимости от технологии изготовления бывают клееными и цельноформованными.

Клееные ребристые панели имеют наружную и внутреннюю полки из плоских листов полиэфирного стеклопластика толщиной 1,5 — 1,9 мм, приклеенных к внутренним ребрам. Последние могут выполняться из волнистых стеклопластиковых листов в один или два слоя, уложенных плашмя; из плоских или волнистых листов, устанавливаемых на ребро и образующих решетку; из деревянных брусков, профильного металла и т. п. (рис. 27).

Светопроницаемые клееные панели и плиты рекомендуется устраивать с обрамлением, обеспечивающим герметичность внутренней полости, прочность и жесткость конструкции.

Обрамление устраивают из профильного металла, деревянных антисептированных брусков и пенопласта плотностью не менее 60 кг/м^3 и приклеивают к обшивке швом шириной не менее 20 мм. Ширину обрамления выбирают по конструктивным соображениям. Полки, выпускаемые за пределы обрамления, во избежание отклеивания укрепляют профилями из металла или стеклопластика (рис. 27, а, в).

Стыкование полок по длине не разрешается. Стыки полок и листов среднего слоя по ширине клеевые, при этом их смещают по отношению друг к другу не менее чем на 20 см. Стыки полок не должны располагаться над ребрами или гребнями волн среднего слоя.

В трехслойных панелях капиллярной структуры средний слой

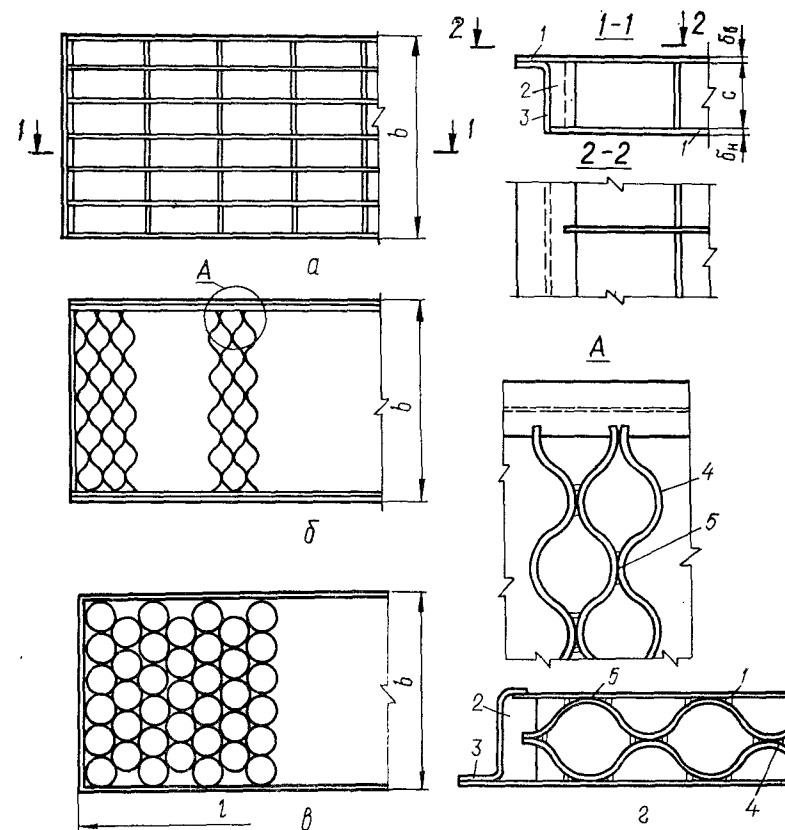


Рис. 27. Светопроницаемые плиты и панели:

а — со средним слоем из плоских ребер; б — то же, из волнистых ребер; в — то же, из труб; г — то же, из волнистых ребер, уложенных горизонтально; 1 — плоские листы; 2 — обрамление из пенопласта или деревянных брусков; 3 — подкрепление свободных краев полок; 4 — волнистые листы; 5 — клеевой шов

выполняют из термопласта (полистирол, оргстекло) с капиллярными ячейками размером 0,1 — 0,2 мм. Средний слой с двух сторон оклеивают плоскими светопроницаемыми листами. Панели этого типа по сравнению с ребристыми клееными обладают высоким термическим сопротивлением и меньшей трудоемкостью изготовления.

Цельноформованные панели могут изготавливаться различными способами на поточных линиях. Эти панели в отличие от ребристых клееных обладают большей несущей способностью и меньшей трудоемкостью изготовления.

Светопроницаемые плиты покрытий располагают либо на одном уровне с глухими плитами, либо выше. Крепят их к несущим конструкциям так же, как и глухие панели и плиты.

Расчет трехслойных глухих и светопроницаемых панелей и плит в зависимости от конструктивного решения и способа изготовления разработан в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко и приведен в [7; 26].

Пример 1. Покрытие с кровлей из волнистых асбестоцементных листов

Продолжение табл. 24

1-й вариант. Покрытие построеного изготовления по прогонам. Спроектировать и рассчитать элементы утепленного покрытия производственного здания с температурно-влажностными условиями эксплуатации А1 в Киевской области. Кровля из волнистых асбестоцементных листов обыкновенного профиля (ГОСТ 378—76) с уклоном $i = 0,4$, $\alpha = 21^\circ 48'$. Утеплитель — минераловатные плиты толщиной 70 мм, плотностью 100 кг/м³ (ГОСТ 10140—80). Шаг несущих конструкций $B = 4,5$ м. Класс ответственности здания II, $\gamma_n = 0,95$.

Выбор конструктивной схемы. Принимаем покрытие с разрезными прогонами, поставленными на расстоянии 2,5 м. По прогонам вдоль ската укладываем стропила с шагом 1 м и обрешетку под кровлю. Снизу к стропилам крепим гвоздями подшивку, на которую укладываем утеплитель (рис. 20, а). Материал — сосна 2-го и 3-го сортов.

1. **Обрешетка. Статический расчет.** Нагрузка по первому сочетанию (табл. 21).

Таблица 21. Нагрузки от крыши, кН/м²

Наименование нагрузки	Нагрузка		γ_f
	нормативная	расчетная	
Асбестоцементная кровля	0,15	0,18	1,2
Обрешетка 0,05 · 0,05 · 2 · 500/100	0,03	0,06	1,1
Итого g	0,2	0,24	
Снеговая $s_0 \mu k \cos \alpha = 0,7 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 0,93$	p 0,56	0,9	1,6
Всего q	0,76	1,14	

Для Киевской области [20]: $s_0 = 0,7$ кН/м²; $\mu = 1$; $v = 4$ м/с; $k = 0,85$; при $g^H/s_0 = 0,2/0,7 = 0,29 < 0,8$ $\gamma_f = 1,6$;

$$q_x^H = 0,76 \cdot 0,93 \cdot 0,95 = 0,67 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_y^H = 0,76 \cdot 0,37 \cdot 0,95 = 0,27 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_x = 1,14 \cdot 0,93 \cdot 0,95 = 1,01 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_y = 1,14 \cdot 0,37 \cdot 0,95 = 0,4 \text{ кН/м}^2,$$

где при $\alpha = 27^\circ 48'$ $\cos \alpha = 0,93$; $\sin \alpha = 0,37$ и $\gamma_n = 0,95$.

При шаге брусков обрешетки $b = 0,5$ м и пролете 1 м определяем изгибающий момент

$$M'_x = 0,5 \cdot 1,01 \cdot 1,0^2/8 = 0,063 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M'_y = 0,5 \cdot 0,4 \cdot 1,0^2/8 = 0,025 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Конструктивный расчет. Принимаем бруски сечением 50 × 50 мм. $W_x = W_y = 5 \cdot 5^2/6 = 20,8 \text{ см}^3$; $I_x = I_y = 5 \cdot 5^3/12 = 52 \text{ см}^4$.

По формуле (12) определяем

$$\sigma = \frac{0,063 \cdot 100}{20,8} + \frac{0,025 \cdot 100}{20,8} = 0,42 \text{ кН/см}^2 = 4,2 \text{ МПа} < R_n = 13 \text{ МПа}.$$

Номер схемы	Схема	Сечение	Пролет l , м	h/l	Технико-экономические показатели	
					$k_{с.в}$	k_m , %

Брусчатые и бревенчатые балки на пластинчатых нагелях и вклеенных стержнях

8			4—6	1/10—1/20	7—12	0—2
9			4—6	1/10—1/20	7—12	3—4

Деревянные клееные балки, изготавливаемые на синтетических клеях, являются основным видом балок. Их рекомендуется применять в покрытиях и перекрытиях зданий, а также в зданиях с химически агрессивной средой и требованиями диэлектричности и «радиопрозрачности».

При проектировании вид балок и размеры поперечного сечения выбирают с учетом прочности, наименьшего расхода материалов, трудоемкости изготовления, а также условий транспортирования, монтажа и эксплуатации. Предпочтение отдают клееным и фанерным балкам. Классификация, схемы составных балок заводского изготовления, их генеральные размеры и характеристика приведены в табл. 24.

5.2. ДЕРЕВЯННЫЕ КЛЕЕНЫЕ БАЛКИ

Многослойные клееные балки получают склеиванием досок по пласти (в отдельных случаях — по ширине) со стыкованием по длине с помощью зубчатого стыка.

Клееные балки изготавливают в основном из древесины хвойных пород, а в районах, где она дефицитна, — из березы, осины, тополя и других мягких лиственных пород [24]. В сечениях балок, составленных из одной породы древесины (при гибкости $\lambda \geq 60$), для наиболее напряженных зон высотой не менее 0,15 h и не менее двух досок назначают более высокий, как правило, 2-й сорт, по которому принимают расчетные сопротивления древесины. Среднюю зону комплектуют из древесины 3-го сорта (рис. 28, а). Толщину досок рекомендуется принимать не более 33 мм (после острожки).

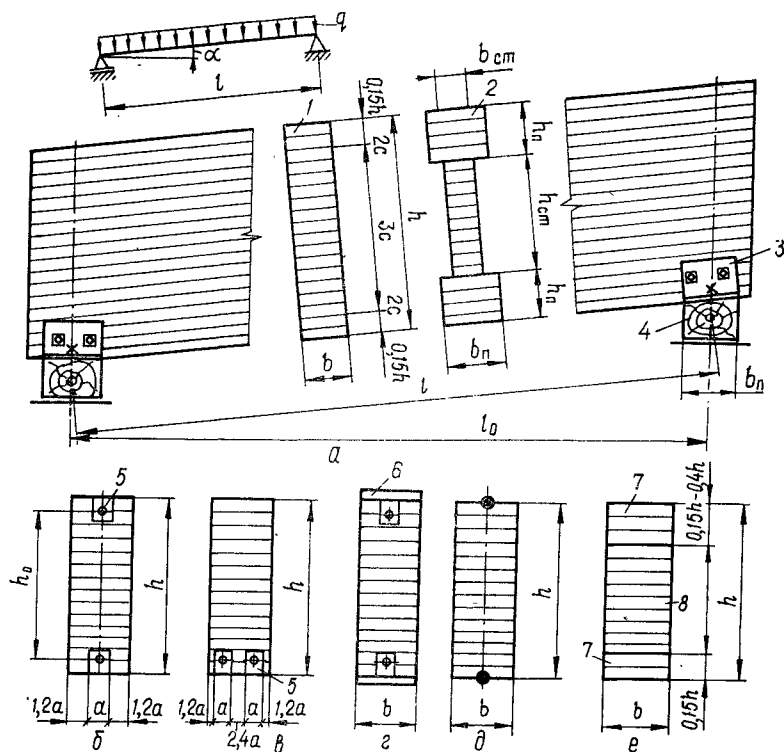


Рис. 28. Клееные многослойные балки:

a — схема и общий вид наклонной балки; *б* — сечение симметрично армированной балки; *в* — сечение несимметрично армированной балки; *г* — балка с защитными накладками; *д* — положение арматуры при расчете; *е* — сечение балки из разных пород древесины; *ж* — сечение прямоугольное; *з* — то же, двутавровое; *4* — крепежная деталь; *5* — опорная подушка; *6* — арматура, вклеенная в балку; *7* — защитная доска; *8* — древесина высокой прочности; *8* — то же, малой

При проектировании балок из разных пород древесины (рис. 28, *е*) кроме соблюдения приведенных выше условий рекомендуются:

поперечное сечение принимать прямоугольным;

в нижнюю растянутую зону балки h_3 высотой не менее $0,15 h$ укладывать доски из пород древесины, обладающих прямослойной структурой волокон и высокой прочностью на растяжение (сосна, береза, лиственница) — 1-го или 2-го сорта;

в верхнюю сжатую зону балки h_1 высотой $(0,15 - 0,4) h$ укладывать древесину хвойных и лиственных пород с высокой прочностью на сжатие (сосна, береза) — 2-го сорта;

среднюю зону балки h_2 выполнять из древесины с невысокой прочностью (тополь, осина, пихта) — 3-го сорта.

При изготовлении балок рекомендуется придавать им строительный подъем $f_{стр} = 1/200l$. Гнутоклееные балки могут быть цельными либо с вклеенным с помощью зубчатого стыка криволинейным

элементом, который изготавливают из досок толщиной $1/125 - 1/500$ внутреннего радиуса кривизны [13].

Схема расчета балок из одной породы древесины. 1. По принятой схеме (табл. 24) определяют высоту балки в середине пролета. Для двускатных балок высота на опоре должна быть не менее $h_{оп} = h_{ср} - l \operatorname{tg} \alpha/2 \geq 0,4h_{ср}$. Ширину принимают из условий монтажа (см. 1.1) и сортамента досок после острожки.

2. Определяют геометрические характеристики и проверяют прочность принятого поперечного сечения по нормальным напряжениям по формуле (11). В этой формуле для балок с параллельными кромками $M = M_{\max}$. Для балок с линейно изменяющейся высотой и симметричной равномерно распределенной нагрузкой или при действии трех или более сосредоточенных грузов $M = M_x$ — изгибающий момент в сечении на расстоянии от опоры (табл. 24, п. 2);

$$x = lh_0/(2h_{ср}). \quad (63)$$

3. Прочность сечения балки по касательным напряжениям проверяют по формуле (13), прогиб — по формуле (14), а устойчивость плоской формы деформирования — по формулам (16) и (17).

4. В гнутоклееных балках с постоянной по длине высотой нормальные напряжения проверяют по формуле

$$\sigma = Mk_n/W_{расч} \leq R_n, \quad (64)$$

а радиальные растягивающие напряжения в криволинейном участке по клеевому шву по формуле

$$\sigma_z = Mk_r/W_{расч} = R_p 90, \quad (65)$$

где $k_n = 1 + 0,5h/r$; $k_r = 0,25h/r - 0,083 (h/l - 0,034)$; r — радиус кривизны гнутого участка балки.

Гнутоклееные балки при закреплении их на опорах передают распор на нижележащие конструкции. Поэтому рекомендуется одну из опор делать подвижной. Если обе опоры закреплены, например, в рамной схеме, распор определяют по формуле (табл. 24, п. 3)

$$H = \frac{5kfq s^2}{8(h^2 + kf^2)}, \quad (66)$$

где $k = I_{кс} E_{кс} / (I_6 h E_6)$ (здесь I_6 и $I_{кс}$ — моменты инерции балки и стойки; E_6 и $E_{кс}$ — модули упругости материала балки и стойки); f — стрела подъема; q — расчетная нагрузка на 1 м балки; s — длина полускаты; h — высота стойки.

Для расчета балок из разных пород древесины можно использовать методику, приведенную в [13].

Двускатные балки при отношении $h/l \geq 1/10$, а также гнутоклееные балки с переменной высотой сечения по длине рассчитывают по методике, приведенной в [12].

5.3. КЛЕЕННЫЕ БАЛКИ, АРМИРОВАННЫЕ СТАЛЬНЫМИ СТЕРЖНЯМИ

Армированные дощатые клеенные балки применяют в тех случаях, когда необходимо увеличить несущую способность или уменьшить деформативность балок при ограниченной строительной высоте, либо сократить расход древесины. Они эффективны при больших пролетах балок и значительных нагрузках.

Армирование выполняют стержневой горячекатаной арматурой периодического профиля из стали классов А-II и А-III (ГОСТ 5781—82*) в пределах 1—3% площади сечения балки, а также стержнями или полосами однонаправленных стеклопластиков (1—5%). Балки армируют в растянутой и сжатой зонах (симметричное армирование) или только в растянутой (одиночное армирование) (рис. 28, б, в).

Для укладки арматуры в балках фрезеруют пазы с размерами на 5 мм больше размеров арматуры, в которые заливают эпоксидный клей с наполнителем, а затем укладывают арматуру. Расстояния между пазами (рис. 28, в) принимают не менее 20 мм и не менее 2,4 ширины паза. При эксплуатации в агрессивных средах арматура защищается путем наклейки на кромки балок досок или фанеры (рис. 28, з).

Возможно армирование на части длины. В этом случае несколько уменьшается жесткость балки.

Армированные балки рассчитывают по приведенным к древесине модулям упругости. Для упрощения расчетных формул считают, что ось арматуры находится на крайних гранях балки (рис. 28, д).

Схема конструктивного расчета армированных балок. 1. Определяют высоту (табл. 24) и ширину балки с учетом сортамента досок и монтажных условий (см. 1.1).

2. Определяют приведенные к древесине геометрические характеристики по формулам:

для балок с двойным симметричным армированием

$$\begin{aligned} I_{пр} &= bh^3(1 + 3n\mu)/12; & W_{пр} &= 2I_{пр}/h; \\ S_{пр} &= bh^2(1 + 2n\mu)/8; & F_{пр} &= bh(1 + n\mu); \end{aligned} \quad (67)$$

для балок с одиночным армированием

$$\begin{aligned} I_{пр} &= \frac{bh^3(1 + 4n\mu)}{12(1 + n\mu)}; & W_{пр} &= 2I_{пр}/h; \\ S_{пр} &= \frac{bh^2(1 + 3n\mu)}{8(1 + n\mu)}; & F_{пр} &= bh(1 + n\mu), \end{aligned} \quad (68)$$

где $n = E_a/E$; $\mu = F_a/(bh)$ — процент армирования.

3. Проверяют прочность принятого поперечного сечения по формулам (11) и (13), прогиб по формуле (14) и устойчивость плоской формы деформирования по формулам (16) и (17), в которых значения геометрических характеристик принимают приведенными к древесине.

4. Проверяют прочность клеевого шва, соединяющего арматуру с древесиной,

$$\tau = QS_{a, пр}/(I_{пр} \sum h_{ш}) \leq R_{ск}, \quad (69)$$

где $S_{a, пр} = nF_a h/4$ — при симметричном армировании и $S_{a, пр} = nF_a h_p$ — при несимметричном армировании (здесь $h_p = h/2(1 + n\mu)$); $\sum h_{ш}$ — поверхность сдвига арматуры, равная половине периметра клеевого шва, который соединяет арматуру с древесиной.

5.4. ФАНЕРНЫЕ КЛЕЕННЫЕ БАЛКИ

В зависимости от профиля здания фанерные балки применяют с параллельными поясами (с плоской и волнистой стенками) и двускатные (с плоской стенкой) — с прямолинейными или криволинейным верхним поясом (табл. 24).

Балки с плоской стенкой проектируют двутаврового или коробчатого поперечного сечения.

Пояса изготавливают из вертикально расположенных досок в балках с прямолинейной верхней кромкой и горизонтально — в балках с криволинейным поясом. При высоте поясов (принимают $h_p = (1/6 \dots 1/10) h$) более 100 мм в середине высоты наружных досок делают прорезы шириной не менее 5 мм или принимают узкие доски (рис. 29, б, в).

Стенки балок выполняют из водостойкой фанеры марки ФСФ или бакелизированной фанеры марки ФБС (ГОСТ 11539—83) толщиной не менее 1/130 высоты стенки, но не менее 8 мм.

Фанеру располагают волокнами рубашек либо перпендикулярно к поясам, либо параллельно. В первом случае она лучше работает на скалывание между шпонами и на срез, но вертикальные стыки ее могут устраиваться только с помощью фанерных накладок. Во втором случае фанера лучше работает на сжатие и растяжение при изгибе балки, а стыки легко выполняются склеиванием листов «на ус» (рис. 29, а). Выбор того или иного расположения волокон рубашек фанеры зависит от действующих нормальных и касательных напряжений. При больших сосредоточенных грузах фанеру располагают волокнами рубашек перпендикулярно к поясам.

Поперечную устойчивость плоской фанерной стенки обеспечивают дощатыми ребрами, которые ставят по длине балки на расстоянии 1/8—1/10 ее пролета. Опорные ребра принимают такой же ширины, как пояса, а промежуточные—вдвое уже (рис. 29, а). Ребра, как правило, устанавливают на равных расстояниях, а у опор, при необходимости, их ставят чаще, но не ближе, чем на расстоянии, равном высоте стенки. Возможно укрепление фанеры в опорной панели диагональным ребром (рис. 29, ж).

Ребра должны совпадать со стыками фанерной стенки и располагаться в местах приложения сосредоточенных нагрузок (прогоны, ребра плит и т. п.). Для обеспечения устойчивости двутавровых балок опорные ребра снаружи укрепляют с двух сторон дощатыми

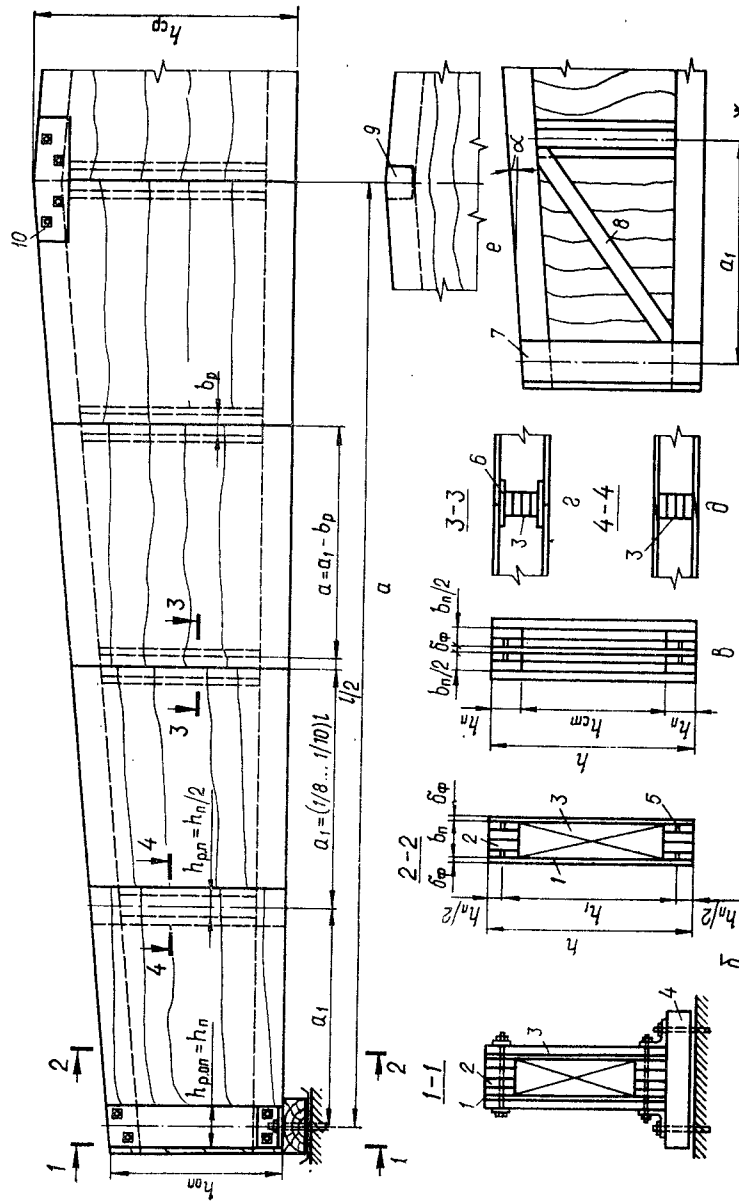


Рис. 29. Фанерная балка с плоской стенкой:

а — общий вид коробчатой двукантовой балки; б — сечения коробчатой балки; в — то же, двукантовой; г — стык стенок с накладками; д — то же, «на ус»; е — сечение верхнего пояса зубчатый стыком; ж — усиление стенки фанерной стенкой; з — дощатый пояс; 1 — фанерная стенка; 2 — дощатый пояс; 3 — ребра жесткости; 4 — опорная подкладка; 5 — зазоры между досками пояса; 6 — фанерная накладка на стыке; 7 — опорное ребро; 8 — подкос; 9 — зубчатый стык пояса; 10 — стыковые накладки на болтах

накладками, прикрепленными болтами (рис. 29, в). Ребра приторцовывают к поясам балки и приклеивают.

При проектировании необходимо назначать размеры балок таким образом, чтобы было меньше отходов фанеры при раскрое листов стенки, а элементы поясов унифицировать для облегчения организации поточного изготовления конструкций.

При расчете фанерных балок с плоской стенкой, расположенной волокнами рубашек вдоль поясов, считается, что нормальные напряжения воспринимаются поясами и стенкой, а перпендикулярно к поясам — только поясами. Касательные напряжения в обоих типах балок воспринимаются фанерной стенкой.

По данным табл. 24 устанавливают тип фанерной балки, форму поперечного сечения, высоту балки, расположение фанеры по отношению к поясам и производят статический расчет.

Схема конструктивного расчета балок с плоской стенкой, волокна рубашек расположены вдоль поясов. Балки, составленные из двух материалов (древесины и фанеры), рассчитывают по приведенным геометрическим характеристикам поперечных сечений. Приведение осуществляют к тому материалу, в котором проверяют напряжения:

1. Определяют высоту балки, поясов и толщину фанерной стенки (табл. 24).

2. Определяют геометрические характеристики поперечного сечения балки:

при приведении к древесине

$$F_{пр} = F + 1,2F_{ф}E_{ф}/E; \quad S_{пр} = S + 1,2S_{ф}E_{ф}/E; \\ I_{пр} = I + 1,2I_{ф}E_{ф}/E; \quad (70)$$

при приведении к фанере

$$F_{ф.пр} = F_{ф} + FE/(1,2E_{ф}); \quad S_{ф.пр} = S_{ф} + SE/(1,2E_{ф}); \\ I_{ф.пр} = I_{ф} + IE/(1,2E_{ф}), \quad (71)$$

где F , I , S , E — соответственно площадь сечения, момент инерции, статический момент и модуль упругости древесины; $F_{ф}$, $I_{ф}$, $S_{ф}$, $E_{ф}$ — то же, фанеры; $k = 1,2$ по [12].

3. Ширину поясов либо задают, либо определяют с помощью ЭВМ (см. пример 2) или по следующей методике. Требуемый момент сопротивления в расчетном сечении балки

$$W_{тр} = M/R_p, \quad (72)$$

где R_p — расчетное сопротивление древесины нижнего пояса на растяжение; $M = M_{max}$ — для балок с параллельными кромками; $M = M_x$ — изгибающий момент на расстоянии x от опоры в балках с переменной высотой и симметричной нагрузкой (равномерно распределенной или тремя и более сосредоточенными грузами);

$$x = (\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma)l, \quad (73)$$

где $\gamma = h_{1 \text{ оп}} / (l \operatorname{tg} \alpha)$ (здесь $h_{1 \text{ оп}}$ — высота балки на опоре в осях; α — угол наклона верхнего пояса балки).

Требуемый момент инерции

$$I_{x \text{ тр}} = W_{\text{тр}} h_x / 2 = I_{x \text{ п}} + I_{x \text{ ф}}, \quad (74)$$

где h_x — высота балки в расчетном сечении; $I_{x \text{ п}}$, $I_{x \text{ ф}}$ — моменты инерции поясов и фанерной стенки балки в расчетном сечении.

Из этого выражения находят

$$I_{x \text{ п}} = I_{x \text{ тр}} - I_{x \text{ ф}} = I_{x \text{ тр}} - \frac{\sum \delta_{\text{ф}} h_x^3 1,2 E_{\text{ф}}}{12 E}, \quad (75)$$

где $\sum \delta_{\text{ф}}$ — общая толщина фанерных листов стенки.

Пренебрегая в предварительном расчете собственным моментом инерции пояса I_0 , получают площадь сечения одного пояса балки

$$F_{\text{п}} = 2 I_{x \text{ п}} / h_{1x}^2, \quad (76)$$

где h_{1x} — расстояние между осями поясов в расчетном сечении.

Отсюда определяют размеры поперечного сечения пояса $b_{\text{п}}$ и $h_{\text{п}}$.

Приняв окончательные размеры балки и ее элементов, вычисляя геометрические характеристики и производят полный конструктивный расчет.

4. Прочность принятого поперечного сечения по нормальным напряжениям проверяют по формулам:

для растянутого пояса

$$\sigma_{\text{р}} = M / W_{\text{пр}} \leq R_{\text{р}}, \quad (77)$$

для сжатого пояса по формуле (19);

для фанерной стенки

$$\sigma_{\text{ф. р}} = \frac{1,2 M E_{\text{ф}}}{W_{\text{пр}} E} \leq R_{\text{ф. р}} m_{\text{ф}}, \quad (78)$$

где $m_{\text{ф}} = 0,8$ — коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления фанеры в стыке.

5. Прочность стенки на действие главных растягивающих напряжений проверяют в сечении: при сосредоточенных нагрузках от покрытия под первым от опоры грузом, при других нагрузках от первого от опоры стыка по формуле

$$\sigma_{\text{ст}} / 2 + \sqrt{(\sigma_{\text{ст}} / 2)^2 + \tau_{\text{ст}}^2} \leq R_{\text{ф. р} \alpha}, \quad (79)$$

где $\sigma_{\text{ст}}$ и $\tau_{\text{ст}}$ — соответственно нормальное и касательное напряжения в стенке на уровне внутренней кромки поясов; $R_{\text{ф. р} \alpha}$ — расчетное сопротивление фанеры на растяжение под углом α (рис. 29), который определяют из выражения $\operatorname{tg} 2\alpha = 2\tau_{\text{ст}} / \sigma_{\text{ст}}$.

6. Устойчивость стенки в середине первой от опоры панели проверяют (при условии, если $h_{\text{ст}} / \delta > 50$) по формуле

$$\frac{\sigma_{\text{ст}}}{k_{\text{н}} (100\delta / h_{\text{ст}})^2} + \frac{\tau_{\text{ст}}}{k_{\text{т}} (100\delta / h_{\text{расч}})^2} < 1, \quad (80)$$

где $k_{\text{н}}$ и $k_{\text{т}}$ — коэффициенты, определяемые по графикам прил. 11; $h_{\text{ст}}$ — высота стенки между внутренними гранями поясов; $h_{\text{расч}}$ — меньший размер проверяемой панели.

7. Проверяют прочность фанерной стенки на срез по нейтральному слою и клеювого шва между шпонами фанеры в пределах ширины пояса балки на скалывание по формулам:

$$\tau_{\text{ст}} = \frac{Q_{\text{max}} S_{\text{ф. пр}}}{I_{\text{пр. ф}} \sum \delta_{\text{ф}}} \leq R_{\text{ф. ср}}; \quad (81)$$

$$\tau_{\text{ш}} = \frac{Q_{\text{max}} S_{\text{п. пр}}}{I_{\text{ф. пр}} \sum h_{\text{п}}} \leq R_{\text{ф. ск}}, \quad (82)$$

где $S_{\text{ф. пр}}$ и $S_{\text{п. пр}}$ — соответственно статические моменты балки и пояса; $h_{\text{п}}$ — высота пояса балки.

8. Проверяют прогиб балки по формуле (14).

Балки с расположением волокон рубашек стенки перпендикулярно к нижнему поясу рассчитывают по формулам, приведенным для балок с продольным расположением волокон рубашек фанеры без учета работы стенки на действие нормальных напряжений, а устойчивость фанерных стенок проверяют при $h_{\text{ст}} / \delta_{\text{ф}} > 80$ по формуле (80) на действие только касательных напряжений (второе слагаемое).

Балки с волнистой фанерной стенкой проектируют с одной и резе с двумя стенками. Балки достаточно технологичны, что позволяет изготавливать их на поточных линиях. Пояса принимают либо цельными, либо клееными, у которых доски располагают горизонтально. Ширину поясов принимают равной $b_{\text{п}} = (2 - 2,85) \times h_{\text{п}}$ (рис. 30). Эти конструкции применяют так же, как элементы стропил, арок и ферм треугольного очертания.

При изготовлении балок в поясах с помощью шаблонов на копировальных станках выбирают криволинейные пазы клиновидного сечения. Фанерную стенку вставляют в криволинейные пазы и запрессовывают в полках с помощью вайм. Вследствие клиновидной формы пазов балка освобождается от вайм сразу после запрессовки стенки.

Глубину паза принимают по расчету, но не менее $h_{\text{ш}} \geq 2,5\delta_{\text{ф}}$ с уклоном сторон 1/10. Толщину фанеры принимают не менее $\delta_{\text{ф}} \geq 6$ мм.

Фанерной стенке при изготовлении придают волнистую форму по синусоиде с высотой волны не менее $b_{\text{п}} / 3$. По длине балки проектируют целое число полуволн с соотношением $h_{\text{в}} / l_{\text{в}} = 1/12 - 1/18$.

Волокна рубашек фанеры в балке располагаются под углом 90 или 45° к поясам, листы стыкуются «на ус». На опорах балок ставятся дощатые ребра жесткости (рис. 30, а).

Схема конструктивного расчета балок с волнистой фанерной стенкой. 1. Устанавливают высоту балки (табл. 24), задают толщину фанерной стенки и размеры поясов.

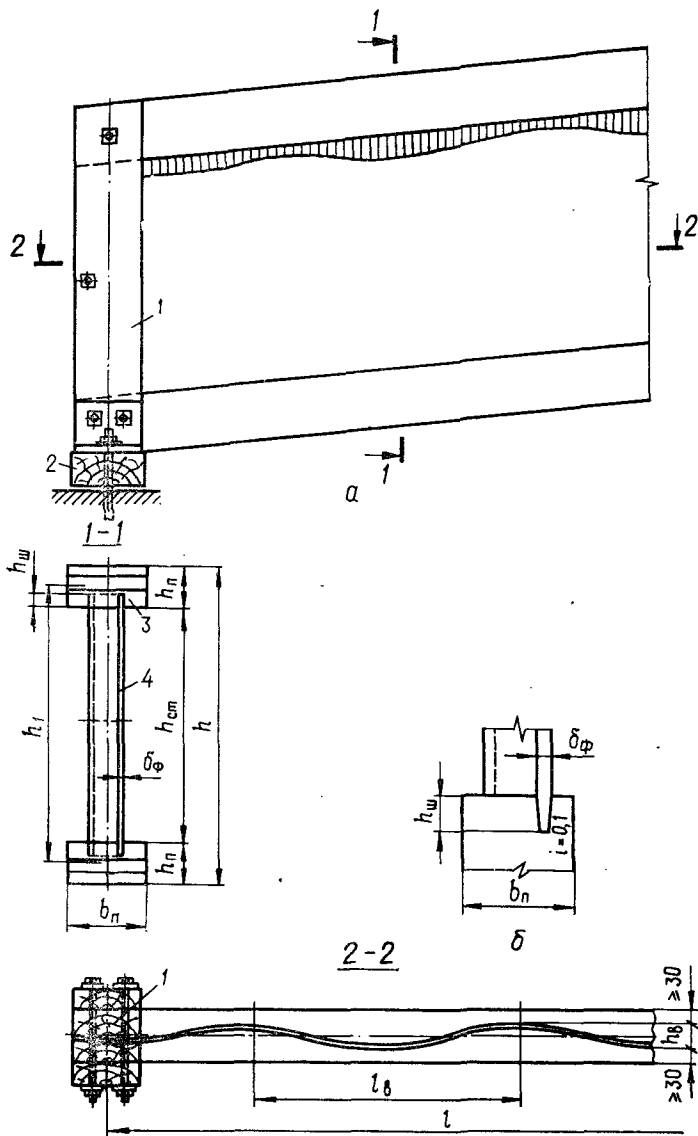


Рис. 30 Фанерная балка с волнистой стенкой:

a — общий вид, *б* — деталь склейки фанеры с поясом; *1* — опорное ребро с накладками; *2* — опорная подушка; *3* — клееный или брусчатый пояс; *4* — фанерная стенка

2. Определяют геометрические характеристики балки с учетом только ее поясов:

$$I_x = [b_n h_n^3 / 12 + F_n (h_1 / 2)^2] 2, \quad (83)$$

где h_1 — расстояние между осями поясов.

3. Прочность принятого поперечного сечения по нормальным напряжениям проверяют: растянутого пояса по формуле

$$\sigma = M / W_{расч} \leq R_p, \quad (84)$$

сжатого пояса по формуле (19), в которых $W_{расч} = 2Ik_w/h$.

4. Проверяют прогиб балки по формуле (14), в которой принимают $k = 1$, $c = 0$, а момент инерции, определенный по формуле (83), умножают на коэффициент $k_{ж}$.

Значения коэффициентов k_w и $k_{ж}$ определяют по формулам:

$$k_w = \frac{1}{1 + h_n B / h}; \quad k_{ж} = \frac{1}{1 + B}, \quad (85)$$

где $B = \pi^2 E S_n / (\delta_\phi l^2 G_\phi)$ (здесь E — модуль упругости древесины пояса; $S_n = b_n h_n h_1 / 2$ — статический момент пояса; h_1 — расстояние между центрами поясов; G_ϕ — модуль сдвига фанерной стенки).

5. Проверяют прочность клевого соединения волнистой стенки с поясами:

$$\tau_{ш} = \frac{Q_{max} S_n}{I_x 2h_w} \leq R_{ф. ск}, \quad (86)$$

где $h_w \geq 2,5\delta_\phi$ — глубина паза.

6. Проверяют фанерную стенку на срез с учетом потери местной устойчивости в опорном сечении:

$$\tau = \frac{Q_{max} S_n}{I_x \delta_\phi} \leq \varphi_\phi R_{ф. ср}, \quad (87)$$

где $\varphi_\phi = k_1 k_2 / \lambda_{с. в}^2$; $\lambda_{с. в}^2 = h_{ст}^2 / (\delta h_w)$; h_w , l_w — соответственно высота и длина волны стенки; k_1 и k_2 определяют по табл. 25.

Таблица 25. Значения коэффициентов k_1 и k_2

Число слоев фанеры	5		7	
	АВ, В	ВВ	АВ, В	ВВ
Сорт фанеры				
k_1	1630	1467	1525	1372
h_w / l_w	1/12		1/15	1/18
k_2	0,45	0,41		0,39

5.5. БРУСЧАТЫЕ БАЛКИ НА ПЛАСТИНЧАТЫХ НАГЕЛЯХ И ВКЛЕЕННЫХ СТЕРЖНЯХ

Балки на пластинчатых нагелях изготавливают из брусьев или окантованных бревен (рис. 31). Число сплавляемых элементов принимают не более трех. Элементы соединяют с помощью пластинчатых дубовых или березовых (антисептированных) нагелей. До образования гнезд и установки пластинок балкам придадут строительный подъем, который должен быть не менее $f_{стр} = l \delta n_w / (2h_0)$,

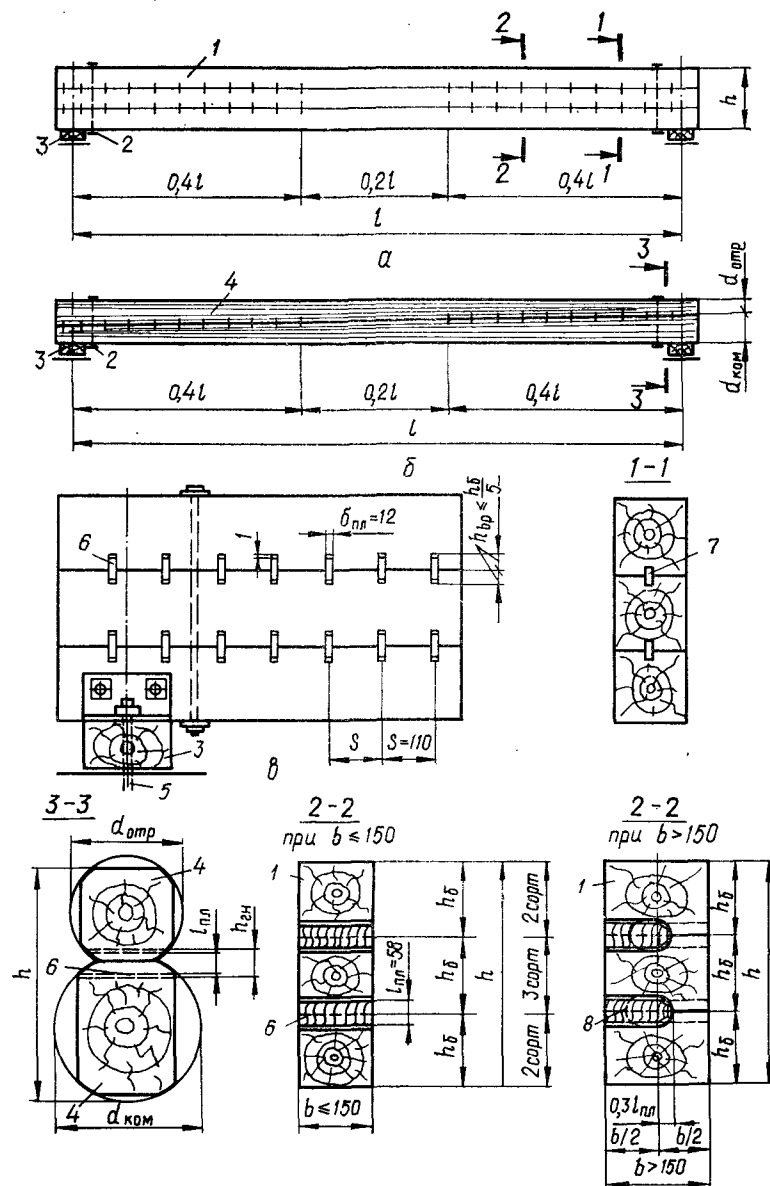


Рис. 31. Балки на пластинчатых нагелях:

a — общий вид брусчатой балки из трех брусьев; *б* — то же, из двух окантованных бревен; *в* — деталь опорной части; 1 — брусья; 2 — монтажные болты; 3 — опорная подушка; 4 — бревна; 5 — анкерный болт; 6 — пластинчатые сквозные нагели; 7 — прорези; 8 — пластинчатые глухие нагели

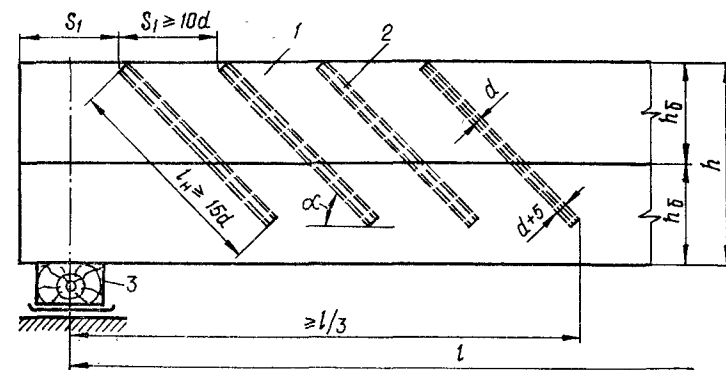


Рис. 32. Брусчатая балка на вклеенных стержнях:
1 — брусья; 2 — вклеенные стержни; 3 — опорная подушка

где l — длина балки; $\delta = 0,2$ см — расчетная деформация нагелей; $n_{ш}$ — число швов в балке; h_0 — расстояние между осями крайних брусьев.

По концам балок ставят по одному стяжному болту. При ширине брусьев или окантованных бревен $b \leq 15$ см пластинки ставят сквозные, а при $b > 15$ см — глухие. При использовании древесины с повышенной влажностью рекомендуется до сборки балок в брусьях сделать продольные пропилы (рис. 31, сеч. 1—1).

Балки рассчитывают как составные элементы на податливых связях (см. 1.3) без учета ослабления гнездами. Число пластинчатых нагелей определяют по формуле (20), а при равномерно распределенной нагрузке на балке при постановке нагелей только в крайних участках длиной по $0,4l$ по формуле

$$n_{пл} = \frac{1,2MS_{бр}}{I_{бр}T_{пл}}, \quad (88)$$

где $T_{пл}$ — расчетная несущая способность пластинчатого нагеля, кН, равная

$$T_{пл} = 0,75b_{пл}, \quad (89)$$

где $b_{пл}$ — ширина нагеля, принимаемая, см: при сквозных нагелях $b_{пл} = b$; при глухих — $b_{пл} = 0,5b$ (рис. 31); $k = 1,2$ — учитывает отсутствие нагелей в середине балки.

Балки на вклеенных стержнях находятся в стадии исследования и экспериментальной проверки. Брусья соединяют между собой с помощью вертикально или наклонно вклеенных в древесину стальных стержней периодического профиля классов А-II и А-III (ГОСТ 5781—82*). Для вклеивания применяют эпоксидные клеи с наполнителями. Стержни устанавливают в крайних от опор трех участках пролета (рис. 32).

До разработки официальных норм проектирования балки на вклеенных стержнях можно рассчитывать как составные элементы на податливых связях.

Расчетную несущую способность клеенных стержней при работе их на сдвиг в составных балках определяют по формуле (52).

Пример 2. Односкатные балки покрытия

Спроектировать и рассчитать балки покрытия боковых пролетов отапливаемого производственного здания с условиями эксплуатации А1 в Черниговской области.

Плиты покрытия фанерные с деревянным каркасом и утеплителем из минераловатных плит толщиной 50 мм, плотностью 100 кг/м³ (ГОСТ 10140—80). Расстояние между осями стен 9 м, шаг несущих конструкций 4,5 м. Класс надежности здания II, $\gamma_p = 0,95$.

Выбор конструктивной схемы балок. Балки проектируем в трех вариантах: клееная дощатая, клееная дощатая армированная и фанерная с волнистой стенкой. Материалы: сосновые доски 2-го сорта (ГОСТ 8486—86 Е), фанера марки ФСФ и арматура класса АIII (ГОСТ 5781—82 *).

Статический расчет. Нагрузки от веса покрытия принимаем по типовому проекту и вычисляем в табл. 26.

Таблица 26. Нагрузки, кН/м²

Наименование нагрузки	Нагрузка		γ_f
	нормативная	расчетная	
Рубероидная трехслойная кровля	0,1	0,13	1,3
Фанерные полки (0,009 + 0,006) 700/100	0,105	0,115	1,1
Ребра $\frac{0,046 \cdot 0,14 (4,5 \cdot 4 + 0,43 \cdot 15) 500}{4,5 \cdot 1,5 \cdot 100}$	0,116	0,128	1,1
Утеплитель 0,05 · 100/100	g	0,05	1,2
Снеговая 0,7 · 0,8	p	0,371	1,6
При $g^H/s_0 = 0,371/0,7 < 0,8$, $\gamma_f = 1,6$	q	0,56	1,6
		0,931	1,329

Для Черниговской области [20]: $s_0 = 0,7$ кН/м²; $\mu = 1$; $k = 0,8$; $\gamma_f = 1,6$. Нагрузку от собственного веса определяем по формуле (1):

$$g_{с.в}^H = 0,07 \text{ кН/м}^2; g_{с.в} = 0,079 \text{ кН/м}^2.$$

Полная нагрузка на 1 м балки:

$$q^H = (0,931 + 0,07) 0,95 \cdot 4,5 = 4,38 \text{ кН/м} = 0,0438 \text{ кН/см};$$

$$q = (1,329 + 0,079) 0,95 \cdot 4,5 = 6,02 \text{ кН/м} = 0,0602 \text{ кН/см};$$

$$M = 0,0602 \cdot 870^2/8 = 56,96 \text{ кН} \cdot \text{см}; Q = 0,0602 \cdot 870/2 = 26,19 \text{ кН}.$$

Конструктивный расчет. 1 вариант. Клееная дощатая балка. Высота балки $h = l/15 = 870/15 = 58$ см (табл. 24) с учетом сортамента досок при толщине доски после острожки $a = 3,3$ см, $h = 3,3 \cdot 17 = 56,1$ см.

Принимаем расчетный пролет с учетом опирания $l = 870$ см; ширину балки наименьшей из монтажных условий $b = 11$ см.

Геометрические характеристики: $I = 11 \cdot 56,1^3/12 = 161845 \text{ см}^4$; $W = 11 \cdot 56,1^2/6 = 5770 \text{ см}^3$; $S = 11 \cdot 56,1^2/8 = 4327 \text{ см}^3$.

Нормальные напряжения определяем по формуле (11): $\sigma = 5696/5770 \times 0,98 = 1,01 \text{ кН/см}^2 = 10,1 \text{ МПа} < R_n = 13 \text{ МПа}$, где $m_g = 0,98$ (табл. 6).

Касательные напряжения находим по формуле (13):

$$\tau = \frac{26,19 \cdot 4327}{161845 \cdot 11} = 0,064 \text{ кН/см}^2 = 0,64 \text{ МПа} < R_{ск} = 1,5 \text{ МПа}.$$

Устойчивость плоской формы деформирования, согласно формулам (16) и (17),

$$\sigma = 5696/1,16 \cdot 5770 = 0,856 \text{ кН/см}^2 = 8,56 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа},$$

$$\text{где } \varphi_M = 140 \frac{11^2 \cdot 1,13}{300 \cdot 56,1 \cdot 0,98} = 1,16;$$

$k_\phi = 1,13$ (табл. 15); $k_{жМ} = 1$; $l_0 = 300$ см — расстояние между узлами поперечных связей.

Прогиб определяем по формуле (14):

$$f = \frac{5 \cdot 0,0438 \cdot 870^4}{384 \cdot 10^3 \cdot 161845} [1 + 19,2 (56,1/870)^2] = 2,18 \text{ см};$$

$$f/l = 2,18/870 = 1/399 < f_{пр} = 1/300,$$

где $k = 1$; $c = 15,4 + 3,8 \cdot 1 = 19,2$ (табл. 13).

Конструктивный расчет с применением микроЭВМ БЗ-34. Принимаем $b = 11$ см, $h = 59,4$ см. Расстояние между узлами поперечных связей $l_0 = 300$ см; $k_\phi = 1,13$; $m_g = 0,98$; $k_{жМ} = 1$.

По табл. 27, в которой приведена программа конструктивного расчета, последовательно вычисляем и фиксируем на световом табло: нормальные напряжения при проверке прочности и устойчивости плоской формы деформирования, касательные напряжения, меру прогиба l/f . При вычислении напряжений необходимо ввести следующие исходные данные в регистры памяти, которые указаны после стрелок: $q^H = 0,0438 \rightarrow 1$; $q = 0,0602 \rightarrow 2$; $l = 870 \rightarrow 3$; $b = 11 \rightarrow 4$; $h = 59,4 \rightarrow 5$; $m_g = 0,98 \rightarrow 6$; $l_0 = 300 \rightarrow 7$; $k_\phi = 1,13 \rightarrow 9$; коэффициент, равный 140 \rightarrow А. Все силовые факторы вводим в машину в килоньтонах, геометрические — в сантиметрах. После нажатия клавиши С/П машина начинает работу и останавливается, вычислив нормальные напряжения (формула (11), адреса в программе с 00 по 18). Для дальнейшей работы снова нажимаем клавишу С/П. Теперь на световом табло представлены нормальные напряжения, определенные из условия устойчивости плоской формы деформирования (формула (16), адреса в программе с 19 по 32). При следующем нажатии клавиши С/П вычисляем касательные напряжения (формула (13), адреса в программе с 33 по 56).

Для определения прогиба по зависимости (14) вводим коэффициенты и модуль упругости по схеме: 384 \uparrow 5 С/П 1000 С/П 15,4 \uparrow 3,8 С/П. Эти числовые данные не заносятся в регистры памяти, поэтому при очередном нажатии клавиши С/П машина выполняет команды, записанные в программе с 57 по 61 адрес. С 62 по 86 адрес в программе осуществляется подсчет величины l/f .

Коэффициенты вводят строго в той последовательности, которая приведена выше.

При очередном использовании программы данные первого ввода сохраняются в ячейках памяти, а ввод коэффициентов для подсчета l/f необходимо каждый раз повторять.

Результаты конструктивного расчета клееной балки приведены в табл. 28. Анализируя ее первую строку, отмечаем, что все проверки выполнены с запасом, поэтому целесообразно уменьшить размеры поперечного сечения балки за счет ее высоты, так как ширина принята минимальной.

Для этого вводим размер толщины доски «а» и нажимаем клавишу С/П. В программе с 87 по 92 адрес реализовано уменьшение высоты балки на размер «а» и осуществлен безусловный переход на начало программы для ее повторного прохождения. После первой индикации результата вычислений и занесения его в табл. 28 устанавливаем, какую величину имеет новая высота балки. Для этого нажимаем клавиши ИП 5, и на табло появляется текущее

Таблица 27. Программа расчета клееной балки

Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код
00	ИП 5	65	32	С/П	50	64	ИП 5	65
01	Fx ²	22	33	ИПД	6Г	65	ИП 3	63
02	6	06	34	3	03	66	+	13
03	+	13	35	×	12	67	Fx ²	22
04	ИП 4	64	36	4	04	68	ИПС	6
05	×	12	37	+	13	69	×	12
06	ПД	4Г	38	ПВ	4L	70	1	01
07	ИП 3	63	39	ИПД	6Г	71	+	10
08	Fx ²	22	40	ИП 5	65	72	ПС	4Г
09	8	08	41	×	12	73	ИП 3	63
10	+	13	42	2	02	74	Fx ²	22
11	ИП 2	62	43	+	13	75	ИП 3	63
12	×	12	44	ПД	4Г	76	×	12
13	ИПД	6Г	45	ИП 2	62	77	ИП 1	61
14	+	13	46	ИП 3	63	78	×	12
15	ПС	4Г	47	×	12	79	ИПВ	6L
16	ИП 6	66	48	2	02	80	+	14
17	+	13	49	+	13	81	+	13
18	С/П	50	50	ИП В	6L	82	ИПС	6Г
19	ИП 4	64	51	×	12	83	+	13
20	Fx ²	22	52	ИПД	6Г	84	ИПД	6Г
21	ИП 9	69	53	+	13	85	×	12
22	×	12	54	ИП 4	64	86	С/П	50
23	ИП 7	67	55	+	13	87	ИП 5	65
24	+	13	56	С/П	50	88	+	14
25	ИПА	6—	57	+	13	89	—	11
26	×	12	58	С/П	50	90	ПБ	45
27	ИП 5	65	59	×	12	91	БП	51
28	+	13	60	ПВ	4L	92	00	00
29	ИПС	6Г	61	С/П	50			
30	+	14	62	+	10			
31	+	13	63	ПС	4Г			

Таблица 28. Результаты конструктивного расчета балки

Номер варианта высоты балки	h, см	$\sigma < R_n$	$\sigma < R_c$	$\tau < R_{ск}$	$l/f \geq i_{пр} = 300$
		по формуле			
		(11)	(16)	(13)	(14)
		кН/см ²			
1	59,4	0,898	0,820	0,0601	469,5
2	56,1	1,0072	0,868	0,0637	399,1
3	52,8	1,137	0,922	0,0676	335,6
4	49,5	1,294	0,984	0,0721	278,7

значение высоты балки. Затем нажимаем клавишу С/П и дальше работаем по программе, вычисляя и занося в табл. 28 результаты вычислений.

Наиболее выгодно по расходу материала сечение по варианту 3 высоты балки, которое окончательно принимаем. В варианте 4 не обеспечена жесткость балки.

При проведении расчетов необходимо следить за изменением коэффициента m_6 , определяемого по табл. 6 (остальные коэффициенты в данном примере не меняются). Если при последующих вычислениях можно и дальше уменьшать высоту сечения балки, принимают новое значение коэффициента m_6 и заносят его в регистр памяти 6.

При эксплуатации программы рекомендуется после ее набора выполнить приведенный пример (без применения ЭВМ), который может считаться контрольным, а затем приступить к расчету на ЭВМ.

Эту программу можно модернизировать для расчета балки переменного поперечного сечения. Если программа не помещается в памяти машины (последний адрес 98), ее можно разбить на две части. Сначала вычислять напряжения в балке по одной программе, а затем по самостоятельной программе проверять жесткость и т.д.

В данном примере ширина балки была принята минимальной из монтажных условий. В других случаях, когда ширина балки допускает варьирование, необходимо в табл. 27 изменить адреса 87 и 90, выполнив в них команды соответственно ИП 4 и П 4, которые имеют коды 64 и 44, после чего вводим в этом месте программы новую ширину балки.

2-й вариант. Клееная дощатая армированная балка (рис. 28, з). Принимаем симметричное армирование балки с $\mu = 1\%$. Подбираем сечение, чтобы приведенный момент инерции армированной балки был не меньше момента инерции балки (наиболее экономичный вариант, табл. 28) без армирования, то есть $I_{пр} \approx I$.

Для конструктивного расчета используем программу вычисления приведенных характеристик (табл. 29).

Таблица 29. Программа вычисления приведенных характеристик балки

Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код
00	ИП 8	68	13	ИП 5	65	26	×	12
01	ИП 6	66	14	+	14	27	1	01
02	×	12	15	+	13	28	+	10
03	3	03	16	С/П	50	29	С/П	50
04	×	12	17	ИП 4	64	30	ИП 0	60
05	1	01	18	+	13	31	ИП 6	66
06	+	10	19	ИП 5	65	32	×	12
07	П Д	4Г	20	+	13	33	2	02
08	3	03	21	ПО	40	34	×	12
09	F1/x	23	22	С/П	50	35	1	01
10	↑	OE	23	ИП 6	66	36	+	10
11	ИП Д	6Г	24	×	12	37	С/П	50
12	F ↗	24	25	3	03			

Для работы программы необходимо ввести следующие исходные данные (регистры памяти указаны после стрелок): $h = 52,8 \rightarrow 5$; $n = 21 \rightarrow 6$; $\mu = 0,01 \rightarrow 8$, где h — высота балки без армирования, полученная из примера расчета по 1 варианту (строка 3 табл. 28); $n = 2,1 \cdot 10^5 / 10^4 = 21$ — отношение модулей упругости стали и древесины; μ — процент армирования, выраженный в долях процента. Начиная с нулевого адреса по 16, ЭВМ определяет высоту балки с арматурой $h = 44,86$ см. С учетом сортамента досок $h = 3,3 \cdot 14 = 46,2$ м.

Армируем балку с каждой стороны одним стержнем арматуры из стали класса А-П $d = 16$ мм с общей площадью $F_a = 2,01 \cdot 2 = 4,02$ см².

Вводим эти данные в программу по схеме: 46,2 → 5; 4,02 С/П.

Машина последовательно вычисляет и останавливается для записи результатов расчета следующих величин: фактический процент армирования (в долях процента) и коэффициенты увеличения I и S . Подсчитываются эти величины в программе соответственно по адресам 17 — 22, 23 — 29, 30 — 37. Каждая новая величина вычисляется после нажатия клавиши С/П. Записываем значения последних двух коэффициентов: $I_{пр}/I = 1,498$ и $S_{пр}/S = 1,332$, так как они потребуются для программы расчета клееной армированной балки, текст которой приведен в табл. 30.

Таблица 30. Программа расчета балки

Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код
00	ИП 5	65	30	ИП С	6Г	60	×	12
01	Fx ²	22	31	↔	14	61	П В	4L
02	ИП 4	64	32	+	13	62	С/П	50
03	×	12	33	С/П	50	63	+	10
04	П В	4L	34	ИП В	6L	64	П С	4Г
05	6	06	35	8	08	65	ИП 5	65
06	+	13	36	+	13	66	ИП 3	63
07	ИП 6	66	37	ИП 8	68	67	+	13
08	×	12	38	×	12	68	Fx ²	22
09	П Д	4Г	39	П В	4L	69	ИП С	6Г
10	ИП 3	63	40	ИП Д	6Г	70	×	12
11	Fx ²	22	41	ИП 5	65	71	1	01
12	8	08	42	×	12	72	+	10
13	+	13	43	2	02	73	П С	4Г
14	ИП 2	62	44	+	13	74	ИП 3	63
15	×	12	45	П Д	4Г	75	Fx ²	22
16	ИП Д	6Г	46	ИП 2	62	76	ИП 3	63
17	+	13	47	ИП 3	63	77	×	12
18	П С	4Г	48	×	12	78	ИП 1	61
19	С/П	50	49	2	02	79	×	12
20	ИП 4	64	50	÷	13	80	ИП В	6L
21	Fx ²	22	51	ИП В	6L	81	+	14
22	ИП 9	69	52	×	12	82	↔	13
23	×	12	53	ИП Д	6Г	83	+	13
24	ИП 7	67	54	+	13	84	ИП С	6Г
25	+	13	55	ИП 4	64	85	+	13
26	ИП А	6—	56	+	13	86	ИП Д	6Г
27	×	12	57	С/П	50	87	×	12
28	ИП 5	65	58	+	13		С/П	50
29	+	13	59	С/П	50			

Эта программа аналогична программе расчета клееной балки. Отличаются они лишь учетом коэффициентов увеличения приведенных геометрических характеристик, что отражается на первом вводе при эксплуатации программы.

При этом вводе дополнительно в регистры памяти 6 и 8 вводили коэффициенты: 1,498 → 6 и 1,332 → 8. Новую высоту балки вводим в регистр 5: 46,2 → 5.

При использовании программы, приведенной в табл. 30, получаем следующие величины: $\sigma = 0,972$ кН/см² < $R_n = 1,3$ кН/см² (по формуле (11)); $\sigma = 0,704$ кН/см² < $R_c = 1,3$ кН/см² (по формуле (16)); $\tau = 0,0687$ кН/см² < $R_{ск} = 0,15$ кН/см² (по формуле (13)).

Для определения относительного прогиба используем такой же ввод исходных данных, как и при расчете клееной неармированной балки, и получаем $l/f = 342,04 > 300$.

3-й вариант. Клееная балка с волнистой фанерной стенкой. Принимаем балку двутаврового сечения с клееными поясами размером $b = 18,5$ см, $h_n = 3,3 \cdot 3 = 9,9$ см. Стенку балки выполняем из фанеры марки ФСФ с размерами листов 1525 × 1220 × 10 мм, которые обрезаем по кромкам и разрезаем на две равные части шириной по 600 мм. Фанеру заглубляем в пояса на глубину $h_{ш} = 2,5 \delta_f = 2,5 \cdot 1 = 2,5$ см; высота стенки — $h_{ст} = 55$ см. Тогда полная высота балки $h = 60 - 2,5 \cdot 2 + 9,9 \cdot 2 = 74,8$ см (рис. 30), что составляет $h/l = 74,8/870 = 1/11,6$ (табл. 24). Отношение $h_n/h = 9,9/74,8 = 1/7,56$, что в пределах рекомендуемого (1/6 — 1/8); $h_1 = (74,8 - 9,9)/2 = 32,45$ (рис. 30).

В табл. 31 представлена программа расчета балки для определения проветок по п.3, 5 и 6, а в табл. 34 — по п.4 схемы конструктивного расчета.

Таблица 31. Программа расчета балки по прочности и устойчивости

Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код
00	×	12	33	ИП 3	63	66	↔	14
01	С/П	50	34	Fx ²	22	67	+	13
02	×	12	35	П 0	40	68	ИП В	6L
03	П Д	4Г	36	С/П	50	69	↔	14
04	ИП 8	68	37	Fx ²	22	70	+	13
05	×	12	38	ИП 0	60	71	С/П	50
06	П С	4Г	39	+	13	72	ИП 3	63
07	3	03	40	ИП Д	6Г	73	ИП 2	62
08	ИП 5	65	41	×	12	74	×	12
09	F ≤	24	42	П 0	40	75	2	02
10	ИП 4	64	43	С/П	50	76	÷	13
11	×	12	44	+	13	77	ИП Д	6Г
12	С/П	50	45	С/П	50	78	×	12
13	+	13	46	+	13	79	ИП С	6Г
14	ИП С	6Г	47	ИП 0	60	80	÷	13
15	+	10	48	×	12	81	П 9	49
16	2	02	49	П 0	40	82	2	02
17	×	12	50	ИП 5	65	83	+	13
18	П С	4Г	51	×	12	84	С/П	50
19	2	02	52	ИП 6	66	85	+	13
20	×	12	53	+	13	86	С/П	50
21	С/П	50	54	1	01	87	ИП 9	69
22	+	13	55	+	10	88	ИП 1	61
23	П В	4L	56	F 1/x	23	89	+	13
24	С/П	50	57	ИП В	6L	90	С/П	50
25	Fx ²	22	58	↔	14	91	ИП 0	60
26	С/П	50	59	+	13	92	1	01
27	×	12	60	С/П	50	93	+	10
28	8	08	61	+	13	94	F 1/x	23
29	+	13	62	ИП 4	64	95	П 9	49
30	ИП В	6L	63	+	13	96	С/П	50
31	+	13	64	Fx ²	22			
32	П В	4L	65	С/П	50			

Исходные данные для второй программы, как и в предыдущих примерах, заносим в регистры памяти. Для работы программы, представленной в табл. 31, необходимо вводить большое количество исходных данных, которые

полностью не могут быть размещены в регистрах памяти. В таких случаях удобно заносить исходные данные по схемам. В табл. 32 приведена такая схема, в которой приняты следующие обозначения.

Таблица 32. Схема занесения исходных данных для программы расчета балки по прочности и устойчивости

Адрес остановки машины	Номер ввода	Содержание ввода и порядок нажимаемых клавиш	Пояснение
02	1	18,5 П 4 9,9 П 5 С/П	$b = 18,5 \rightarrow 4. h_{п} = 9,9 \rightarrow 5$
13	2	32,45 П 8 С/П	$h_1/2 = 32,45 \rightarrow 8$
22	3	12 С/П	$12 \downarrow$
25	4	74,8 П 6 С/П	$h_0 = 74,8 \rightarrow 6$
27	5	870 П 3 С/П	$l = 870 \rightarrow 3$
37	6	0,0602 П 2 С/П	$q = 0,0602 \rightarrow 2$
44	7	Fл С/П	$\pi = 3,1415926 \downarrow$
46	8	1000 \uparrow 75 С/П	$1000 \downarrow 75 \downarrow$
61	9	1 П 1 С/П	$\delta_{\phi} = 1 \rightarrow 1$
66	—	—	*) — σ_p
66	10	300 П 7 0,289 С/П	$l_0 = 300 \rightarrow 7, 0,289 \downarrow$
72	11	3000 С/П	$3000 \downarrow$
85	—	—	**) — σ_c
85	12	2,5 С/П	$h_{ш} = 2,5 \downarrow$
87	—	—	**) — $\tau_{ш}$
90	—	—	**) — $\tau_{ст}$
97	—	—	**) — $k_{ж}$ Конец программы

Для нажимаемых клавиш: С/П — пуск программы; П — с последующей буквой или цифрой — занесение числа в регистр памяти; \uparrow или С/П — занесение числа в память машины без записи в регистр памяти.

Для пояснений: *) — останов машины для фиксации вычисленной величины, которая указывается через тире после обозначения, после ее записи необходимо осуществить следующий ввод; **) то же, только после записи вычисленной величины нажать клавишу С/П; \rightarrow занесение в регистр памяти (цифрой или буквой указывается регистр); \downarrow — занесение числа в память машины без записи в регистр памяти.

Для работы следующей программы момент инерции балки I будет включен в исходные данные. В данной программе он хранится в регистре памяти «С» и вызывается на табло нажатием клавиш ИП и С.

Результаты расчета представлены в табл. 33, из которой замечаем, что имеется запас по устойчивости сжатого пояса. Увеличиваем расстояние между

Таблица 33. Результаты конструктивного расчета при разных расстояниях между связями (при $b_{п} = 18,5$ см; $h_{п} = 3,3 \cdot 3 = 9,9$ см)

Вариант сечения балки	$\sigma_p < R_p =$ = 0,9, кН/см ² формула (84)	$\sigma_c < R_c =$ = 1,5, кН/см ² , формулы (19), (85)	$\tau_{ш} < R_{ф.ск} =$ = 0,08, кН/см ² , формула (86)	$\tau_{ст} < R_{ф.сп} =$ = 0,588, кН/см ² , формула (87)	$k_{ж}$	$I, \text{ см}^4$	$l/l > 300,$ формула (14)
1	0,623	0,575	0,08	0,4	0,492	388707	509,2
2	0,623	1,294	0,08	0,4	0,492	388707	509,2

связями до $l_0 = 4,5$ м и возвращаем программу в исходное положение нажатием клавиши В/О и снова осуществляем ввод исходных данных по схеме, приведенной в табл. 33. При этом в вводе 10 заменяем $l_0 = 300$ на $l_0 = 450$. Результаты заносим во вторую строку табл. 33.

Таблица 34. Программа проверки деформативности балки

Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код
00	3	03	06	×	12	12	ИП 0	60
01	ИП 3	63	07	F 1/x	23	13	×	12
02	F \leftarrow	24	08	ИП 4	64	14	ИП 1	61
03	ИП 2	62	09	×	12	15	×	12
04	×	12	10	ИП 5	65	16	С/П	50
05	5	05	11	×	12			

Расчетное сопротивление $R_{ф.сп}$ находим по табл. 8. Для определения Φ_{ϕ} зададим: $h_b = 4,8 > b_{п}/3 = 11/3 = 3,67$ см; $l_b = 12h_b = 12 \cdot 4,8 = 57,6$ см; $l/l_b = 870/57,6 = 15$ волн; $\lambda^2_{с.в} = 55^2/1 \cdot 4,8 = 630$ (формула (88)); $k_1 = 1372$, $k_2 = 0,45$ (по таблице 25); $\Phi_{\phi} = 1372 \cdot 0,45/630 = 0,98$; $R_{ф.сп} = 0,98 \cdot 0,6 = 0,588$ кН/см².

Для проверки деформативности в программу табл. 34 вводим следующие исходные данные: $q'' = 0,0438 \rightarrow 2$; $l = 870 \rightarrow 3$; $k_{ж} = 0,492 \rightarrow 1$; $I = 388707 \rightarrow 0$; $384 \rightarrow 4$; $E = 1000 \rightarrow 5$. Для определения l/l следующего варианта сечения пояса вводим только соответствующие значения $k_{ж}$ и I . Возвращаем программу в исходное положение нажатием клавиши В/О.

Пример 3. Фанерная клееная балка с плоской стенкой

Спроектировать и рассчитать односкатную балку покрытия отапливаемого здания сельскохозяйственного назначения в Черниговской области с условиями эксплуатации Б1. Кровля рубероидная по плитам с деревянным каркасом и обшивками из плоских асбестоцементных листов. Утеплитель из минераловатных плит толщиной 100 мм, плотностью 100 кг/м³ (ГОСТ 10140—80). Расстояние между осями стен 12 м, шаг несущих конструкций 6 м. Класс надежности здания II, $\gamma_{п} = 0,95$.

Выбор конструктивной схемы. Проектируем балки коробчатого поперечного сечения с плоской фанерной стенкой расчетным пролетом $l = 11,7$ м (рис. 29, а, б). Материал — сосновые доски 2-го сорта (ГОСТ 8486—86 Е) и фанера марки ФСФ.

Статический расчет. Нагрузки от веса плиты принимаем по типовому проекту (табл. 35), а от собственного веса балки определяем по формуле (1) или по графику (рис. 1):

$$g_{с.в}^n = \frac{0,82 + 0,56}{4 \cdot 11,7 - 1} = 0,068 \text{ кН/м}^2.$$

Полная нагрузка на балку:

$$q'' = (0,82 + 0,068 + 0,56) \cdot 6 \cdot 0,95 = 8,25 \text{ кН/м} = 0,0825 \text{ кН/см};$$

$$q = (0,97 + 0,068 \cdot 1,1 + 0,78) \cdot 6 \cdot 0,95 = 10,40 \text{ кН/м} = 0,104 \text{ кН/см}.$$

Таблица 35. Нагрузки покрытия, кН/м²

Наименование нагрузки	Нагрузка		γ _f
	нормативная	расчетная	
Рубероидная трехслойная кровля	0,1	0,13	1,3
Асбестоцементные листы плит (0,01+0,008) 1800/100	0,32	0,39	1,2
Каркас из досок (0,1 · 0,2 · 4 · 6 + 0,06 · 0,1 · 0,35 × × 3 · 6) 500/100 · 6 · 1,5	0,29	0,32	1,1
Утеплитель 0,1 (1,5 - 0,1 · 4) · 100/100	0,11	0,13	1,2
Итого <i>g</i>	0,82	0,97	
Снеговая 0,7 · 0,8	<i>p</i> 0,56	0,78	1,4
Всего <i>q</i>	1,38	1,75	

Примечание. Для Черниговской области [20]: $s_0 = 0,7$ кН/м²; $\mu = 1$; $v = 4$ м/с; $k = 1,2 - 0,1 \cdot 4 = 0,8$ при $g^H/s_0 = 0,82/0,7 = 1,17$; $\gamma_f = 1,4$.

Таблица 36. Программа проверки прочности балки

Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код
00	×	12	34	ИП Д	6Г	68	+	13
01	С/П	50	35	+	10	69	С/П	50
02	×	12	36	П В	4L	70	ИП А	6—
03	П 9	49	37	С/П	50	71	4	04
04	ИП 3	63	38	×	12	72	÷	13
05	×	12	39	4	04	73	ИП 5	65
06	П Д	4Г	40	÷	13	74	×	12
07	3	03	41	ИП В	6L	75	ИП 7	67
08	ИП 2	62	42	÷	13	76	×	12
09	F ←	24	43	П А	4—	77	П 9	49
10	ИП 1	61	44	ИП 0	60	78	С/П	50
11	×	12	45	F 1/x	23	79	ИП 0	60
12	С/П	50	46	ИП 9	69	80	F 1/x	23
13	+	13	47	×	12	81	ИП Д	6Г
14	ИП Д	6Г	48	С/П	50	82	×	12
15	+	10	49	2	02	83	ИП С	6Г
16	2	02	50	×	12	84	+	10
17	×	12	51	П 9	49	85	С/П	50
18	П Д	4Г	52	ИП А	6—	86	ИП А	6—
19	С/П	50	53	×	12	87	←	14
20	+	13	54	ИП 2	62	88	+	13
21	С/П	50	55	+	13	89	ИП В	6L
22	×	12	56	С/П	50	90	×	12
23	П 0	40	57	ИП 5	65	91	ИП 7	67
24	3	03	58	F x ²	22	92	×	12
25	ИП 5	65	59	ИП 6	66	93	4	04
26	F ←	24	60	×	12	94	+	13
27	ИП 6	66	61	4	04	95	ИП 5	65
28	×	12	62	+	13	96	×	12
29	6	06	63	ИП 9	69	97	ИП 0	60
30	÷	13	64	+	10	98	×	12
31	ИП 0	60	65	ИП А	6—	99	С/П	50
32	×	12	66	×	12			
33	ПС	4Г	67	ИП 6	66			

Момент $M_{\max} = 0,104 \cdot 1170^2/8 = 17796$ кН · см. Поперечная сила Q для предварительного подбора сечения не нужна. Далее M и Q вычисляем по программе, но на табло машины не высвечиваем.

Конструктивный расчет. Для стенок балки выбираем фанеру шириной 1200 мм (с учетом обрезки кромок), длиной 1500 м, толщиной $\delta = 10$ мм. Высота балки $h = 1,2$ м, что составляет (табл. 24) $h/l = 1,2/11,7 = 1/9,7$ — в пределах рекомендуемой (рис. 29, а, б).

Пояса komponuem из досок шириной $h_n = 17,5 - 0,3 \cdot 2 = 16,9$ см, что составляет $16,9/120 = 1/7,1$, а $\delta_\phi = 1$ см $> h_{cr}/130 = (120 - 16,9 \cdot 2) / 130 = 0,66$ см.

По формуле (72) определяем $W_{тр} = 17796/0,9 = 19773$ см³; по формуле (74) — $I_{тр} = 19773 \cdot 120/2 = 1186380$ см⁴; по формуле (75) — $I_n = 1186380 - \frac{1 \cdot 2 \cdot 120^3 \cdot 900 \cdot 1,2}{12 \cdot 1000} = 875340$ см⁴; по формуле (76) — $F_n = 875340 \times 2/103,1^2 = 164,7$ см², где $h_1 = h - h_n = 120 - 16,9 = 103,1$ см, откуда

Таблица 37. Схема занесения исходных данных для программы проверки прочности балки

Адрес остановки машины	Номер ввода	Содержание ввода и порядок нажимаемых клавиш	Пояснение
02	1	13,2 П 1 16,9 П 2 С/П	$b = 13,2 \rightarrow 1, h_n = 16,9 \rightarrow 2$
13	2	51,55 П 3 С/П	$h_1/2 = 51,55 \rightarrow 3$
20	3	12 П 4 С/П	$12 \rightarrow 4$
22	4	120 П 5 1 П 6 900 ↑ 1000	$h_\phi = 120 \rightarrow 5, \delta_\phi = 1 \rightarrow 6,$ $E_\phi = 900 \rightarrow \downarrow, E_d = 1000 \rightarrow \downarrow$
38	5	1,2 С/П	$1,2 \rightarrow \downarrow$
38	—	—	*) — $I_{пр}$
49	6	1170 П 7 0,104 С/П	$l = 1170 \rightarrow 7, q = 0,104 \rightarrow \downarrow$
49	—	—	**) — $S_{\phi,пр}$
57	—	—	**) — $\tau_{ш}$
70	—	—	**) — $\tau_{св}$
79	—	—	**) — σ_p
—	—	—	**) — $I_{\phi,пр}$
—0	—	—	**) — $\sigma_{\phi,р}$ Конец программы

Таблица 38. Результаты расчетов по проверке прочности балки

Вариант сечения балки	Размеры пояса, см	Геометрические характеристики			$\tau_{ш} < R_{ф,ск} = 0,08$, формула (82)	$\tau_{св} < R_{ф,ср} = 0,6$, формула (81)	$\sigma_p < R_p = 0,9$, формула (77)	$\sigma_{\phi,р} < R_{\phi,р} = 0,96$, формула (78)
		$I_{пр}$, см ⁴ , формула (70)	$S_{\phi,пр}$, см ³ , формула (71)	$I_{\phi,пр}$, см ⁴				
1	$b = 13,2$ $h = 16,9$	1507285,6	10647,6	1418674,8	0,0254	0,502	0,708	0,813
2	$b = 13,2$ $h = 14,4$	1377434,3	9292,8	1298442,2	0,0285	0,489	0,775	0,888
3	$b = 10,4$ $h = 16,9$	1253536,5	8389,3	1183722	0,0241	0,495	0,852	0,974
4	$b = 11,4$ $h = 14,4$	1232016,9	8025,6	1163796,4	0,0275	0,485	0,867	0,991

Таблица 39. Программа проверки устойчивости верхнего пояса и деформативности балки

Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код
00	+	13	25	×	12	50	ИП Д	6Г
01	С/П	50	26	1	01	51	×	12
02	+	13	27	+	14	52	1	01
03	П Д	4Г	28	—	11	53	+	10
04	F x ²	22	29	П В	4Л	54	П Д	4Г
05	П С	4Г	30	С/П	50	55	С/П	50
06	1	01	31	ИП В	6Л	56	×	12
07	9	09	32	+	13	57	ИП Д	6Г
08	П А	4—	33	С/П	50	58	+	13
09	ИП Д	6Г	34	ИП 2	62	59	С/П	50
10	ИП 1	61	35	×	12	60	×	12
11	—	11	36	ИП 5	65	61	5	05
12	K x ≥ 0A	9—	37	+	13	62	+	13
13	ИП 8	68	38	С/П	50	63	С/П	50
14	ИП С	6Г	39	+	13	64	+	13
15	+	13	40	П Д	4Г	65	П Д	4Г
16	П В	4Л	41	С/П	50	66	3	03
17	П П	53	42	—	11	67	ИП 7	67
18	30	30	43	ИП Д	6Г	68	F ←	24
19	ИП 3	63	44	×	12	69	ИП Д	6Г
20	F x ²	22	45	П Д	4Г	70	+	14
21	ИП С	6Г	46	ИП 6	66	71	+	13
22	+	14	47	ИП 7	67	72	С/П	50
23	+	13	48	+	13			
24	ИП 4	64	49	F x ²	22			

Таблица 40. Схема занесения исходных данных для программы устойчивости пояса и деформативности балки

Адрес остаточная машины	Номер ввода	Содержание ввода и порядок нажимаемых клавиш	Пояснение
02	1	100 П 3 0,8 П 4 3000 П 8	100 → 3, 0,8 → 4, 3000 → 8,
31	2	70 П 1 300 ↑ 0,289 С/П	70 → 1, 300 ↓, 0,289 ↓
34	3	13,2 П 2 С/П	b = 13,2 → 2
34	3	1170 П 7 0,708 С/П	l = 1170 → 7, σ _p = 0,708 ↓
34	—		(по табл. 37)
34	—		*) —σ _c
39	4	1 П 5 16,9 С/П	δ _φ = 1 → 5, h _п = 16,9 ↓
42	5	103,1 С/П	h ₁ = 103,1 ↓
56	6	120 П 6 45,3 ↑ 6,9 С/П	h = 120 → 6, 45,3 ↓, 6,9 ↓
60	7	384 ↑ 1507285,6 С/П	(по табл. 13)
60	7	384 ↑ 1507285,6 С/П	384 ↓, I _{пр} = 1507285,6 ↓
64	8	1000 С/П	(по табл. 37)
73	9	0,0825 С/П	E _д = 1000 ↓
73	—		q ^н = 0,0825 ↓
			**) —l/f Конец программы

$b_n = F_n/h_n = 164,7/16,9 = 9,75$ см. Компонуем пояс из четырех досок толщиной 33 мм — $b_n = 3,3 \cdot 4 = 13,2$ см.

Прочность балки проверяем по программе, приведенной в табл. 36, для эксплуатации которой исходными данными служат полученные выше размеры.

Для работы программы вводим исходные данные по схеме, приведенной в табл. 37, с обозначениями, принятыми в примере 2.

Одни результаты, полученные по программе (табл. 36) с использованием данных табл. 37, являются окончательными, другие будут использованы в дальнейшем в качестве исходных данных при проверке устойчивости и деформативности балки.

При необходимости проверки нескольких вариантов сечения поясов балки используем программу (табл. 36), а табл. 37 используем как схему исходных данных, в которую вносим соответствующие коррективы размеров.

Результаты расчета прочности четырех вариантов сечения пояса балки приведены в табл. 38.

Варианты сечения пояса 3 и 4 в дальнейшем не рассматриваем, поскольку для них не проверяется прочность на растяжение для фанерной стенки.

Программа расчета устойчивости верхнего сжатого пояса и деформативности балки приведена в табл. 39.

Таблица 41. Программа проверки устойчивости стенки балки

Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код
00	7	07	33	П Д	4Г	66	F x ²	22
01	5	05	34	С/П	50	67	ИП С	6Г
02	П А	4—	35	×	12	68	+	10
03	С/П	50	36	С/П	50	69	F y	21
04	×	12	37	+	10	70	ИП 9	69
05	П С	4Г	38	ИП 5	65	71	+	10
06	ИП 2	62	39	+	13	72	С/П	50
07	С/П	50	40	2	02	73	БП	51
08	×	12	41	+	13	74	00	00
09	2	02	42	ИП 6	66	75	ИП 6	66
10	+	13	43	+	13	76	ИП 4	64
11	П Д	4Г	44	ИП В	6Л	77	+	13
12	ИП С	6Г	45	×	12	78	С/П	50
13	—	11	46	П С	4Г	79	×	12
14	П В	4Л	47	ИП 0	60	80	F x ²	22
15	ИП С	6Г	48	K x=0 A	E—	81	П В	4Л
16	ИП 1	61	49	ИП Д	6Г	82	С/П	50
17	×	12	50	2	02	83	×	12
18	2	02	51	+	13	84	ИП Д	6Г
19	+	13	52	П 9	49	85	+	14
20	П 9	49	53	F 1/x	23	86	+	13
21	ИП Д	6Г	54	ИП С	6Г	87	П Д	4Л
22	ИП 1	61	55	×	12	88	ИП В	6Л
23	×	12	56	F 6	1Л	89	С/П	50
24	ИП 9	69	57	2	02	90	×	12
25	—	11	58	+	13	91	ИП С	6Г
26	П Д	4Г	59	С/П	50	92	+	14
27	С/П	50	60	ИП С	6Г	93	+	13
28	+	13	61	F x ²	22	94	ИП Д	6Г
29	2	02	62	П С	4Г	95	+	10
30	+	13	63	ИП Д	6Г	96	С/П	50
31	ИП Д	6Г	64	2	02			
32	×	12	65	+	13			

Исходные данные для работы программы приведены в табл. 40.

В программе вычисляем коэффициент φ в зависимости от гибкости пояса λ . Поэтому сначала вводим коэффициенты для двух случаев определения коэффициента φ (табл. 10), а ЭВМ автоматически в зависимости от λ определяет, по какой формуле вычислять φ ; 0,289 — коэффициент для определения радиуса инерции пояса, 384 — коэффициент при определении прогиба.

Результаты расчетов (табл. 39 и 40) для первого варианта сечения балки определяем по формуле (19) — нормальные напряжения из условия устойчивости пояса $\sigma_c = 1,46 < R_c$; по формуле (14) — относительный прогиб $l/f = 467,5 > 300$. Во втором варианте сечения балки не обеспечена устойчивость пояса (формула (19)) $\sigma_c = 1,598 > R_c$, поэтому он не рассматривается.

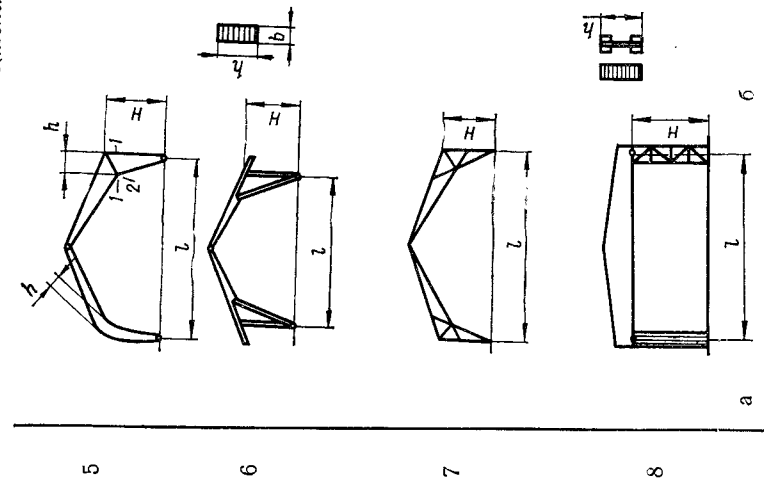
Устойчивость стенки на действие главных растягивающих напряжений в сечении у первого от опоры стыка и на местную устойчивость в сечении по середине между ребрами в первой панели проверяем по программе, приведенной в табл. 41.

Для первой проверки сечение находится на расстоянии $a_1 = (1170 - 150 \cdot 6) / 2 = 135$ см, для второй — на расстоянии от опоры до середины первой панели фанерной стенки $a/2 = 61,25$ см (рис. 29, а) при $h_{p,op} = 16,9$ см и $h_{p,p} = 8$ см. Длина первой от опоры панели $a = 122,5$ см. Для других панелей $a > h_{ct} = 86,2$ см. В формуле (80) $h_{расч} = h_{ct} = 86,2$ см. Тогда при

Таблица 42. Схема занесения исходных данных для программы проверки устойчивости стенки балки

Адрес останова машины	Номер ввода	Содержание ввода и порядок нажимаемых клавиш	Пояснение
04	1	0 П 0 С/П	$0 \rightarrow 0$
08	2	135 П 1 0,104 П 2 С/П	$a_1 = 135 \rightarrow 1, q = 0,104 \rightarrow 2$
28	3	1170 П 3 С/П	$l = 1170 \rightarrow 3$
35	4	86,2 П 4 1418674,8 П 5 С/П	$h_{ct} = 86,2 \rightarrow 4,$ $I_{ф.пр} = 1418674,8 \rightarrow 5$ (по т.38)
37	5	1 П 6 16,9 ↑ 103,1 С/П	$\delta_{\phi} = 1 \rightarrow 6, h_n = 16,9 \rightarrow \downarrow, h_1 = 103,1$
60	6	10647,9 С/П	$S_{ф.пр} = 10647,9 \rightarrow \downarrow$ (по табл. 38)
60	—		** α (в градусах)
73	—		* — левая часть неравенства (79)
04	7	1 П 0 70 П 1 0,104 П 2 С/П	$1 \rightarrow 0, a = 70 \rightarrow 1,$ $q = 0,104 \rightarrow 2$
08	8	1170 П 3 С/П	$l = 1170 \rightarrow 3$
28	9	86,2 П 4 1418674,8 П 5 С/П	$h_{ct} = 86,2 \rightarrow 4, I_{ф.пр} = 1418674,8 \rightarrow 5$ (по табл. 38)
35	10	1 П 6 16,9 ↑ 103,1 С/П	$\delta_{\phi} = 1 \rightarrow 6, h_n = 16,9 \rightarrow \downarrow, h_1 = 103,1 \rightarrow \downarrow$
37	11	10647,9 С/П	$S_{ф.пр} = 10647,9 \rightarrow \downarrow$ (по табл. 38)
79	12	100 С/П	$100 \rightarrow \downarrow$
83	13	1,75 С/П	$k_n = 1,75$
90	14	0,3 С/П	$k_t = 0,3 \rightarrow \downarrow$
97	—		** — левая часть неравенства (80). Конец программы

Клееные дощатые, фанерные и решетчатые рамы



5

6

7

8

a

Примечание. $k_M = 1,5 \dots 2,0$ — число арок со стальной затяжкой; а — клееные дощатые и фанерные рамы; б — клееные дощатые рамы.

Для навесов могут применяться рамы, состоящие из отдельных клееных элементов — ригелей, стоек и подкосов (табл. 43, поз. 6), а в лесных районах — решетчатые (табл. 43, поз. 7).

Кружальные арки из досок на гвоздях, из брусьев на пластинчатых нагелях, а также решетчатые арки и рамы применяют в районах, лесной фонд которых отнесен к III группе и имеет эксплуатационное значение [24].

Усилия в арках и рамах определяют обычными методами строительной механики или с помощью ЭВМ. Сочетания нагрузок принимают следующие [20]:

- а) постоянная и снеговая нагрузки на всем пролете и временная от подвешенного оборудования;
- б) постоянная нагрузка на всем пролете, снеговая на половине и временная от подвешенного оборудования;
- в) ветровая нагрузка в сочетании с постоянной и временными снеговой и нагрузкой от подвешенного оборудования (рис. 33).

Постоянную нагрузку, исчисляемую от веса арки и покрытия по поверхности арки, приводят к горизонтальной плоскости умножением ее на отношение s/l . Снеговую нагрузку рассматривают в двух вариантах: равномерно распределенную и треугольную. При одновременном учете двух и более временных нагрузок к ним вводят коэффициент сочетаний по [20].

В арках с отношением $f/l > 1/7$ и рамах, независимо от их подъема или уклона кровли, необходимо учитывать действие ветровой нагрузки. Для трехшарнирных рам наибольшие изгибающие моменты в карнизном узле возникают при полном загрузении всей рамы вертикальной нагрузкой. При высоте стоек меньше 4 м ветровую нагрузку можно не учитывать. При легком покрытии наибольшие изгибающие моменты в сечениях арок и рам могут возникнуть в не загруженной снегом половине, где ветровой отсос создает дополнительные усилия.

Распор в двухшарнирных арках с отношением $f/l < 1/4$ допускается определять как для трехшарнирных арок.

В общем случае трехшарнирную арку или раму разбивают по длине пролета на ряд сечений, определяют их координаты, а затем усилия в каждом сечении по формулам:

$$\begin{aligned} M_n &= M_0 - H y_n; \\ N_n &= Q_0 \sin \varphi_n + H \cos \varphi_n; \\ Q_n &= Q_0 \cos \varphi_n - H \sin \varphi_n, \end{aligned} \quad (90)$$

где M_0 и 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; φ_n — угол наклона касательной в точке n к горизонту.

Расположение снеговой нагрузки на арках принимают по всему пролету арки при наклоне касательной к дуге арки $\beta < 50^\circ$. В стрельчатых арках этот угол, как правило, больше 50° (рис. 33, б).

Для определения усилий в арках рекомендуется пользоваться таблицами прил. 10.

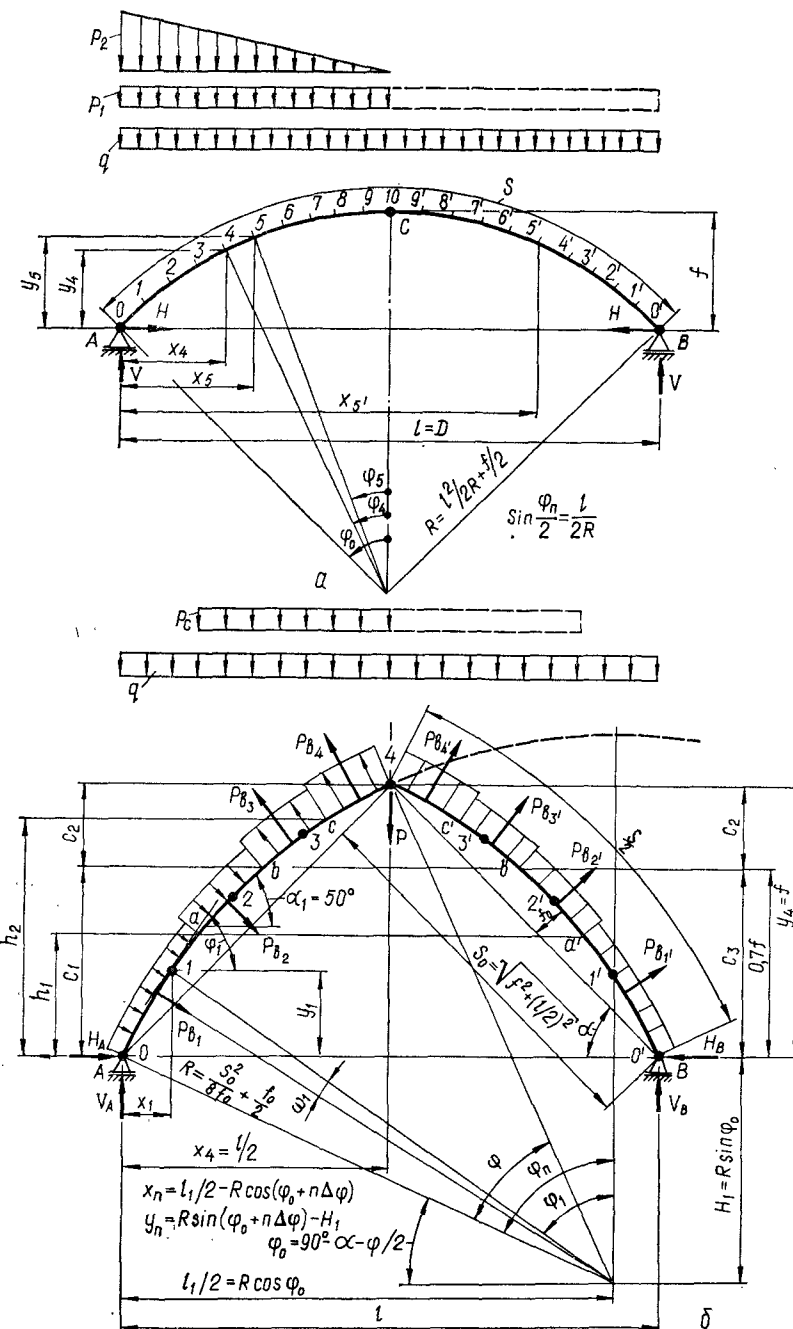


Рис. 33. Геометрические и расчетные схемы арок:

а — круговой с вертикальными нагрузками; б — стрельчатой с вертикальными и ветровыми нагрузками (1, 2, ..., 10, 1', 2', ..., 9' — точки разбивки дуги арки на равные расстояния для определения усилий; P_{B1} , P_{B2} и т. д. — равнодействующие ветровых нагрузок; a , b , c , c' , b' , a' — границы изменения ветровых нагрузок; h_1 , h_2 — высоты, при которых изменяется ветровая нагрузка)

6.2. СПЛОШНОСТЕНЧАТЫЕ КЛЕЕННЫЕ ДОЩАТЫЕ И ФАНЕРНЫЕ АРКИ

Клееные дощатые арки—наиболее эффективный вид несущих деревянных конструкций, особенно при круговом или стрельчатом очертании. Клееные фанерные арки в настоящее время применяют реже из-за трудоемкости их изготовления и дефицитности высококачественной фанеры.

Клееные арки обычно изготавливают с постоянным по длине арки прямоугольным поперечным сечением с $h/b \leq 8$. Сечения арок могут быть армированными. Как и клееные балки, арки образуются склеиванием досок. Комплекуются сечения арок аналогично сечениям клееных балок (см. 3.7, 4.1).

Криволинейные арки по статической работе более выгодны, чем прямолинейные треугольные, однако их изготовление более трудоемко. Для уменьшения изгибающего момента в арках треугольного очертания нормальные сжимающие силы прикладываются в узлах внецентренно. Для этого опирание в узлах выполняется неполным сечением высотой $h_0 \geq 0,4 h$ (рис. 34, б, в).

Для обеспечения устойчивости при работе из плоскости сечения рекомендуется устраивать фанерные арки с двойной стенкой — двутаврового или коробчатого сечения (рис. 29, б). Пояса арок склеивают из досок с соблюдением правил, приведенных для клееных балок. Стенки арок выполняют из водостойкой строительной или бакелизированной фанеры толщиной не менее 10 мм. Требования к применяемой фанере и правила ее установки в сечении аналогичны фанерным балкам (глава V).

Опорные и ключевые шарниры арок рекомендуется проектировать следующих конструкций:

для арок пролетом до 30 м с затяжками и без них на опорах устраивают коробчатые металлические башмаки (рис. 35, а, б), а ключевой шарнир выполняют лобовым упором с закреплением полуарок деревянными накладками на болтах (рис. 35, в, г);

при пролете арок более 30 м в опорных и ключевых узлах устанавливают металлические башмаки с плиточным или валиковым шарниром (рис. 35, д, е).

В клееных двутавровых и фанерных арках вблизи узлов устраивают из досок участки длиной $l = 1,5$ высоты арки сплошного прямоугольного сечения размером $b_n \times h$.

При больших пролетах арок размеры полуарок превышают допустимые габариты перевозимых транспортом конструкций. В этих случаях применяют монтажные стыки, которые располагают в зонах с невысокими значениями изгибающих моментов.

Различные конструктивные решения стыков приведены в [8; 13]. Наиболее надежны и просты в изготовлении стыки, выполняемые с помощью вклеенных стержней (рис. 36, а, б).

Схема конструктивного расчета дощатоклееных арок 1. Принимают размеры поперечного сечения арки по табл. 43 с учетом монтажных условий и сортамента пиломатериалов и определяют геомет-

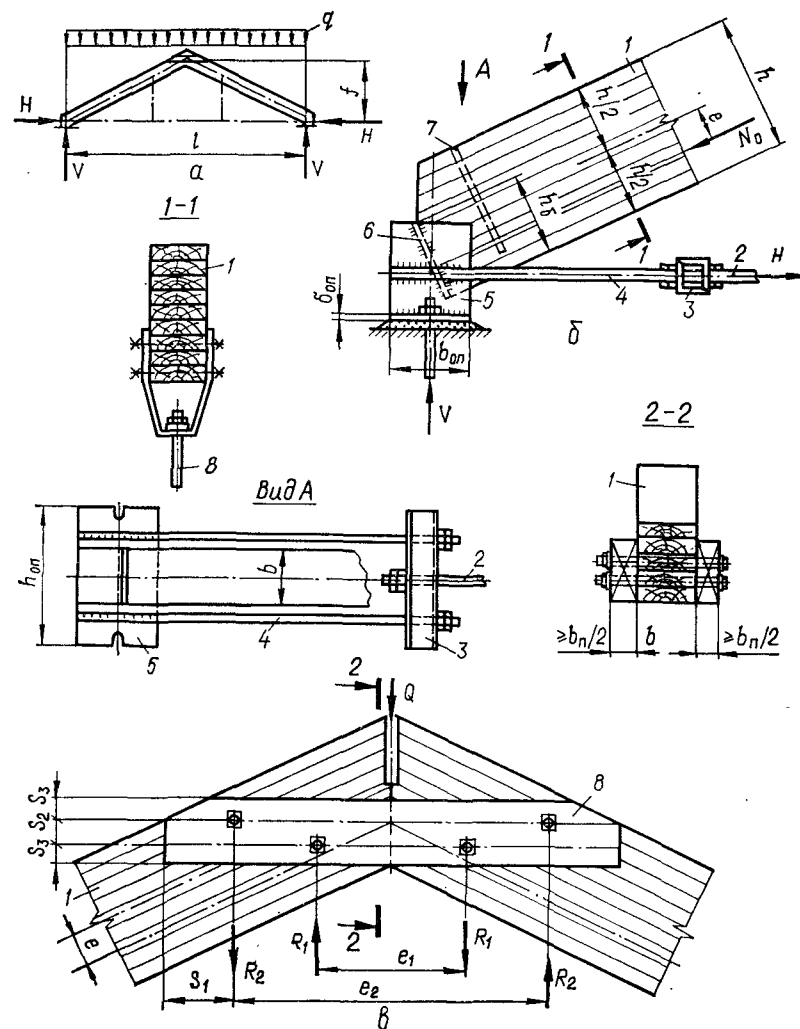


Рис. 34. Треугольная арка со стальной затяжкой:

а — расчетная и геометрическая схемы; б — опорный узел; в — коньковый узел; 1 — клееный элемент; 2 — затяжка из круглой стали; 3 — траверса; 4 — парный хомут; 5 — стальной башмак; 6 — упорная плита башмака; 7 — вклеенный стальной стержень; 8 — стыковая накладка

рические характеристики F , I , W и S . Можно воспользоваться выражением [2]

$$h = k \sqrt{M/b}, \quad (91)$$

где $k = 2,6 \dots 2,9$; M — изгибающий момент в расчетном сечении, кН · см; b — ширина сечения, см.

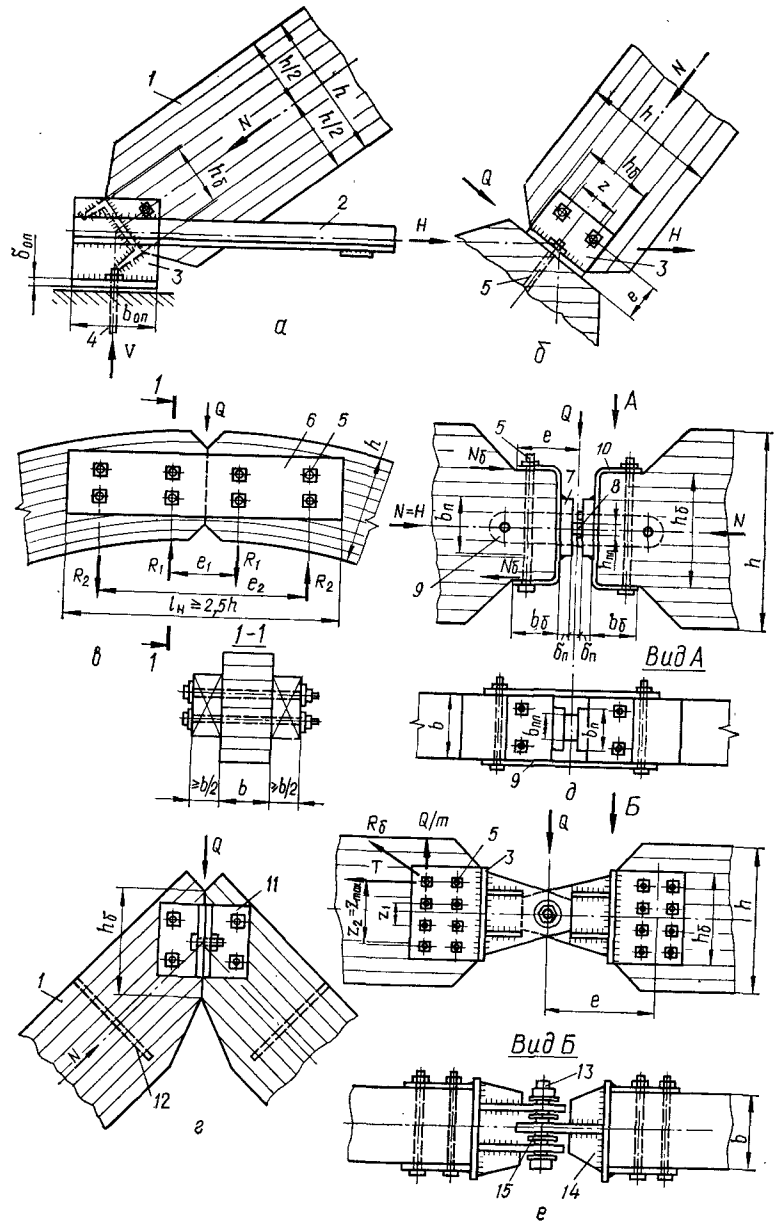


Рис. 35. Узлы круговых и стрельчатых арок:

а — опорный со стальным башмаком для арки с затяжкой; *б* — то же, без затяжки; *в* — ключевой с деревянными накладками; *г* — ключевой для стрельчатой арки с креплением стальными деталями; *д* — ключевой со стальным оголовком и плиточным шарниром; *е* — ключевой с валковым шарниром; *ж* — ключевой с валковым шарниром; *з* — стальной башмак; *4* — анкерные болты; *5* — болты; *6* — деревянная накладка; *7* — опорная плита; *8* — плиточный шарнир; *9* — монтажные стыковые накладки; *10* — оголовок из стального гнутого или сварного профиля; *11* — угловые профили; *12* — вклеенные стержни; *13* — валковый шарнир; *14* — ребра башмака; *15* — шайбы

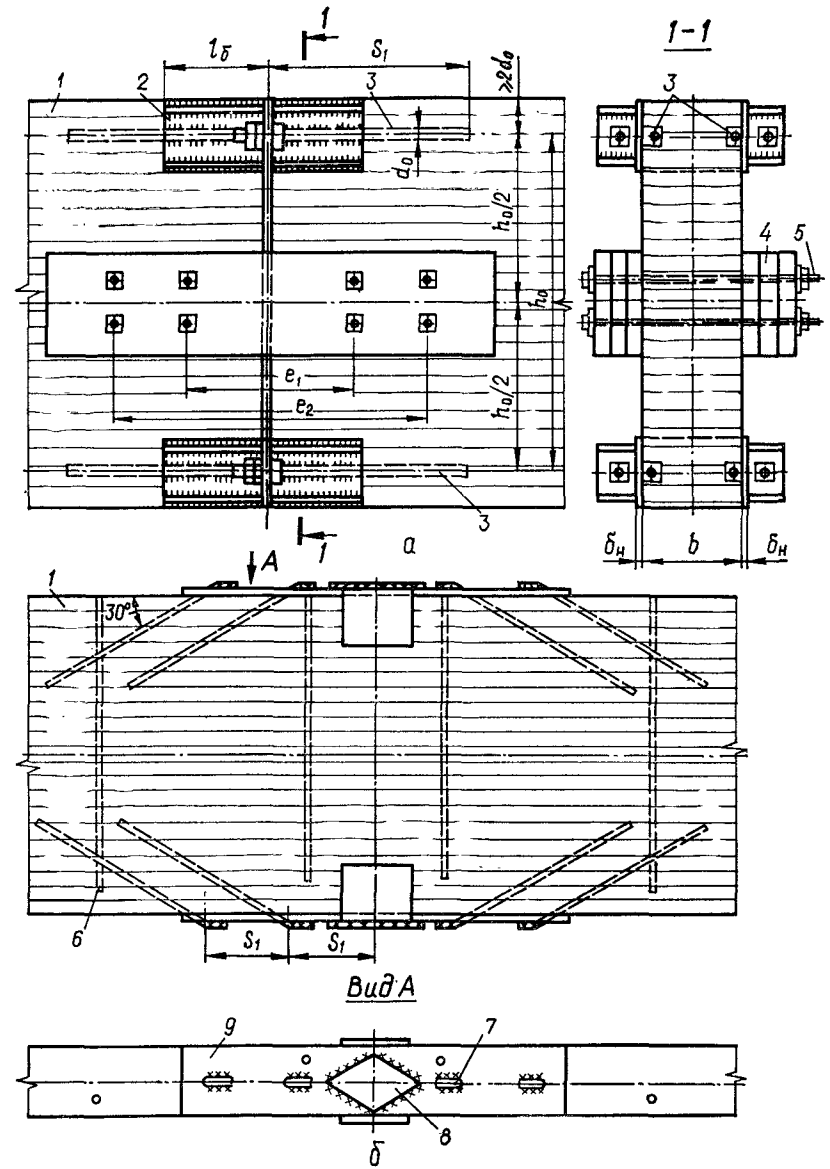


Рис. 36. Монтажные стыки клееных арок:

а — на продольно-вклеенных стальных стержнях с накладками; *б* — на наклонно-вклеенных стержнях; *1* — арка; *2* — сварной башмак; *3* — стержни, вклеенные в древесину; *4* — накладки; *5* — стяжные болты; *6* — вклеенные поперечные стержни; *7* — наклонные стержни, вклеенные в древесину; *8* — накладки, привариваемые на монтаже; *9* — стальные стыковые накладки

2. Проверяют прочность и устойчивость сечения арки в плоскости изгиба при наиболее невыгодных сочетаниях нагрузок по формулам (21) — (26).

При определении гибкости арок расчетную длину принимают: для трехшарнирных круговых арок при любом расположении нагрузок $l_0 = 0,58 s$; для двухшарнирных при симметричной нагрузке $l_0 = 0,35 s$; при несимметричной — $l_0 = 0,58s$; для двух- и трехшарнирных арок при кососимметричной нагрузке $l_0 = \pi s / 2\sqrt{\pi^2 - \varphi_0^2}$; для треугольных арок и трехшарнирных рам, а также для стрелчатых, если угол перелома в ключевом шарнире более 10° , $l_0 = 0,5 s$, а при меньших углах — $l_0 = 0,58 s$ (здесь s — полная длина дуги арки; φ_0 — центральный угол полуарки в радианах (рис. 33, а)).

3. Проверяют устойчивость плоской формы деформирования по формулам (26) — (28) с учетом действительного закрепления кромок арки.

При выполнении проверок по пп. 2 и 3 расчетные величины M и M_d принимают в сечении с наибольшим изгибающим моментом, а при определении ξ в формулу (23) подставляют значение сжимающей силы N_0 в ключевом сечении арки.

4. Рассчитывают стальную затяжку на растяжение от действия наибольшей величины распора, а при наличии — и стык затяжки.

5. Проектируют и рассчитывают опорный и ключевой шарниры, которые следует выполнять однотипными.

Во всех узлах проверяют на смятие торец с учетом концентрации напряжений по формуле

$$\sigma = N/F_{см} \leq R_{см} \alpha k_N, \quad (92)$$

где N — расчетное сжимающее усилие; $F_{см}$ — площадь смятия торца арки; $R_{см\alpha}$ — расчетное сопротивление древесины смятию под углом к волокнам; k_N — коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений, который определяют по графику (рис. 37, а).

Высоту упорной плиты принимают не менее 0,4 высоты сечения арки.

В узлах по рис. 34, б и рис. 35, а, б:

проверяют на смятие торец арки по площади $b \times h_0$ от действия усилия в арке N_0 , а также рассчитывают на изгиб упорную плиту пролетом, равным расстоянию между щеками башмака b ;

определяют размеры опорной плиты $b_{оп}$ и $h_{оп}$ по расчету на действие реакции опоры и толщину плиты $\delta_{оп}$ из условия изгиба;

рассчитывают сварные швы: крепящие упорную плиту к щекам — на усилие N_0 , щеки к опорной плите — на усилие V и затяжку к щекам — на усилие H .

В узле по рис. 34, в и рис. 35, в:

рассчитывают накладку на изгиб от момента $M = Qe_1/2$;

рассчитывают болты по формулам:

$$R_1 = \frac{Q}{1 - e_1/e_2} \leq T_{мин} n_6 n_{сп}; \quad R_2 = \frac{Q}{e_2/e_1 - 1} \leq T_{мин} n_6 n_{сп}, \quad (93)$$

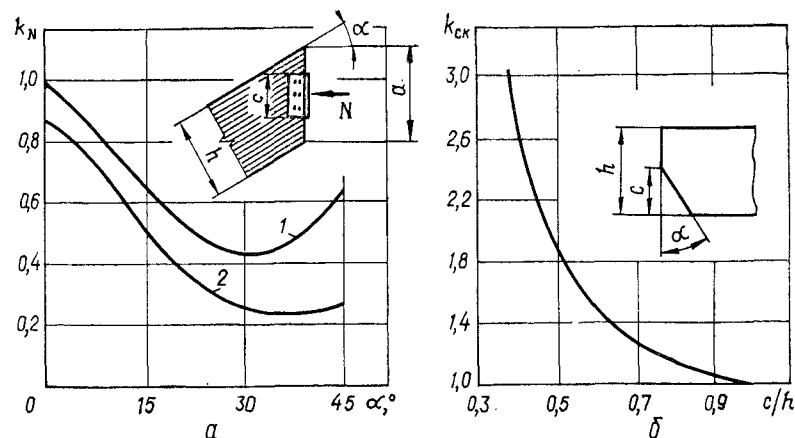


Рис. 37. Графики коэффициентов:

a — k_N ; b — $k_{ск}$; 1 — при $c/a = 0,25$; 2 — при $c/a = 0,5$ и $\alpha = 0 - 45^\circ$

где Q — расчетная поперечная сила в коньке арки от односторонней нагрузки.

В узле по рис. 35, д:

определяют размеры плиточного шарнира $l_{пл}$ и $h_{пл}$ из условия смятия стали;

проверяют на смятие торец арки на действие нормальной силы; величину h_0 принимают не менее $0,4 h$;

проверяют на изгиб стенку оголовка как двухконсольную балку пролетом $(h_0 - b_n) / 2$ на нагрузку от отпора торца арки;

рассчитывают болты, крепящие оголовок к арке на действие поперечной силы от односторонней нагрузки по формуле

$$N_0 = Qe/h_0 < T_0 = 2,5d^2 n_0,$$

где n_0 — число болтов по ширине арки;

рассчитывают сварные швы, крепящие элементы башмака и плиточного шарнира, на действие нормальной и поперечной силы.

В узле по рис. 35, е:

проверяют на смятие торец арки на действие нормальной силы в узле;

рассчитывают валиковый шарнир на смятие, срез и изгиб [12; 22], а также сварные швы башмака на действие нормальной и поперечной сил;

болты, прикрепляющие башмак к арке, рассчитывают по равнодействующему усилию максимально нагруженного болта от действия перерезывающей силы Q и момента $M_0 = Qe$ (при односторонней временной нагрузке) по формуле

$$R_0 = \sqrt{\left(\frac{M_0 z_{max}}{n_0 \Sigma z^2}\right)^2 + \left(\frac{Q}{m_0}\right)^2} \leq T_0 = 2,5d^2 \sqrt{k_{\alpha}}, \quad (94)$$

где n_0 — число болтов в ряду; m_0 — общее число болтов в башмаке; T_0 — расчетная несущая способность одного болта в одном шве

(табл. 18); α — угол наклона равнодействующего усилия к волокнам древесины арки; k_α — определяют по рис. 12, б.

При расчете арок треугольного очертания следует учитывать снижение изгибающего момента при внецентренном приложении сжимающих сил в узлах, принимая

$$M = M_0 - Ne, \quad (95)$$

где M_0 — изгибающий момент от внешней нагрузки; N — нормальная сила в расчетном сечении; e — эксцентриситет смещения нормальной силы от геометрической оси сечения арки, принимаемый не более

$$e \leq M/[N(\xi + 1)], \quad (96)$$

при этом должно соблюдаться условие, чтобы $Ne \leq 0,25 M_0$.

В этом случае касательные напряжения проверяют по формуле (24) с умножением на $k_{ск}$, который находят по графику рис. 37, б.

Схема конструктивного расчета фанерных арок. 1. По принятым размерам поперечного сечения (табл. 43) определяют приведенные геометрические характеристики (к древесине или фанере) $F_{пр}$, $I_{пр}$, $W_{пр}$, $S_{пр}$ по формулам (70), а также прочность и устойчивость сечения арки в плоскости изгиба как и для дощато-клееных арок с учетом особенностей клефанерных конструкций, изложенных в 4.2.

2. Устойчивость плоской формы деформирования можно проверить по формуле

$$N/F_{пр.бр} = M_d/W_{пр.бр} \leq R_c \varphi_y, \quad (97)$$

где значение φ_y приведено в формуле (19).

3. Узловые соединения рассчитывают так же, как и для дощато-клееных арок.

6.3. КЛЕНЫЕ ДОЩАТЫЕ, ФАНЕРНЫЕ И РЕШЕТЧАТЫЕ РАМЫ

В сплошностенчатых клееных дощатых рамах из прямолинейных элементов сопряжение ригелей и стоек осуществляют с помощью зубчатого стыка типа I-50 и I-32 (рис. 38, а, в) в заводских условиях. Предварительно изготавливают прямолинейные клееные элементы стоек и ригелей в виде балок с последующей косой распиловкой для того, чтобы уклон внутренней кромки относительно наружной был не более 15% (рис. 38, б). Гнутоклееные рамы склеивают из тонких досок толщиной не более 1/150 радиуса кривизны, что увеличивает расход древесины на острожку. По длине ригель и стойку проектируют переменного сечения с таким же уклоном, как в прямолинейных рамах, с плавным переходом от шарнира до начала закругленной части, либо с уступом по высоте сечения, который рекомендуется делать наклонным (рис. 39, а).

Для улучшения работы сечения рамы в карнизном узле у рам из прямолинейных элементов и для экономии древесины в гнутоклееных рамах карнизный узел можно проектировать со вставкой,

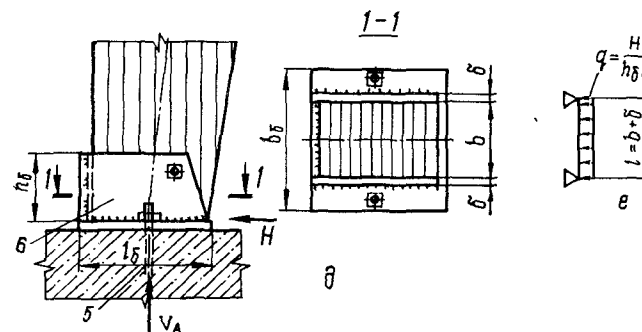
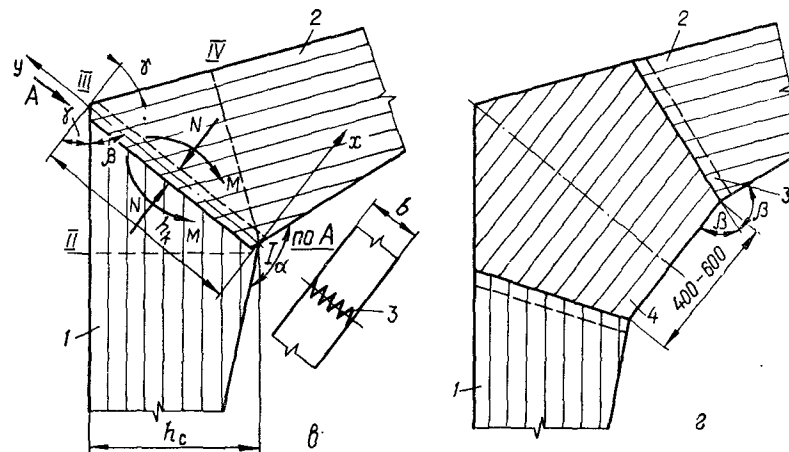
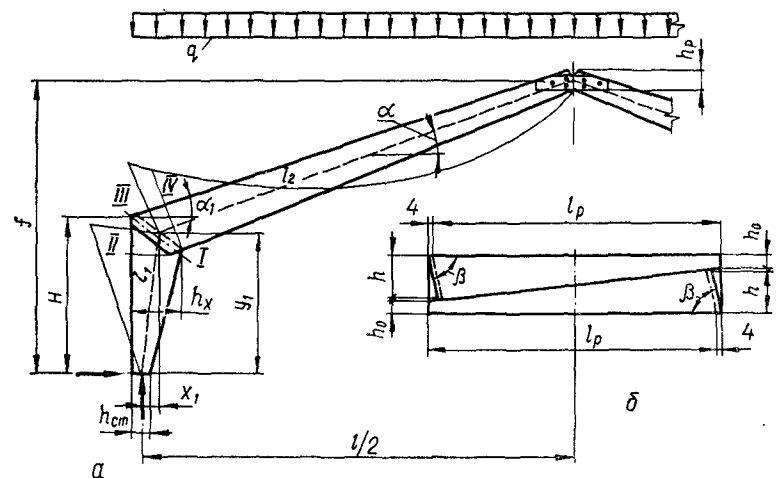


Рис. 38. Трехшарнирная рама из прямолинейных элементов: а — геометрическая и расчетная схемы; б — схема изготовления и раскроя ригеля; в — сопряжение ригеля и стойки зубчатым стыком; г — то же, со вставкой; д — опорный узел; е — расчетная схема упорной плиты; 1 — стойка; 2 — ригель; 3 — зубчатый стык; 4 — вставка; 5 — анкерный болт; 6 — стальной башмак

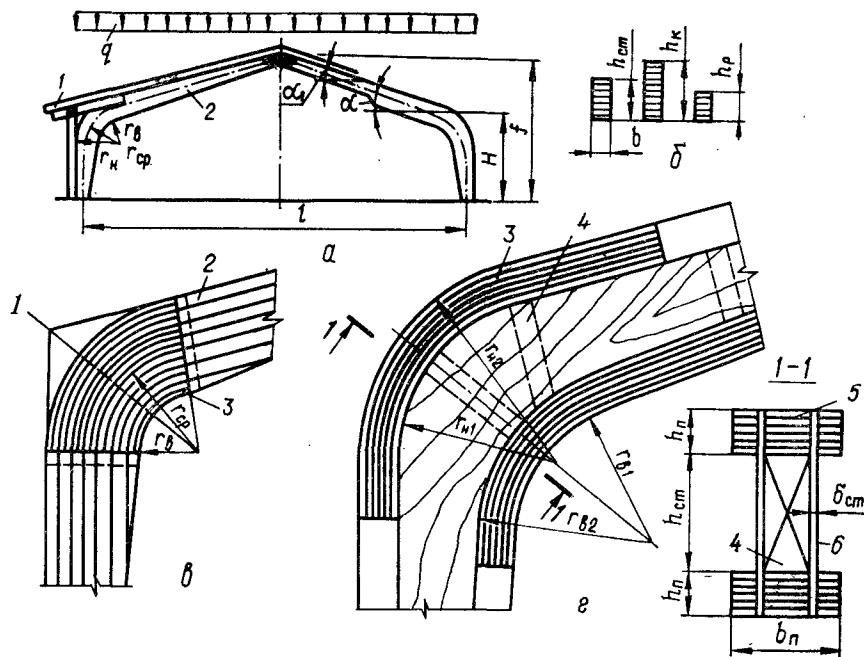


Рис. 39. Гнутоклееная трехшарнирная рама:

a — геометрическая и расчетная схемы; *b* — сечения; *в* — сопряжение ригеля и стойки с помощью вставки; *г* — карнизный узел фанерной рамы; *д* — ограждающие конструкции; *2* — рама; *3* — вставка; *4* — ребра жесткости; *5* — пояса дощатоклеенные; *6* — фанерная стенка

соединяемой со стойкой и ригелем зубчатым стыком (рис. 38, *г* и 39, *в*). Вставку длиной 40 — 60 см изготавливают из более тонких досок, чем ригель и стойки гнутоклееных рам. В этом случае можно принять меньший радиус кривизны и увеличить значение $m_{гн}$.

Опорный и коньковый шарниры ввиду относительно небольших усилий выполняют в виде простейших лобовых упоров с накладками на болтах или металлических башмаков (рис. 35, *в* и 38, *д*). Высоту сечения ригеля h_p в коньке принимают не менее 0,3, а стойки у фундамента $h_{ст}$ не менее 0,4 высоты сечения в карнизном узле h_k .

Фанерные клееные рамы изготавливают только со стыком стойки и ригеля (рис. 39, *г*). Сечение элементов рам рекомендуется принимать коробчатое или двутавровое с двумя стенками. В гнутоклееных фанерных рамах стык ригеля и стойки осуществляют по рис. 39, *г*.

Компоновка поперечного сечения, правила расположения досок, фанеры и их стыков аналогичны изложенным в главе III и 4.5 главы IV для балок и арок.

В рамах (табл. 43, поз. 6) ригели выполняют клееными переменного сечения, а стойки и подкосы — постоянного. Сопряжения в узлах выполняют с помощью лобовых упоров и накладок на болтах (рис. 40).

Решетчатые трехшарнирные рамы (табл. 43, поз. 7) выполняют

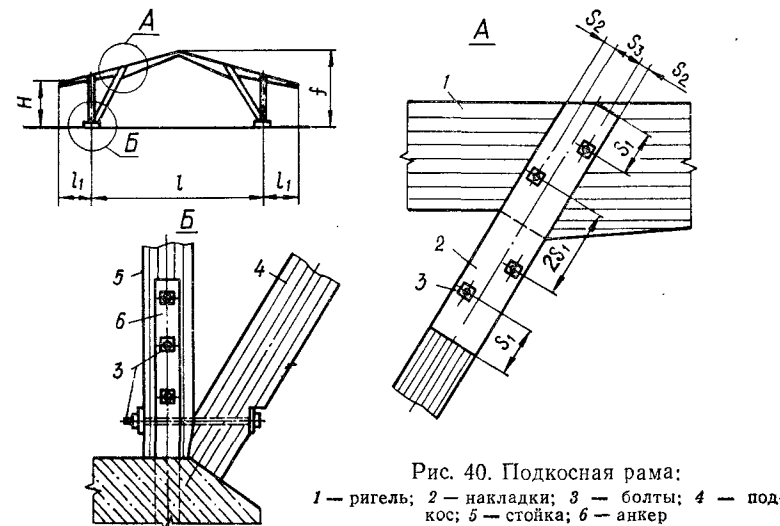


Рис. 40. Подкосная рама:

1 — ригель; 2 — накладки; 3 — болты; 4 — подкос; 5 — стойка; 6 — анкер

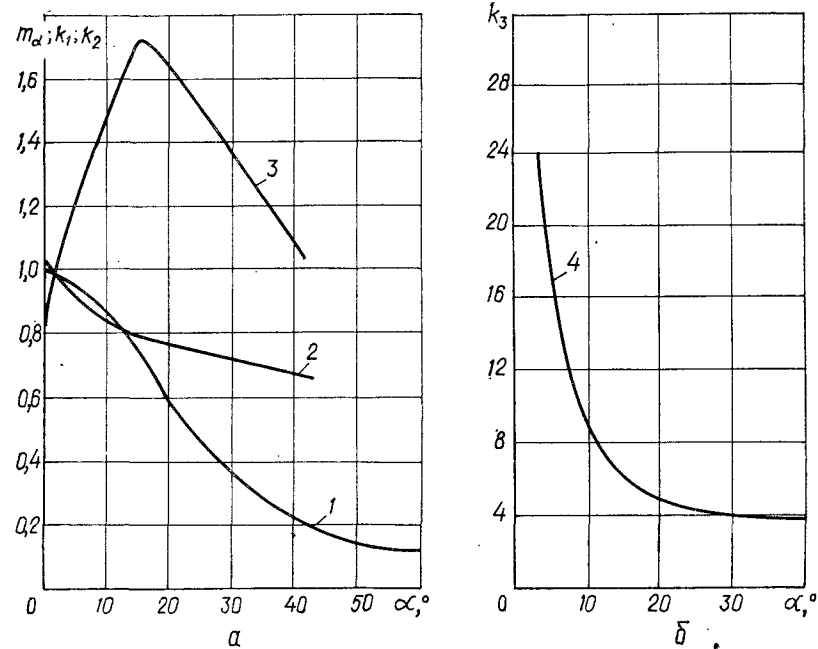


Рис. 41. Графики коэффициентов для расчета узла рамы (по рис. 38):

1 — m_α ; 2 — k_1 ; 3 — k_2 ; 4 — k_3

из бревен или брусьев, соединяемых с помощью врубок, болтов и тяжей. На рис. 41 показаны графики коэффициентов m_α , k_1 , k_2 , k_3 для расчета узла рамы.

В двухшарнирных рамах (табл. 43, поз. 8) ригелем является несущая конструкция покрытия (балка, арка или ферма), шарнирно соединяемая со стойками здания. Стойки проектируют брусчатыми, на пластинчатых нагелях или вклеенных стержнях, решетчатыми из брусьев и клееными дощатыми прямоугольного сечения. Последние стойки применять предпочтительнее.

В настоящее время разработано много конструктивных решений крепления деревянных стоек к фундаментам [1; 7; 8; 9; 12; 13]. Выбор варианта крепления зависит от вида и величины действующих на стойку нагрузок, условий эксплуатации и возможности изготовления и монтажа. При этом следует предпочитать те варианты, в которых древесина не работает на смятие поперек волокон, а соединения обладают наименьшей податливостью.

При небольших высотах и пролетах зданий, особенно сельскохозяйственного назначения, применяют стойки, приведенные на рис. 42, а [1]. Их изготавливают прямоугольного поперечного сечения с прямолинейными кромками, в которых вырезают гнезда для размещения стальных траверс. С помощью таких траверс стойку крепят к анкерам фундаментов. Возможно также наклонное расположение анкеров [7].

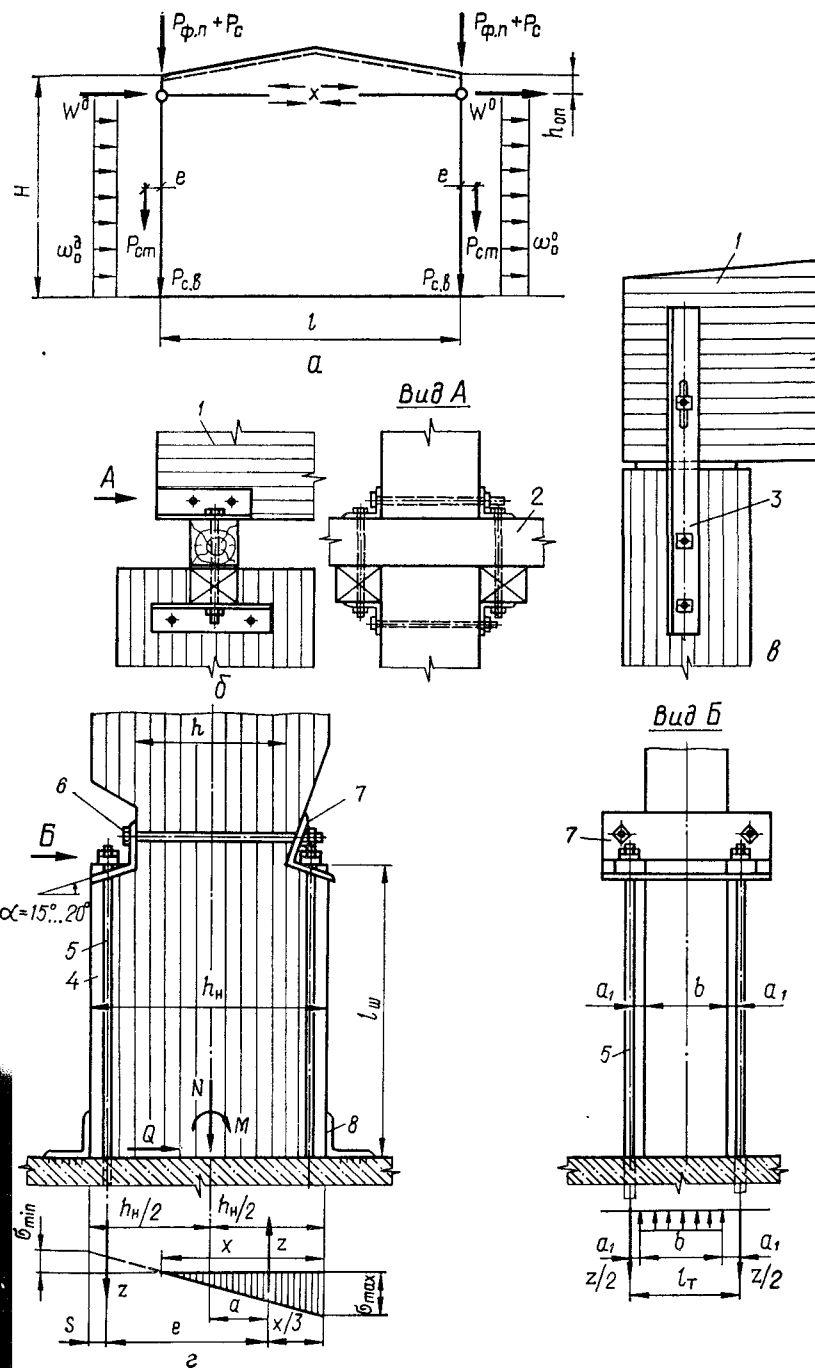
Крепление стойки болтами к анкерным пластинам, врезанным в сечение стойки, показано на рис. 42, б [8; 9]. Анкерные пластины можно располагать снаружи стойки (рис. 42, в) и выполнять из стальной полосы или профильной стали, приваренных к башмаку, прикрепленному к фундаменту анкерными болтами, или из профильной стали, заанкеренной в фундаменте. Оба варианта обладают податливостью, а выполнение их осложняется необходимостью сверления отверстий через всю толщину стоек и стальных анкерных пластин.

Стойки можно крепить также через железобетонные пасынки (рис. 42, и). Стальные анкерные стержни, забетонированные в пасынках, вклеивают в пазы деревянных стоек на эпоксидном клею и закрывают пазы защитными досками с гвоздевой запрессовкой. После отверждения клея стойка с пасынком поступает на монтаж и замоноличивается в стакане железобетонного фундамента.

Крепление стоек с помощью продольно вклеенных стержней показано на рис. 42, ж. Стержни вклеивают в стойку при ее изготовлении. При этом стойку устанавливают на стальной башмак, заранее закрепленный к анкерным болтам фундамента, к которому гайками крепят стержни, имеющие на концах нарезку.

Узел, показанный на рис. 42, к [12], закрепляют наклонно расположенными вклеенными стержнями. Это обеспечивает большую надежность соединения, чем в предыдущих вариантах, особенно при больших усилиях.

Для предотвращения расслоения клееной древесины при изменении температурно-влажностных условий эксплуатации в узлы



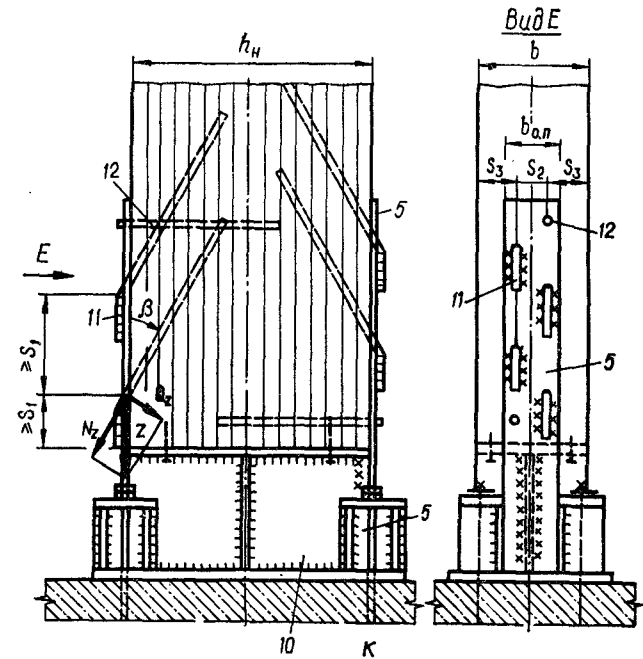
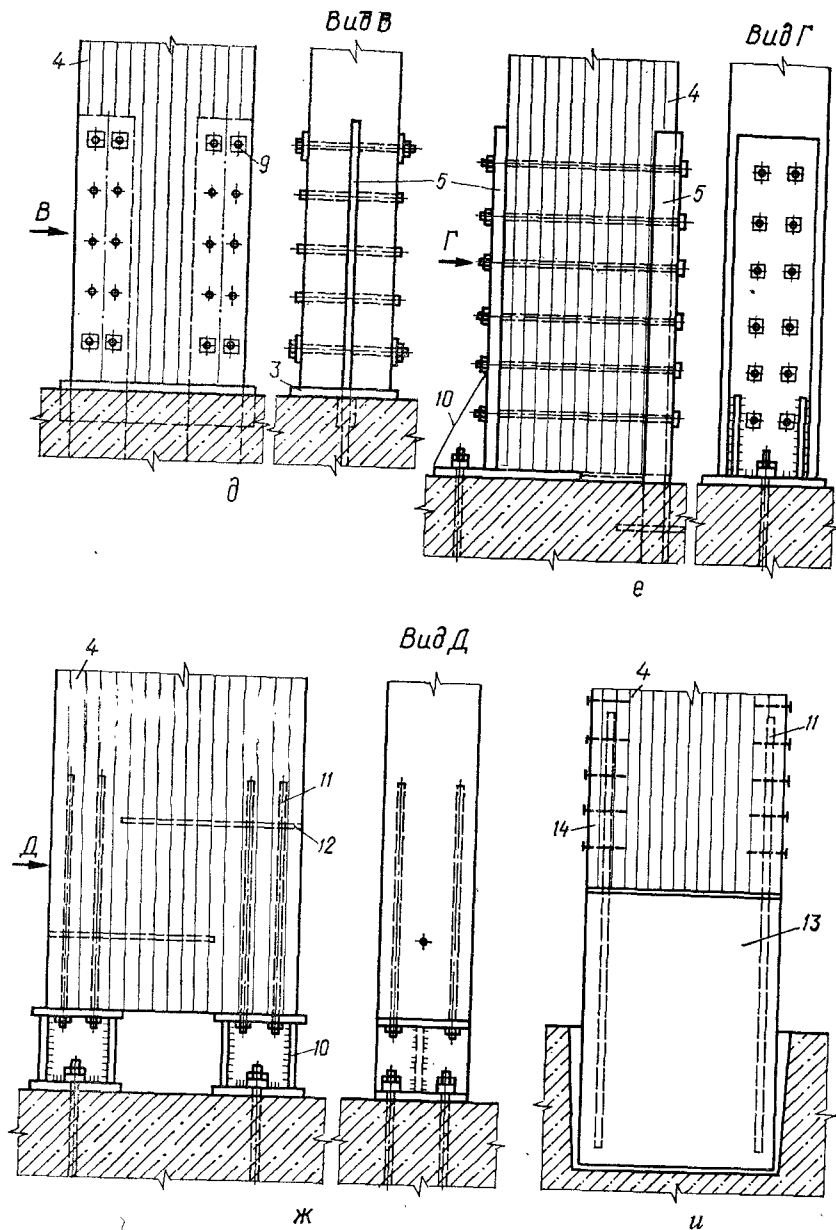


Рис. 42. Двухшарнирные рамы с клееными стойками:

a — геометрическая и расчетная схема; *б* — крепление балки покрытия к стойке через продольный прогон; *в* — то же, непосредственно к стойке; *г* — крепление стойки с помощью анкеров и траверс; *д* — то же, с помощью анкерных пластин, врезанных в стойку, и болтов; *е* — то же, анкерных пластин, закрепленных на кромке стойки болтами (слева из полосовой стали, справа из профильной); *ж* — то же, с помощью клеенных стержней и железобетонного пасынка; *з* — то же, с помощью клеенных стержней, закрепленных к стальному башмаку; *к* — то же, с помощью наклонно клеенных стержней, приваренных к анкерным пластинам; *1* — несущая конструкция; *2* — продольный брус; *3* — крепежные элементы; *4* — стойка; *5* — анкерные болты или пластины; *6* — стяжной хомут; *7* — траверса (слева — из размакованного профиля, справа — обычного); *8* — упорные профили, приваренные к закладным деталям фундамента; *9* — крепежные болты; *10* — стальной башмак; *11* — клеенные рабочие стержни; *12* — то же, нерабочие; *13* — железобетонный пасынок; *14* — защитные доски, закрепленные гвоздями

с клееными стержнями необходимо клеивать дополнительные нерабочие стальные стержни перпендикулярно к кромке стойки.

На рамы действуют нагрузки от покрытия и снега на нем, стенового ограждения, воздействия ветра на стены и покрытие здания, нагрузки от кранов и т. п. Трехшарнирные рамы являются статически определяемыми системами и усилия в них определяют по тем же формулам (90), что и для арок. Двухшарнирные рамы, составленные из стоек и ригелей, являются однажды статически неопределимой системой и усилия в стойках определяют по формулам или с применением ЭВМ.

Схема конструктивного расчета рам из прямолинейных элементов с зубчатым соединением карнизного узла (схема 5, б, табл. 43). 1. Принимают размеры поперечного сечения рамы в карнизном узле по указаниям, приведенным в табл. 43, или по формуле (91), в которой $k = 0,3 \dots 0,32$. Ширину задают из условий монтажа с учетом сортамента досок (прил. 1).

2. Определяют геометрические характеристики сечений I—III (биссектрисного), I—II и I—IV (рис. 38, а, в).

3. Проверяют прочность и устойчивость рамы в плоскости изгиба при невыгодном сочетании нагрузок только в указанных выше сечениях, если высоты ригеля и стойки у узлов приняты соответственно 0,3 и 0,4 высоты их в карнизе h_k :

а) в биссектрисном сечении по формулам (рис. 38, в):
для сжатой зоны вдоль оси под углом γ к волокнам

$$\sigma_{xc} = N/F_{расч} + M_d/(k_1 W_{расч}) \leq R_{см \gamma};$$

для растянутой зоны вдоль оси x под углом к волокнам

$$\sigma_{xp} = -N/F_{расч} + M_d/(k_2 W_{расч}) \leq R_{и m \gamma}; \quad (98)$$

для сжатия вдоль оси y под углом к волокнам $\beta = 90^\circ - \gamma$

$$\sigma_{yc} = M_d/(k_3 W_{расч}) \leq R_{см \beta},$$

где $F_{расч}$ и $W_{расч}$ — соответственно площадь и момент сопротивления биссектрисного сечения; M_d определяют по формуле (22), а ξ — по формуле (23), в которой гибкость λ определяют исходя из расчетной длины полурамы, измеряемой по осевой линии; $R_{см \gamma}$, $R_{см \beta}$, $R_{и}$ — соответственно расчетные сопротивления древесины смятию под углами γ и β к волокнам и изгибу, определяемые по табл. 1 и графикам на рис. 1, без введения коэффициентов m_β и $m_{сл}$; k_1 , k_2 , k_3 , m_α — коэффициенты, принимаемые по рис. 41;

б) в сечениях I—II и I—IV (рис. 38, в) по формулам (21) — (23).

4. Проверяют устойчивость плоской формы деформирования по формулам (26) и (27). Расчетную длину принимают равной длине осевой линии полурамы, если угол между осями ригеля и стойки более 130° , и равной длинам их внешних подкрепленных кромок при угле менее 130° .

5. В опорном сечении рамы проверяют касательные напряжения по формуле (24).

6. Коньковый узел решают с помощью деревянных накладок на болтах и рассчитывают, как в арках.

7. В опорном узле проверяют вертикальную боковую поверхность на смятие древесины стойки поперек волокон на действие распора, а торец стойки — на смятие вдоль волокон на действие вертикальной опорной реакции (рис. 38, д).

Схема конструктивного расчета гнутоклееных рам. 1. Принимают размеры сечения так же, как для предыдущей рамы и определяют F , I , W и S в биссектрисном сечении карнизного узла.

2. Проверяют сечение криволинейной части:
по внутренней сжатой кромке

$$\sigma = N/F_{расч} + M_d/(k_{rв} W_{расч}) \leq R_c, \quad (99)$$

где $k_{rв} = \frac{1 - 0,5h/r}{1 - 0,17h/r}$ при $h/r \geq 1/7$ и

$$k_{rв} = 1 \text{ при } h/r < 1/7; \quad (100)$$

по наружной растянутой кромке по формуле (99), в которой вместо $k_{rв}$ подставляют

$$k_{rн} = \frac{1 + 0,5h/r}{1 + 0,17h/r}, \quad (101)$$

где h — высота сечения криволинейного участка; r — радиус кривизны этого участка; $z = h^2/(12r)$ — расстояние от центра поперечного сечения до нейтрального слоя (рис. 39).

3. Устойчивость плоской формы деформирования проверяют по формулам (20), в которых расчетная длина равна длине осевой линии полурамы.

4. Коньковый и опорный узлы решают так же, как и в предыдущей раме.

Схема конструктивного расчета клееных стоек двухшарнирных рам. 1. Принимают размеры поперечного сечения по рекомендуемым габаритам (табл. 43) и вычисляют геометрические характеристики.

2. Проверяют стойку в сечении у подошвы фундамента с учетом ослаблений от вырезов для установки траверсы анкерных болтов при наиболее невыгодном сочетании нагрузок по формулам (21) — (23).

При определении гибкости клееных стоек расчетную длину в плоскости изгиба принимают $l_0 = H$, если верх стойки с помощью жесткого диска покрытия соединен с жесткими торцевыми стенами здания. Если такая связь отсутствует или торцевые стены недостаточно жестки (например, в виде навесных панелей), то $l_0 = 2,2H$. Гибкость стойки в плоскости, перпендикулярной к плоскости изгиба, определяют по расчетной длине, которая равна расстоянию между узлами вертикальных связей, поставленных по стойкам вдоль здания.

Клеевые швы в стойках проверяют по формуле (24).

3. Проверяют устойчивость плоской формы деформирования по формуле (26) с учетом раскрепления ее растянутой кромки.

4. Проектируют и рассчитывают крепление стоек к фундаменту. В узле (рис. 42, в) анкерные болты крепят к стойке с помощью стальных (профильных или сварных) траверс, устанавливаемых в вырезы стоек. Для предотвращения сползания траверсы стягивают болтами (слева на рис. 42, в показана траверса из размаклованного углового профиля, справа — из обычного). Анкерные болты рассчитывают по наибольшему растягивающему усилию при действии постоянной нагрузки и ветровой с коэффициентом сочетания $\psi = 0,9$.

Определяют напряжения на поверхности фундамента и длины участков эпюры напряжений

$$\sigma_{\max}^{\min} = -N/(bh_n) \mp 6M_d/(bh_n^2);$$

$$x = \sigma_{\max} h_n / (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}); \quad a = h_n/2 - x/3 \quad (102)$$

и проверяют деревянную стойку на смятие по крайевым максимальным напряжениям. Если относительный эксцентриситет $e = M_d/N > h_n/6$, определяют расстояние между центром тяжести сжатой эпюры и осью растянутого анкера: $e = h_n - x/3 - s$, если анкер расположен в пределах высоты нижней части стойки h_n . Если он расположен за пределами наружной ее грани (рис. 42, в) — $e = h_n - x/3 + s$.

Определяют усилия в анкерных болтах

$$Z = (M_d - Na)/e \quad (103)$$

и площадь поперечного сечения анкерных болтов

$$F_{нт} = Z/(R_{bt}n_6). \quad (104)$$

В этих формулах b и h_n соответственно ширина и высота нижнего сечения стойки; R_{bt} — расчетное сопротивление стальных анкеров [22]; n_6 — число анкерных болтов с одной стороны стойки. Если $e = M_d/N \leq h_n/6$, то анкерные крепления ставят конструктивно. При этом суммарная площадь их сечения должна быть не менее $F = 0,01 bh_n$.

Рассчитывают траверсу как однопролетную балку пролетом $l_T = b + 2a_1$, а также стяжные болты (рис. 42, в).

Проверяют прочность клеевых швов на участке от места установки траверсы до подошвы стойки по формуле

$$\tau_{ш} = Z/(n_{ш}b_{расч}) \leq R_{ск}^{ср} \quad (105)$$

где $R_{ск}^{ср}$ определяют по формуле (47).

6. При проверке крепления стоек к фундаментам на действие поперечной силы Q учитывают усилие трения сжатого участка подошвы стойки по поверхности фундамента. Если усилие меньше поперечной силы, предусматривают стальные упоры (рис. 42, в), привариваемые к закладным частям фундамента, а их высоту определяют по смятию поперек волокон древесины стойки.

7. В узле на рис. 42, д, е рассчитывают болты, крепящие анкерные пластины к стойке по формулам (29), (30), (36) и анкерные пластины. В узле на рис. 42, ж, и рассчитывают клеенные в деревянную стойку стальные стержни по формулам (50) и (51).

Усилия в анкерных болтах или пластинах определяют по формулам (102) — (104) с учетом их расположения по отношению к сечению стойки. Сечения анкеров проверяют по формуле (104), учитывая их ослабление отверстиями или нарезкой.

Рассчитывают клеенные наклонные стержни (рис. 42, к) по растяжению и изгибу

$$\left(\frac{Z \cos \beta}{nT_a} \right)^2 + \frac{Z \sin \beta}{nT_n} \leq 1, \quad (106)$$

где Z — растягивающее усилие в анкерной пластине; β — угол наклона стержня к волокнам древесины стойки; n — число клеенных стержней по одну сторону от продольной оси стойки; $T_a = F_a R_s$ — расчетная несущая способность клеенного стержня по

условию прочности на растяжение (здесь F_a — площадь сечения стержня; R_s — расчетное сопротивление растяжению арматурной стали: для класса А-II $R_s = 28,5$ кН/см², для класса А-III $R_s = 37,5$ кН/см²; T_n — расчетная несущая способность стержня на один шов из условия его работы на изгиб, принимаемая, кН: при жестком (сварном) соединении клеенных стержней с анкерной пластиной (рис. 42, к)

для стали А-II

$$T_n = 5,5 d^2; \quad (107)$$

для стали А-III

$$T_n = 7d^2,$$

при нежестком (болтовом) соединении стержней с пластиной (а также при сплачивании элементов составных балок);

для стали А-II

$$T_n = 4d^2, \quad (108)$$

для стали А-III

$$T_n = 5d^2,$$

где d — диаметр стержня, см.

Приведенные значения T_n применимы при $\beta = 30 - 45^\circ$, $S_1 \geq 10d$ и глубине заделки $l_n \geq 20d$ в стыках и $l_n \geq 15d$ — в составных балках из брусев.

Наклонные стержни ставят на расстояниях (поперек волокон древесины): $S_3 \geq 3d$; $S_2 \geq 6d$ — при двухрядном их расположении и $S_3 = S_2 \geq 3d$ — при шахматном. Однорядное расположение стержней допустимо только для стоек из клееной древесины.

Анкерные пластины проверяют по формуле

$$\left(\frac{Z}{F_{нт} R_y} \right)^2 + \frac{M_a}{c W_{нт} R_y} \leq 1,$$

где $M_a = 0,024 d^3$ и $M_a = 0,032 d^3$ — изгибающие моменты в узле соединения клеенного стержня и анкерного крепления соответственно для арматурной стали А-II и А-III, кН · см; $c = 1,47$ — коэффициент, учитывающий пластическую стадию работы стальной анкерной пластины [12, 22]; R_y — расчетное сопротивление растяжению по пределу текучести стали анкерной пластины [22].

Стальные башмаки, крепления к ним анкерных болтов и пластин, а также сварные швы рассчитывают по [22].

Пример 4. Клееная арка кругового очертания

Спроектировать и рассчитать арку для покрытия спортивного здания в Смоленской области с температурно-влажностными условиями эксплуатации А1. Покрытие по фанерным плитам шириной 1,5 м, с утеплителем из минераловатных плит толщиной 80 мм, плотностью 100 кг/м³ (ГОСТ 10140—80) и руберойдной кровлей. Пролет арок 24 м, шаг — 6 м. Класс ответственности здания I, $\gamma_n = 1$. Материалы: древесина сосна 2-го сорта (ГОСТ 8486—86 Е), сталь ВстЗпс 6-1.

Выбор конструктивной схемы. Принимаем трехшарнирную арку с прямоугольным поперечным сечением со стальной затяжкой из профильной стали. Узлы решаем в виде лобовых упоров (рис. 35, а, в).

Геометрический расчет (рис. 33, а). Стрела подъема $f = D/6 = 24/6 = 4$ м; радиус оси $R = \frac{D^2 + 4f^2}{8f} = \frac{24^2 + 4 \cdot 4^2}{8 \cdot 4} \approx 20$ м; центральный угол: $\sin \varphi_0 = D/(2R) = 24/(2 \cdot 20) = 0,6$; $\varphi_0 = 37^\circ$; $\cos \varphi_0 = 0,8$; $\varphi = 74^\circ$; длина дуги арки $s = \frac{2\pi R 2\varphi_0}{360} = 2 \cdot 3,14 \cdot 20 \cdot 74/360 = 25,8$ м.

Статический расчет. Нагрузки от покрытия принимаем по табл. 26 с толщиной утеплителя до 80 мм; $g = 0,433 + 0,03 \cdot 1,2 = 0,47$ кН/м². Расчетная нагрузка с учетом ее расположения на дуге арки $g = 0,47 \cdot 25,8/24 = 0,52$ кН/м². Снеговая нагрузка [20]: равномерно распределенная $p_1 = s_0 \mu_f = 1 \cdot 0,75 \cdot 1,6 = 1,2$ кН/м²; треугольная $p_2 = s_0 \mu_2 \gamma_f = 1 \cdot 2 \times 1,6 = 3,2$ кН/м², где $\mu = l/(8f) = 24/(8 \cdot 4) = 0,75$; $\mu_2 = 2$ при $f/l = 1/6$; $\gamma_f = 1,6$ при $g^H/s_0 < 0,8$.

Таблица 44. Программа вычисления координат точек деления арки и составляющих нагрузок на участках между точками деления

Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код
00	ИП 2	62	33	↑	ОЕ	66	х	12
01	2	02	34	ИП 4	64	67	С/П	50
02	÷	13	35	≥	14	68	ИП 9	69
03	ИП С	6Г	36	—	11	69	ИП А	6—
04	↑	14	37	С/П	50	70	х	12
05	÷	13	38	П 0	40	71	С/П	50
06	П Д	4Г	39	ИП 6	66	72	ИП 9	69
07	ИП 7	67	40	—	11	73	ИП В	6Л
08	2	02	41	Fx ²	22	74	х	12
09	х	12	42	↑	ОЕ	75	С/П	50
10	ИП 2	62	43	ИП 7	67	76	ИП 7	67
11	↑	14	44	Fx ²	22	77	2	02
12	—	11	45	+	10	78	÷	13
13	С/П	50	46	F√	21	79	ИП 1	61
14	П 2	42	47	П 3	43	80	↑	14
15	ИП 7	67	48	ИП 0	60	81	—	11
16	ИП 1	61	49	ИП 6	66	82	ИП Д	6Г
17	+	10	50	—	11	83	х	12
18	С/П	50	51	ИП 3	63	84	ИП С	6Г
19	П 1	41	52	÷	13	85	↑	14
20	ИП 2	62	53	П А	4—	86	—	11
21	Fx ²	22	54	ИП 0	60	87	П 3	43
22	4	04	55	П 6	46	88	ИП А	6—
23	÷	13	56	ИП 7	67	89	х	12
24	↑	ОЕ	57	ИП 3	63	90	С/П	50
25	ИП 5	65	58	÷	13	91	ИП 3	63
26	Fx ²	22	59	П В	4Л	92	ИП В	6Л
27	↑	14	60	ИП 8	68	93	х	12
28	—	11	61	ИП А	6—	94	С/П	50
29	F√	21	62	х	12	95	БП	51
30	ИП 5	65	63	С/П	50	96	07	07
31	↑	14	64	ИП 8	68			
32	—	11	65	ИП В	6Л			

Нагрузку от собственного веса арки определяем по формуле (1):

$$g_{с.в} = \frac{0,52 + 1,2}{3,5 \cdot 24 - 1} = 0,16 \text{ кН/м.}$$

Нагрузка на 1 м арки, кН/м: $g = (0,52 + 0,16 \cdot 1,1) \cdot 6 = 4,18$; $p_1 = 1,2 \times 6 = 7,2$; $p_2 = 3,2 \cdot 6 = 19,2$.

Усилия целесообразно определять с применением ЭВМ, рассматривая арку как многостержневую систему (при отсутствии ЭВМ — с помощью табл. прил. 10).

Арку по длине разбиваем на большое число стержней так, чтобы в пределах длины стержня ее ось можно было считать прямолинейной без больших погрешностей.

Разбиваем арку на 20 равных участков, для каждого из которых находим абсциссу и ординату точек деления и угол наклона участка, который необходим для определения составляющих внешней нагрузки.

Интенсивность нагрузки p_2 заменяем ступенчато-переменной нагрузкой с постоянной интенсивностью в пределах длины участка. Вычислительные операции можно выполнить с использованием микроЭВМ. С этой целью разработана программа, текст которой приводится в табл. 44. После набора программы, перевода машины в автоматический режим работы, возврата программы в исходное положение нажатием клавиши В/О вводим исходные данные, которые размещаются в регистрах памяти 2, 4, 5, 7, 8, 9, С. Остальные регистры используются как оперативные. Для данного примера необходимо занести следующие данные в регистры памяти (они указаны после стрелки). Порядок занесения исходных данных может быть произвольным: $D = 24 \rightarrow 2$, $f = 4 \rightarrow 4$, $R = 20 \rightarrow 5$; $\Delta x = 1,2 \rightarrow 7$ (здесь Δx шаг координаты по оси x ; $\Delta x = 24/20 = 1,2$); $g = \frac{D}{S} = 4,18 = 3,89 \rightarrow 8$, $p_1 = 7,2 \rightarrow 9$, $p_2 = 19,2 \rightarrow С$.

Для решения других примеров необходимо изменить в программе только исходные данные.

После ввода исходных данных запускаем программу нажатием клавиши С/П. После вычисления очередной величины машина останавливается для записи результатов в табл. 45. Для дальнейшей работы программы необхо-

Таблица 45. Координаты точек деления и составляющие нагрузок на участках между точками деления

Номер точки деления	d_i	Координаты, м		Нагрузка, кН/м					
				постоянная $g=3,89$		снеговая $p_1=7,2$		снеговая $p_2=19,2$	
				g_x	g_y	p_{1x}	p_{1y}	p_{2x}	p_{2y}
1	21,6	1,2	0,83	2,22	3,2	4,11	5,91	10,4	14,98
2	19,2	2,4	1,55	1,99	3,35	3,67	6,19	8,33	14,04
3	16,8	3,6	2,15	1,75	3,47	3,24	6,42	6,48	12,86
4	14,4	4,8	2,66	1,52	3,58	2,81	6,63	4,87	11,49
5	12	6	3,08	1,28	3,67	2,38	6,8	3,47	9,97
6	9,6	7,2	3,42	1,05	3,75	1,94	6,93	2,33	8,32
7	7,2	8,4	3,67	0,82	3,80	1,51	7,04	1,41	6,57
8	4,8	9,6	3,86	0,58	3,85	1,08	7,12	0,72	4,75
9	2,4	10,8	3,96	0,35	3,87	0,65	7,17	0,26	2,86
10	0	12,0	4	0,12	3,89	0,22	7,19	0,03	0,96

димо снова нажать клавишу С/П. Данные для заполнения табл. 45 выдаются построчно. При полном их заполнении в строку нажатием клавиши С/П вычисляют данные следующей строки таблицы, так как в программе реализован безусловный переход на ее начало.

По данным табл. 45 в арке были определены усилия с применением ЭВМ ЕС 1022. При этом рассмотрены следующие сочетания нагрузок: а) постоянная g и снеговая интенсивностью p_1 на всем пролете арки; б) постоянная g на всем пролете и снеговая p_1 на половине пролета; в) постоянная g на всем пролете и снеговая интенсивностью p_2 на половине пролета.

Поскольку арку проектируем постоянного по длине поперечного сечения, нас интересуют максимальные значения расчетных усилий. Изгибающие моменты при различных сочетаниях нагрузок возникают на крайних участках пролета арки длиной около четверти пролета, поэтому в табл. 46 приведены усилия в точках 2 — 5, 2' — 5'.

Таблица 46. Расчетные усилия в точках деления арки

Номер точки деления	Сочетание нагрузок								
	а			б			в		
	Расчетные усилия: М, кН·м; N, Q, кН								
	M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q
0	-0,01	-240,0	0,04	-0,07	-176,5	-18,3	-0,11	-191,9	-49,7
2	-15,2	-223,7	-6,63	+31,5	-158,7	-15,9	+88,2	-157,5	-25,0
3	-14,8	-217,3	6,04	+44,4	-152,3	-3,25	+107,9	-147,1	-4,33
4	-13,4	-211,8	+5,33	+52,6	-146,4	-0,06	+113,3	-135,7	+5,18
5	-10,7	-207,2	+4,22	+56,6	-141,6	+3,23	+107,7	-133,0	12,6
10	0	-196,9	6,56	0	-134,0	2,52	0	-129,0	23,4
5'	-10,7	-207,2	8,34	-71,2	-141,8	6,06	-65,7	-136,4	5,8
4'	-13,4	-211,8	8,48	-71,0	-143,5	2,13	-65,5	-138,1	2,2
3'	-14,8	-217,3	7,38	-64,5	-145,3	-2,55	-59,8	-140,0	-2,12
2'	-15,2	-223,7	6,63	-52,3	-147,2	-6,85	-48,4	-141,9	-6,1
0'	-0,01	-240,0	-0,04	+0,05	-151,1	-18,3	+0,08	-145,9	-16,8
Затяжка 0	0	197,1	0	0	134,7	0	0	129,7	0
Вертикальные реакции 0'	—	—	136,3	—	—	115,5	—	—	150,0
	—	—	136,3	—	—	70,8	—	—	69,2

В точках 0, 0' и 10 находим максимальные нормальные и поперечные силы.

Конструктивный расчет. Принимаем арку прямоугольного поперечного сечения высотой $h = 3,3 \cdot 23 = 75,9$ см, что составляет $75,9/24 = 1/32$ (табл. 43), и шириной (из условий монтажа) 13,5 см, получаемой из досок шириной 15 см.

В табл. 47 приведена программа для расчета на ЭВМ, по которой определяем последовательно необходимые данные для проверки принятого сечения на любое количество расчетных усилий.

Программа построена таким образом, что сначала вычисляются гибкость λ , которая сравнивается с $\lambda_{пр}$ (адреса 00—06), и коэффициент продольного изгиба φ (адреса 06 — 12). Эти величины определяются в зависимости от вводимых исходных данных как для проверки прочности принятого сечения, так и для проверки устойчивости плоской формы деформирования. По адресам 12 — 27 реализована проверка по касательным напряжениям.

С адреса 27 по 53 определяют напряжения в поперечном сечении арки. Их сравнивают с расчетным сопротивлением древесины.

Таблица 47. Программа конструктивного расчета поперечного сечения арки

Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код
00	x	12	29	ИП 2	62	58	ИП 4	64
01	ИП 3	63	30	÷	13	59	÷	13
02	÷	13	31	ИП 6	66	60	ИП 9	69
03	ИП 9	69	32	÷	13	61	÷	13
04	÷	13	33	ИП 9	69	62	ИП А	6—
05	С/П	50	34	÷	13	63	x	12
06	F x ²	22	35	1	01	64	ИП Д	6Г
07	ИП 7	67	36	÷	14	65	÷	14
08	÷	14	37	—	11	66	÷	13
09	÷	13	38	ИП 8	68	67	ИП 2	62
10	П 0	40	39	÷	14	68	÷	13
11	С/П	50	40	÷	13	69	F x ²	22
12	ИП 9	69	41	ИП 5	65	70	П Д	4Г
13	ИП 9	22	42	÷	13	71	ИП С	6Г
14	ИП 6	66	43	П Д	4Г	72	ИП 1	61
15	x	12	44	ИП 7	67	73	÷	13
16	6	06	45	ИП 9	69	74	ИП 8	68
17	÷	13	46	÷	13	75	÷	13
18	П 5	45	47	ИП 6	66	76	ИП 2	62
19	ИП 7	67	48	÷	13	77	÷	13
20	ИП 9	69	49	П С	4Г	78	ИП Д	6Г
21	x	12	50	ИП Д	6Г	79	÷	10
22	ИП 5	65	51	÷	10	80	С/П	50
23	÷	13	52	С/П	50	81	БП	51
24	4	04	53	x	12	82	27	27
25	÷	13	54	ИП 6	66			
26	С/П	50	55	x	12			
27	ИП 0	60	56	ИП 6	66			
28	÷	13	57	x	12			

В данном случае $R_{сm}m_{гн} = 1,5 \cdot 0,91 \cdot 1 = 1,365$ кН/см²; $m_6 = 0,91$; $m_{гн} = 1$ при $R/a = 2000/3,3 = 606 > 500$.

С адреса 53 до конца программы проверяют устойчивость плоской формы деформирования, для обеспечения которой арки по верхней кромке соединяем между собой поперечными связями через 300 см; распорками являются ребра плит покрытия. У верхнего шарнира ставим продольные распорки, закрепленные к нижней кромке. При проверке устойчивости по формуле (26) определяем расчетную длину верхней кромки $l_0 = 3$ м, а нижней — $s/2 = 25,9/2 = 12,9$ м.

При такой постановке связей для верхней кромки $k_{жN} = 1$, $k_{жM} = 1$ (постоянная высота поперечного сечения). Для нижней растянутой кромки $m^2/(m^2 + 1) = 1$, $\alpha = \frac{37 \cdot 3,14}{180} = 0,646$; коэффициенты $k_{пM}$ и $k_{пN}$ определяем по формулам (18) и (27):

$$k_{пM} = 1 + [0,142 + 1290/75,9 + 1,76 \cdot 75,9/1290 + 1,4 \cdot 0,646 - 1] \cdot 1 = 3,42;$$

$$k_{пN} = 1 + [0,75 + 0,06 (1290/75,9)^2 + 0,6 \cdot 0,646 \cdot 1290/75,9 - 1] \cdot 1 = 24,67.$$

Таблица 48. Схема занесения исходных данных для программы конструктивного расчета сечения арки

Адрес останова машины	Номер ввода	Содержание ввода и порядок нажимаемых клавиш	Пояснение
06	1	0,289 П 3 3000 П 7 13,5 П 9 300 П 4 1 С/П	0,289 → 3, 3000 → 7, $b = 13,5$ → 9, $l_{oy} = 300 \rightarrow 4$, $\mu_{oy} = 1 \rightarrow \downarrow$ **) — λ_y *) — φ_y
06	—		
12	—		
Возврат на начало программы нажатием клавиши В/О			
06	2	1290 П 4 1 С/П	$l_{oy} = 1290 \rightarrow 4$ **) — λ_y *) — φ_y
06	—		
12	—		
Возврат на начало программы нажатием клавиши В/О			
06	3	75,9 П 9 13,5 П 6 2580 П 4 0,58 С/П	$h = 75,9 \rightarrow 9$, $b = 13,5 \rightarrow 6$, $S = 2580 \rightarrow 4$, $\mu_{ox} = 0,58 \rightarrow \downarrow$ **) — λ_x *) — φ_x
06	—		
12	—		
27	4	49,7 П 7 С/П	$Q_{max} = 49,7 \rightarrow 7$ *) — τ
27	—		
53	5	1,365 П 2 223,7 П 7 1520 П 8 196,9 С/П	$R_c = 1,365 \rightarrow 2$, $N = 223,7 \rightarrow 7$, $M = 1520 \rightarrow 8$, $N_{10} = 196,9 \rightarrow \downarrow$, *) — σ
53	—		
		300 П 4 1 П А 1 П 8 0,507 П 1 140 ↑ 1,13 С/П	$l_{oy} = 300 \rightarrow 4$, $k_{жМ} = 1 \rightarrow А$, $k_{жN} = 1 \rightarrow 8$, $\varphi_y = 0,507 \rightarrow 1$, $140 \rightarrow \downarrow$, $k_\phi = 1,13 \rightarrow \downarrow$ *) — левая часть неравенства (26)
81	6		
81	—		
81	7	141,8 П 7 7120 П 8 134,0 С/П	$N = 141,8 \rightarrow 7$, $M = 7120 \rightarrow 8$, $N_{10} = 134 \rightarrow \downarrow$ *) — σ
53	—		
81	8	1 П 8 140 ↑ 1,13 С/П	$k_{жN} = 1 \rightarrow 8, 140 \rightarrow \downarrow$, $k_\phi = 1,13 \rightarrow \downarrow$ *) — левая часть неравенства (26)
81	—		

Продолжение табл. 48

Адрес останова машины	Номер ввода	Содержание ввода и порядок нажимаемых клавиш	Пояснение
Корректировка программы в связи с изменением показателя степени в формуле (26)			
80	9	138,7 П 7 11330 П 8 129 С/П	$N = 223,7 \rightarrow 7$, $M = 1520 \rightarrow 8$, $N_{10} = 196,9 \rightarrow \downarrow$ *) σ
53	—	3,42 П А 24,67 П 8	$k_{пМ} = 3,42 \rightarrow А$,
80	10	1290 П 4 0,027 П 1 140 1,13 С/П	$k_{пN} = 24,67 \rightarrow 8$, $l_{oy} = 1290 \rightarrow 4$, $\varphi_y = 0,027 \rightarrow 1$, $140 \rightarrow \downarrow$, $k_\phi = 1,13 \rightarrow \downarrow$ *) — левая часть неравенства (26) Конец программы
80	—		

При расчете на устойчивость плоской формы деформирования по формуле (26) для различных сочетаний нагрузок меняется показатель степени второго слагаемого. В табл. 47 реализован случай, когда $n = 2$. Если необходимо принять $n = 1$, программу следует откорректировать. Для этого переводим машину в режим программирования нажатием клавиш F, ПРГ, затем нажатием клавиши ШГ устанавливаем на счетчике адреса команд 69. Начиная с этого адреса, выполняем команду 70,71 и т. д. до конца программы. Нажатием клавиши ШГ устанавливаем на счетчике адрес 80, переводим машину в режим автоматической работы нажатием клавиш F, АВГ. Изменение внесено, можно вводить соответствующие исходные данные.

Проверим принятое сечение арки по программе (табл. 47) на следующие расчетные усилия, взятые из табл. 46: сочетание нагрузок «а», точка деления 2 и 2': $N = 223,7$ кН, $M = -1520$ кН·см, $N_{10} = 196,9$ кН; сочетание нагрузок «б», точка деления 3: $N = 141,8$ кН, $M = -7120$ кН·см, $N_{10} = 134$ кН; сочетание нагрузок «в», точка деления 4: $N = 138,7$ кН, $M = -11330$ кН·см, $N_{10} = 129$ кН; точка деления 0: $Q_{max} = 49,7$ кН.

Для выполнения расчетов необходимо ввести исходные данные, схема занесения которых приведена в табл. 48.

Результаты расчетов, произведенных с помощью микроЭВМ «Электроника БЗ-34» и с использованием данных по табл. 47 и 48, приведены в табл. 49. По данным табл. 49 видно, что сечение удовлетворяет всем требованиям при трех сочетаниях нагрузок.

Таблица 49. Результаты конструктивного расчета сечения арки

Сочетание нагрузок	λ_y	φ_y	λ_x	φ_x	Нормальные напряжения, кН/см ² (формула (21)),	Касательные напряжения, кН/см ² (формула (24)),	Устойчивость плоской формы деформирования (левая часть формулы (26))
а	76,89	0,507	68,22	0,645	0,368	—	0,323
б	—	—	—	—	0,784	—	0,339
в	330,6	0,027	68,22	0,645	1,155	0,073	0,891

Пример 5. Поперечная рама здания с клееными стойками

Спроектировать и рассчитать стойки здания склада (рис. 42, а) пролетом $l = 24$ м с шагом конструкций $B = 5$ м, высотой $H = 6$ м, температурно-влажностными условиями эксплуатации А1. Ограждающие конструкции покрытия и стен — фанерные плиты и панели, а несущие конструкции — металлодеревянные фермы с клееными элементами. Класс ответственности здания I, $\gamma_n = 0,95$. Материал стоек — древесина 2-го сорта (ГОСТ 8486—86 Е).

Расчетную нагрузку от покрытия принимаем по табл. 23 с заменой асбестоцементной кровли — рубероидной $g = 0,45$ кН/м², а для стенового ограждения эту величину сохраняем. Снеговую нагрузку принимаем для III района $p = 1,6$ кН/м².

Статический расчет. Определяем нагрузки на стойки рамы. Нагрузку от собственного веса фермы покрытия находим по формуле (1) и табл. 50

$$g_{с.в} = \frac{0,45 + 1,6}{1000} = 0,19 \text{ кН/м}^2.$$

Постоянное расчетное давление на стойку от покрытия $P_{ф.п} = (0,45 + 0,19) \times 5 \cdot 24 / (2 \cdot 0,95) = 36,48$ кН; от снеговой нагрузки $P_{ф.с} = 1,6 \cdot 5 \cdot 24 / (2 \times 0,95) = 91,2$ кН; от стенового ограждения с учетом элементов крепления $P_{ст} = (0,45 + 0,10) \cdot 5 \cdot (6 + 2,8) \cdot 0,95 = 23$ кН.

Расчетную нагрузку от собственного веса стойки принимаем, задаваясь предварительно ее сечением 180×500 мм:

$$P_{с.в} = 0,18 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 1,1 \cdot 500 / 100 = 3 \text{ кН.}$$

Ветровая нагрузка. Скоростной напор ветра [20]: $w_0 = 0,3$ кН/м²; $c = 0,8$; $c_0 = 0,6$.

Расчетная ветровая нагрузка на раму от стены: $p_w^d = 0,3 \cdot 0,8 \cdot 5 \cdot 1,4 \times 0,95 = 1,6$ кН/м; $p_w^0 = -0,3 \cdot 0,6 \cdot 5 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = -1,2$ кН/м; то же, от участка стены выше верха стоек: $W^d = 1,6 \cdot 2,8 = 4,48$ кН; $W^0 = -1,2 \times 2,8 = -3,36$ кН, где $h_{оп} = 2,8$ м.

Усилия в стойках рамы как системы один раз статически неопределимой определяем для каждого вида загрузки отдельно, принимая жесткость ригеля $EI_p = \infty$. При малой жесткости ригеля рассчитывают по [12]:

от ветровой нагрузки, приложенной к верху стойки (рис. 42, а):

$$x_w = -(W^d - W^0) / 2 = -(4,48 - 3,36) / 2 = -0,56 \text{ кН;}$$

от ветровой нагрузки на стены:

$$x_p = -3H (w_0^d - w_0^0) / 16 = -3 \cdot 6 \cdot (1,6 - 1,2) / 16 = -0,45 \text{ кН;}$$

от стенового ограждения при расстоянии между центрами стенового ограждения и стойки $e = 0,25 + 0,08 + 0,10 = 0,43$ м:

$$M_{ст} = -P_{ст}e = -23 \cdot 0,43 = -9,9 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$x_{ст} = -9 M_{ст} / (8H) = -9(-9,9) / (8 \cdot 6) = 1,86 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в нижнем сечении стоек:

$$M_{лев} = [(4,48 - 0,56 - 0,45) 6 + 1,6 \cdot 6^2 / 2] \cdot 0,9 - 9,9 + 1,86 \cdot 6 = 45,92 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$M_{прав} = [(3,36 + 0,56 + 0,45) 6 + 1,2 \cdot 6^2 / 2] \cdot 0,9 + 9,9 - 1,86 \cdot 6 = 41,78 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поперечные силы в заделке стоек: $Q_{лев} = (4,48 - 0,56 - 0,45 + 1,6 \times 0,9 + 1,86 = 13,62$ кН; $Q_{прав} = (3,36 + 0,56 + 0,45 + 1,2 \cdot 6) \times 0,9 - 1,86 = 8,55$ кН; $M_{расч} = 45,92$ кН · м; $Q_{расч} = 13,62$ кН;

$N_{расч} = 36,48 + 91,2 \cdot 0,9 + 23 + 3 = 144,56$ кН, где $k = 0,9$ — коэффициент сочетания, учитывающий действие двух временных нагрузок.

Конструктивный расчет. Принимаем клееную стойку прямоугольного поперечного сечения шириной $b = 18$ см и высотой $h = 3,3 \cdot 13 = 42,9$ см, что составляет $h/H = 42,9/600 = 1/14$ (табл. 43).

Геометрические характеристики поперечного сечения: $F = 18 \cdot 42,9 = 772,2$ см²; $W = 18 \cdot 42,9^2 / 6 = 5521,2$ см³; $I = 18 \cdot 42,9^3 / 12 = 118430$ см⁴.

Прочность поперечного сечения по нормальным напряжениям определяем по формуле (21): $\sigma = 144,56/772,2 + 7578/5521,2 = 1,557$ кН/см² = 15,57 МПа < $R_c = 15 \cdot 1,2 = 18$ МПа, где $\lambda = 600 \cdot 2,2 / (0,289 \cdot 42,9) = 106,5$; $\varphi = 3000/106,5^2 = 0,264$; $\xi = 1 - 144,56 / (0,264 \cdot 1,8 \cdot 772,2) = 0,606$ (см. формулу (23)); $M_d = 45,92/0,606 = 75,78$ кН · м (см. формулу (22)).

Вдоль здания стойки раскрепляем вертикальными связями и верхним обвязочным брусом — распоркой (рис. 42, б). Связи раскрепляют обе наружные кромки стойки.

Проверяем устойчивость плоской формы деформирования с учетом подкрепления сжатой и растянутой кромок (см. формулы (17), (18), (27)): $\lambda_y = 600 / (0,289 \cdot 18) = 115,34$; $\varphi_y = 3000/115,34^2 = 0,226$; $k_{пН} = 1 + [0,75 + 0,06(600/62,7)^2 - 1] / (1 + 1) = 3,622$; $\varphi_M = 140 \cdot 18^2 \cdot 2,32 / (600 \cdot 62,7 \times 1) = 2,8$; $k_{пМ} = 1 + [0,142 \cdot 600/62,7 + 1,76 \cdot 62,7 / 600 - 1] / (1 + 1) = 1,27$, где $h_n = 42,9 + 3,3 \cdot 6 = 62,7$ см; $\alpha_p = 0$; $m = 1$; $k_\phi = 2,32$ (табл. 15).

По формуле (26) определяем

$$\frac{144,56}{0,226 \cdot 3,622 \cdot 1,8 \cdot 18 \cdot 62,7} + \frac{7578 \cdot 6}{2,8 \cdot 1,27 \cdot 1,8 \cdot 18 \cdot 18 \cdot 62,7^2} = 0,187 < 1.$$

Проверяем клеевые швы по формуле (24): $\tau = 13,62 \cdot 8845 / (369738 \times 18 \cdot 0,606) = 0,03$ кН/см² = 0,3 МПа < $R_{ск} = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8$ МПа, где $S_{бр} = 18 \cdot 62,7^2 / 8 = 8845$ см²; $I_{бр} = 18 \cdot 62,7^3 / 12 = 369738$ см⁴.

Стойки крепим к фундаменту с помощью анкерных болтов, закрепляемых к стальным траверсам (рис. 42, в).

Болты рассчитываем по максимальному растягивающему усилию при действии постоянной нагрузки с коэффициентом надежности $\gamma_f = 0,9$ вместо $\gamma_f = 1,1$ и ветровой нагрузки: $N = (36,48 + 23 + 3) \cdot 0,9/1,1 = 51,12$ кН;

$$M = (4,48 - 0,56 - 0,45) 6 + 1,6 \cdot 6^2 / 2 + 1,86 \cdot 6 \cdot 0,9/1,1 - 9,9 \times 0,9/1,1 = 50,65 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Напряжение на поверхности фундамента определяем по формуле (102):

$$\sigma = -\frac{51,12}{62,7 \cdot 18} \mp \frac{6 \cdot 50,65}{18 \cdot 62,7^2} = -0,045 \mp 0,475,$$

где $M_d = 5065/0,905 = 5597$ кН · см;

$$\xi = 1 - 51,12 / (0,264 \cdot 1,8 \cdot 1128,6) = 0,905;$$

$$\sigma_{max} = -0,52 \text{ кН/см}^2; \sigma_{min} = 0,43 \text{ кН/см}^2.$$

Вычисляем размеры участков эпюры напряжений по формуле (102):

$$x = \frac{0,52 \cdot 62,7}{0,522 + 0,43} = 34,3 \text{ см; } a = 62,7/2 - 34,3/3 = 19,92 \text{ см;}$$

$e_0 = 62,7 - 34,3/3 - 6 = 45,27$ см. Усилие в анкерных болтах (см. формулу (103)): $Z = (5597 - 51,12 \cdot 19,92) / 45,27 = 100,1$ кН; площадь сечения болта (см. формулу (104)) $F = 100,1 / (25 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 2) = 2,96$ см². Принимаем болт $d = 24$ мм (прил. 9). Здесь $R_{bt} = 25$ кН/см² для стали марки 09Г2С.

Траверсу для крепления болтов рассчитываем как балку (рис. 42, з):

$$M = \frac{Z}{4} \left(l_T - \frac{b}{2} \right) = \frac{100,1}{4} \left(22 - \frac{18}{2} \right) = 330 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Из условия размещения анкерных болтов $d = 24$ мм принимаем $\angle 110 \times 8$ мм с $I_x = 198 \text{ см}^4$ и $Z_0 = 3$ см (ГОСТ 8509—86):

$$\sigma = 330 (11-3) / 198 = 13,3 \text{ кН/см}^2 = 133,0 \text{ МПа} < R_y = 230 \text{ МПа.}$$

Прочность клевого шва от действия усилия Z:

$$\tau = \frac{Z}{l_{ш} b_{расч}} = \frac{100,1}{80 \cdot 18} = 0,069 \text{ кН/см}^2 = 0,69 \text{ МПа} < R_{ск} = 1,75 \text{ МПа,}$$

где $l_{ш} = 80$ см; $R_{ск}^{рп} = 2,1 / (1 + 0,125 \cdot 80 / 51,27) = 1,75$ МПа; $y = 51,27$ см; $\beta = 0,125$.

Глава VII

ПЛОСКИЕ БАЛОЧНЫЕ ФЕРМЫ

7.1. КЛАССИФИКАЦИЯ И ХАРАКТЕРИСТИКА

Балочные фермы представляют собой стержневые системы, состоящие из шарнирно-соединенных в узлах элементов, работающих в основном на продольные усилия. В покрытиях зданий чаще всего применяют статически определимые однопролетные фермы.

По внешнему очертанию фермы бывают треугольные, прямоугольные, трапециевидные, многоугольные, сегментные и шпренгельные. Выбор очертания фермы зависит от архитектурно-строительных требований, уклона кровли, вида и величины нагрузки и т. п. Однако при этом следует учитывать, что наиболее экономичны (без учета крыши) сегментные и многоугольные фермы, у которых усилия в смежных панелях поясов близки друг к другу, а в решетке — незначительны, что упрощает ее крепление в узлах.

Решетку в фермах применяют треугольную и раскосную. Направление раскосов имеет существенное значение, так как от его изменения меняется знак усилия, что необходимо учитывать при выборе конструкций узлов фермы.

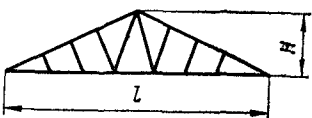
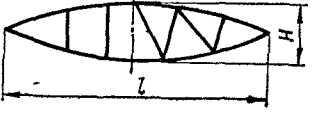
Наиболее ответственные элементы ферм — пояса, особенно деревянные растянутые. Надежность их работы зависит от качества лесоматериала, использованного при изготовлении. Ввиду больших затруднений при подборе высококачественной древесины для растянутых поясов их часто выполняют стальными. Это значительно повышает жесткость и надежность ферм, упрощает конструкцию узлов. Фермы такого типа называют металлодеревянными. Схемы рекомендуемых ферм и их основные размеры приведены в табл. 50.

Для бесчердачных покрытий рекомендуются фермы заводского изготовления (табл. 50, схемы 1 — 4, 7 — 9), при этом фермы с криволинейным верхним поясом и трапециевидные используют при рулонной кровле, а треугольные — при асбестоцементной. Пред-

Таблица 50. Схемы плоских балочных ферм

Номер схемы	Схема	Сечение поясов	Пролет l , м	H/l	Технико-экономические показатели	
					$k_{с.в}$	$k_{м}$, %
<i>Металлодеревянные с клееным верхним поясом</i>						
1			12—36	1/5—1/6	3,5—5	25—35
2			12—36	1/6—1/7	3—4,5	25—35
3			12—24	1/5—1/6	3—5	25—35
4			15—36	1/6—1/7	2,5—4	30—35
<i>Бревенчатые и брусчатые на лобовых врубках</i>						
5			9—18	1/5	4,5—6	15—20
6			12—24	1/6	4—5,5	15—20
<i>Дощатые на металлических вубчатых пластинах</i>						
7			9—15	1/5—1/7	4—5	15

Продолжение табл. 50

Номер схемы	Схема	Сечение поясов	Пролет l , м	H/l	Технико-экономические показатели	
					$k_{с.в}$	k_m , %
<i>Клееные на клеенных стержнях</i>						
8			9—18	1/5—1/8	—	—
9			18—60	1/7—1/10	2—3	15

почтение следует отдавать фермам с клееным верхним поясом (табл. 50, схемы 1 — 4, 8, 9).

В чердачных покрытиях с подвесным перекрытием выбирают фермы с короткими панелями длиной 2 — 3 м (табл. 50, схемы 5, 6, 8).

Бревенчатые и брусчатые фермы (табл. 50, схемы 5 — 7) выполняют плотники высокой квалификации, если невозможно использовать фермы заводского изготовления.

Дошчатые фермы на зубчатых пластинах (табл. 50, схема 7) применяют при легких покрытиях и ставят на расстоянии $B = 1,5 \dots 2$ м. Их применение ограничено вследствие повышенной пожарной опасности.

Фермы на клеенных стержнях (табл. 50, схемы 8, 9) разработаны недавно и применяются в экспериментальном строительстве.

В зданиях с химически агрессивными средами рекомендуются фермы деревянные с защитой стальных крепежных элементов от коррозии.

При окончательном выборе типа и схемы фермы учитывают вышеуказанные положения, а также трудоемкость изготовления и монтажа, расход материалов и стоимость.

Усилия в элементах ферм определяют, как правило, с помощью ЭВМ. Для ферм с небольшим количеством панелей можно использовать методы строительной механики (построение диаграммы Максвелла-Кремоны и др.). Наибольшие усилия в поясах определяют при полном нагружении фермы постоянной и временной нагрузками, в решетке — при постоянной, расположенной по всему пролету, а временной — либо по всему пролету, либо на его половине. При разрезных верхних поясах и передаче нагрузки между узлами верхнего пояса учитывают изгибающие моменты, как в однопролетных балках с шарнирами в узлах. При неразрезных верхних поясах

изгибающие моменты определяют по деформированной схеме, как в неразрезных балках [12].

При проектировании и изготовлении фермам придают строительный подъем $f_{стр} \geq l/200$ путем излома в узлах оси нижнего пояса, а в клееных конструкциях — путем выгиба верхнего и нижнего поясов. В фермах пролетом больше 30 м одну из опор устраивают подвижной.

Сечения элементов ферм подбирают по формулам в 2.1 в зависимости от характера действующих усилий. При этом следует учитывать, что конструктивное решение узлов, в особенности для ферм с малыми размерами панелей, может повлиять на форму и размеры сечений решетки и поясов. Поэтому рекомендуется вначале приблизительно установить размеры сечений поясов, законструировать и рассчитать наиболее напряженные узлы, а затем окончательно установить размеры. В фермах с клееным верхним поясом конструктивный расчет начинают с подбора поперечного сечения пояса, а затем остальных элементов.

Расчетную длину сжатых и сжато-изогнутых элементов в плоскости фермы принимают равной расстоянию между центрами узлов, а при расчете из плоскости — расстоянию между точками закрепления их связями. Рекомендуется центрированное прикрепление решетки в узлах. Нецентрированное прикрепление разрешается при незначительных усилиях в элементах решетки и с обязательным учетом возникающих при этом изгибающих моментов в поясах. При этом если в примыкающих к узлу панелях нет стыков, изгибающий момент распределяется поровну между панелями, а если одна из панелей имеет стык, то он передается полностью цельной панелью.

7.2. МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫЕ ФЕРМЫ С ПРЯМОЛИНЕЙНЫМ ВЕРХНИМ ПОЯСОМ

Металлодеревянные фермы с прямолинейным верхним поясом (табл. 50, схемы 1, 2, 3) являются конструкциями промышленными (рис. 43).

Верхние пояса изготавливают прямоугольного сечения неразрезными от опоры до конька, а в фермах прямоугольных с параллельными поясами — на всю длину. Если нельзя изготовить длинные элементы, пояса стыкуют в каждом узле.

Сечения клееных элементов комплектуют из досок толщиной не более 33 мм после острожки по правилам, изложенным в 3.1. Верхние пояса ферм можно изготавливать из брусьев, соединенных пластинчатыми нагелями.

Нижние пояса ферм устраивают из профильной или круглой стали. Применение профильной стали несколько усложняет узлы, но значительно увеличивает жесткость ферм из плоскости, что важно при монтаже конструкций. В зависимости от величины и знака усилия элементы решетки могут выполняться деревянными или металлическими (рис. 43).

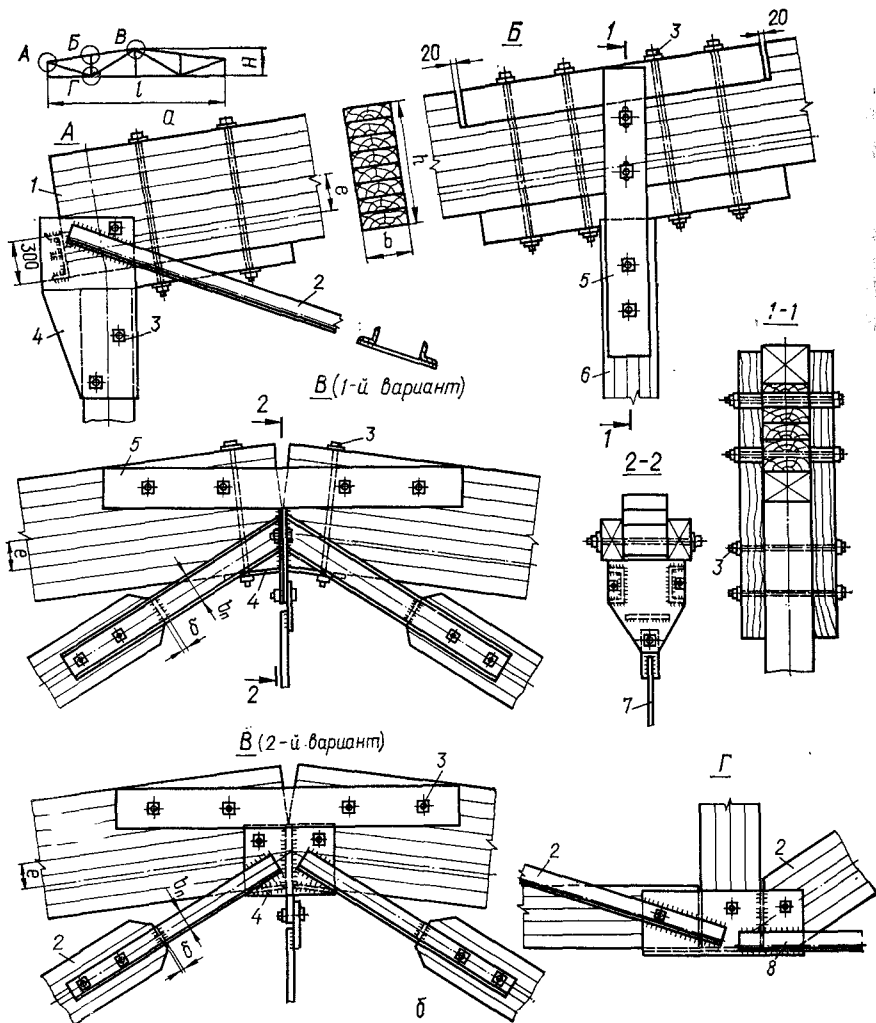


Рис. 43. Металлодеревянная ферма с верхним прямолинейным клееным поясом: а — схема фермы; б — узлы; 1 — верхний пояс; 2 — раскосы; 3 — болты; 4 — стальные элементы узлов; 5 — накладки; 6 — стойки; 7 — подвеска; 8 — нижний пояс

Благодаря большой жесткости верхних поясов прогоны и плиты покрытия располагают непосредственно на панели вне узлов фермы. В этом случае верхний пояс фермы кроме усилия сжатия испытывает изгибающие моменты M_0 от внеузловой нагрузки. Для уменьшения пролетных моментов в панели элементы верхнего пояса упираются в узлах частью сечения таким образом, чтобы сжимающее усилие проходило ниже оси сечения (рис. 44). В результате возникает разгружающий изгибающий момент M_1 , равный произведению сжимающей силы на эксцентриситет смещения силы от геометрической оси сечения пояса $M_1 = Ne$ (рис. 43, узел А).

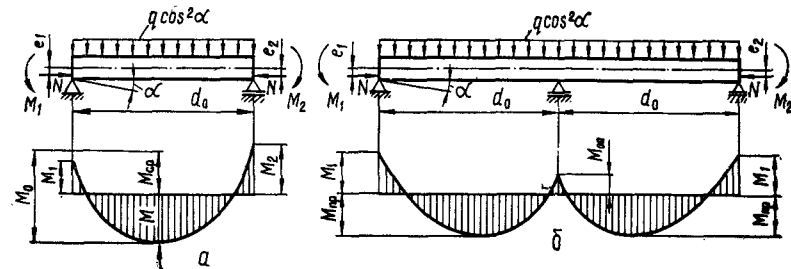


Рис. 44. Расчетные схемы верхнего пояса фермы: а — с разрезным поясом; б — с неразрезным

При проектировании узлов желательно, чтобы эксцентриситет в каждом узле был одинаковым. В ином случае при расчете принимается среднее значение эксцентриситетов соседних узлов панели. В опорных узлах эксцентриситет создается за счет смещения оси опорного башмака или шайбы, закрепляющих опорный раскос, а в коньковом и средних узлах разрезного пояса — за счет зазора в верхней части пояса (рис. 43, узлы Б, В). Высоту опорной площадки принимают не менее 0,4 высоты сечения пояса.

Эксцентриситет вычисляют по формуле (96) с условием, чтобы величина разгружающего момента не превышала $Ne \leq 0,25 \times M_0$ для треугольных ферм и $Ne \leq 0,4 M_0$ для остальных и чтобы $e \leq 0,25 h$ — высоты сечения верхнего пояса. Сжатые элементы решетки в узлах крепят с помощью лобовых упоров, накладок и стальных деталей и болтов для растянутых элементов (рис. 43).

Схема конструктивного расчета ферм с клееным верхним поясом. 1. Принимают ширину сечения верхнего пояса b из монтажных условий с учетом сортамента досок после острожки и находят высоту сечения h из формулы

$$N / (bh) + 6M / (bh^2 \xi) \leq R_c, \quad (109)$$

в которой в первом приближении принимают $\xi = 0,7 \dots 0,8$, а изгибающий момент — по вышеприведенным рекомендациям. Высота пояса должна быть кратна принятой толщине досок после острожки.

2. Уточняют значение e и M и проверяют пояс по нормальным напряжениям по формулам (21) — (23).

3. Проверяют устойчивость плоской формы деформирования по формуле (26) с учетом принятого раскрепления пояса поперечными связями.

4. Проверяют прогиб панели верхнего пояса по формуле

$$f = \frac{5q^H l^4}{384EI_{op} \xi} - \frac{Ne_{cp} d_0^2}{16EI_{op} \xi} \leq f_{пр} = d_0 / 200,$$

где q^H — нормативная нагрузка на поясе; I_{op} — момент инерции сечения пояса; d_0 — длина панели верхнего пояса фермы.

5. Касательные напряжения проверяют по формуле (24) с умножением полученного значения на коэффициент $k_{ск}$ (рис. 37, б).

6. Рассчитывают узлы фермы, в которых проверяют на смятие упоры верхнего пояса в башмаки или шайбы и опирание стойки в подкладку, стальные башмаки на изгиб элементов, определяют длины сварных швов, рассчитывают болты, крепящие раскосы к башмакам по указаниям, приведенным в 3.2.

7. Стальные элементы фермы и их соединения (нижний пояс, опорный раскос) проектируют и рассчитывают согласно СНиП П-23-81*.

8. Рассчитывают деревянные элементы решетки в зависимости от знака усилий по формуле (4) или (6) и (7).

9. Определяют (при необходимости) деформацию фермы с учетом податливости узловых соединений.

10. Определяют строительный подъем.

11. Проверяют элементы фермы на монтажную нагрузку, возникающую во время подъема.

12. Фермы с верхним поясом из брусьев на пластинчатых нагелях рассчитывают по методике, приведенной в [7; 12].

7.3. МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫЕ СЕГМЕНТНЫЕ ФЕРМЫ С КЛЕНЫМ ВЕРХНИМ ПОЯСОМ

Фермы с криволинейным верхним поясом (табл. 50, схемы 4 и 5, рис. 45) — индустриальные конструкции, выгодно отличающиеся от других ферм. Они легки, имеют небольшое число монтажных элементов, просто решенные узлы и т. п. Недостатком таких ферм является сложность устройства крыши, что ограничивает их применение.

Усилия в верхнем поясе примерно одинаковы по всей длине, что позволяет рационально использовать древесину при одинаковом сечении пояса. В элементах решетки усилия очень малы, поэтому можно применять простое крепление их в узлах.

Верхний пояс может быть выполнен из отдельных клееных блоков, соединяемых шарнирно либо сплошным на всю длину или половину длины пояса со стыком в середине фермы. Сечение пояса принимают прямоугольным.

В фермах с разрезным верхним поясом панели верхнего пояса принимают одной длины, а с неразрезным — опорная панель составляет 0,7 длины средних одинаковых по длине панелей; нижний пояс узлами разбивают на равные участки. Нижний пояс изготавливают из профильной стали или клееной древесины.

Раскосы фермы выполняют деревянными и крепят к узловым болтам с помощью стальных планок.

В ферме с разрезным верхним поясом верхние узловые болты закрепляют в сварных башмаках, которые ставят между торцами верхнего пояса (рис. 45, узел Б). Изготовление сварного башмака верхних узлов довольно трудоемко ввиду малого расстояния между его щеками, что затрудняет приварку ребер к одной из щек. На рис. 45 (2-й вариант) показано крепление узлового болта без башмака.

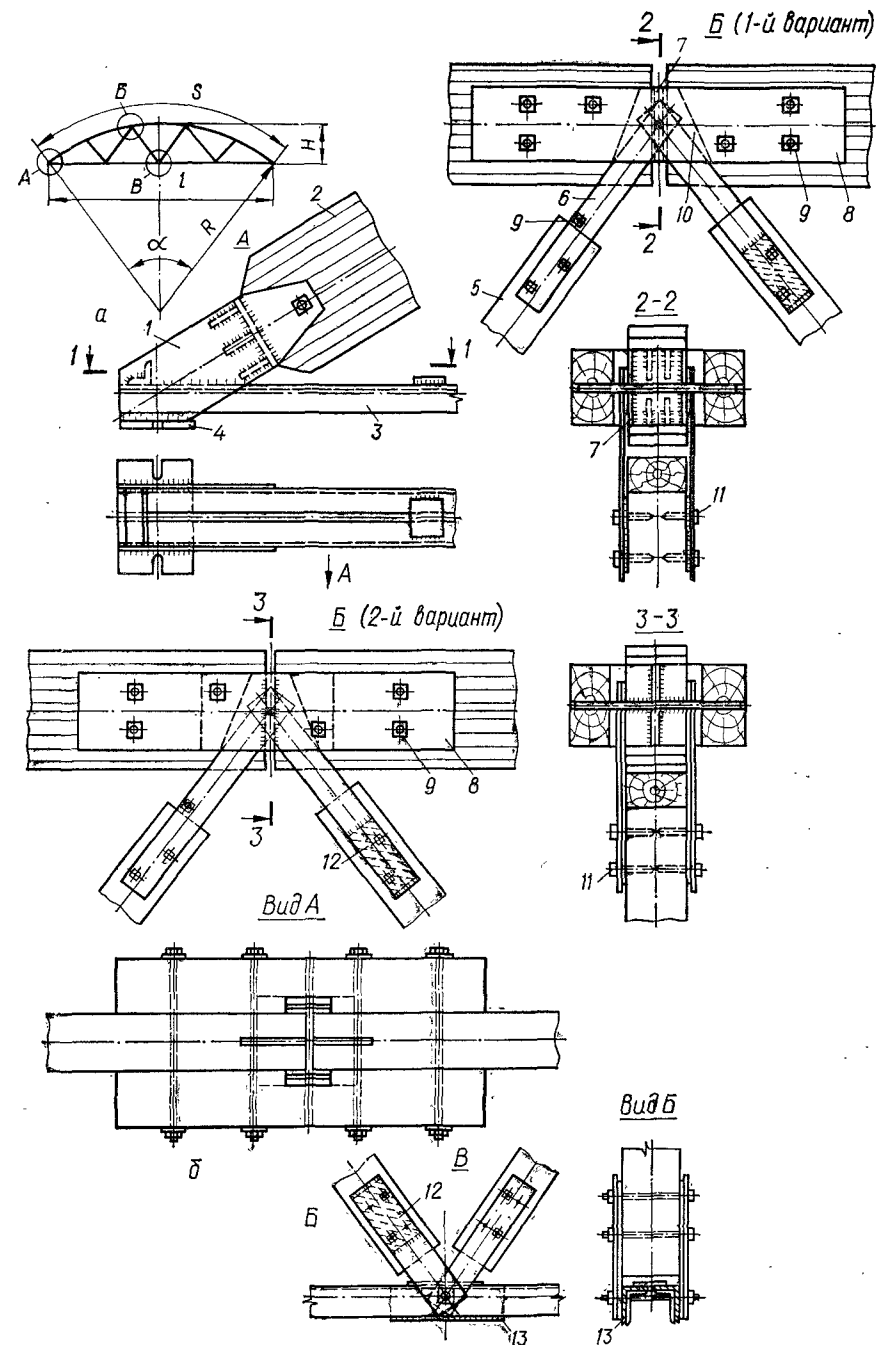


Рис. 45. Металлодеревянная сегментная ферма:

а — схема фермы; б — узлы; 1 — щеки башмака; 2 — верхний пояс; 3 — нижний пояс; 4 — опорная плита; 5 — раскосы; 6 — крепежные планки; 7 — сварной башмак; 8 — деревянные накладки; 9 — крепежные болты; 10 — вырез в накладках; 11 — глухие нагели; 12 — стальные подкладки; 13 — стыковые накладки нижнего пояса

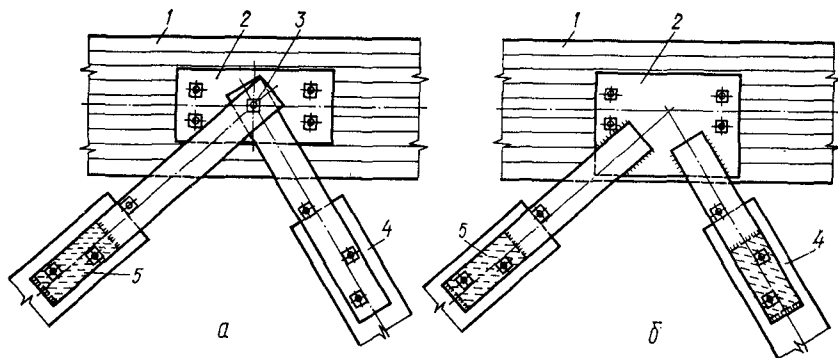


Рис. 46. Узлы сегментной фермы с неразрезным поясом:
 а — крепление раскосов с помощью узлового болта; б — то же, сваркой; 1 — верхний пояс; 2 — стальные планки узла; 3 — узловой болт; 4 — раскосы; 5 — стальные подкладки

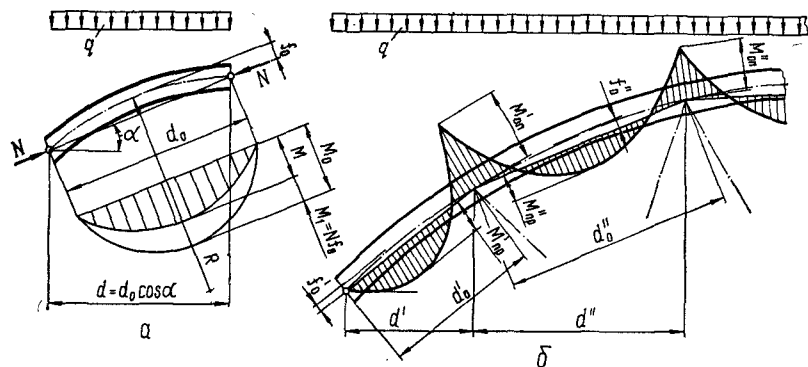


Рис. 47. Расчетные схемы верхнего пояса сегментной фермы:
 а — разрезного; б — неразрезного

В нижнем поясе узловые болты ставят в отверстия, просверленные в поясе (рис. 45, узел В), или приваривают сверху пояса, учитывая при его расчете внецентренное прикрепление решетки. Стыки верхнего пояса перекрывают деревянными клееными накладками на болтах.

Фермы можно изготавливать многоугольными с разрезными прямолинейными поясами. В этом случае для уменьшения изгибающего момента от нагрузки пояс в узлах опирается внецентренно.

При неразрезном верхнем поясе в центре узла с двух сторон закрепляют болтами стальные накладки. Раскосы к накладкам крепят с помощью узлового болта или сваркой (рис. 46, а, б). В верхнем поясе вследствие кривизны от действия сжимающей силы, направленной по хорде центрами узлов, возникает изгибающий момент, для уменьшения которого рекомендуется располагать элементы покрытия (прогоны, плиты) между узлами (рис. 47). В фермах с разрезным верхним поясом (рис. 47, а) изгибающие моменты определяют во всех панелях верхнего пояса (при

загружении полной нагрузкой и временной на противоположной стороне фермы) по формуле

$$M = M_0 - Nf_0, \quad (110)$$

где $M_0 = qd_0^2/8$ — изгибающий момент в панели пояса от внешней нагрузки; N — сжимающее усилие в панели верхнего пояса при выбранном нагружении фермы; $f_0 = d_0^2/(8R)$ — стрела кривизны панели верхнего пояса (здесь $R = l^2/(8f) + f/2$).

В фермах с неразрезным верхним поясом (рис. 47, б), который рассматривают как многопролетную неразрезную балку криволинейного очертания, изгибающие моменты в пролетах $M_{пр}$ и на опорах $M_{оп}$ определяют:

для крайних (опорных) панелей:

при равномерно распределенной нагрузке q

$$M_{пр} = qd^2/14 - 0,64Nf_0, \quad M_{оп} = -qd^2/10 + 0,72Nf_0;$$

при одном сосредоточенном грузе P по середине панели

$$M_{пр} = Pd/6 - 0,56Nf_0, \quad M_{оп} = -Pd/6 + 0,88Nf_0;$$

для средних панелей:

при равномерно распределенной нагрузке q

$$M_{пр} = qd^2/24 - Nf_0''/3; \quad M_{оп} = -qd^2/12 + 2Nf_0''/3;$$

при одном сосредоточенном грузе P по середине панели

$$M_{пр} = Pd/8 - Nf_0''/4; \quad M_{оп} = -Pd/8 + 3Nf_0''/4,$$

где d — горизонтальная проекция панели между центрами узлов; N — расчетное усилие в панели; f_0 — стрела подъема панели.

Схема конструктивного расчета фермы. 1. Определяют ориентировочно сечение верхнего пояса по формуле (109) и проверяют прочность элементов при наиболее невыгодном сочетании нагрузок по формулам (21) — (24) и устойчивость плоской формы деформирования по формуле (26).

2. Подбирают сечение нижнего пояса из двух равнополочных угловых профилей по правилам расчета, изложенным в СНиП II-23-81*. При этом проверяют сечение пояса в узле на внецентренное растяжение, если узловой болт расположен с эксцентриситетом. Разность усилий в соседних панелях следует брать при нагружении фермы снегом на всем пролете или на половине.

3. Подбирают сечения раскосов (одинаковые для всех) на сжатие по устойчивости или на растяжение по ослабленному болтами сечению по формуле (4) или (6) и (7).

4. Определяют диаметр и число болтов или глухарей, которые крепят стальные планки к элементам решетки, по формулам табл. 18. При этом принимают во всех узлах одинаковое число болтов, полученное по наибольшему усилию.

5. Рассчитывают стальные планки, крепящие раскосы к поясам, на растяжение по ослабленному сечению и на устойчивость

из плоскости планки. Расчетную длину планок принимают равной расстоянию от узлового болта до первого болта на раскосе.

6. Рассчитывают элементы опорного узла — упорная и опорная плиты, крепление нижнего пояса и щек башмака на сварных швах [22].

7. Проверяют стальной башмак в узлах верхнего пояса и узловой болт, который рассчитывают на изгиб по максимальной равнодействующей усилий от примыкающих раскосов. Равнодействующие усилий рекомендуется определять графически [1] при расположении снеговой нагрузки на полупролете фермы.

8. Определяют (при необходимости) деформацию фермы с учетом податливости узловых соединений.

9. Вычисляют строительный подъем.

10. Проверяют ферму на монтажную нагрузку.

7.4. ФЕРМЫ БРЕВЕНЧАТЫЕ И БРУСЧАТЫЕ НА ЛОБОВЫХ ВРУБКАХ

Фермы на лобовых врубках рекомендуется выполнять из бревен или обзолных брусьев. Чистообрезные брусья применяют при предъявлении к открытым фермам повышенных архитектурных требований.

Все узлы примыкания раскосов к поясам решаются на лобовых врубках или упорах, вследствие чего раскосы должны работать только на сжатие. Поэтому в фермах принята раскосная решетка: в треугольных — с нисходящими раскосами, а в трапециевидных и односкатных — с восходящими (табл. 50, схемы 5, 6, 7).

При одностороннем нагружении в раскосах средних панелей трапециевидных и односкатных ферм возможно появление растягивающих усилий. В связи с этим в средних панелях ставят встречные раскосы, которые будут работать на сжатие, а основные раскосы выключаются из работы. Растянутые стойки выполняют из круглой стали.

Фермы можно изготавливать из полусухого лесоматериала. При этом возможные прогибы ферм вследствие усушки древесины легко устраняют натяжением гаек стоек-тяжей. Так же ликвидируют начальные деформации, возникающие в узлах при изготовлении ферм.

В фермах из бревен учитывают их сбег. Бревна комлями располагают в панелях поясов с большими усилиями, а в раскосах — в узлах верхнего пояса. В брусчатых фермах все элементы выполняют одинаковой ширины, а высоту подбирают по расчету с учетом сортамента брусьев. Опорные узлы ферм лучше проектировать на лобовых врубках с одним или двумя зубьями (рис. 13, а, б, в). Если это невозможно, то проектируют на металлических тяжах (рис. 48, узел А).

Стык верхнего пояса осуществляют лобовым упором и располагают вблизи узлов средних панелей. Их перекрывают дощатыми накладками толщиной не менее половины толщины пояса

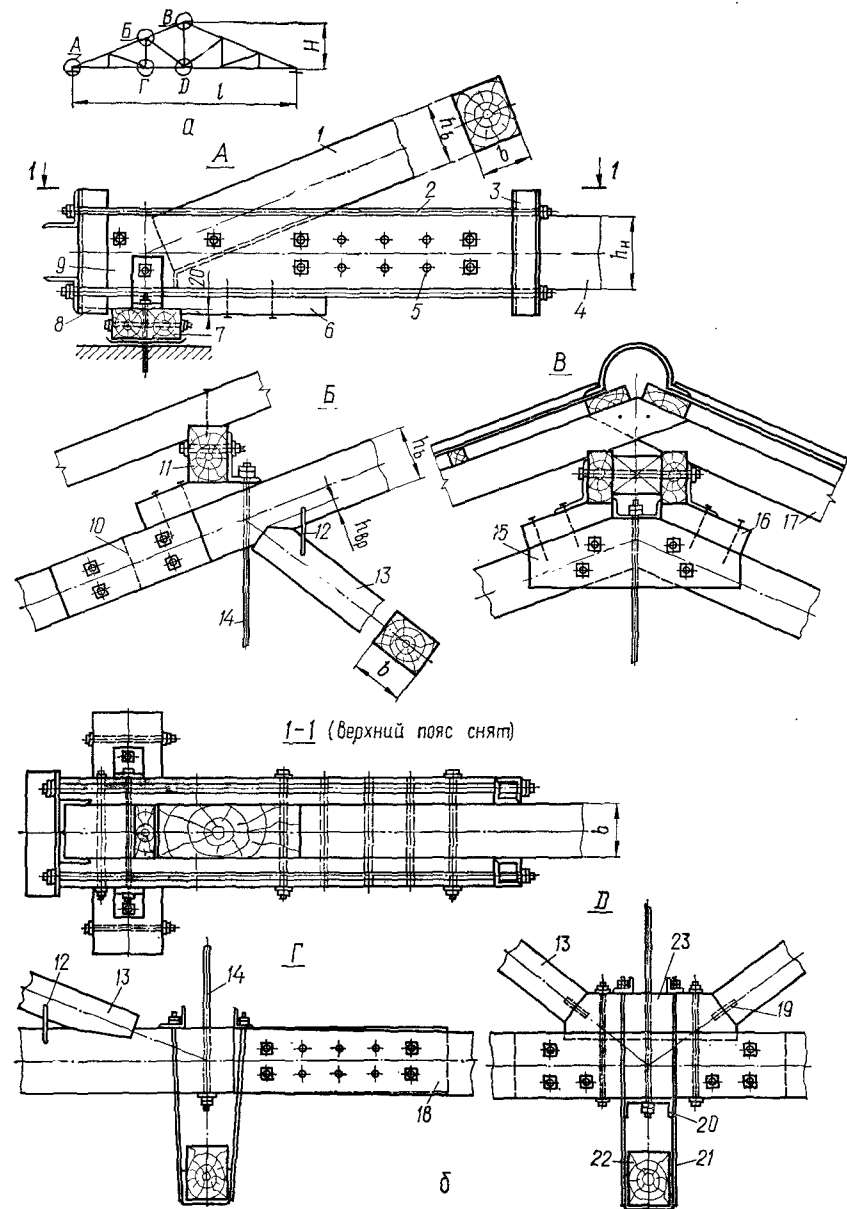


Рис. 48. Треугольная брусчатая ферма с подвесным перекрытием на лобовых врубках:

а — схема фермы; б — узлы фермы; 1 — верхний пояс; 2 — стальные тяжи; 3 — стальная траверса из двух угловых профилей; 4 — нижний пояс; 5 — нагели; 6 — подбалка; 7 — подушка; 8 — траверса из стальных профилей; 9 — вкладыш из бруса; 10 — стык верхнего пояса; 11 — прогон покрытия; 12 — скоба; 13 — раскос; 14 — стойка-тяж; 15 — накладки на стыке верхнего пояса в коньке; 16 — подкладки; 17 — стропила; 18 — раздвинутый стык нижнего пояса; 19 — стальной стержень $d = 16 \dots 20$ мм; 20 — стальной профиль; 21 — подвеска; 22 — прогон перекрытия; 23 — подушка

и длиной не менее трех высот пояса и ставят с каждой стороны стыка 2 — 4 болта (рис. 48, узел Б).

Стыки нижнего пояса перекрывают деревянными накладками, закрепляемыми стальными нагелями и болтами в соответствии с расчетом на действующие усилия. Располагают стыки в середине фермы или (при пролете более 12 м) в местах перелома пояса для образования строительного подъема. В последнем случае лучше устраивать раздвинутый стык, в котором накладки имеют большую длину, чем в двух отдельных стыках, но число нагелей уменьшается почти вдвое (рис. 48, узел Г).

Оси элементов фермы центрируют в узлах. При этом в брусчатых фермах оси элементов решетки рекомендуется центрировать по ослабленному сечению нижнего пояса.

Прогоны покрытия и подвесного перекрытия следует устанавливать в узлах или вблизи их во избежание возникновения изгибающего момента в поясах.

Схема конструктивного расчета ферм. 1. Определяют ориентировочно площади сечения верхнего и нижнего поясов по формуле

$$F \approx N / [R (0,6...0,8)], \quad (111)$$

где N — усилие в верхнем или нижнем поясах; R — расчетное сопротивление на сжатие или растяжение материала пояса.

По полученным площадям назначают размеры сечений поясов с учетом сортамента брусьев или бревен.

2. Проектируют и рассчитывают опорный узел фермы.
3. Проектируют и рассчитывают промежуточные узлы как лобовые врубки или упоры, а также стыки нижнего пояса на нагелях (см. 2.2).
4. Рассчитывают раскосы по формулам (6) и (7).
5. Подбирают сечения стоек-тяжей и рассчитывают шайбы (см. 2. 1).
6. Проверяют сечение верхнего пояса на устойчивость в середине панели по формуле (7) и на прочность по ослабленному сечению в узле по формуле (6).
7. Рассчитывают нижний пояс в наиболее ослабленном сечении по формуле (4).
8. Определяют строительный подъем.
9. Проверяют элементы фермы на монтажные усилия во время монтажа.
10. Если опорный узел решается на стальных тросах, то в нем: проверяют во вкладыше напряжение смятия древесины под углом; рассчитывают стальные тросы, к которым закреплены тросы на изгиб и на растяжение (см. 3.4); рассчитывают нагели, крепящие накладки к нижнему поясу (см. 3.2).

7.5. ФЕРМЫ НА ВКЛЕЕННЫХ СТЕРЖНЯХ

Фермы из клееных элементов с соединением в узлах на клеенных стержнях, предложенные и исследованные ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, начали применяться в экспериментальном

порядке с 1979 г. В настоящее время наиболее полно исследованы и разработаны линзообразные фермы. Работы по другим видам ферм ведутся в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, Брестском ОЭИ ЦНИИПромзданий, а проектирование также в ПИ-1 Союзстройпроекта, Гомельгражданпроекта и в других организациях. С 1988 г. применяют типовые конструкции треугольных безраскосных ферм, разработанные Гипронисельхозом. Рекомендуются также фермы линзообразные и треугольные безраскосные и с раскосами (табл. 43, поз. 1 и 50, поз. 8, 9). Трапециевидные фермы в настоящее время разрабатывают и исследуют.

Пояса ферм выполняют клееными, прямолинейными для треугольных и криволинейными для линзообразных. Решетка может применяться раскосной или в виде стоек из деревянных элементов сплошного сечения (рис. 49). Элементы решетки соединяют с поясами с помощью клеенных в древесину стальных стержней периодического профиля класса А-II и А-III, располагаемых вдоль раскосов и с помощью болтов или крепежных стальных элементов, приваренных к клееным стальным стержням.

Перспективными конструкциями являются линзообразные фермы, как более экономичные. В них усилия в поясах по длине пролета практически одинаковы, а в решетке очень малы, что позволяет легко крепить их в узлах, симметричных для обоих поясов. Элементы фермы наиболее унифицированы: при раскосной решетке — два типоразмера (пояс и раскос), при стоечной — 3 — 4 (пояс и две стойки).

В опорном узле линзообразных ферм пояса соединяют с помощью анкерных пластин, к которым приварены под углом 30° стальные стержни класса А-II или А-III. Гребенку из стержней клеивают в древесину поясов эпоксидным клеем. Опирают фермы на стены или колонны через клеенные деревянные подушки, которые передают опорное давление на клеенные вертикальные стержни, приваренные к опорным пластинам. Пластины закреплены анкерами к стенам или колоннам (рис. 49, узел В). Концы анкерных пластин подкреплены вертикальными клееными стержнями, которые обеспечивают восприятие составляющей пары сил от внецентренной передачи сдвигающего усилия. Анкерные пластины соединяют между собой на монтаже с помощью сварки или болтов. В последнем случае анкерные пластины делают шире пояса.

Линзообразные фермы рассматриваются как статически неопределимые системы с неразрезными поясами и решеткой, закрепленной к ним шарнирно (рис. 49, а). Статический расчет выполняется с использованием метода конечных элементов в перемещениях по стандартной программе «Лира» (по деформированной схеме).

Сечения элементов проверяют по формулам главы II в соответствии с действующими усилиями. Вклеенные стержни, крепящие элементы решетки, рассчитывают по указаниям, приведенным в 3.4.

Наиболее ответственный в этих фермах опорный узел. Он воспринимает следующие усилия: сжимающее — от верхнего пояса и растягивающее — от нижнего; сдвигающее, направленное гори-

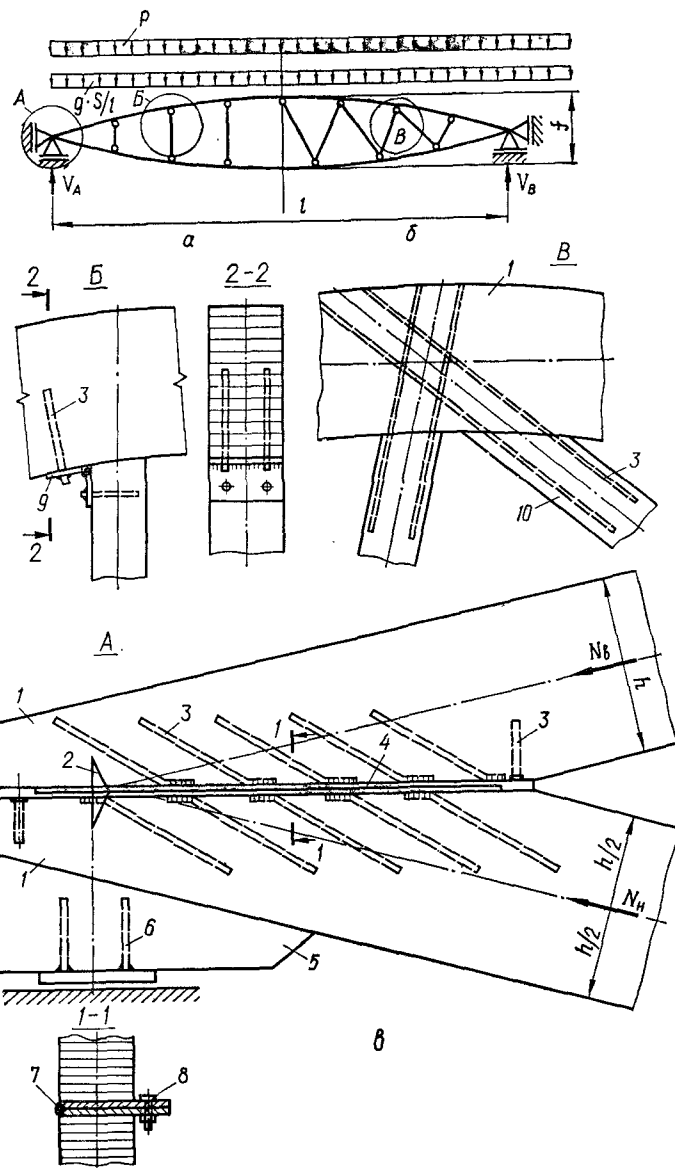


Рис. 49. Ферма на клеенных стержнях:

a — расчетная схема со стоечной решеткой; *б* — то же, с раскосой; *в* — узлы; 1 — пояса фермы; 2 — стальная монтажная пластинка; 3 — клеенные стержни; 4 — анкерные пластины; 5 — опорные клеенные подушки; 6 — клеенные стержни с опорными пластинами; 7 — соединение анкерных пластин сваркой; 8 — то же, болтами; 9 — стальные элементы, привариваемые к стержням; 10 — раскосы

горизонтально как равнодействующее усилий поясов и опорное давление. Значение этих усилий получают из статического расчета.

Опорный узел можно рассчитывать только по прочности без учета податливости соединений, что подтверждается проведенными экспериментами.

Вклеенные стержни, приваренные к анкерным пластинам, испытывают растягивающие усилия, которые передаются от поясов. Раскладываемая усилие на его составляющие, получают: одно направлено вдоль стержня и его растягивает, другое — перпендикулярно к стержню и изгибает его. Это создает неравномерность работы стержней.

Наиболее нагруженными являются последние от стыка стержни, усилия в которых составляют около 40 % всего усилия растяжения в поясе фермы.

Проверить прочность наклонно вклеенных стержней можно по формуле для наиболее нагруженных стержней $\sigma = 0,91 N/d^2 \leq R$, где N — усилие растяжения в поясе. Эта формула получена в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко из выражения $N_i/F + N_i e/W \leq R$, в котором N_i — усилие, передающееся на стальной стержень; $F = 0,785 d^2$ — площадь стержня; $W = 0,1 d^3$ — момент сопротивления стержня; $e = 0,1 d$ — эксцентриситет распределения напряжений растяжения по сечению стержня (здесь d — диаметр стержня); R — расчетное сопротивление стали растяжению. В целях унификации все стержни следует принимать одинаковыми.

Поскольку в этих фермах отсутствуют открытые стальные элементы, их могут также применять в зданиях с химически агрессивной для стали средой.

В фермах треугольного очертания усилия в панелях поясов неодинаковы, а в решетке они значительны. Это вызывает затруднения при выборе способа крепления решетки в узлах. В настоящее время рекомендуется крепление с помощью вклеенных стержней, размещаемых в решетке вдоль волокон древесины. Опорные узлы еще недостаточно изучены, поэтому могут приниматься такой же конструкции, как и для линзообразных ферм.

Перемещения узлов всех видов ферм независимо от их конструкции определяют по правилам строительной механики с учетом податливости соединений. При этом в расчетные формулы вводят значения приведенного модуля упругости, определяемого по формулам [12]:

$$\text{если } T > N, \text{ то } E'_{\text{пр}} = \frac{E'}{1 + \frac{E' F_{\text{бр}}}{l} \sum_1^m \frac{\delta_i}{T}}$$

$$\text{если } T \approx N, \text{ то } E'_{\text{пр}} = \frac{E'}{1 + \frac{E' F_{\text{бр}}}{Nl} \sum_1^m \delta_i}$$

где $E' = 300 R_c$; $F_{\text{бр}}$ — площадь поперечного сечения элемента фермы; N — расчетное осевое усилие в элементе; T — расчетная

несущая способность соединения элемента; l — длина элемента; δ_i — деформация соединения при полном использовании его расчетной несущей способности; m — общее число присоединений элемента; $m = 1$ — в стыке сжатых поясов лобовым упором и растянутых поясов без накладок; $m = 2$ — в растянутых поясах с накладками и в элементах решетки при одноступенчатой передаче усилия в соединениях по его концам; $m = 4$ — соответственно при двухступенчатой передаче усилий.

Пример 6. Металлодеревянная ферма с клееным верхним поясом

Спроектировать и рассчитать трапециевидную форму покрытия производственного здания в Смоленской области с температурно-влажностными условиями эксплуатации А1. Кровля руберондная трехслойная по фанерным плитам. Утеплитель — минераловатные полужесткие плиты толщиной $h = 100$ мм, $\gamma = 200$ кг/м³. Пароизоляция — полиэтиленовая пленка. Шаг ферм $b = 6$ м, пролет $l = 24$ м. Класс ответственности здания I, $\gamma_n = 1$. Материалы: древесина — сосна 2-го сорта (ГОСТ 8486—86 Е), сталь ВстЗпс 6-1 (ТУ-14-1-3023-80).

Выбор конструктивной схемы. Принимаем ферму с разрезным верхним поясом и уклоном кровли $i = 0,1$. Высота фермы в коньке $H = 3,6$ м, что составляет $3,6/24 \approx 1/6,7$ (табл. 50), на опоре $H_{оп} = 3,6 - 12 \cdot 0,1 = 2,4$ м. Длина панелей по нижнему поясу $d_n = 6$ м, по верхнему — $d_v = 6,03$ м, стоек $l_c = 3$ м, раскосов — $l_p = 6,46$ м, $l_p'' = 7$ м (рис. 50).

Статический расчет. Нагрузка от покрытия (табл. 26). Принимаем нагрузку с изменением толщины и плотности утеплителя:

$g^H = 0,52$ кН/м²; $g = 0,625$ кН/м²; от собственного веса фермы — $g_{с.в}^H = k_r (g^H + p^H) = 0,13$ кН/м², где k_r находим по рис. 1; $g = 0,13 \cdot 1,1 = 0,14$ кН/м².

Полная постоянная нагрузка: $g^H = 0,65$ кН/м²; $g = 0,765$ кН/м²; $g^H = 0,65 \cdot 6 = 3,9$ кН/м; $g = 0,765 \cdot 6 = 4,59$ кН/м.

Снеговая нагрузка [20]: $s_0 = 1$ кН/м²; $v = 5$ м/с; $k = 1,2 - 0,1 \cdot 5 = 0,7$; $\mu = 1$; $g^H/s_0 = 0,65/1 = 0,65 < 0,8$; $\gamma_f = 1,6$; $p^H = 0,7 \cdot 6 = 4,2$ кН/м; $p = 1,12 \cdot 6 = 6,72$ кН/м.

Полная нагрузка: $q^H = 3,9 + 4,2 = 8,1$ кН/м; $q = 4,59 + 6,72 = 11,31$ кН/м.

Усилия в элементах фермы определяем с помощью ЭВМ ЕС 1022 на два сочетания нагрузок: постоянная и снеговая по всему пролету фермы; постоянная по всему пролету и снеговая на половине пролета.

На геометрической схеме (рис. 50) узлы фермы обозначены цифрами, а стержни — цифрами, заключенными в кружок. Двумя линиями обозначены деревянные элементы, одной — стальные. Для ориентировочного подсчета жесткостных параметров стержней были определены на основании приближенного ручного расчета их сечения: верхний пояс 160×429 мм, раскосы 160×165 мм, опорные стойки 160×132 мм, нижний пояс и опорный раскос $2 \parallel 75 \times 50 \times 6$. Расчетные усилия в стержнях фермы приведены в табл. 51.

Конструктивный расчет. Верхний пояс выполняем из клееной древесины сечением $b = 16$ см, $h = 3,3 \cdot 13 = 42,9$ см. Для уменьшения изгибающего момента M_0 , возникающего в верхнем поясе от внеузловой нагрузки, упираем его в узлах частью сечения. В результате возникает эксцентриситет, который создает разгружающий момент $M_1 = Ne$. Значение эксцентриситета принимаем равным $e = 9,9$ см $< e_{max} = 0,25 \cdot 49,5 = 12,1$ см. Тогда $M = M_0 - Ne = 5110 - 207,2 \cdot 9,9 = 3058,7$ кН · см; $Ne < 0,4 M_0$.

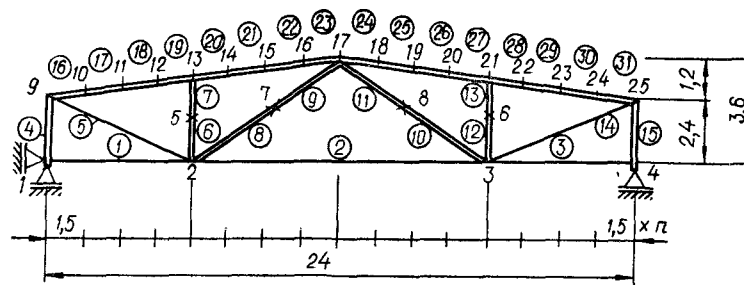


Рис. 50. Геометрическая и расчетная схемы фермы

Таблица 51. Расчетные усилия в стержнях фермы

Номер стержня	N, кН		Q, кН	M, кН·м	Сочетание
	сжатие	растяжение			
2	—	227,2	—	—	1
4	136,3	—	—	—	1
5	—	220,2	—	—	1
6,7	68,2	—	—	—	1
8,9	42,2	—	—	—	2
8,9	—	5,0	—	—	1
16	208,0	—	—33,9	—38,3	1
17	207,2	—	—16,9	—51,1	1

Примечание. Опорные реакции: для сочетания 1 $R_1 = R_4 = 136,3$ кН; для сочетания 2 $R_1 = 116,1$ кН; $R_4 = 75,5$ кН.

Прочность сечений и устойчивость плоской формы деформирования стержней верхнего пояса проверяем по табл. 47. При этом в табл. 48 следует использовать только шесть вводов, пропуская ввод 2 и изменяя содержание ввода в связи с различной геометрией, силовыми факторами, возникающими в сечении, и т. д. С помощью микроЭВМ и табл. 47 и 48 проверяем сечение верхнего пояса. Для этого примера изменяем следующие величины (табл. 48): $b = 16$ см, $h = 42,9$ см, $l_{0y} = 301,5$ см, вместо S ввести $l_{0x} = 603$ см, $\mu_{0x} = 1$, $Q_{max} = 33,9$ кН, $R_c = 1,5$ кН/см², $N = 207,2$ кН, $M = 3058,7$ кН · м. В вводе 3, если значение $\varphi_x > 1$, необходимо 1 послать в ячейку 0.1 → ПО. В вводе 5 N нужно засылать дважды для продольной силы и вместо N_{10} . В вводе 6 необходимо подставлять полученное значение φ_y . Результаты проверки этого сечения следующие: $\lambda_x = 65,2$, $\varphi_y = 0,706$, $\lambda_x = 48,63$, $\varphi_x = 1,268 > 1$, $\tau = 0,074 < 0,15$ кН/см², $\sigma = 1,08 < 1,5$ кН/см², $0,312 < 1$. Уменьшаем высоту до 39,6 см.

В результате расчета получаем: $\lambda_y = 65,2$, $\varphi_y = 0,706$, $\lambda_y = 52,7$, $\varphi_y = 1,08 > 1$, $\tau = 0,08 < 0,15$ кН/см², $\sigma = 1,26 < 1,5$ кН/см², $0,343 < 1$. Это сечение принимаем окончательно.

Для расчета центрально-сжатых деревянных стержней разработана программа, текст которой приведен в табл. 52. Программа имеет два разветвления: одно сравнивает размеры сторон поперечного сечения для того, чтобы определить, в какой плоскости рассчитывать элемент; второе определяет, по какой из формул табл. 10 вычислять коэффициент продольного изгиба φ .

Исходные данные к этой программе разделяются на две группы. В первую входят константы, связанные с вычислением гибкости и коэффициента φ .

Таблица 52. Программа расчета центрально-сжатых элементов

Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код	Адрес	Команда	Код
00	1	01	21	÷	13	42	П П	53
01	6	06	22	П С	4[43	50	50
02	П Д	4Г	23	ИП С	6[44	ИП С	6[
03	ИП 1	61	24	С/П	50	45	Фх²	22
04	ИП 2	62	25	4	04	46	ИП 5	65
05	—	11	26	4	04	47	÷	14
06	Кх<ОД	Г	27	П А	4—	48	÷	13
07	ИП 1	61	28	ИП 9	69	49	П В	4L
08	ИП 8	68	29	ИП С	6[50	ИП В	6L
09	х	12	30	—	11	51	ИП 1	61
10	ИП 4	64	31	Кх>ОА	9—	52	х	12
11	÷	14	32	ИП С	6	53	ИП 2	62
12	÷	13	33	ИП 7	6	54	х	12
13	П С	4[34	÷	13	55	ИП 3	63
14	П П	53	35	Фх²	22	56	÷	14
15	24	24	36	ИП 6	66	57	÷	13
16	ИП 2	62	37	х	12	58	С/П	50
17	ИП 8	68	38	1	01	59	БП	51
18	х	12	39	×	14	60	00	00
19	ИП 4	64	40	—	11			
20	÷	14	41	П В	4L			

Их заносят в следующие регистры памяти и не меняют в течение всего времени работы программы: 3000 → 5, 0,8 → 6,100 → 7, 0,289 → 8, 70 → 9. Вторая группа данных может изменяться в зависимости от рассчитываемого элемента. Они располагаются в регистрах памяти: $b \rightarrow 1$, $h \rightarrow 2$, $N \rightarrow 3$, $l_p \rightarrow 4$.

Результаты расчета сжатых стержней фермы приведены в табл. 53, из которой видим, что в принятых в предварительном расчете сечениях напряжения и гибкость находятся в пределах норм. Уменьшение высоты сечения на одну доску приводит к перенапряжениям.

Растянутые элементы рассчитываем без применения ЭВМ, что в данном случае более целесообразно.

Таблица 53. Конструктивный расчет сжатых стержней

Элемент	Ширина элемента h , см (при $b=16$ см)	Гибкость λ	Усилие N , кН	Расчетная длина l_0 , см	Напряжения σ , кН/см²
Средний раскос 8,9	3,3·5=16,5	151,4 ≈ 150	42,2	700	1,22
Стойка 6,7	1-й вариант 3,3·4=13,2	78,6	68,2	300	0,67
То же	2-й вариант 3,3·3=9,9	104,9	68,2	300	1,58 > R_a
Опорная стойка 4	1-й вариант 3,3·4=13,2	62,9	136,3	240	0,944
То же	2-й вариант 3,3·3=9,9	83,9	136,3	240	2,02 > R_e

Раскос 8,9 — $N = 5$ кН; $b = 16$ см; $h = 16,5$ см по формуле (4). $\sigma = 5/245 = 0,0204$ кН/см² = 0,204 МПа < $R_p = 7 \cdot 08 = 5,6$ МПа; $F_{нт} = 16(16,5 - 1,2) = 245$ см² (при крепежных болтах $d = 12$ мм).

Нижний пояс 2 и опорный раскос 5 выполняем одного сечения, $N_{max} = 227,2$ кН. Требуемая площадь поперечного сечения [22]

$$F_{тр} = N / (\gamma_c R_y) = 227,2 / (1,035 \cdot 23,5) = 9,35 \text{ см}^2.$$

Принимаем (с учетом ослабления крепежным болтом) сечение 2 || 75 × 50 × 5 (ГОСТ 8510 — 86) с $F = 12,22 \text{ см}^2 > 9,35 \text{ см}^2$.

Расчет узлов. Узел А (рис. 43). Для передачи усилия верхнего пояса $N = 207,2$ кН к вертикальным стальным листам крепим на сварке упорный швеллер, высоту которого определяем из условия, чтобы через середину его высоты проходила смещенная ось пояса. При $e = 9,9$ см расстояние от нижней кромки до оси составит $h/2 - e = 49,5/2 - 9,9 = 14,85$ см. Высота швеллера $h = 14,85 \cdot 2 = 29,7$ см. Принимаем [N 30 (ГОСТ 8240—72*)].

Напряжение смятия в торце пояса (см. рис. 2)

$$\sigma = N/F_{см} = 207,2 / (16 \cdot 30) = 0,43 \text{ кН/см}^2 < R_{сма} = 1,27 \text{ кН/см}^2.$$

Швеллер проверяем на изгиб как балку пролетом $l = b = 16$ см:

$$M = \frac{0,43 \cdot 16^2}{8} = 13,76 \text{ кН см}; W_y = 43,6 \text{ см}^3;$$

$$\sigma = 13,76/43,6 = 0,316 \text{ кН/см}^2 = 3,16 \text{ МПа} < R_y = 235 \text{ МПа} [22].$$

Проверяем подбалку на смятие от усилия в опорной стойке $N = 136,3$ кН:

$$\sigma = N/F_{см} = 136,3 / (16,5 \cdot 16) = 0,516 \text{ кН/см}^2 = 5,16 \text{ МПа}; < R_{сма} = 3,2 \text{ МПа} = 3,2 \cdot 2 = 6,4 \text{ МПа для дубовой подбалки (рис. 2).}$$

Аналогично проверяем подбалку в узле Б с определением расчетного сопротивления смятию по формуле (3).

Узел В (рис. 43, 2-й вариант). Определяем число болтов, крепящих раскосы к стальному профилю на действие усилия $N = 5$ кН: $n_b = N / (T_{min} n_{ср}) = 5 / (6,4 \cdot 2) = 0,39$ шт., где $T_{min} = 2,5d^2 = 2,5 \cdot 1,6^2 = 6,4$ кН (табл. 18, формула (36)).

Ставим по два болта $d = 16$ мм, $N = 6,4 \cdot 2 = 12,8$ кН > 5 кН. Сжимающие усилие $N = 42,2$ кН воспринимаем диафрагмой, приваренной к стальному профилю, ширину полки которого принимаем из условия размещения болтов $b_p = 63$ мм. Смятие диафрагмы $\sigma_{см} = N / F_d = 42,2 / (6,3 \times 16) = 0,42$ кН/см² = 4,2 МПа < 15 МПа (табл. 1). Толщину диафрагмы определяем из расчета ее на изгиб пролетом, равным ширине раскоса (полкой, равной 1 см): $M = 0,42 \cdot 16^2/8 = 13,44$ кН·см; $W = M/R_y = 13,44/23,5 = 0,572 \text{ см}^3 = 1 \cdot \delta^2/6$. Находим толщину диафрагмы $\delta = \sqrt{6W/1} = \sqrt{6 \cdot 0,572/1} = 1,85$ см. Принимаем $\delta = 20$ мм.

Угловые профили крепим к фасонкам сварными швами, которые рассчитываем по СНиП II-23-81.

Аналогично рассчитываем узлы В (1-й вариант) и Г.

Глава VIII

ПРОСТРАНСТВЕННОЕ КРЕПЛЕНИЕ ПЛОСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

В зданиях и сооружениях плоские конструкции, соединенные между собой, образуют пространственную систему, которая должна воспринимать действующие на здание вертикальные и горизон-

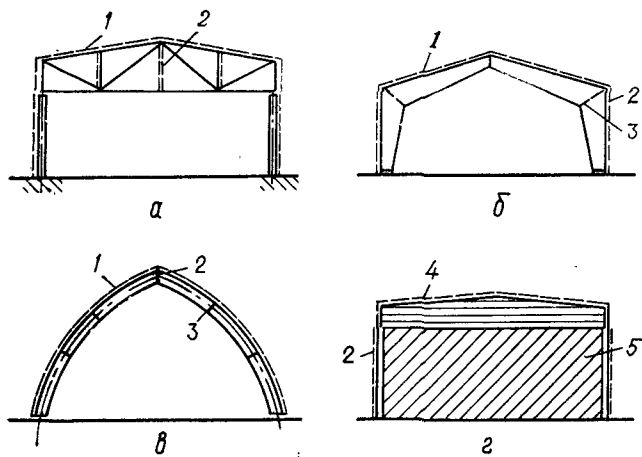


Рис. 51. Схема пространственного крепления плоских конструкций одноэтажных зданий:

а — в двухшарнирных рамах; *б* — в трехшарнирных; *в* — в арках; *г* — при жестких торцах; 1 — поперечные связи; 2 — вертикальные связи; 3 — наклонные связи; 4 — жесткий диск покрытия; 5 — жесткая торцевая стена

тальные нагрузки. Усилия от нагрузок передаются с одной конструкции на другую и, в конечном итоге, — на фундаменты.

Вертикальные и горизонтальные нагрузки, действующие на продольные стены здания, воспринимаются поперечными плоскими несущими конструкциями в виде двух- или трехшарнирных рам, арок, подкосно-балочных систем и т. п. (рис. 51). В зданиях длиной до 24 м с жесткими торцевыми стенами и покрытием стойки каркаса могут крепиться к несущим конструкциям покрытия и фундаментам шарнирно (рис. 51, *г*). Неизменяемость и устойчивость отдельных плоскостей каркаса обеспечиваются постановкой в этих плоскостях связей.

В зависимости от назначения и места расположения связи разделяются на следующие виды:

1. В покрытиях зданий *поперечные (скатные) связи* в виде горизонтальных или наклонных ферм располагают в плоскости верхних поясов или верхних кромок несущих конструкций, соединяя между собой две соседние конструкции, находящиеся у торцов здания. В длинных зданиях поперечные связи ставят также между торцевыми на расстоянии не более 30 м (рис. 52, *а*).

Связи рассматривают как горизонтально (наклонно) расположенные фермы, у которых поясами служат верхние пояса решетчатых или все сечение сплошных несущих конструкций. Стойками являются прогоны или ребра плит покрытия, либо распорки, а раскосы выполняют деревянными по раскосной или перекрестной схеме или из стальных тяжей по перекрестной схеме.

В покрытиях с двухслойным перекрестным настилом под рубероидную кровлю при расположении верхнего защитного настила под

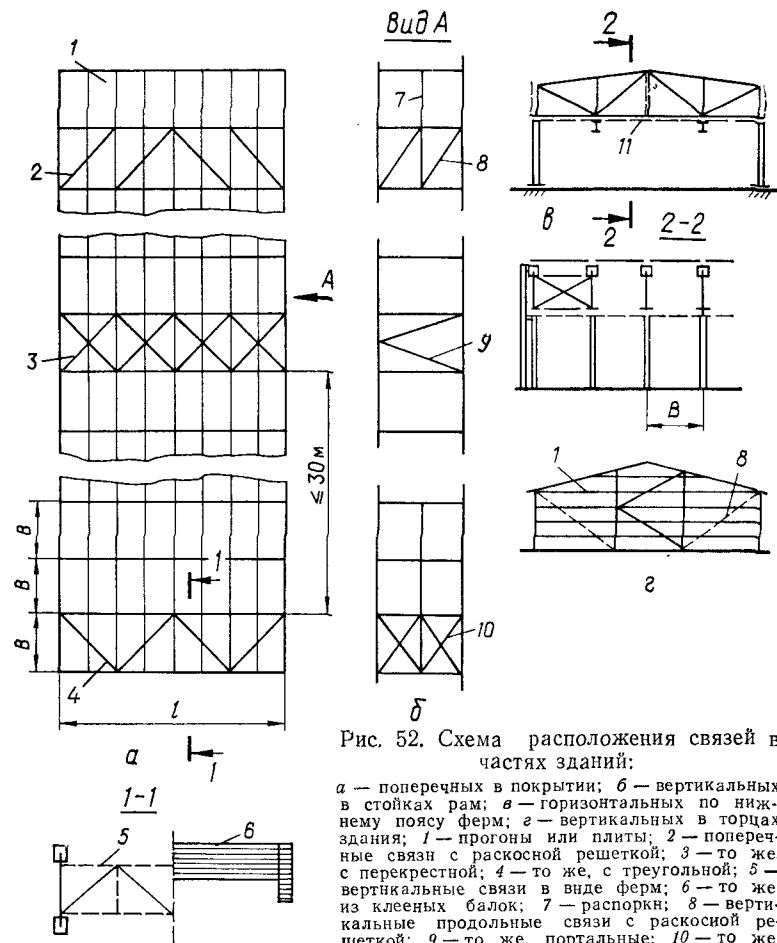


Рис. 52. Схема расположения связей в частях зданий:

а — поперечных в покрытии; *б* — вертикальных в стойках рам; *в* — горизонтальных по нижнему поясу ферм; 1 — прогоны или плиты; 2 — поперечные связи с раскосной решеткой; 3 — то же, с перекрестной; 4 — то же, с треугольной; 5 — вертикальные связи в виде ферм; 6 — то же, из клееных балок; 7 — распорки; 8 — вертикальные продольные связи с раскосной решеткой; 9 — то же, порталные; 10 — то же, перекрестные; 11 — горизонтальные связи

углом 30 — 60° к рабочему и при скреплении досок настила между собой и с прогонами гвоздями поперечные связи могут не ставиться. При сплошном одиночном настиле вместо поперечных связей в отдельных отсеках укладывают под углом к основному дополнительный слой досок с расстоянием друг от друга не более 30 м или снизу закрепляют гвоздями диагональные доски.

При жестких торцевых стенах (кирпичные и т. п.), которые могут воспринимать продольные горизонтальные нагрузки, связываемые фермы у торцов здания можно не ставить, а располагать в средней части покрытия (рис. 51, *г* и 52, *а*).

2. *Продольные вертикальные (наклонные) связи* располагают перпендикулярно к несущим конструкциям покрытия или каркасных стен. Они предназначены для сохранения проектного положения плоских несущих конструкций при эксплуатации и монтаже

и для обеспечения устойчивости плоских несущих конструкций в плоскости, перпендикулярной к их рабочей плоскости.

Их устанавливают в середине пролета ферм покрытия, а также на опоре в трапециевидных фермах или балках. В арках и рамах при появлении сжимающих усилий по внутренней кромке ставят вертикальные связи, если при проверке расчетом устойчивость конструкций не обеспечивается.

Продольные связи ставят в стойках рам. Располагают эти связи в тех же отсеках, где установлены поперечные связи покрытия, а арки, рамы и шпренгельные фермы соединяют попарно.

Конструкцию продольных связей принимают в виде простейших ферм, а при невозможности установки раскосов — в виде сплошных балок (рис. 52, а, сечение 1—1).

3. *Горизонтальные (наклонные) связи*, располагаемые в плоскости нижних поясов, применяют только в фермах с нижним поясом из профильной стали при действии продольных тормозных усилий от кранов. Если торцевые стойки фахверка опираются в уровне нижних и верхних поясов ферм, поперечные связи в покрытиях могут не ставиться (рис. 52, в, сечение 2—2).

В фахверке торцевых стен здания в зависимости от его ширины вертикальные связи ставят в середине или по краям (рис. 52, г).

Элементы всех видов связей соединяют с несущими конструкциями с помощью стальных крепежных деталей (рис. 53). При этом лучше выбирать такие крепления, с помощью которых раскосы связей были бы натянуты с возможностью подтяжки в период эксплуатации.

Оси связей рекомендуется центрировать в узлах крепления к несущим конструкциям. Допускается центрирование на кромку несущей конструкции при условии, что жесткость элементов связей меньше жесткости пояса несущей конструкции.

Поперечные связи покрытий рассчитывают на усилия, возникающие от горизонтальных нагрузок q_r (ветровая, тормозные и т. п.), и условные горизонтальные усилия, появляющиеся от действия вертикальных нагрузок $q_{гв}$ за счет деформаций конструкций из своей плоскости. Значения последних от каждой несущей конструкции определяют по формуле [12]

$$q_{гв} = k_{с.в} q_{в}, \quad (112)$$

где $k_{с.в} = 0,02$ — для балок постоянного по длине сечения, ферм и арок при $f/l \leq 1/6$; $k_{с.в} = 0,024$ — для балок переменного по длине сечения; $k_{с.в} = 0,01$ — для трехшарнирных рам и арок при $f/l \geq 1/3$ (при высоте арок $1/6 \leq f/l \leq 1/3$ значение $k_{с.в}$ определяют по интерполяции); $q_{в}$ — расчетная вертикальная равномерно распределенная нагрузка на 1 м горизонтальной проекции несущей конструкции покрытия.

Допускается производить расчет без учета деформирования продольных элементов (прогонов, распорок и т. п.), при этом нагрузку на каждую поперечную связевую ферму определяют по формуле

$$q_{с.ф} = (q_r - q_{гв}n)/t,$$

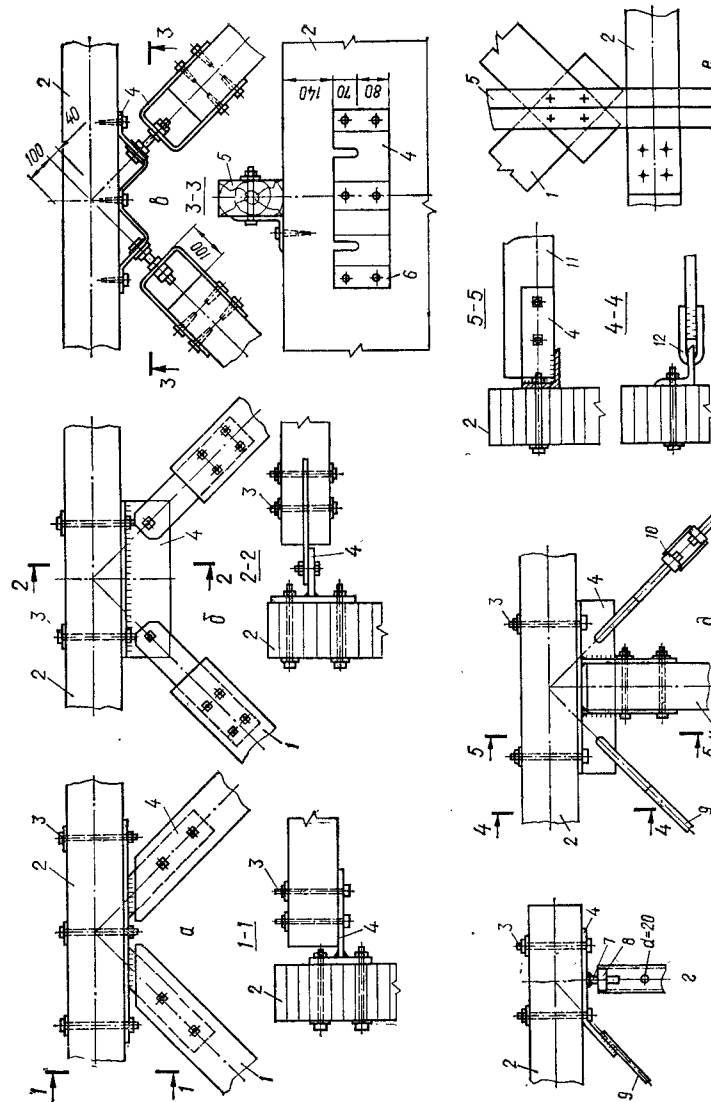


Рис. 53. Крепление связей к несущим конструкциям:

а, б — крепление без натяжения с распоркой из прогона; в — то же, с натяжением; г — крепление поперечных связей из стальных тяжей и распорок из трубы; д — то же, с распоркой из труба; е — крепление связей к прогонам; 1 — раскосы связей; 2 — несущая конструкция; 3 — болты; 4 — стальные крепежные детали; 5 — винты; 6 — прогон; 7 — нарезной штырь; 8 — заглушка трубы с нарезкой; 9 — связь из стальных тяжей; 10 — натяжные муфты; 11 — распорки; 12 — петли из круглой стали

где q_r — внешняя горизонтальная нагрузка в продольном направлении, вызываемая продольными горизонтальными нагрузками (ветер, торможение и т. п.); n — количество несущих конструкций в покрытии на всю длину здания; t — количество поперечных связей ферм (в том числе и заменяющих их торцевых ферм).

Статический расчет связевой поперечной фермы ведут как сквозной конструкции пролетом, равным длине ее по развертке верхнего пояса.

Продольные вертикальные (наклонные) связи покрытия рассчитывают на усилия, вычисляемые по формуле

$$N = kv, \quad (113)$$

где для связей, раскрепляющих сжатые кромки рам и арок, $k = 0,015$, а $v = q_{в} s_0$ (здесь s_0 — горизонтальная проекция расстояния между продольными связями); для связей, раскрепляющих стойки ферм с пониженным нижним поясом, $k = 0,01$, а v — расчетное сжимающее усилие в стойке фермы.

Связи, раскрепляющие стойки рам или торцевого фахверка, рассчитывают на действие горизонтальных ветровых нагрузок.

Глава IX

ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ

9.1. КЛАССИФИКАЦИЯ И ХАРАКТЕРИСТИКА

Пространственные конструкции покрытий экономичнее плоских, поскольку в них совмещаются функции несущих и ограждающих конструкций, отсутствуют прогоны, связи и т. п. Они менее чувствительны к местным дефектам и даже к выходу из работы отдельных элементов.

Их целесообразно применять при необходимости использования внутреннего пространства.

Однако пространственные конструкции плохо работают при больших односторонних нагрузках или сосредоточенных грузах. При возведении некоторых типов конструкций требуются сплошные подмости, что снижает их экономичность. Эти обстоятельства следует учитывать при выборе конструкций.

Пространственные конструкции отличаются большим многообразием формы, поверхности, статических схем и конструктивных решений, материала конструкций и методов изготовления и монтажа. В настоящее время применяют пространственные конструкции только заводского изготовления. Ниже рассматриваются конструктивные решения наиболее распространенных в строительной практике пространственных конструкций (табл. 54): *кружально-сетчатые своды* применяют при прямоугольном плане и опирании на продольные стены или по контуру с косяками из досок или клееных элементов (схема 1); *ребристые и ребристо-кольцевые купола* — при многоугольном и круглом плане (схема 2); *сводь и купола-оболочки* с применением древесины и пластмасс (схема 3);

структурные конструкции — стержневые плоские или криволинейные с опиранием на колонны в углах или по контуру при прямоугольном или многоугольном плане (схема 4).

9.2. КРУЖАЛЬНО-СЕТЧАТЫЕ СВОДЫ

Кружально-сетчатый свод представляет собой пространственную конструкцию, которая образуется из отдельных стандартных элементов — косяков. Косяки, располагаясь по цилиндрической поверхности свода, идут по двум пересекающимся направлениям и образуют ломаные винтовые линии.

При пролетах до 22 м они изготавливаются из цельных досок, а при больших — клееными или клефанерными.

Косяки могут пересекаться между собой под прямым или острым углом (чаще всего 45°), в зависимости от чего сетка будет прямоугольной или ромбической (рис. 54).

Цельные косяки могут соединяться между собой в узлах шипами при любой сетке свода и болтами только при ромбической сетке.

В нашей стране наиболее распространены безметалльные своды с узлами на шипах, поскольку они проще в изготовлении и монтаже и расходуется меньше металла.

Составные косяки из клееной древесины соединяют на шипах (шарнирный узел) или с помощью стальных крепежных деталей (бесшарнирный узел) [7].

Основные узлы сетки свода образуют из сквозного косяка, проходящего через узел не прерываясь, и двух «набегающих» косяков, которые примыкают к сквозному. Концы косяков, примыкающих к настенному брусу и торцевой арке, закрепляют гвоздями (рис. 55, г, д).

Для дощатых косяков необходимо соблюдать следующие размеры и их отношения: $b_k \geq 25$ мм; $h_k/b_k \leq 4,5$; $L_3/h_k \geq 10$; $h_1 \geq h_k/2 \geq 10$ см (рис. 56).

Верхнюю грань косяка выполняют треугольного или ломаного очертания. Гнезда располагают на середине его длины и высоты. Длину шипа при прямоугольной сетке принимают $l_{ш} \geq 1,5 b_k$, а при ромбической с углом 45° $l_{ш} \geq 1,4 b_k$ (по короткой стороне шипа) (рис. 55, в).

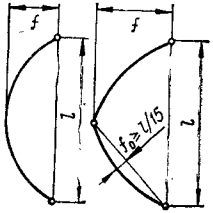
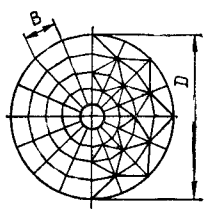
Распор свода воспринимается стальными затяжками или фундаментами. Затяжки из круглой стали располагают по длине свода через 1 — 3 шага узлов косяков.

По верху косяков укладывают дощатый продольный настил, закрепляемый к косякам и фронтонам гвоздями. При надежном их креплении можно применять фанерные или дощатые плиты.

Элементы покрытия являются не только ограждающей конструкцией, но и воспринимают продольные усилия, передающиеся на фронтоны.

При проектировании свода вначале производят геометрический, а затем статический и конструктивный расчеты. Геометрический расчет может быть произведен по [6; 13].

Таблица 54. Схемы пространственных конструкций

Номер схемы	Материал	Схема	Размеры			Технико-экономические показатели		Область применения
			l, м	h/l	f/l	k _{с.в.}	k _м , %	
1	Кружально-сетчатые своды		12—60	≥ 1/100	≥ 1/7 ≥ 1/3	6—15	1—5	Склады, гаражи, павильоны
2	Рибристые и ребристо-кольцевые купола		15—100	1/30— 1/60	1/6	3—5	4—6	Цирки, спортивные здания, павильоны
			25—100	1/50— 1/80		2,5—5		

3

Своды и купола-оболочки с применением древесины и пластмасс



Фанерные своды

6—12

≥ 1/80

≥ 1/7

—

≤ 1

Склады, транспортные галереи

Своды и купола-оболочки однослойные

1,5—6

—

≥ 1/6

—

—

Светопроницаемые фонари

То же, из трехслойных плит

12—40

—

1/40—
1/80

—

—

Спортивные здания, павильоны

4

Структурные конструкции



6—18

1/10—
1/16

≥ 1/7

—

—

Склады, спортивные здания

159

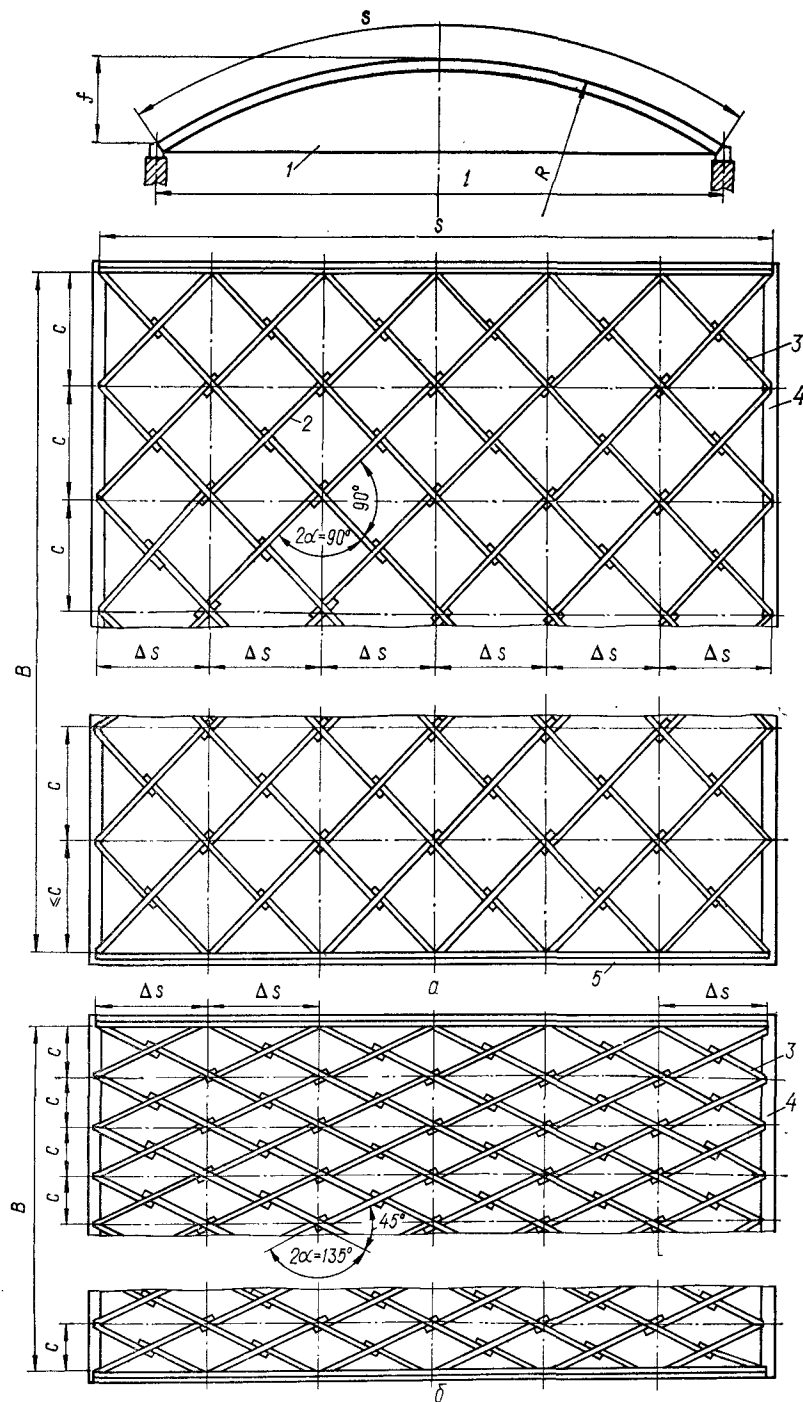


Рис. 54. Безметалльный кружально-сетчатый свод:
 а — с прямоугольной сеткой; б — с ромбической; 1 — затяжка; 2 — средние косяки; 3 —
 крайние косяки; 4 — настенные брусья; 5 — торцевая арка

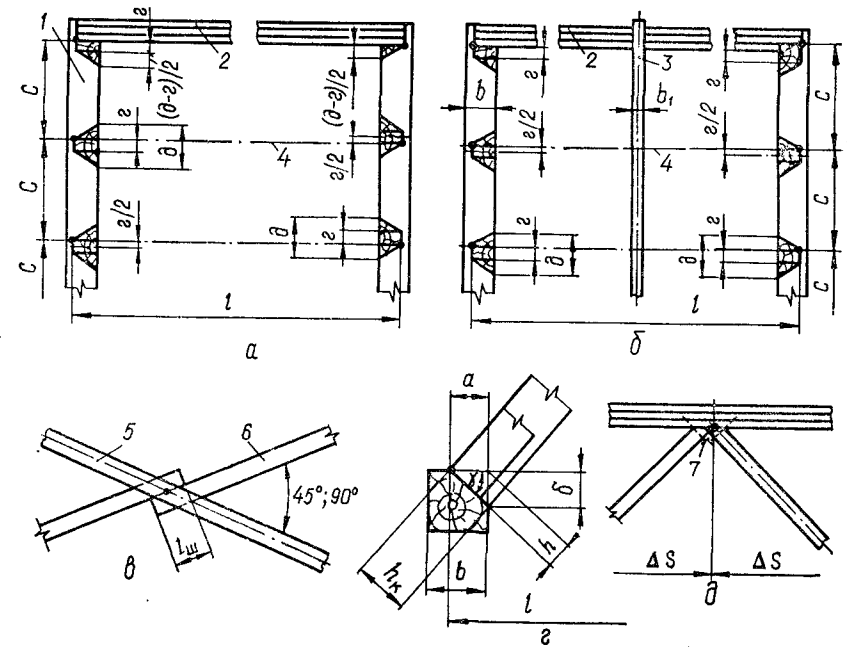


Рис. 55. Узлы кружально-сетчатого свода:

а — размещение врезок косяков в настенном брусе кругового свода; б — то же, стрельчатого; в — пересечение косяков; г — примыкание косяков к настенному брусу; д — то же, к торцевой арке; е — настенный брус; ж — торцевая арка; з — коньковый прогон; 4 — линия центра узлов; 5 — сквозной косяк; 6 — набегающий косяк; 7 — гвозди, крепящие косяки

Статический расчет кружально-сетчатого свода как пространственной стержневой системы даже с применением ЭВМ весьма сложен. В практике проектирования используют расчет по приближенному методу, который достаточно точно отражает действительную работу свода.

Схема статического и конструктивного расчетов. 1. Из свода выделяют расчетную полосу шириной, равной шагу сетки c (рис. 54), и в соответствии со схемой свода рассчитывают как плоскую двух- или трехшарнирную арку с нагрузками от веса покрытия и снега. Определяют расчетные усилия M и N при невыгодном нагружении. Изгибающий момент воспринимает сквозной косяк, а нормальную силу — оба косяка. При составных косяках с бесшарнирным креплением в узлах изгибающий момент передается на оба косяка.

2. Рассчитывают косяки по формуле

$$\sigma = \frac{N}{2 \sin \alpha F_{нт}} + \frac{M_d}{\sin \alpha W_{нт} k_{\phi}} \leq R_c, \quad (114)$$

где N — расчетное продольное усилие в сечении с наибольшим расчетным изгибающим моментом M ; $F_{нт}$ — площадь нетто поперечного сечения одного косяка в середине его длины; $W_{нт}$ — момент сопротивления нетто поперечного сечения одного косяка при

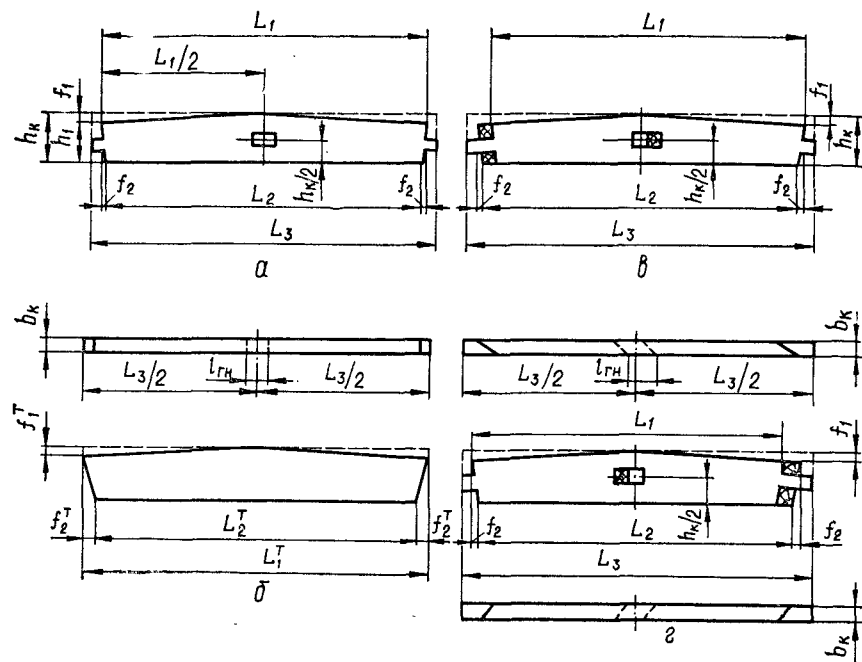


Рис. 56. Размеры косяков:

а — прямоугольной сетки; б — торцевой арки; в — ромбической сетки (правый косяк); г — то же (левый косяк)

шарнирном опирании их в узлах и двух косяков при бесшарнирном опирании составных косяков; k_ϕ — коэффициент, учитывающий разгружающее действие фронтонов: при $B/s \leq 1 - k_\phi = 2$; при $B/s = 1,5 - k_\phi = 1,4$; при $B/s = 2 - k_\phi = 1,1$; при $B/s = 2,5 - k_\phi = 1$.

$$\xi = \frac{N}{\varphi 2F_{бр} \sin \alpha R_c}, \quad (115)$$

где φ определяют по формулам табл. 10 или графику (рис. 6) в зависимости от гибкости λ ; $F_{бр}$ — площадь брутто поперечного сечения косяка в середине его длины;

для сводов с узлами на шипах

$$\lambda = k_1 l_0 / (\sin \alpha \sqrt{I_{бр} / 2F_{бр}});$$

для сводов с узлами на болтах

$$\lambda = k_2 l_0 / (\sin \alpha \sqrt{I_{бр} / 2F_{бр}}); \quad (116)$$

для сводов из составных косяков с бесшарнирными узлами

$$\lambda = 0,6 l_0 / (\sin \alpha \sqrt{I_{бр} / 2F_{бр}}),$$

где l_0 — расчетная длина дуги арки (см. 6.2); h_k — высота косяка в середине его длины; $k_1 = 0,75$ и $k_2 = 0,6$ — для кругового свода; $k_1 = 0,85$ и $k_2 = 0,7$ — для стрельчатого свода.

Если $M / (k_\phi W_{нт} \sin \alpha) \leq 0,1 N / (2 F_{бр} \sin \alpha)$, то косяки проверяют на устойчивость без учета изгибающего момента по формуле

$$\sigma = N / (2 F_{бр} \sin \alpha \varphi) \leq R_c. \quad (117)$$

3. В шарнирных узлах свода проверяют боковые грани сквозного косяка на смятие древесины торцами набегающих косяков по формуле

$$\sigma = N / (2 \sin \alpha \sin 2\alpha F_{см}) \leq R_{см \alpha_1}, \quad (118)$$

где $F_{см} = b_k (h_1 - h_k / 4)$ — площадь опирания набегающего косяка на боковую грань сквозного косяка (рис. 56); $R_{см \alpha_1}$ — расчетное сопротивление древесины под углом α_1 (см. рис. 2).

Рассчитывают прикрепление продольного настила или крепежных деталей плит покрытия к торцевым аркам на равнодействующее сжимающее усилие в примыкающих косяках $N_p = N \operatorname{ctg} \alpha$.

При продольном дощатом настиле определяют число гвоздей, крепящих доски к торцевым аркам, по формуле

$$n_{гв} = N_p b / (\Delta s T), \quad (119)$$

где b — ширина доски настила; T — расчетное усилие в односрезном гвозде, определяемое по формулам табл. 18.

5. Рассчитывают затяжку свода на действие распора по СНиП II-23-81*.

6. Рассчитывают конструкцию фронтона на равномерно распределенную нагрузку, определяемую на единицу длины горизонтальной проекции фронтона, по формуле

$$q_\phi = \frac{qB}{2} \left(1 - \frac{2}{3k_\phi} \right), \quad (120)$$

где q — симметричная или односторонняя нагрузка на горизонтальную проекцию свода; B — длина свода, принимаемая не более 2,5 s .

7. Рассчитывают настенные брусья на изгиб на действие вертикальной и горизонтальной (распор) реакций опор.

Для клееных и фанерных косяков учитывают особенности расчета и проектирования, изложенные в [7].

9.3. РЕБРИСТЫЕ И РЕБРИСТО-КОЛЬЦЕВЫЕ КУПОЛА

Ребристые и ребристо-кольцевые купола применяют в покрытиях зданий, имеющих в плане многоугольную или круглую форму.

Ребристые купола (рис. 57, а) состоят из поставленных радиально по кругу плоских трехшарнирных арок, опирающихся верхними концами в верхнее кольцо, а нижними на фундаменты или на нижнее кольцо, уложенное на стены или колонны здания. По верху арок укладывают покрытие из прогонов с настилом или плит трапециевидальной формы. При круглом в плане здании с круговыми арками покрытие имеет сферическую поверхность, а с пря-

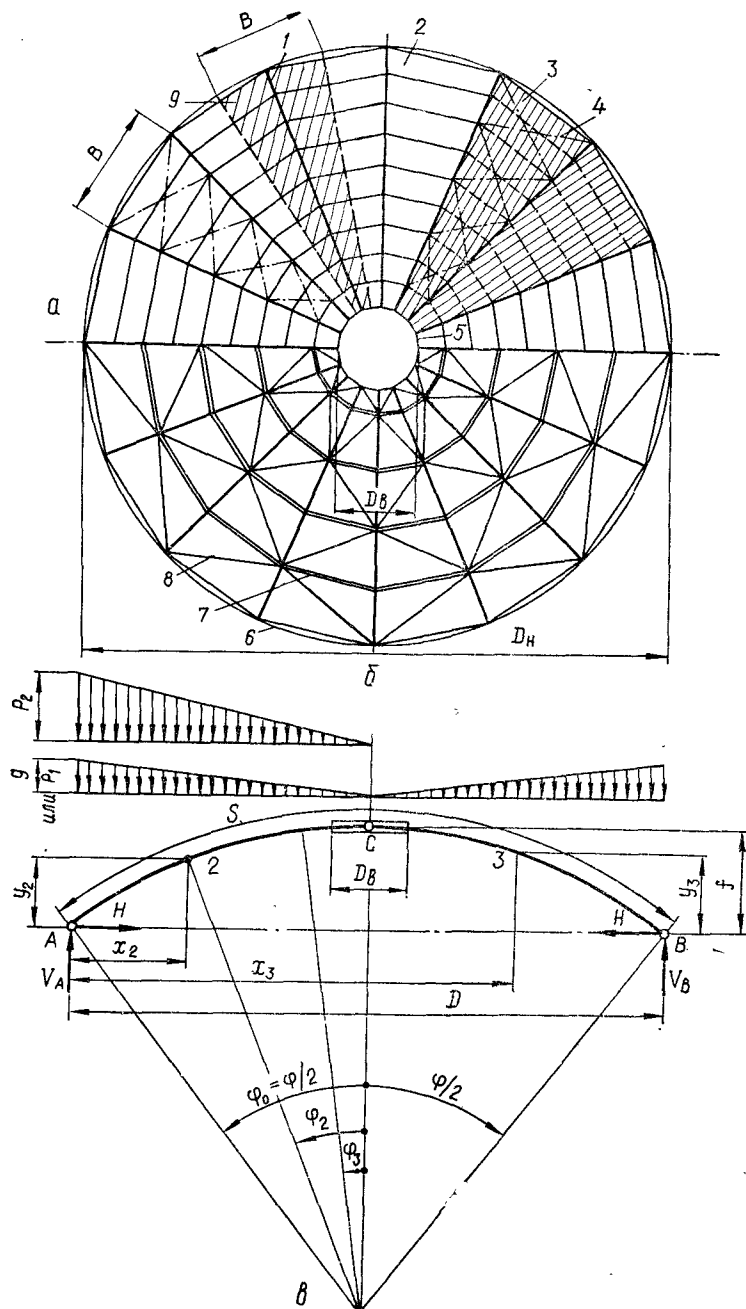


Рис. 57. Схемы куполов:

a — ребристый; *б* — ребристо-кольцевой; *в* — геометрическая схема и нагрузки на купол; 1 — ребра; 2 — прогоны или ребра плит; 3 — дощатый настил; 4 — поперечные связи; 5 — верхнее кольцо; 6 — нижнее кольцо; 7 — кольцевые прогоны; 8 — диагональные элементы; q — грузовая площадь нагрузок на расчетную арку ребристого купола

молиейными арками — коническую, при многоугольном плане — соответственно цилиндрическую или плоскую.

Плоские радиальные арки чаще всего выполняют клееными дощатыми или фанерными постоянного сечения по длине. Расстояние между арками по нижнему кольцу принимают 4,5 — 6 м, при этом количество расстояний должно быть четным.

Устойчивость арок в плоскости, перпендикулярной к вертикальной плоскости, а также общую неизменяемость покрытия обеспечивают постановкой поперечных и, при необходимости, вертикальных связей. Число пар полуарок, соединенных связями, принимают не менее трех. При больших несимметричных нагрузках рекомендуется соединять арки связями попарно по всему покрытию.

Верхнее сжатое кольцо проектируют жестким и возможно меньшего диаметра, поскольку две полуарки, расположенные в одной диаметральной плоскости и прерванные кольцом, рассматриваются как единая трехшарнирная арка. Диаметр кольца выбирают исходя из условия размещения упирающихся в него полуарок и крепления их в узлах. При больших размерах кольцо рекомендуется раскреплять внутренними распорками.

Верхнее кольцо чаще всего принимается стальным многоугольным из прокатных профилей, нижнее — железобетонным, реже стальным.

Опорные и ключевые шарниры имеют конструкцию, аналогичную обычным плоским аркам (см. рис. 35). Опирать арки рекомендуется в вершины многоугольного кольца. В этом случае элементы кольца испытывают только осевые усилия (рис. 58).

Ребристо-кольцевые купола (рис. 57, *б*) состоят также из радиально поставленных ребер-арок, колец, а также связей, поставленных по поверхности покрытия и объединенных в единую пространственную конструкцию. При многоугольном плане кольца выполняют из прямолинейных элементов, при круглом плане — из прямоугольных или криволинейных.

Конструкция ребер и узлов аналогична ребристым куполам. Кольца крепят к ребрам с помощью стальных крепежных деталей или вклеенных в древесину стальных стержней.

В верхней части куполов в пределах диаметра верхнего кольца устанавливают вентиляционные или световые фонари. По периметру фонаря предусматривают продухи для вентиляции, ограждающих конструкций. При отсутствии фонарей в центре покрытия купола устраивают щелевой вентиляционный продух (рис. 58). Поскольку ограждающие конструкции имеют большое количество типоразмеров, для упрощения изготовления и монтажа куполов небольших пролетов их изготавливают в виде отдельных трапециевидных блоков.

Ребристый купол при расчете на вертикальную симметричную относительно оси купола нагрузку расчленяют на отдельные плоские трехшарнирные арки. Если (в запас прочности) не учитывать упругий отпор соседних арок, расчет на несимметричную нагрузку

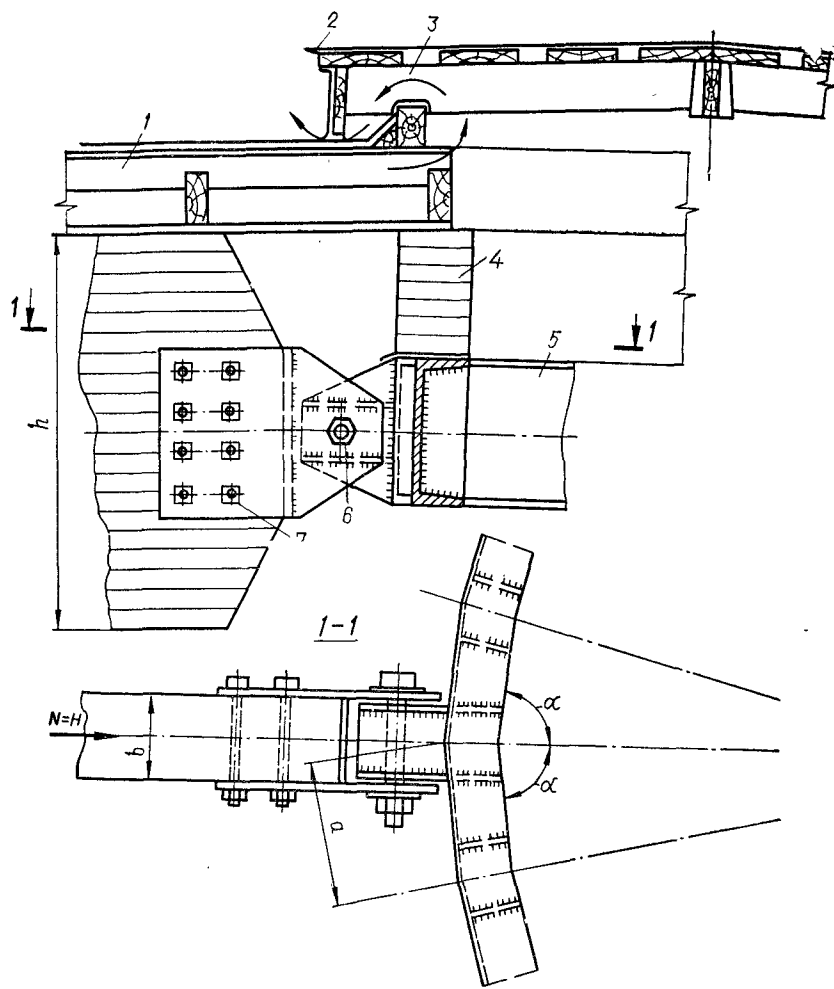


Рис. 58. Ключевой шарнир со шелевым вентиляционным продухом для куполов $d > 30$ м:

1 — плита покрытия с радиальным расположением несущих ребер; 2 — оцинкованная сталь; 3 — вентиляционный продух; 4 — клееное деревянное кольцо; 5 — стальное несущее кольцо купола; 6 — валковый шарнир со сварным стальным башмаком; 7 — болты; 8 — ребра-полуарки купола

ведут так же, как и на симметричную. Расчет с учетом упругого отпора можно вести по методике, изложенной в [10].

На каждую арку действует равномерно распределенная нагрузка от собственного веса несущей конструкции и треугольная от веса покрытия. Снеговая нагрузка, в зависимости от наклона поверхности купола, может быть равномерно распределенной по всей площади покрытия и неравномерно распределенной на одной стороне купола [13].

При наличии фонаря в верхней части купола учитывают сосредоточенную нагрузку от его веса и снега на нем.

В практических расчетах наибольшие ординаты эпюр нагрузок на рассматриваемую арку вычисляют из выражений (рис. 57) для постоянной нагрузки $g = (g_{с.в} + g_0 B) \frac{s}{D}$; для снеговой, расположенной по всему куполу, $p_1 = s_0 \mu_1 \gamma_f B$; для находящейся на одной половине купола $p_2 = s_0 \mu_2 \gamma_f B$, где g_0 — нагрузка от веса покрытия; кН/м^2 ; B — расстояние между осями арок по нижнему кольцу, м; s — длина дуги арки, м; значения s_0 , μ и γ_f принимают по СНиП 2.01.07-85.

Статический расчет ведут как для плоской арки с учетом указаний, приведенных в 6.1. Снеговую нагрузку принимают в двух вариантах, а усилия — от более невыгодного нагружения. Расчетные усилия могут быть определены по табл. 2 (прил. 10).

Конструктивный расчет сечений и узлов производят так же, как в обычных арках той же конструкции (см. 6.2).

В куполе рассчитывают также нижнее и верхнее кольца: нижнее железобетонное кольцо — по СНиП 2.03.01-84; верхнее сжатое многоугольное кольцо проверяют на устойчивость по формуле [1]:

$$N_{кр} = (4\pi/m)^2 \frac{EI_k}{a^2} \geq N = H/(2 \cos \alpha), \quad (121)$$

где m — число сторон правильного многоугольника; I_k — момент инерции сечения кольца относительно вертикальной оси; a — длина стороны многоугольника; H — распор арки; α — половина внутреннего угла между сторонами многоугольника (рис. 58).

Рибристо-кольцевые купола рассчитывают как пространственную многократно статически неопределимую систему на действие тех же нагрузок, что и для ребристых куполов. Усилия в элементах купола определяют с помощью ЭВМ по одной из распространенных в настоящее время программ («Лира», «Прокруст», «Мираж» и др.) [13]. Следует учитывать, что в кольцевых прогонах кроме усилий сжатия или растяжения возникают изгибающие моменты, если элементы покрытия опираются на них.

9.4. СВОДЫ И КУПОЛА-ОБОЛОЧКИ С ПРИМЕНЕНИЕМ ДРЕВСИНЫ И ПЛАСТМАСС

Пластмассы, обладая высокой прочностью, в то же время отличаются от традиционных материалов высокой удельной деформативностью (R/E), что ограничивает их применение в плоских несущих конструкциях. Пластмассы используют в пространственных малодеформативных конструкциях — сводах и куполах-оболочках. Эти конструкции имеют большую пространственную жесткость, работают главным образом на продольные усилия и в них используются высокие прочностные свойства пластмасс. Своды и купола-оболочки создают из однотипных сборных элементов и благодаря

легкости монтируют с применением простейшего оборудования. Ими можно перекрывать большие пролеты.

Своды и купола-оболочки изготавливают из однослойных стеклопластиков, которые формуют в виде жестких профилей (для неотапливаемых зданий), ребристых плит из древесины и фанеры и трехслойных сплошных плит с полками из стеклопластика, алюминия и фанеры и средним слоем из пенопласта (для отапливаемых зданий).

Купола часто проектируют сетчатой конструкции, поверхность которых выполняют многогранной из вписанных в нее плоских треугольных или шестиугольных пластмассовых сплошных или ребристых плит, а также клееной древесины [4; 6; 8].

В настоящее время своды и купола-оболочки применяют как светопрозрачные конструкции покрытия на всей ее площади или на отдельных участках в виде зенитных фонарей, в качестве ограждающих конструкций с требованиями диэлектричности и «радиопрозрачности», в выставочных павильонах, спортивных зданиях и т. п.

Конструкции из фанерных плит с деревянным каркасом широко применяют в надземных транспортных галереях и складах для транспортирования и хранения минеральных удобрений. Часто встречаются светопрозрачные конструкции в виде куполов-оболочек, располагаемых над световыми проемами в скатных и плоских покрытиях промышленных и общественных зданий. Купола из светопроницаемого стеклопластика или органического стекла проектируют различной формы в зависимости от очертания светового проема в плане. Световые проемы в виде круга, квадрата или прямоугольника проектируют с размерами от 1 до 6 м.

В зависимости от размеров купола изготавливают цельноформованными (ГОСТ 22160—76) или составными из отдельных элементов.

Наиболее широко распространены зенитные цельноформованные фонари с куполами из органического стекла, разработанные на базе типовых железобетонных панелей покрытий размерами 1,5 × 6 м и 3 × 6 м, в которых при изготовлении оставлены световые проемы.

В зависимости от назначения здания светопрозрачные купола могут быть одно- и двухслойными. Толщину листа принимают 3—5 мм. Купола крепят к опорным стаканам, выполняемым из железобетона, металла и других материалов.

Особое внимание уделяют тщательной герметизации мест примыкания купола к стакану во избежание течи в крыше. В зависимости от конструкции опорных стаканов купола крепят к раме с помощью кляммеров с шагом не более 500 мм (рис. 59, б) или шурупов с шайбами и колпачками с шагом 300 мм (рис. 59, в).

Для сводов и сводов-оболочек, перекрывающих пролеты более 6 м, применяют трехслойные панели с обшивками из фанеры, стеклопластика, алюминия со сплошным или ребристым средним слоем.

Своды образуются из трехслойных криволинейных панелей, которые опираются на продольные стены и соединяются между со-

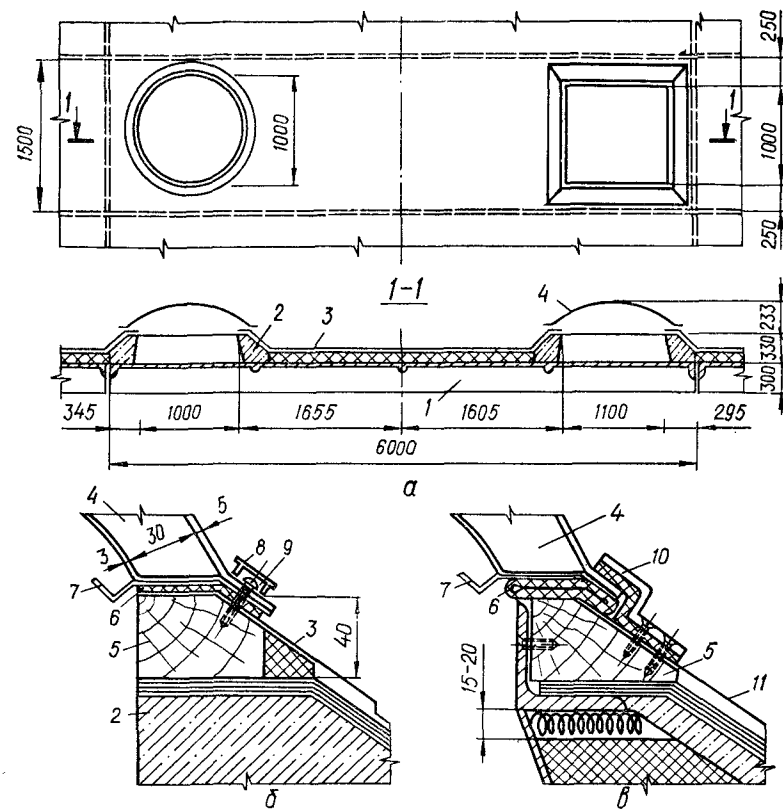


Рис. 59. Конструкция зенитного фонаря на железобетонной плите:

а — план и продольный разрез; б — узел опирания с креплением купола кляммерами; в — то же, шурупами; 1 — плита; 2 — опорный бетонный стакан; 3 — рубероидная кровля; 4 — двухслойный купол из оргстекла; 5 — деревянная антисептированная рама; 6 — губчатая резина; 7 — желоб для сбора конденсата; 8 — колпачок; 9 — мастика; 10 — прижимная кляммера; 11 — фартук из оцинкованной стали

бой. На рис. 60 показана конструкция свода транспортной галереи, выполненного из фанерных плит шириной 1,5 м с деревянными ребрами. В зависимости от назначения сооружения плиты изготавливают трехслойными с утеплителем или однослойными с верхней фанерной полкой. Криволинейные поперечные ребра выполняют клееными, а продольные — из цельной древесины. Фанерные плиты в опорном шарнире крепят с помощью стальных профилей, а в ключевом — упором деревянных элементов (рис. 60). По длине галереи плиты стыкуют впритык, соединяя стальной полосой на гвоздях, с заполнением зазора герметиком и минеральным войлоком.

Своды-оболочки из пластмасс могут быть короткими, опирающимися на арки, или длинными с опиранием на торцевые стены.

Купола, оболочки, чаще всего сферические, более жесткие, поэтому их применять выгоднее, чем своды.

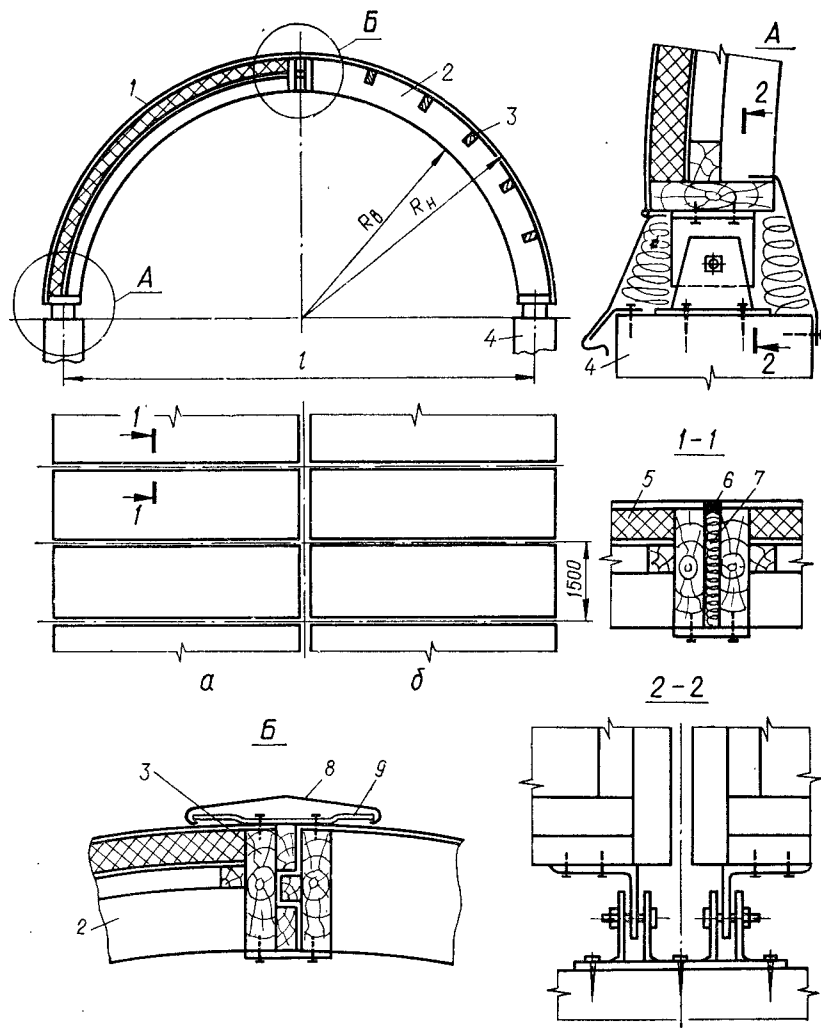


Рис. 60. Фанерный свод транспортной галереи:

а — теплое покрытие; б — то же, холодное; 1 — фанерные полки; 2 — клееные ребра; 3 — продольные ребра; 4 — опорная балка галереи; 5 — минеральная вата; 6 — герметик; 7 — утеплитель стыка; 8 — фартук из оцинкованной стали; 9 — стальные крепежные детали

Поверхности сводов и куполов-оболочек образуются из отдельных трехслойных плит различной формы. Плиты могут быть плоскими или криволинейными — по цилиндрической поверхности для сводов или сферической — для куполов-оболочек. Размеры и форму панелей выбирают в зависимости от пролета конструкции, удобства изготовления, транспортирования и монтажа.

Конструкция плит, применяемых для оболочек, аналогична плоским плитам покрытий, рассмотренным в главе IV.

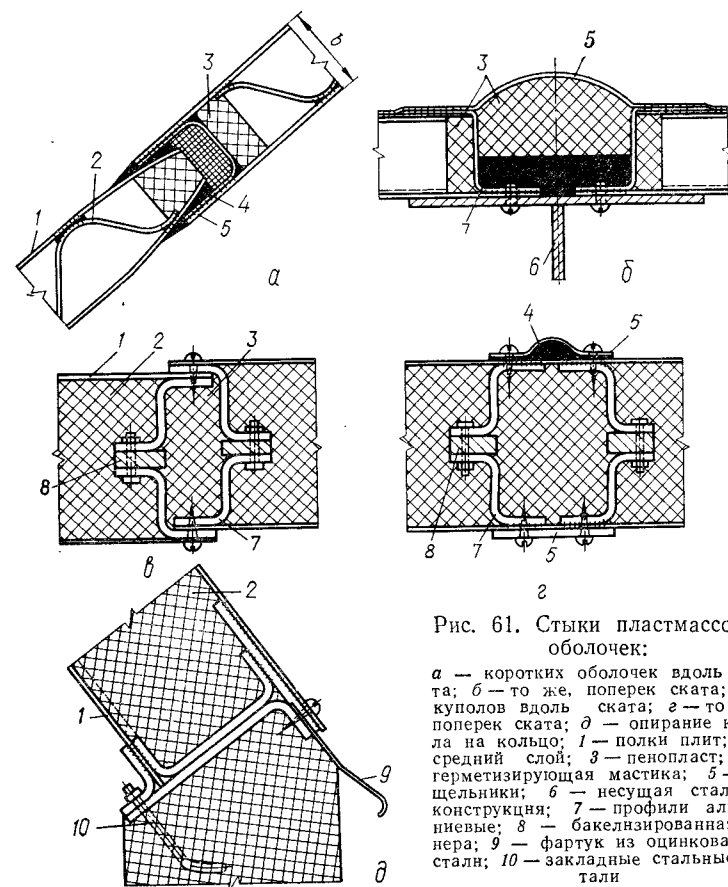


Рис. 61. Стыки пластмассовых оболочек:

а — коротких оболочек вдоль ската; б — то же, поперек ската; в — куполов вдоль ската; г — то же, поперек ската; д — опирание купола на кольцо; 1 — полки плит; 2 — средний слой; 3 — пенопласт; 4 — герметизирующая мастика; 5 — нащельники; 6 — несущая стальная конструкция; 7 — профили алюминиевые; 8 — бакелитовая фанера; 9 — фартук из оцинкованной стали; 10 — закладные стальные детали

Стыки плит оболочек должны обладать полной герметичностью (особенно расположенных по скату), простотой и надежностью выполнения в условиях строительной площадки, по теплотехническим показателям соответствовать основной конструкции, а также обеспечивать передачу расчетных усилий (рис. 61).

Усилия в пространственных конструкциях находят по принятым методам строительной механики и чаще всего с помощью ЭВМ.

Конструктивный расчет ведут в соответствии с правилами, изложенными в гл. II и IV, в зависимости от принятой конструкции оболочек.

9.5. СТРУКТУРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Структурные конструкции — пространственно-стержневые системы, создаваемые из однотипных, многократно повторяющихся элементов, соединяемых в узлах. Они состоят из двух параллельных плоских или криволинейных поясных сеток, стержни которых

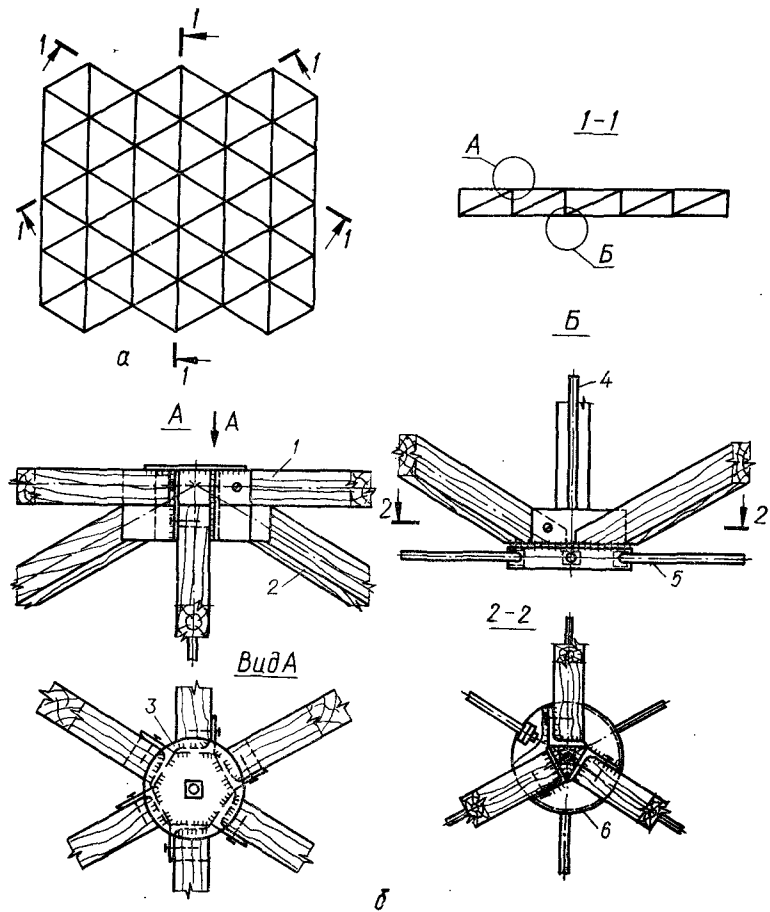


Рис. 62. Металлодеревянная структура:

а — схема; б — узлы; 1 — верхний пояс; 2 — раскосы; 3 — башмак верхних узлов; 4 — стойки; 5 — нижний пояс; 6 — башмак нижних узлов

образуют различные по форме ячейки. Поясные сетки связываются между собой пространственно-расположенными элементами, образуя жесткую пространственную конструкцию.

Структурные конструкции широко применяются благодаря пространственности работы, снижению строительной высоты, унификации стержней и узлов, индустриальности изготовления, сборно-разборности и т.п. Вместе с тем деревянные и пластмассовые структуры вследствие малых размеров сечений элементов обладают малой огнестойкостью.

В последнее время создано много различных видов структур. Здесь приведены только те, которые обладают значительными преимуществами перед остальными.

Металлодеревянная структура, в которой верхняя сетка и раскосы между сетками состоят из деревянных брусков, а нижняя

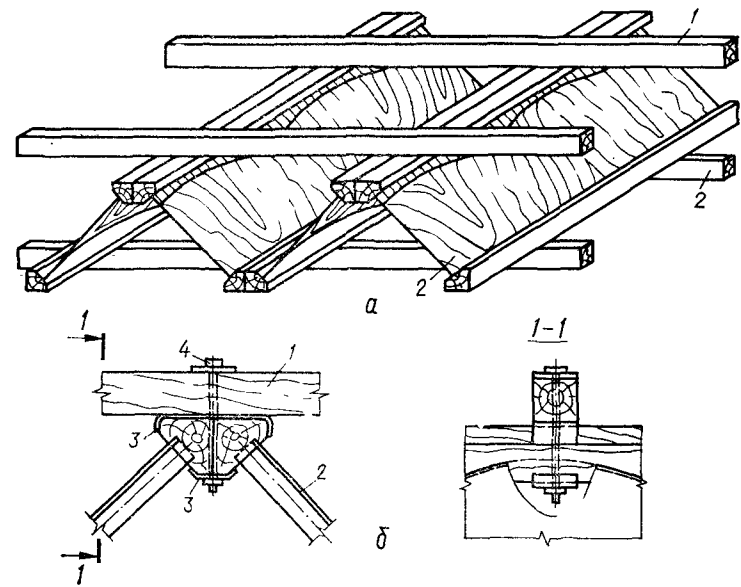


Рис. 63. Сплошнстенчатая структура из балок с волнистой фанерной стенкой: а — общий вид; б — узел; 1 — пояса из брусков; 2 — балка с фанерной стенкой; 3 — тарельчатая шайба; 4 — стяжной болт

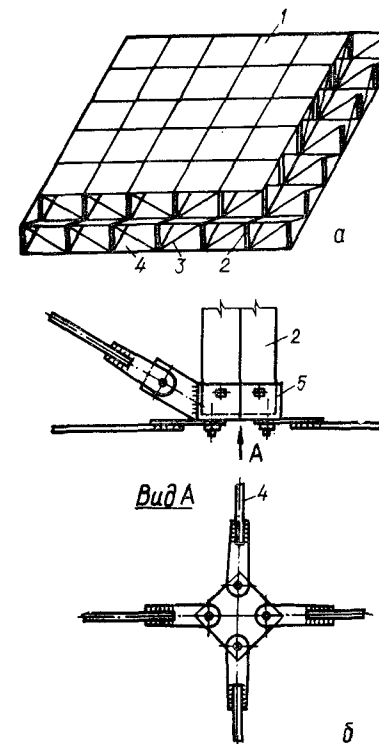


Рис. 64. Металлодеревянная ортогональная сборно-разборная структура:

а — схема; б — узлы; 1 — плита покрытия; 2 — стойки; 3 — раскосы; 4 — элементы нижнего пояса; 5 — башмак

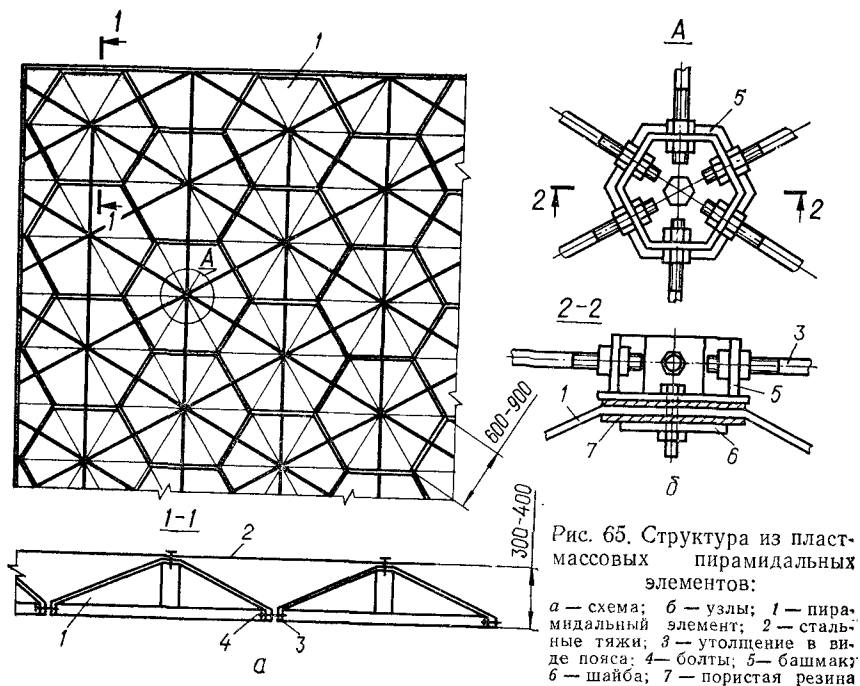


Рис. 65. Структура из пластмассовых пирамидальных элементов:
 а — схема; б — узлы; 1 — пирамидальный элемент; 2 — стальные тязи; 3 — утолщение в виде пояса; 4 — болты; 5 — башмак; 6 — шайба; 7 — пористая резина

сетка и стойки — из стальных тязей. Узловые соединения деревянных сжатых элементов выполняют в виде лобовых упоров, стальные тязи крепят к сварным башмакам (рис. 62).

Деревянная ортогональная структура скомпонована из наклонно установленных фанерных балок с плоской или волнистой стенкой, объединенных по верхним и нижним поясам перпендикулярно расположенными связями из брусьев. Пояса балок со связью в месте пересечения соединяют стальными шайбами, расположенными сверху и снизу (рис. 63).

Металлодеревянное структурное покрытие состоит из верхнего и нижнего поясов и решетки. Верхними поясами служат фанерные плиты с деревянным каркасом. Нижний пояс и раскосы как растянутые элементы выполнены из круглой стали, а сжатые стойки — из дерева. Элементы в узлах крепят с помощью стальных деталей (рис. 64).

Структурная конструкция с применением пластмасс [1] состоит из пирамидальных или седловидных стеклопластиковых элементов, связанных в уровне нижней сетки болтами, а вершины пирамид соединены между собой металлическими тязями (рис. 65).

Структурные конструкции как системы многократно статически неопределимые рассчитывают по дискретной модели с использованием ЭВМ по программам, реализующим метод конечных элементов, например «Супер», «Лира».

Пример 7. Купол покрытия

Спроектировать и рассчитать несущие конструкции покрытия над зданием цирка в Туле с температурно-влажностными условиями эксплуатации А1. Здание в плане имеет форму шестнадцатигранного многоугольника с диаметром описанного круга $D_n = 30$ м. Ограждающие конструкции покрытия — фанерные плиты трапецевидной формы с деревянным каркасом. Класс ответственности здания 1, $\gamma_n = 1$. Материалы элементов купола — древесина, сосна 2-го сорта с влажностью 9% (ГОСТ 8486—86 Е), сталь ВстЗлс 6-1 (ТУ 14—1-3023-80).

Выбор конструктивной схемы. Купол покрытия проектируем ребристым, состоящим из арок кругового очертания и поперечных связей. Верхнее кольцо стальное, нижнее — железобетонное (рис. 57, а). Ребра купола выполняем клееными. Каждая пара ребер образует трехшарнирную арку.

Геометрические характеристики купола. Расстояние между осями ребер по нижнему кольцу $B = \pi D_n / m = 3,14 \cdot 30 / 16 = 5,89$ м. Стрела подъема арки $f = D/6 = 30/6 = 5$ м. Радиус кривизны оси арки $R = D_n^2 / (8f) + f/2 = 30^2 / (8 \cdot 5) + 5/2 = 25$ м. Центральный угол: $\sin \varphi/2 = D_n / (2R) = 30 / (2 \cdot 25) = 0,6$; $\varphi = 72^\circ 44'$. Длина дуги арки $s = 2\pi R \varphi / 360^\circ = 2 \times 3,14 \cdot 25 \cdot 73^\circ 44' / 360^\circ = 32,16$ м.

Статический расчет арки. Постоянную нагрузку от покрытия вычисляем в табл. 55.

Таблица 55. Нагрузки от покрытия

Элемент покрытия, создающий нагрузку	Нагрузка, кН/м ²		γ_f
	нормативная	расчетная	
Рубероидная кровля	0,1	0,13	1,3
Полки плиты (0,009 + 0,006) × 700/100	0,105	0,116	1,1
Ребра 0,046 · 0,169(5,98 · 4 + 0,43 · 15) × 500/(100 · 6)	0,123	0,136	1,1
Крепежные бруски	0,03	0,033	1,1
Утеплитель 0,08 · 100/100	0,08	0,096	1,2

Итого: $q = 0,44$ 0,52

Снеговая нагрузка [20]: $s_0 = 1$ кН/м², распределенная по всему куполу; $\mu_1 = l/(8f) = 30/(8 \cdot 5) = 0,75$; с учетом сдувания ветром [13] $\mu_1 = 0,75(0,85 - 0,1v) = 0,75(0,85 - 0,1 \cdot 5) = 0,262$; неравномерная нагрузка на одной стороне купола (наибольшая ордината над опорой арки) $\mu_2 = c_0 \left(\frac{r}{D_n/2} \right)^m \sin \beta =$

$= 2,4 \left(\frac{15^2}{15} \right) \cdot 1 = 2,4$ (прил. 12); при $g_0^H/s_0 = 0,44/1 = 0,44$, $\gamma_f = 1,6$; $p_1 = 1 \times 0,262 \cdot 1,6 = 0,418$ кН/м²; $p_2 = 1 \cdot 2,4 \cdot 1,6 = 3,84$ кН/м².

Нагрузку от собственного веса ребер определяем по формуле (1):
 $g_{с.в.}^H = \frac{0,44 + 3,84/2}{1000/(4 \cdot 30) - 1} = 0,322$ кН/м²; $g_{с.в.} = 0,322 \cdot 1,1 = 0,36$ кН/м.

Наибольшие ординаты треугольной нагрузки: $g = (0,52 + 0,36) \times 5,89 \cdot 32,16/30 = 5,52$ кН/м; $p_1 = 0,418 \cdot 5,89 = 2,46$ кН/м; $p_2 = 3,84 \times 5,89 = 22,62$ кН/м.

Опорные реакции и усилия в арке купола определяем по табл. 2 (прил. 10) при следующих сочетаниях нагрузок: а) постоянная g и снеговая p_1 по всему пролету арки; б) постоянная g по всему пролету и снеговая p_1 на половине пролета; в) постоянная g по всему пролету и снеговая p_2 на половине пролета.

Сочетание «а»: $V_{Ag} = V_{Bg} = 5,52 \cdot 30/4 = 41,4$ кН; $H_g = 5,52 \cdot 30^2 / (24 \cdot 5) = 41,4$ кН; $V_{Ap_1} = V_{Bp_1} = 2,46 \cdot 30/4 = 18,45$ кН; $H_{p_1} = 2,46 \cdot 30^2 / (24 \cdot 5) = 18,45$ кН; $V_{g+p_1} = 41,4 + 18,45 = 59,85$ кН; $H_{g+p_1} = 59,85$ кН. При $x = 0,2l$ $M_{g+p_1} = 0,005 (5,52 + 2,46) \cdot 30^2 = 35,91$ кН·м.

Сочетание «б»: $V_{Ag} = V_{Bg} = 41,4$ кН; $H_g = 41,4$ кН; $V_{Ap_1} = 5 \cdot 2,46 \times 30/24 = 15,38$ кН; $V_{Bp_1} = 2,46 \cdot 30/24 = 3,08$ кН; $H_{p_1} = 2,46 \cdot 30^2 / (48 \cdot 5) = 9,23$ кН. При $x = 0,2l$ $M_{g+p_1} = 0,005 \cdot 5,52 \cdot 30^2 + 0,0105 \cdot 2,46 \cdot 30^2 = 48,09$ кН·м.

Сочетание «в»: $V_{Ag} = V_{Bg} = 41,4$ кН; $H_g = 41,4$ кН; $V_{Ap_2} = 5 \cdot 22,62 \times 30/24 = 141,38$ кН; $V_{Bp_2} = 22,62 \cdot 30/24 = 28,28$ кН; $H_{p_2} = 22,62 \cdot 30^2 / (48 \cdot 5) = 84,82$ кН. При $x = 0,2l$ $M_{g+p_2} = 0,005 \cdot 5,52 \cdot 30^2 + 0,0105 \cdot 22,62 \cdot 30^2 = 238,6$ кН·м; при $x = 0,75l$ $M_{g+p_2} = 0,0044 \cdot 5,52 \cdot 30^2 - 0,0056 \cdot 22,62 \cdot 30^2 = -92,15$ кН·м.

Расчетным будет сочетание «в», при котором изгибающие моменты наибольшие. Для этого сочетания нагрузок вычисляем нормальные и поперечные силы.

В опорном шарнире: $x = 0$; $y = 0$; $\varphi_0 = \varphi/2 = 36^\circ 52'$; $\sin \varphi_0 = 0,6$; $\cos \varphi_0 = 0,8$. По формулам (90) определяем $N_0 = (41,4 + 141,38) \cdot 0,6 + (41,4 + 84,82) \cdot 0,8 = 210,65$ кН; $Q_0 = (41,4 + 141,38) \cdot 0,8 - (41,4 + 84,82) \cdot 0,6 = 70,49$ кН.

В сечении с наибольшими изгибающими моментами при $x_2 = 0,2l = 0,2 \cdot 30 = 6$ м, $y_2 = 0,665l = 0,665 \cdot 5 = 3,325$ м, $\sin \varphi_2 = 0,36$, $\cos \varphi_2 = 0,933$

$$N_2 = \left(41,4 - \frac{5,52 + 3,31}{2} + 141,38 - \frac{22,62 + 13,57}{2} \right) \cdot 0,36 + (41,4 + 84,82) \cdot 0,933 = 175,45 \text{ кН};$$

при $x_3 = 0,75l = 0,75 \cdot 30 = 22,5$ м, $y_3 = 0,77 \cdot 5 = 3,85$ м, $\sin \varphi_3 = 0,3$, $\cos \varphi_3 = 0,954$

$$N_3 = \left(41,4 - \frac{5,52 + 2,76}{2} + 28,28 \right) \cdot 0,3 + (41,4 + 84,82) \cdot 0,954 = 140,09 \text{ кН}.$$

В ключевом шарнире С: $N_C = H = 41,4 + 84,82 = 126,22$ кН; $Q_C = -V_{Bp_2} = -28,28$ кН.

Конструктивный расчет. Высота сечения $h = l/35 = 3000/35 = 85,7$ см с учетом компоновки сечения из досок толщиной 3,3 см $h = 3,3 \cdot 27 = 89,1$ см (табл. 54); $b = 18$ см (из монтажных условий в 1.1).

Геометрические характеристики поперечного сечения: $F = 18 \cdot 89,1 = 1604$ см²; $W = 18 \cdot 89,1^2/6 = 23816$ см³; $S = 18 \cdot 89,1^2/8 = 17862$ см³; $I = 18 \cdot 89,1^3/12 = 1061022$ см⁴; $\sigma = 175,45/1604 + 26629/23816 = 1,227$ кН/см² = 12,27 МПа < $R_{cm} m_{гн} = 15 \cdot 875 \cdot 1 = 13,12$ МПа, где $\lambda = 0,58 \cdot 3 \cdot 2,17 / (0,289 \cdot 89,1) = 72,44$; $\varphi = 3000/72,44^2 = 0,572$;

$$\xi = 1 - \frac{126,22}{1,312 \cdot 0,572 \cdot 1604} = 1 - 0,104 = 0,896 \text{ (формула (23))};$$

$$M_D = 23860/0,896 = 26629 \text{ кН·м (формула (22))}.$$

Прочность сечения на опоре по касательным напряжениям определяем по формуле (24):

$$\tau = \frac{70,49 \cdot 17862}{1061022 \cdot 18 \cdot 0,825} = 0,08 \text{ кН/см}^2 = 0,8 \text{ МПа} < R_{ск} = 1,5 \text{ МПа},$$

$$\text{где } \xi = 1 - \frac{210,65}{0,572 \cdot 1,312 \cdot 1604} = 0,825.$$

Устойчивость плоской формы деформирования обеспечиваем постановкой поперечных связей по верхней кромке арок через 300 см. При сочетаниях нагрузок «а» и «б» верхняя кромка левой и правой полуарки будет сжата, а при сочетании «в» верхняя кромка левой полуарки сжата, а правой — растянута. Проверяем по формуле (26) для сочетания «в»:

$$\frac{175,45}{0,91 \cdot 1604 \cdot 1,312} + \left(\frac{26629}{2,19 \cdot 23816 \cdot 1,312} \right)^2 = 0,242 < 1,$$

где $\varphi_M = 140 \cdot 18^2 \cdot 1,13 / (300 \cdot 89,1 \cdot 0,875 \cdot 1) = 2,19$; $\lambda_y = 3000 / (0,289 \cdot 18) = 57,7$; $\varphi_y = 3000 / 57,7^2 = 0,91$; $k_{жМ} = 1$ — для постоянного по длине арки поперечного сечения; $k_{пН} = k_{пМ} = 1$, поскольку растянутая кромка арки некреплена связями;

в правой полуарке

$$\frac{140,09}{0,031 \cdot 27,29 \cdot 1604 \cdot 1,312} + \frac{10284,6}{0,409 \cdot 3,558 \cdot 23816 \cdot 1,312} = 0,305 < 1,$$

где $M_D = 9215/0,896 = 10284,6$ кН·см; $\lambda_y = (s/2) / (0,289 b) = 1608 / (0,289 \times 18) = 309$; $\varphi_y = 3000/309^2 = 0,031$ (см. табл. 10).

$$\varphi_M = \frac{140b^2 k_{\phi}}{(s/2) h m_{\phi}} = 140 \cdot 18^2 \cdot 1,13 / (1608 \cdot 89,1 \cdot 0,875) = 0,409 \text{ (формула (17))};$$

$k_{пН} = 1 + [0,75 + 0,06 (1608/89,1)^2 + 0,6 \cdot 0,646 \cdot 1608/89,1 - 1] \cdot 1 = 27,29$ (формула (27)); $k_{пМ} = 1 + [0,142 \cdot 1608/89,1 + 1,76 \cdot 89,1/1608 + 1,4 \cdot 0,646 - 1] \cdot 1 = 3,558$ (формула (18)).

Арки купола в ключе опираем на многоугольное стальное кольцо. Диаметр описанного круга определяем из условия размещения опорных башмаков арок купола, габариты которых составляют около 30 см. Длина окружности кольца $s = \pi a = 30 \cdot 16 = 480$ см, откуда $D_{\phi} = 480/\pi = 153$ см. Принимаем $D_{\phi} = 160$ см, $a = 31,4$ см (рис. 58). Проверяем кольцо на устойчивость по формуле (121):

$$N_{кр} = \left(\frac{4 \cdot 3,14}{16} \right)^2 \frac{2,06 \cdot 10^4}{31,4^2} = \frac{126,22 I_k}{2 \cdot 0,195},$$

откуда $I_k = 25,15$ см⁴, где $\alpha = (180^\circ - 22^\circ 30')/2 = 78^\circ 45'$; $\beta = 360^\circ/16 = 22^\circ 30'$ — центральный угол сектора кольца.

Принимаем из условий опирания узла [№ 30 с $I_k = 322,51$ см⁴ (ГОСТ 8240—72 *). Узлы опирания арок принимаем по рис. 35.

Глава X

КАРКАСНЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

10.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ И КЛАССИФИКАЦИЯ

При возведении каркасных зданий и сооружений применение древесины ограничивалось из-за размеров поперечных сечений элементов и сложности их соединения. Поэтому здания возводились одноэтажными, а сооружения, например башни, — небольшой высоты. С появлением клееной древесины и изготовлением в заводских условиях конструкций необходимых размеров как по сечению, так и по длине значительно расширилась возможность создания зданий и сооружений с большими пролетами и высотой.

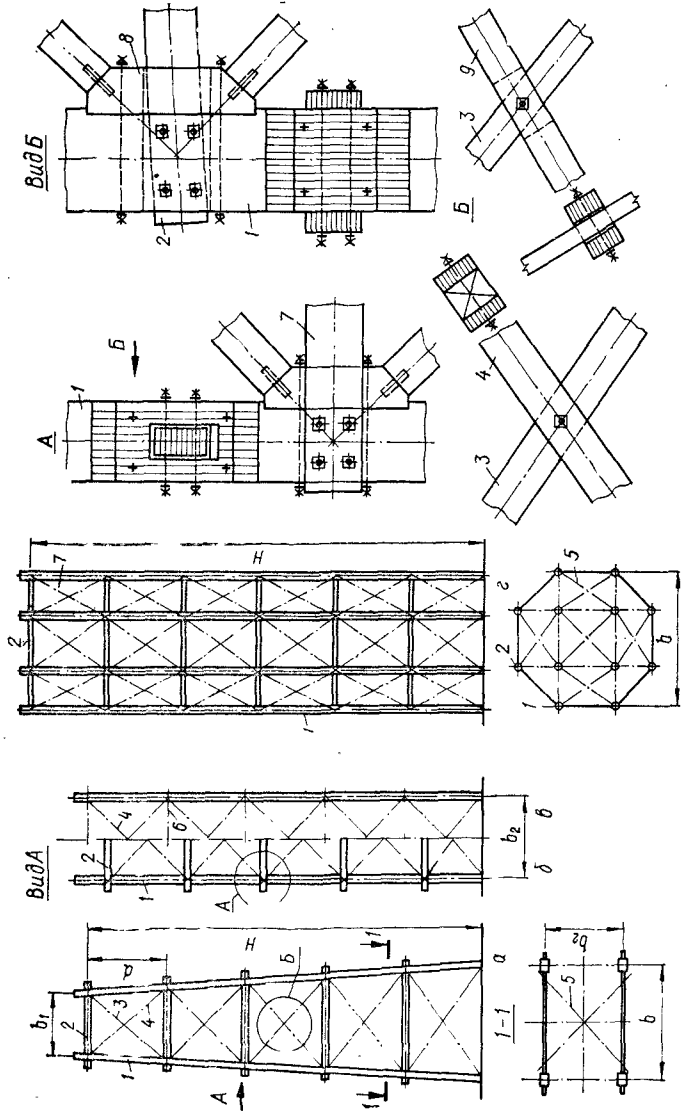


Рис. 66. Схемы башен:

a — башня из клееной древесины с наклонными стойками; *б* — то же, с параллельными стойками и со смещением центров узлов; *в* — то же, с расположением узлов в одной плоскости; *г* — восьмигранная башня со стойками из стеклопластиковых труб; *д* — стойки; *е* — ригель одиночный; *ж* — раскос одиночный; *з* — то же, из двух элементов; *и* — тяжи; *к* — ригель из двух элементов; *л* — подушка; *м* — раскос одиночный с отверстием для пропуска встречного раскоса

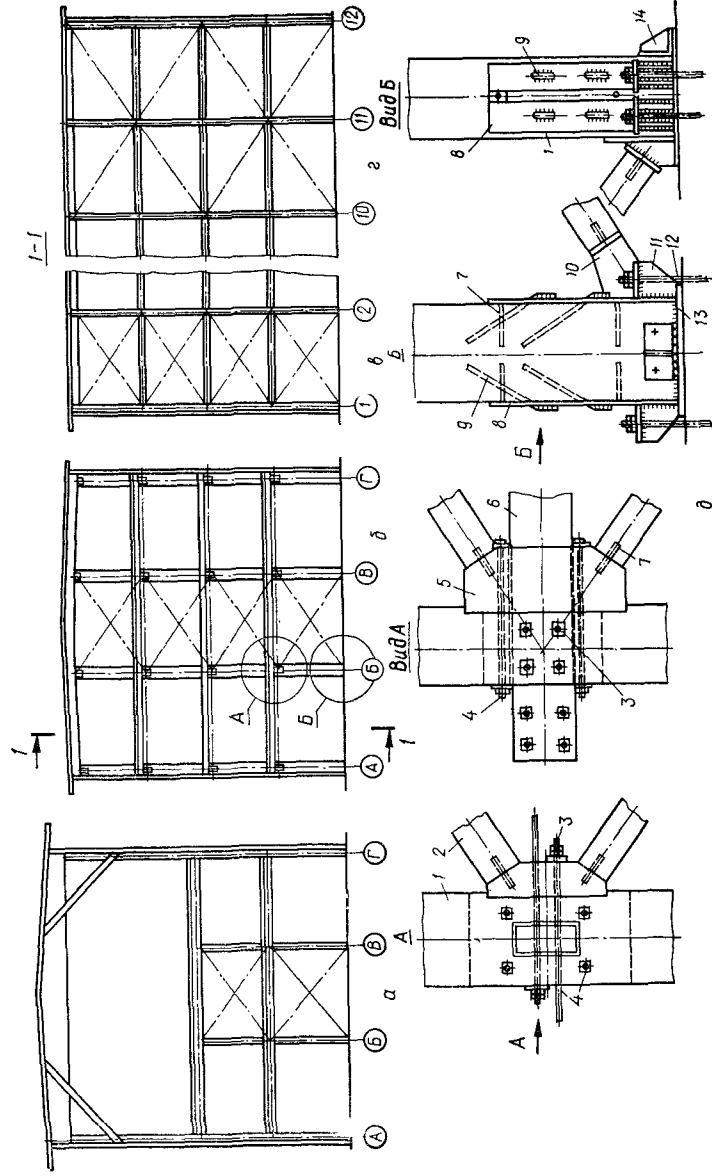


Рис. 67. Каркасы зданий из клееной древесины:

a — трехэтажное здание с отсутствием внутренних стоек на верхнем этаже; *б* — многоэтажное здание со стойками на всех этажах; *в* — продольный разрез с раскосами в одном пролете; *г* — то же, с раскосами в двух пролетах; *д* — узлы; *е* — стойка каркаса; *ж* — раскосы; *з* — стальные тяжи; *и* — болты, крепления подушки; *к* — клееные подушки; *л* — ригель; *м* — стальной стержень $d = 16 \dots 20$ мм; *н* — стальные анкерные болты; *о* — вклеенные стальные стержни; *п* — опорные столбики для крепления раскосов; *р* — то же, для крепления анкеров; *с* — болты; *т* — анкерные болты; *у* — опорный лист башмака; *ф* — упорный столик

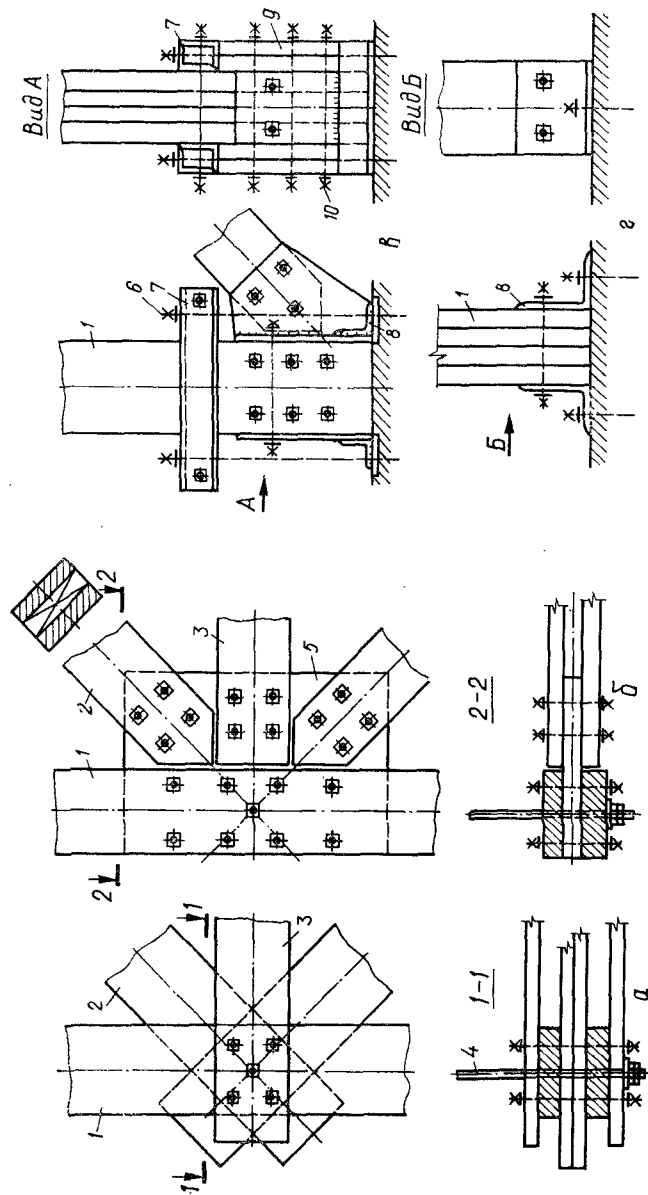


Рис. 68. Узлы каркасов зданий из древесно-слоистого пластика:
 а — крепление раскосов и ригелей к стойкам каркаса без фасонки; б — то же, с фасонками из ДСП-В; в — жесткое крепление стоек каркаса к фундаментам; г — то же, шарнирное; 1 — стойка каркаса; 2 — раскосы; 3 — ригели; 4 — тяжи; 5 — фасонка; 6 — анкерные болты; 7 — траверсы из профильной стали; 8 — упорные детали; 9 — накладки; 10 — болты, крепящие накладку

В связи с ускорением научно-технического прогресса и техническим перевооружением производства начали проектироваться и осуществляться многоэтажные производственные здания и башни большой высоты, конструкции которых должны обладать диэлектрическими свойствами или «радиопрозрачностью». Для их изготовления допускается применять только клееную древесину и конструкционные пластмассы. Такие здания и сооружения в настоящее время проектируются по индивидуальным технологическим заданиям.

На рис. 66—68 приведены возможные схемы и решения узлов каркасов многоэтажных зданий и башен.

10.2. РИШЕТЧАТЫЕ БАШНИ ИЗ КЛЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ И ПЛАСТМАСС

В настоящее время деревянные башни применяют в основном как опоры линий электропередачи с подвеской проводов в верхних и промежуточных сечениях башни по высоте. Башни проектируют решетчатыми в связи с более простым конструктивным решением и возможностью заводского изготовления их элементов.

Башня представляет собой пространственную конструкцию, образованную из вертикально или наклонно поставленных ферм. В плане фермы устанавливают по углам прямоугольника, реже треугольника. Размеры сторон прямоугольника b принимают в пределах $1/6$ — $1/8$ высоты башни. Большую сторону следует располагать по направлению большей горизонтальной нагрузки, то есть тяжению проводов. Для неизменяемости размеров башни в плане по высоте в местах расположения ригелей устанавливают перекрестные или подкосные связи (рис. 66).

Пояса деревянных ферм выполняют клееными прямоугольного поперечного сечения. Раскосы принимают перекрестной системы, работающие только на сжатие, а горизонтальные стойки ферм (ригели) — на растяжение. Крепление поясов ферм к фундаментам может быть жестким или шарнирным.

По высоте размер стороны башни может уменьшаться или сохраняться постоянным (рис. 66). В первом случае расход древесины будет меньше, но увеличится количество типоразмеров элементов. Поскольку раскосы и ригели выполняют клееными прямоугольного сечения, рекомендуется их сечения унифицировать.

Соединяют раскосы и ригели со стойками башен из клееной древесины с помощью лобовых упоров (через клееные подушки), болтов и вклеенных стальных стержней. Каждый вид соединения требует разработки, исследования и экспериментального применения.

Узловые соединения раскосов (обоих направлений) с поясами ферм выполняют с помощью опорных клееных подушек, которые устанавливают в гнезда поясов на эпоксидном клею и закрепляют болтами (рис. 66, узел А). Клеевые швы подушек располагают в плоскости примыкающих к ним раскосов.

Центры узлов рекомендуется располагать в одной горизонтальной плоскости (рис. 66, а, в). При небольших горизонтальных нагрузках допускается смещение центров узлов перпендикулярных плоскостей (рис. 66, а, б и 67, узел А).

Горизонтальные ригели выполняют узкими, чтобы можно было пропустить их через отверстия, оставленные в поясах при изготовлении, и крепят к поясам болтами. Если расчетное число болтов не размещается на пересечении поясов и ригелей, их располагают с наружной стороны пояса и крепят к выступающим концам ригеля через парные накладки, плотно прилегающие к граням поясов (рис. 67, узел Б). При расположении центров узлов башни в одной плоскости ригели одного направления делают клееными дощатыми, а в перпендикулярном направлении ставят стальные тяжи, закрепляемые к поясам гайками (рис. 67, д, узел А). При смещении центров узлов ригели одного направления пропускают через отверстия в поясах, а другого — выполняют парными, располагаемыми снаружи поясов (рис. 66, узел А). Если стойки башен выполнены из двух ветвей, что менее целесообразно, то ригели располагают в промежутке между ними.

Для возможности пересечения раскосов между собой один из раскосов выполняют более широким и в нем при изготовлении оставляют отверстие для пропуска более узкого раскоса другого направления. Можно также один раскос изготовить из двух элементов, соединенных между собой прокладками на болтах. Второй раскос пропускают в промежутке между элементами первого (рис. 66, узел Б).

Сжатые стыки стоек проектируют в виде лобового упора и перекрывают деревянными накладками на болтах, а растянутые — накладками с расчетным числом болтов. Для растянутых стыков желательно ставить накладки с четырех сторон. Возможно также применение наклонно вклеенных стержней.

Пояса башен крепят к фундаментам стальными анкерами, работающими на растяжение. Анкерные болты закрепляют на боковых накладках с помощью столиков (рис. 67, д, узел В). В зависимости от усилий в стойках башен и технологических условий можно применять и другие решения опорных узлов (рис. 42).

Все крепежные элементы выполняют из защищенной от коррозии стали. Если по технологическим требованиям применение стали ограничено, болты и горизонтальные тяжи изготавливают из стеклопластика АГ-4С.

Опорные узлы конструируют таким образом, чтобы уровень подошвы деревянных стоек находился выше уровня земли не менее чем на 50 см для незащищенных конструкций и 15 см — для защищенных от увлажнения. Нижнюю часть ограждающих конструкций рекомендуется выполнять из влагостойких материалов (керамзитобетон, пластмассы и т. п.).

Схема расчета башен. 1. Определяют действующие на башню горизонтальные (ветер, тяжение проводов, гололед и т. п.) и верти-

кальные (вес башни, оборудование, вес проводов с гололедом и т. п.) нагрузки.

2. Расчленяют башню на плоские консольные фермы, прикрепленные к фундаментам. Определяют опорные вертикальные и горизонтальные реакции и усилия в элементах фермы как в плоских системах построением диаграммы усилий или с помощью ЭВМ. При этом ветровую нагрузку учитывают при действии перпендикулярно к граням башни или по диагонали основания с последующим разложением усилий на составляющие, действующие по взаимно перпендикулярным граням.

3. Рассчитывают сечения элементов ферм по формулам главы II, а соединения — по формулам главы III.

4. Рассчитывают крепления башни к фундаментам (см. 6.3).

5. Проверяют башню на опрокидывание вокруг оси, совпадающей по направлению с одной из граней башни на уровне подошвы фундамента, по формуле

$$M_{уд}/M_{опр} \geq 1,3, \quad (122)$$

где $M_{уд}$ — удерживающий момент, вычисляемый от вертикальных постоянных нагрузок с учетом веса фундамента; $M_{опр}$ — опрокидывающий момент от действия горизонтальных нагрузок.

Башни постоянно находятся на открытом воздухе с температурно-влажностными условиями эксплуатации В1 — В3. Их элементы должны защищаться от увлажнения в соответствии с рекомендациями, приведенными в главе XII. Кроме того, горизонтальные и наклонные поверхности элементов башен и верхние торцы поясов ферм необходимо защищать от влаги антисептированными досками, листами стеклопластиков и другими материалами для отвода влаги. Для предотвращения растрескивания древесины и расслоения клеевых швов у торцов элементов ставят вклеенные на эпоксидном клею, круглые стержни.

Если по технологическим требованиям клееная древесина не пригодна, башни можно выполнять из конструкционных пластмасс. В плане башни выполняют в виде прямоугольника или многоугольника (рис. 66, г). При больших размерах в плане в середине башни ставят дополнительные стойки. Стойки башен выполняют из стеклопластиковых труб или составными из листов древесно-слоистого пластика, горизонтальные ригели и раскосы — из древесно-слоистого пластика. Компоновка элементов и узловые соединения аналогичны приведенным в 10.3 для каркасов зданий. Статический расчет таких башен как пространственной системы производят с применением ЭВМ.

10.3. КАРКАСЫ ЗДАНИЙ ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ И ПЛАСТМАСС

Каркасы зданий представляют собой пространственную конструкцию, состоящую из связанных между собой плоских систем (рис. 67). В каркасах одноэтажных зданий в поперечном направле-

нии по рядам располагаются рамы, которые в зависимости от способа соединения между собой ригелей и стоек могут быть трех- и двух-шарнирными. Устойчивость плоских конструкций и их неизменяемость в продольном направлении обеспечиваются постановкой вертикальных связей по стойкам каркаса и поперечных связей в покрытиях (рис. 51).

В многоэтажных зданиях стойки каркаса крепят к фундаментам жестко или шарнирно. Поперечной неизменяемости и жесткости достигают постановкой вертикальных связей в торцевых стенах и в промежутках между ними на расстоянии не более 30 м и созданием жестких покрытий и перекрытий с помощью поперечных связей и ограждающих конструкций (рис. 67, а). Если на верхних этажах средние стойки каркаса отсутствуют, несущие конструкции покрытия связывают с наружными стойками, образуя рамную систему с жесткими верхними узлами. Они могут быть созданы установкой подкосов, связывающих стойки и ригель (рис. 67, а), или другим способом [8; 12].

Продольная жесткость и неизменяемость каркаса обеспечиваются так же, как и в одноэтажных зданиях постановкой вертикальных связей, которые ставят в одном пролете между стойками (рис. 67, в), а при небольшом расстоянии между стойками — в двух пролетах (рис. 67, г).

При выборе схемы каркаса здания учитывают технологические требования, возможности завода-изготовителя клееных деревянных конструкций, грузоподъемность и габариты транспортных средств по доставке конструкций к месту строительства. По возможности следует избегать стыков ригелей и стоек. При необходимости стыки стоек располагают вблизи узлов, а ригелей — между опорами.

Компоновку узлов каркаса, сечения элементов и правила их расположения в каркасе, конструкцию и расположение стыков элементов принимают такими же, как для башен (см. 10.1, 10.2). Размещение связей и их крепление к несущим конструкциям приведено в 8.1.

Ограждающие конструкции покрытий и стен проектируют облегченными из фанерных и асбестоцементных плит с деревянными ребрами или с применением пластмасс. Междуэтажные перекрытия выполняют в виде балочной клетки. При выборе ограждающих конструкций учитывают требования противопожарных норм проектирования по СНиП 2.01.02-85.

Если клееная древесина по требованиям «диэлектричности» или химической стойкости не может быть применена, для конструкций каркаса здания используют конструкционные пластмассы — древесно-слоистые пластики и стеклопластики.

Древесно-слоистые пластики применяют для несущих конструкций, поскольку их изготавливают в виде крупногабаритных листов длиной до 5,6 м и толщиной до 60 мм, из которых легко получить доски любой ширины, хорошо стыкуемые в узлах.

Конструкционные стеклопластики различных марок обладают высокой прочностью, однако в настоящее время сортамент их очень

ограничен. Возникают значительные трудности при стыковании листов и креплении элементов конструкций к трубам, необходимость применения стальных крепежных деталей в узлах, что не всегда допустимо по технологическим условиям. Кроме того, стоимость стеклопластиковых изделий значительно выше, чем из древесно-слоистого пластика. Поэтому каркасы проектируют из древесно-слоистого пластика и лишь в отдельных случаях применяют для стоек стеклопластиковые трубы.

Схемы и размеры каркасных зданий зависят от технологических заданий, их komponуют по указаниям, приведенным для каркасов зданий из клееной древесины.

Несущие элементы каркаса, работающие на сжатие, изгиб, сжатие с изгибом, проектируют составными, поскольку одиночные элементы, имея малые толщины, обладают незначительной жесткостью. Растянутые элементы выполняют одиночными.

Для элементов каркаса применяют пластик ДСП-Б, имеющий большую прочность в продольном направлении листа, а для узловых соединений и в качестве настилов — пластик ДСП-В.

Древесно-слоистые пластики имеют большую удельную деформативность (отношение R/E) и при расчете элементов на сжатие, изгиб и сжатие с изгибом сечения, как правило, назначают не по прочности, а по жесткости (λ, f). В этом случае высокая прочность пластика не используется. Рекомендуется использовать такие статические схемы, в которых усилия вызывали бы наименьшие деформации. В каркасах зданий применяют решетчатые конструкции (фермы, связи) таких схем, в которых раскосы (более длинные элементы) работают на растяжение, а распорки (стойки) — на сжатие. Их проектируют составного сечения с короткими или сплошными прокладками. Вертикальные стойки каркаса также составные.

Узловые соединения элементов каркаса применяют в двух вариантах:

1-й вариант. Стойки каркаса, составленные из двух или более вертикальных досок, между которыми пропускают доски растянутых раскосов, а снаружи ставят горизонтальные доски стоек-распорок. Крепление осуществляют на болтах (рис. 68, а).

2-й вариант. Между досками стоек каркаса крепят болтами фасонки из пластика ДСП-В, к которым закрепляют стойки и раскосы из парных досок (рис. 68, б). Присоединение элементов решетки к стойкам каркаса в перпендикулярном направлении вызывает осложнения, поскольку требуется применение крепежных фасонных деталей из стали или из стеклопластика. Чаще всего горизонтальные элементы выполняют из стальных или стеклопластиковых тяжелей. Крепление стоек каркаса к фундаментам аналогично креплению клееных деревянных стоек. На рис. 68, в приведен один из вариантов жесткого крепления стоек к фундаментам, а на рис. 68, г — при шарнирном опирании, например стоек фахверка.

При использовании для стоек каркаса стеклопластиковых труб узловые соединения можно выполнить только с помощью стальных стаканов с одной или двумя стенками, соединяемых фланцами.

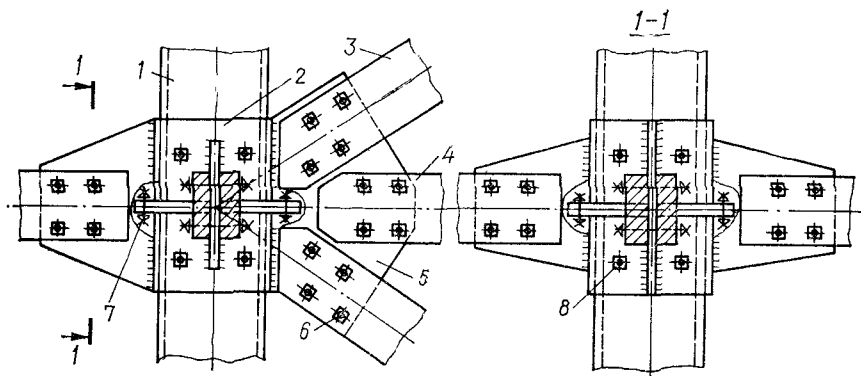


Рис. 69. Узлы каркасов зданий со стойками из стеклопластиковых труб:
 1 — стойка из трубы; 2 — стальной стакан; 3 — раскос из ДСП-В; 4 — ригель из ДСП-В;
 5 — стальная фасонка; 6 — болты, крепящие элементы к фасонкам; 7 — болты, соединяющие фланцы стаканов; 8 — то же, соединяющие стаканы с трубой

К стаканам приваривают стальные фасонки или крепежные элементы, к которым примыкают фасонки из листов стали, стеклопластика или ДСП-В (рис. 69).

Схема конструктивного расчета каркасов зданий. При расчете многоэтажных зданий учитывают вертикальные нагрузки от веса покрытия, перекрытий, стенового ограждения и собственного веса элементов каркаса, а также временные нагрузки от снега, технологические — на междуэтажных перекрытиях и от подвесного оборудования, горизонтальные от ветра и технологические.

При выполнении статического расчета каркас в поперечном направлении рассматривают как рамную или связевую систему, а в продольном — как связевую систему, воспринимающую только горизонтальные нагрузки. При определении усилий в рамах или вертикальных связевых фермах рекомендуется использовать ЭВМ.

1. По усилиям, полученным при статическом расчете, рассчитывают ригели, раскосы, стойки — распорки и стойки каркаса как отдельные элементы по формулам, приведенным в главе II, в зависимости от схемы и расчетных усилий.

2. Рассчитывают узловые соединения. При каркасе из клееной древесины по размерам раскосов проектируют подушки и проверяют необходимое число болтов, крепящих ригели в узлах по правилам, изложенным в главе III. Если болты не располагаются в стыке, их выносят за грань вертикальной стойки (рис. 67, д). Так же рассчитывают стыки стоек на действие растягивающего усилия.

При каркасе из древесно-слоистого пластика выбирают (в зависимости от конструктивного решения элементов) вариант крепления решетки к вертикальным стойкам (рис. 68, а, б). Рассчитывают болтовые соединения решетки с вертикальными стойками по формулам (39), (40). Если болты, крепящие раскосы и ригели, в узлах не размещаются (рис. 68, а), увеличивают ширину элементов или принимают крепление по рис. 68, б.

В узлах со стойками из стеклопластиковых труб раскосы крепят на стальных болтах, а их несущую способность определяют по формулам (41) для узлов со стальными прокладками.

3. Проектируют и рассчитывают крепление стоек каркаса к фундаментам по правилам, изложенным в 6.3, в зависимости от способа закрепления стоек и конструктивного решения опорного узла. Жесткое закрепление стоек из древесно-слоистого пластика выполняют с помощью анкерных болтов, которые крепят к стальным траверсам, укладываемым на боковые накладки (рис. 68, в). Накладки соединяют со стойками болтами, которые рассчитывают по формулам (39), (40). При шарнирном закреплении (рис. 68, г) крепежные элементы ставят конструктивно.

Стойки из стеклопластиковых труб прикрепляют к фундаментам с помощью стальных башмаков, которые рассчитывают по СНиП II-23-81*.

Глава XI ПНЕВМАТИЧЕСКИЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

11.1. КЛАССИФИКАЦИЯ И ХАРАКТЕРИСТИКА

Пневматические конструкции заводского изготовления легки и компактны в сложенном виде, легко перевозятся любым видом транспорта и возводятся в кратчайшие сроки без тяжелых вспомогательных приспособлений. Они обладают светопрозрачностью, «радиопрозрачностью» и сейсмостойкостью. Такими конструкциями перекрывают помещения больших объемов и площадей. Первоначальная их стоимость меньше стоимости сооружений, выполненных из жестких конструкций, однако эксплуатационные расходы на их содержание значительно выше.

Учитывая эти свойства, пневматические строительные конструкции применяют для быстровозводимых временных, мобильных, складских и сельскохозяйственных, спортивных, выставочных, культурно-просветительных и других зданий. Они могут применяться как укрытия для зимнего строительства и опалубки при возведении железобетонных и сборке крупногабаритных конструкций, как нагружающие приспособления для испытания пространственных конструкций. Особенно эффективно их использование в отдаленных, малоосвоенных и сейсмических районах страны.

Основные виды пневматических конструкций и их характеристики показаны на рис. 70.

Выбор типа и формы пневматической конструкции зависит от назначения здания, требуемых габаритов, условий эксплуатации помещения, технико-экономических показателей и т. п. При этом следует учитывать, что воздухоопорные конструкции более чем в три раза дешевле пневмокаркасных.

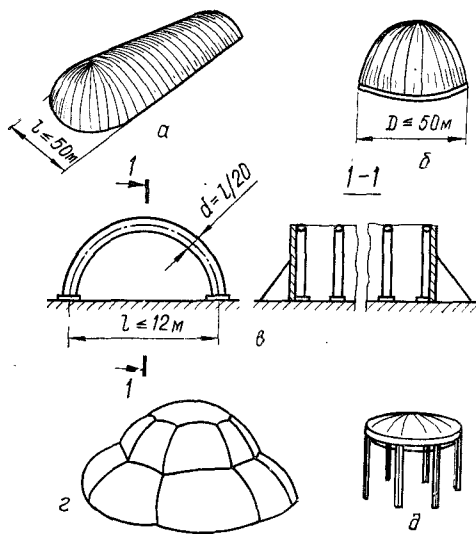


Рис. 70. Основные виды пневматических конструкций:

a — воздухоопорные цилиндрические со сферическими торцами; *b* — то же, сферические; *в* — воздуhonесомые или пневмокаркасные; *г* — вантово-пневматические; *д* — линзообразные двояковыпуклые на жестком каркасе

Могут использоваться и другие виды и формы пневматических конструкций: воздухоопорные — тороидальные, оболочки вращения; воздуhonесомые — в виде стоек, балок, рам. Применяются также комбинированные конструкции, обладающие одновременно свойствами воздухоопорных и воздуhonесомых.

В последнее время начали широко применяться тентовые покрытия, состоящие из тканевой оболочки, опирающейся на легкий стальной или деревянный каркас. Их используют для теплиц, оранжерей и ряда временных зданий производственного и социально-культурного назначения.

Пневматические строительные конструкции состоят из воздухо-непроницаемых оболочек, в которых поддерживается постоянное избыточное давление воздуха: в воздухоопорных 0,00025 — 0,001 МПа; в пневмокаркасных — 0,05 — 1 МПа [3]. Изготавливают оболочки в основном из синтетических тканей, покрытых каучуками или полимерами, а также армированных пленок. Перечень материалов и их характеристики приведены в прил. 6, табл. 3 [23].

Сохранение формы и несущая способность пневматических конструкций обеспечиваются постоянно действующими напряжениями растяжения в оболочке, которые возникают от избыточного давления воздуха внутри оболочки. Пневматические конструкции являются предварительно напряженными.

Рассчитывают пневматические конструкции по двум предельным состояниям: по несущей способности (прочности и устойчивости); по деформациям (сохранению положительной кривизны, складкообразованию и прогибам).

При расчете учитывают невыгоднейшие сочетания нагрузок от снега и ветра и внутреннего давления воздуха. Для экономии ткани в процессе эксплуатации при достижении высоты снегового покрова на поверхности оболочки более 10 см рекомендуется снег удалять. Нагрузку от очень малого по сравнению с другими нагрузками собственного веса оболочек обычно не учитывают.

При расчетах следует иметь в виду, что гибкие ткани и пленки могут работать только на растяжение и не способны воспринимать

сжимающих и изгибающих усилий. Усилия в элементах воздухоопорных конструкций допускается определять по безмоментной теории по проектным размерам без учета изменения формы в результате деформаций материалов.

Пневматические конструкции всех видов проверяют по прочности, соблюдая условие, чтобы максимальные растягивающие напряжения в сечениях оболочек от расчетных нагрузок не превышали расчетных сопротивлений ткани или пленки по основе (вдоль рулона) R_{oc} или по утку (поперек рулона) R_{yt} , измеряемых в мегапаскалях на метр.

При проверке напряжений в клеешовных и шовных соединениях тканевых оболочек к расчетным сопротивлениям тканей вводят коэффициент ослабления сечения $m_{ш} = 0,85$.

11.2. ВОЗДУХООПОРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Воздухоопорные конструкции представляют собой незамкнутые пневмооболочки цилиндрической или сферической формы или их сочетания (рис. 70, *a*, *б*). Оболочки работают совместно с воздухом помещения, находящимся под избыточным давлением, величину которого устанавливают расчетом. Применяют в основном неутепленные оболочки. Для утепленных используют двухслойные ткани с эластичной теплоизоляцией или двухслойные оболочки.

В комплекс воздухоопорного сооружения кроме оболочки входят воздухонагнетательная установка, поддерживающая форму и проектное положение оболочки, и шлюзы, через которые осуществляются вход и выход людей и транспортных средств [3].

Наиболее рациональны по изготовлению и эксплуатации сферические и цилиндрические воздухоопорные конструкции (рис. 71). Они просты при раскрое, в процессе изготовления и при устройстве и ремонте заводских и монтажных швов.

Заводские швы бывают клеевые, клеешовные, шовные и сварные. Клеевые швы применяют в малонапряженных конструкциях, клеешовные — в оболочках из материалов высокой прочности. Шовные швы менее герметичны и используются редко. Сварными швами соединяют пленки, изготовленные из термопластических материалов (рис. 72).

Для удобства транспортирования оболочек их расчленяют на отдельные части с помощью монтажных швов: петельно-троссовых, катенарных, петлевых, накладных и застежек «молния» [3].

Воздухоопорные конструкции крепят к основанию с помощью лотков или труб, расположенных по периметру оболочки и заполняемых песком или водой. Более надежно и капитально крепление к винтовым (штопорным) металлическим анкерам (рис. 71) или к ленточным фундаментам. В последнем случае для более равномерной передачи растягивающих усилий на анкерные устройства в нижней части оболочки крепят силовые пояса.

Крепление оболочек к основанию необходимо для сопротивления подъемной силе от избыточного давления, ветра и для создания

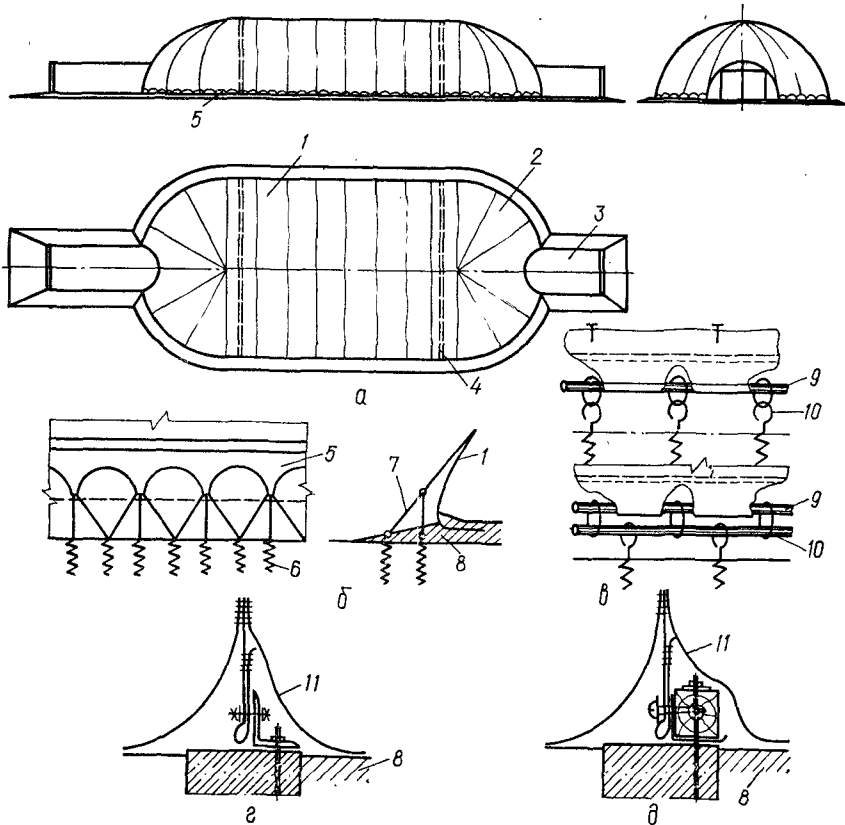


Рис. 71. Воздухоопорная оболочка зерносклада:

a — общий вид; *б* — крепление оболочки к основанию с помощью катанерного пояса к штопорным анкерам; *в* — ленточные пояса с одной и двумя периметральными трубами; *г* — крепление оболочки к фундаменту с помощью угловой стали; *д* — то же, с помощью бруса; *е* — полотнище цилиндрической части оболочки; *ж* — то же, сферической; *з* — шлюзы; *и* — монтажные швы; *к* — катанерный пояс *л* — штопорные анкера; *м* — канаты; *н* — конструкция пола; *о* — периметральные трубы; *п* — стальные серьги; *р* — внутренний фартук

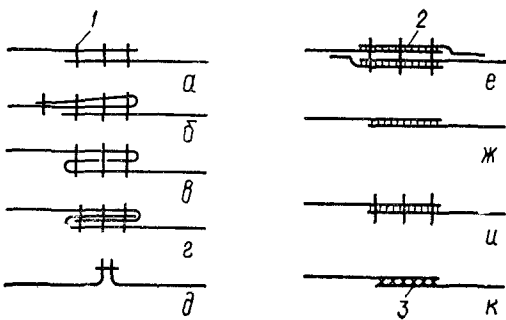


Рис. 72. Виды заводских швов:

a — прошивной накладной; *б* — то же, с защитным отворотом; *в* — то же, с закрытыми срезами; *г* — то же, замковый; *д* — то же, стачной; *е* — клеепрошивной с накладной лентой; *ж* — клеевой накладной; *з* — клеепрошивной; *и* — сварной; *к* — шитый шов; *л* — клеевой; *м* — сварной шов

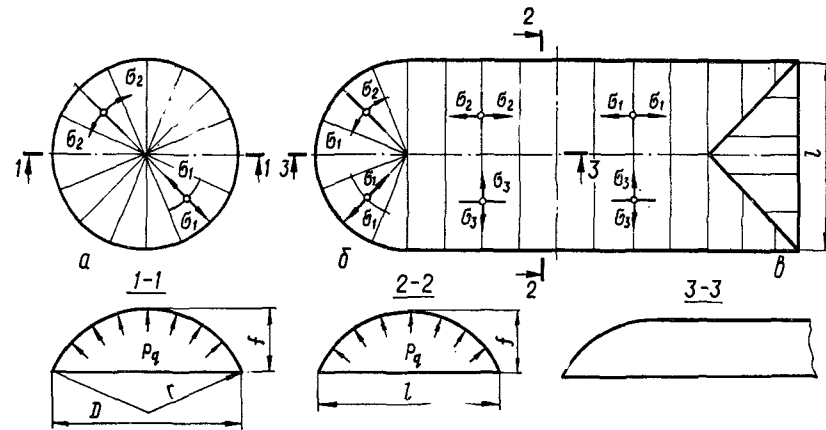


Рис. 73. Схемы воздухоопорных оболочек и усилий в них:

a — сферическая; *б* — цилиндрическая со сферическими торцами; *в* — то же, с цилиндрическими торцами

герметизации опорного контура. Силовые пояса предназначены для сосредоточенной передачи анкерам распределенных растягивающих усилий, возникающих в оболочке. Они подразделяются на катанерные, кромочные, ленточные, сетчатые и другие пояса [3]. Катанерный пояс (рис. 71, б) надежен, не требует применения металла, но очень трудоемок при изготовлении. Наиболее распространены кромочные пояса с одиночной периметральной трубой (рис. 71, в) или с двойной (рис. 71, д).

Для предотвращения резкого падения внутреннего давления воздуха в помещении воздухоопорные конструкции оснащают шлюзами или вращающимися дверями (рис. 71, а). Шлюзы могут устраиваться как воздухоопорные, так и из жестких конструкций. Оболочки бывают полностью или частично светопрозрачными.

Схема конструктивного расчета воздухоопорной оболочки (рис. 73) [23]. 1. Определяют внутреннее давление p_d в помещении из условия сохранения положительной кривизны:

$$0,8\omega_0 \leq p_d \leq 0,4 \text{ кН/м}^2. \quad (123)$$

2. Рассчитывают по прочности:

горизонтальных (кольцевых) сечений сферической оболочки и сферических частей цилиндрической оболочки (рис. 70, а, б)

$$\sigma_1 = (0,5p_d + \omega_0 k c \gamma_f) r \leq R_{oc}; R_{yt}; \quad (124)$$

вертикальных (меридиональных) сечений сферической оболочки (рис. 73, а) и сферических частей цилиндрической оболочки, а также сечений, перпендикулярных к образующей цилиндрических оболочек (рис. 73, б).

$$\sigma_2 = (0,5p_d + \omega_0 k c \gamma_f + 0,33p_c) r \leq R_{oc}; R_{yt}; \quad (125)$$

сечений, параллельных образующей цилиндрических оболочек (рис. 73, б, в),

$$\sigma_3 = (p_d + 1,15\omega_0 k c \gamma_f) r \leq R_{oc}; R_{yt}; \quad (126)$$

где ω_0 — нормативное значение ветрового давления; k — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте; c — аэродинамический коэффициент; γ_f — коэффициент надежности по ветровой нагрузке [20]; r — радиус оболочки; p_c — расчетная снеговая нагрузка, вычисляемая в зависимости от районов СССР [23]: для I района $p_c = 0,07$ кН/м²; II — 0,11 кН/м²; III — 0,14 кН/м²; IV — 0,22 кН/м²; V — 0,25 кН/м²; VI — 0,28 кН/м²; R_{oc} — расчетное сопротивление ткани или пленки по основе (вдоль рулона); R_{yt} — то же, по утку (поперек рулона) (прил. 6, табл. 3).

3. Рассчитывают крепления оболочки к основанию: с помощью лотков или труб

$$Gs \geq P; \quad (127)$$

с помощью анкеров

$$Nn \geq P, \quad (128)$$

где G — нагрузка от веса 1 см длины лотка или трубы; s — периметр оболочки, см; N — несущая способность одного штопорного анкера или свая, вычисляемая по действующим нормам; n — количество анкеров, поставленных по периметру оболочки; $P = \sigma s$ — наибольшее усилие, отрывающее оболочку от основания (здесь σ — напряжение в оболочке, определяемое по выражению (124) или (126) в зависимости от ее формы).

11.3. ПНЕВМОКАРКАСНЫЕ И ПНЕВМОПАНЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

К воздухоносным относятся конструкции с включенными в них несущими элементами [3]. Несущие элементы пневмокаркасных конструкций (пневмобалки, стойки, арки, пневмопанели и т. п.) представляют собой замкнутые оболочки, которые состоят из высокопрочных тканей и внутренней резиновой камеры, заполненной воздухом при давлении 0,05 — 1 МПа. Их устанавливают с определенным шагом вдоль сооружения и соединяют с ограждающим тканевым тентом (рис. 74). Пневмопанельные сооружения собирают из одиночных панелей, имеющих многосекционную структуру сводчатой формы с круговым или ломаным очертанием. Эти конструкции обладают высокими теплозащитными свойствами, просты в эксплуатации и быстровозводимы. Их рекомендуется применять в отдаленных районах с суровыми климатическими условиями.

Для предотвращения выхода из строя одного из пневмоэлементов покрытия при проколе внутренней камеры их устраивают с поперечными диафрагмами, которые разбивают пневмоэлементы на отдельные, не сообщающиеся отсеки.

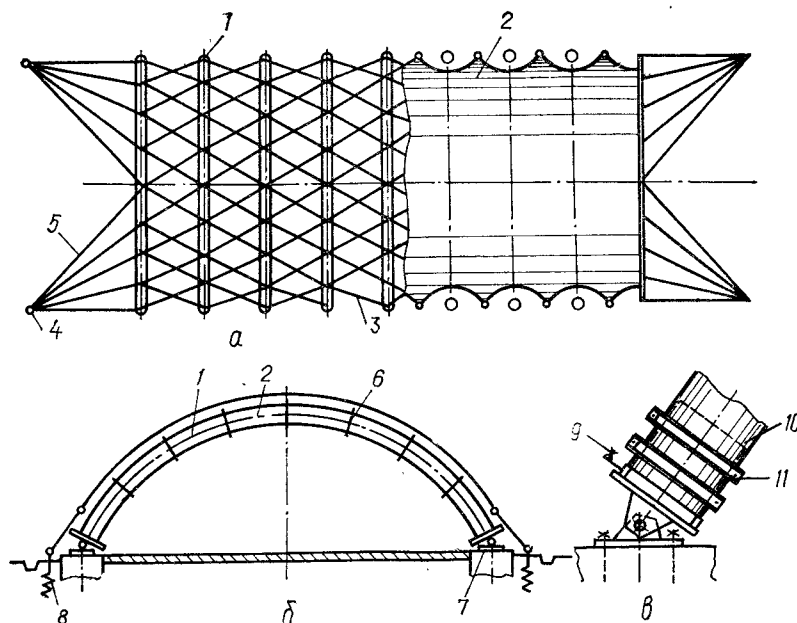


Рис. 74. Пневмокаркасная конструкция:

а — план; б — разрез; в — опорный узел; 1 — пневмоарка; 2 — ткань покрытия; 3 — гибкие связи; 4 — анкера растяжек; 5 — торцевые растяжки; 6 — хомуты для крепления связей; 7 — опорная плита; 8 — штопорные анкера; 9 — штуцер; 10 — стальной стакан; 11 — хомуты

В помещениях с применением пневмокаркасных конструкций в отличие от воздухоопорных пневматических конструкций сохраняется нормальное атмосферное давление.

Силовые оболочки пневмоэлементов, выполняемые из прорезиненной ткани, собирают из отдельных кусков, соединяемых клеевыми швами внахлестку с прошивкой нитями.

Пневмокаркасные и пневмопанельные конструкции можно рассчитывать и проектировать по указаниям, приведенным в [1; 23].

11.4. СМЕШАННЫЕ И КОМБИНИРОВАННЫЕ ПНЕВМАТИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Пневматические конструкции могут применяться в сочетании с другими жесткими или гибкими конструкциями.

В тех случаях, когда необходимо улучшить или изменить внешний вид воздухоопорной оболочки или уменьшить напряжения в ткани, применяют систему разгружающих стальных или синтетических тросов, которые расчленяют оболочку на несколько объемов (рис. 70, а). В каждой из полученных оболочек радиус кривизны меньше, чем в первоначальной, а значит, и меньше напряжение в оболочке от внутреннего давления и внешних нагрузок. На расчленяющие оболочку тросы передается реактивное давление от примыкающих к нему частей оболочки.

При сочетании воздухопорных оболочек с жестким кольцом получают линзообразные конструкции (рис. 70, д). Жесткое кольцо, выполненное из металла или железобетона, опирается на колонны. Оболочки, закрепленные к кольцу, создают бесчердачное покрытие здания. При этом в двояковыпуклой линзообразной оболочке давление избыточное, в двояковогнутой — меньше атмосферного, а в перекрываемом здании обычное.

В комбинированных конструкциях несущие элементы покрытия выполняют пневмокаркасными, покрываемыми сверху воздухопорной оболочкой. Пневмокаркас рассчитывают на обычные внешние нагрузки. В период резкого повышения нагрузок (сильные ветры, снегопад) все покрытие превращают в воздухопорную оболочку, работающую совместно с пневмокаркасом.

В обычных условиях в помещении сохраняется нормальное атмосферное давление.

Глава XII

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ И КАПИТАЛЬНОСТЬ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

12.1. ЗАЩИТА КОНСТРУКЦИЙ ОТ ВЛАЖНОСТИ И БИОЛОГИЧЕСКОГО РАЗРУШЕНИЯ

Древесина, являясь гигроскопичным материалом, способна поглощать влагу и отдавать ее в воздушную среду. При этом происходит деформация разбухания и усушки, которые вызывают расстройство узлов конструкций, растрескивание элементов и их коробление, снижение прочности клеевых швов и т. п. При повышенной влажности (более 22 %) развиваются грибки, которые приводят к биологическому разрушению древесины. Увлажнение древесины снижает ее механические свойства. В зданиях и сооружениях при строительстве и эксплуатации возникает много источников увлажнения древесины: начальное и построечное, гидрогеологическое, от атмосферных осадков, от эксплуатационной влаги помещений при мокрых технологических процессах, при неисправности трубопроводов, конденсационное и т. п.

Для защиты древесины и древесных материалов от увлажнения предусматривают конструктивные меры и защитную обработку. Эти меры применяют при складировании, транспортировании и монтаже, а также эксплуатации.

Конструктивные меры осуществляют во всех зданиях и сооружениях независимо от их назначения и срока службы. В тех случаях, когда конструктивными мерами не удается устранить увлажнение древесины, применяют химические меры поверхностной защиты от влаги или от биоразрушения.

Конструкции выполняют открытыми, хорошо проветриваемыми, доступными для осмотра, ремонта и последующей химической обработки. Рекомендуется их располагать таким образом, чтобы они

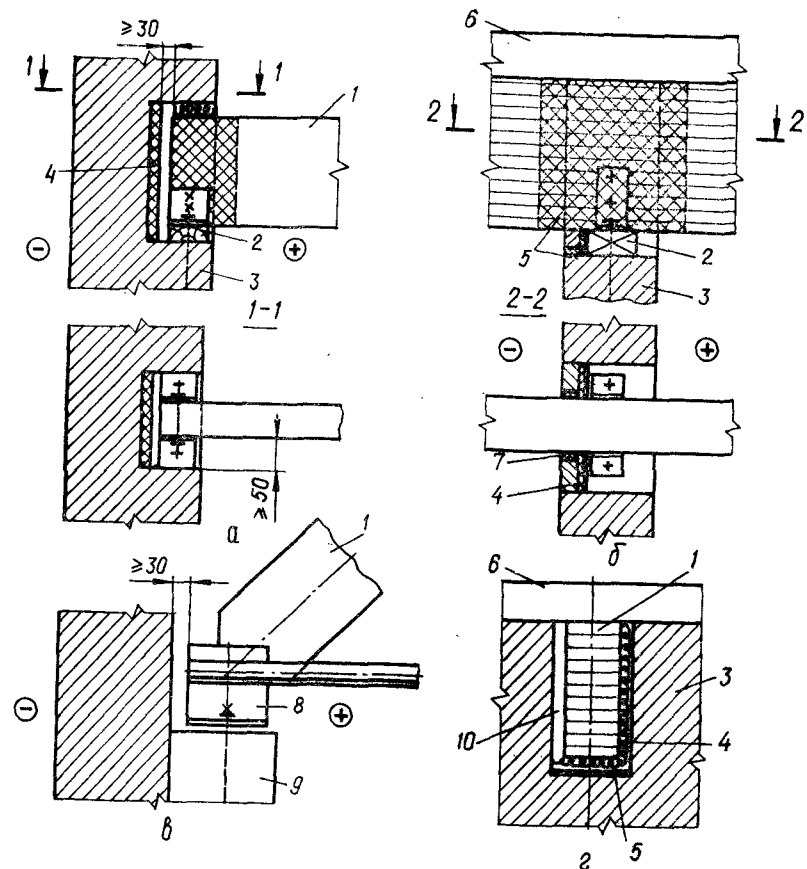


Рис. 75. Опираие несущих деревянных конструкций на каменные стены: а — в наружных стенах отапливаемых зданий; б — при переходе конструкции из отапливаемого помещения наружу здания; в — опирание на пилястры конструкций со стальными башмаками; г — при проходе конструкции через внутреннюю стену; 1 — несущая конструкция; 2 — опорная подушка; 3 — стена; 4 — минеральная вата, обернутая полиэтиленовой пленкой; 5 — гидроизоляция; 6 — покрытие; 7 — эластичная прокладка; 8 — стальной башмак; 9 — пилястра; 10 — воздушный прослойка

находились целиком в пределах отапливаемого здания либо вне его. Если это невозможно, места перехода конструкции из отапливаемого помещения наружу защищают специальными бандажами (рис. 75, б). Зазоры между поверхностями конструкций и стенками отверстий утепляют и герметизируют. Влажность древесины в этом случае принимают в соответствии с прил. 3, как для зоны, где влажность наименьшая.

Покрытия с деревянными конструкциями проектируют только с наружным отводом атмосферных вод. Устройство парапетов и ендов запрещается. Не рекомендуется устраивать фонарные надстройки на крыше. При необходимости освещения или вентиляции широких зданий средний пролет выполняют более высоким с устройством окон или вентиляционных проемов в наружных стенах.

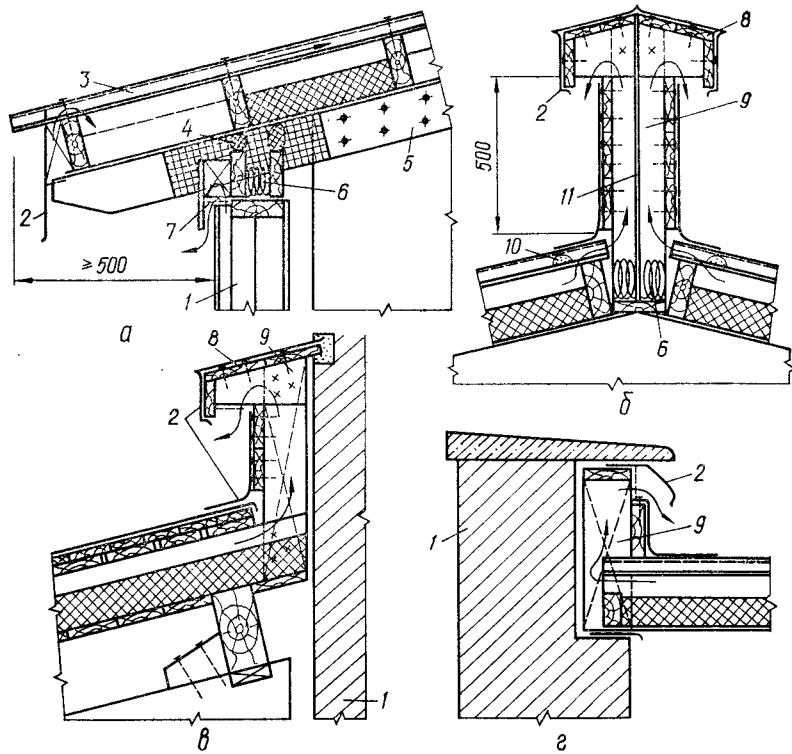


Рис. 76. Устройство вентиляции покрытий:

а — вход холодного воздуха под карнизом; *б* — выход увлажненного воздуха в коньке; *в* — то же, у внутренней стены; *г* — вход (выход) воздуха у торцевых стен; 1 — стена; 2 — оцинкованная сталь; 3 — кровля из волнистых асбестоцементных листов; 4 — герметик; 5 — консольные доски закрепленные к несущим конструкциям и защищенные гидроизоляционными бандажими; 6 — минеральная вата; 7 — металлическая сетка; 8 — дощатый обшивка; 9 — бобышки; 10 — раствор с примесью волокнистых материалов; 11 — асбестоцементный плоский лист

Ограждающие конструкции отапливаемых зданий должны иметь достаточную термоизоляцию (с холодной стороны), а при необходимости пароизоляцию (с теплой стороны). Внутреннее пространство ограждений должно сообщаться с наружным воздухом. Для отвода влаги при поперечном вентилировании (рис. 76, *а*, *б*) устраивают естественную вентиляцию путем входа холодного воздуха под карнизом и выхода в коньке, при продольном вентилировании (рис. 76, *в*, *г*) — через отверстия, расположенные в торцах здания.

Опорные части несущих конструкций при расположении их в гнездах каменных стен выполняют открытыми. Заделка наглухо запрещена (рис. 75, *а*). Задние стенки гнезд закрывают минеральным утеплителем. Несущую конструкцию изолируют от каменной стены гидроизоляционным материалом. Опорные узлы со стальными башмаками рекомендуется ставить на приставные колонны или пилястры (рис. 75, *в*). Изоляционные подкладки или подушки защищают от биоразрушения и изолируют гидроизоляционными мате-

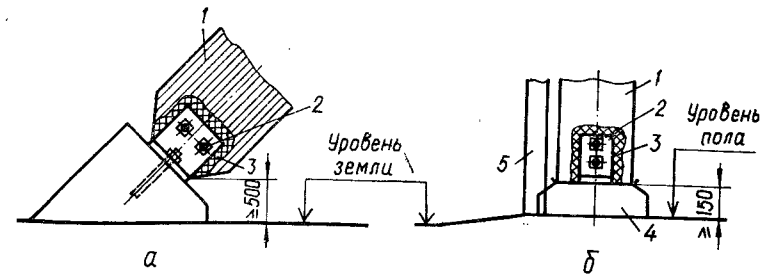


Рис. 77. Опираие несущих конструкций на фундаменты:
а — снаружи; *б* — внутри помещения; 1 — несущая конструкция; 2 — стальной башмак; 3 — гидроизоляция; 4 — фундамент; 5 — стена

риалами. Поверхность фундамента, на которую опирается деревянная конструкция, располагают выше пола не менее чем на 15 см, а при расположении его снаружи — не менее 50 см (рис. 77).

Верхнюю поверхность подвесных перекрытий располагают ниже несущих конструкций не менее чем на 15 см.

Поверхности клееных деревянных конструкций, эксплуатируемых как внутри помещений, так и на открытом воздухе, защищают влагозащитными укрьвистыми или лакокрасочными покрытиями, состав которых подбирают в зависимости от условий эксплуатации по [17; 18]. Верхние и боковые поверхности клееных конструкций, находящиеся на открытом воздухе, защищают также козырьками из досок, пропитанных биозащитными составами, из кровельной стали, стеклопластика и т. п.

Стыки между утепленными плитами и панелями утепляют и герметизируют (см. рис. 23).

Ответственные части конструкций, места соприкосновения древесины с металлом, камнем и бетоном, концы клееных элементов, находящихся на открытом воздухе, защищают бандажими и специальными составами по [18].

Для защиты от биоразрушения применяют различные составы антисептиков, которые подбирают в зависимости от вида конструкции и условия ее эксплуатации по [17; 18]. Неклееные конструкции защищают от биоразрушения обязательно при относительной влажности воздуха более 60 %, а также в том случае, если в процессе эксплуатации они могут увлажняться.

Рекомендации по защите древесины конструкций от увлажнения и биоразрушения приводятся на рабочих чертежах проекта. Данные по защите некоторых конструкций от увлажнения и биоповреждения приведены в прил. 13.

12.2. ЗАЩИТА КОНСТРУКЦИЙ ОТ ВОЗГОРАНИЯ

Различают две фазы горения древесины: первая — пламенное горение, когда газообразные продукты сгорают в воздухе, и вторая — тление угля на поверхности элементов. Скорость обугливания древесины зависит от количества поступающего кислорода воздуха,

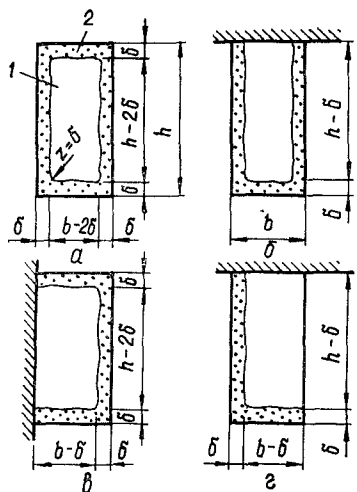


Рис. 78. Обугливание прямоугольного деревянного элемента:

a — со всех сторон; *b*, *в* — то же, с трех сторон; *г* — то же, с двух сторон; 1 — древесина; 2 — обуглившийся слой

формы и размеров поперечного сечения элементов, породы и влажности древесины и других факторов.

Предел огнестойкости конструкций характеризуется временем в часах с начала теплового воздействия до появления одного из признаков предельного состояния по огнестойкости.

Здания и сооружения по огнестойкости подразделяются на пять степеней, которые определяются по пределам огнестойкости основных

строительных конструкций и пределам распространения огня, то есть характером и размерами повреждений конструкций вследствие их горения.

Чем выше предел огнестойкости и меньше предел распространения огня, тем выше степень огнестойкости. Для зданий I степени огнестойкости требуется применять наиболее огнестойкие конструкции, а для зданий V степени — пределы огнестойкости и распространения огня не нормируются [19].

Деревянные клееные балки, фермы, арки, рамы и стойки зданий и сооружений II степени огнестойкости с производствами категорий Г, Д и Е применяют без огнезащитной обработки, а в общественных, производственных и складских с производствами категории В — с защитной обработкой.

Ограждающие конструкции для тех же категорий допускается применять при условии глубокой пропитки антипиренами. В зданиях категорий А, Б деревянные конструкции использовать не разрешается.

Пределы огнестойкости основных деревянных конструкций одноэтажных производственных зданий и сооружений и зданий социально-культурного назначения принимают согласно [34], ч: для стоек — 2; наружных стен из навесных панелей, а также плит, настилов и прогонов покрытий — 0,5; балок, арок, рам и ферм — 0,75; внутренних несущих стен (перегородок) — 0,25. Для этих конструкций пределы распространения огня не устанавливаются.

Пожарная безопасность деревянных конструкций может быть повышена конструктивными и химическими способами.

Конструктивные способы заключаются в создании таких решений, при которых преграждается распространение огня, а предел огнестойкости повышается, например устройство противопожарных преград в виде брандмауэрных стен, несгораемых зон или преград в покрытиях и перекрытиях, установка несгораемых диафрагм

в покрытиях, площадь между которыми принимают не более 54 м², заполнение пустот несущих конструкций (фанерных балок коробчатого сечения) минераловатными материалами, разделок дымоходов, увеличение сечений деревянных клееных элементов и т. п.

С помощью химических мер огнезащиты понижается возгораемость древесины. К ним относятся: пропитка или обработка древесины антипиренами, огнезащитными красками, защита штукатуркой или листовыми несгораемыми материалами.

В металлодеревянных конструкциях при повышении температуры незащищенный металл прогревается и теряет свою несущую способность раньше древесины. Такие конструкции имеют предел огнестойкости в среднем 0,25 ч и для его повышения металлические крепежные детали (болты, профили и т. п.) защищают деревянными элементами или несгораемыми материалами.

Предел огнестойкости деревянных элементов прямоугольного сечения можно определить [19] расчетом по прочности и устойчивости. В этом случае учитываются размеры поперечного сечения, которое осталось после обугливания во время пожара. Скорость обугливания поверхности элементов из хвойной воздушно сухой цельной древесины с размерами сечения до 120 мм составляет 0,8 мм/мин, а клееной — 0,7 мм/мин. При сечениях менее 120 мм — 1 мм/мин. Сечение приобретает вид, показанный на рис. 78.

Предел огнестойкости определяют по формуле

$$П = \tau_b - \tau_n, \quad (129)$$

где τ_b — время, прошедшее от начала воздействия огня до воспламенения древесины ($\tau_b = 4$ мин — для незащищенной древесины, пропитанной антипиренами или окрашенной невспучивающимися красками, $\tau_b = 8$ мин — для защищенной вспучивающимися огнезащитными покрытиями); $\tau_n = \delta/v$ — время, прошедшее от воспламенения древесины до потери несущей способности (здесь δ — предельная глубина обугливания; v — скорость обугливания).

Предельную глубину обугливания определяют на основании расчета конструкции с частично обугленным сечением на действие нормативных нагрузок.

Расчетное сопротивление древесины при определении огнестойкости можно принимать равным нормативному кратковременному, приведенному в прил. 2 [21]. Для расчета можно использовать также методику, приведенную в [8; 9].

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1.

Сортамент, геометрические характеристики сечений и плотность лесоматериалов

Таблица 1. Пиломатериалы хвойных пород, рекомендуемые для клееных конструкций (ГОСТ 24454—80* Е)

Ширина а, см	Толщина b, см	Площадь поперечного сечения F, см²	Моменты инерции, см⁴		Моменты сопротивления, см³	
			I _x	I _y	W _x	W _y
10	1,9	19	158,3	5,7	31,7	6,0
	2,5	25	208,3	13,0	41,7	10,4
	4,0	40	333,3	53,3	66,7	26,7
12,5	5,0	50	416,7	104,0	83,3	41,7
	1,9	23,75	309,2	7,1	49,5	7,5
	2,5	31,25	406,9	16,3	65,1	13,0
15	4,0	50	651,0	66,7	104,2	33,3
	5,0	62,5	813,8	130,2	130,2	52,1
	1,9	28,5	534,4	8,6	71,3	9,0
17,5	2,5	37,5	703,1	19,5	93,8	15,6
	4,0	60	1125	80	150	40
	5,0	75	1466,3	156,3	187,5	62,5
17,5	1,9	33,25	848,6	10,0	97,0	10,5
	2,5	43,75	1116,5	22,8	127,6	18,2
	4,0	70	1786,5	93,3	204,2	46,7
	5,0	87,5	2233,1	182,3	255,2	72,9

Таблица 2. Геометрические характеристики круглых сечений

Диаметр d, см	Периметр s, см	F, см²	I, см⁴	W, см³	Диаметр d, см	Периметр s, см	F, см²	I, см⁴	W, см³
6	18,850	28,3	64	21	19	59,690	283,5	6397	673
7	21,991	38,5	118	34	20	62,832	314,2	7854	785
8	25,133	50,3	201	50	21	65,973	346,3	9547	909
9	28,274	63,6	322	72	22	69,115	380,1	11499	1045
10	31,416	78,5	491	98	23	72,257	415,5	13737	1194
11	34,558	95,0	719	131	24	75,398	452,4	16286	1357
12	37,699	113,1	1018	170	25	78,540	490,9	19175	1534
13	40,841	132,7	1402	216	26	81,681	530,9	22432	1726
14	43,982	153,9	1886	269	27	84,823	572,6	26087	1932
15	47,124	176,7	2485	331	28	87,965	615,8	30172	2155
16	50,265	201,1	3217	402	29	91,106	660,5	34719	2394
17	53,407	227,0	4100	482	30	94,248	706,9	39761	2651
18	56,549	254,5	5153	573					

Таблица 3. Плотность древесины, кг/м³

Порода	Для условий эксплуатации	
	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 2

Влажность древесины для конструкций и коэффициенты условий работы t_в для древесины, фанеры и древесных плит в зависимости от условий эксплуатации

Температурно-влажностные условия эксплуатации	Характеристика условий эксплуатации	Наибольшая влажность деревянных элементов, %		Коэффициент t _в для														
		клееных	неклееных	древесины и фанеры	ДВПс	ДСПК	ДСПф	МДП	ЦСП									
										Коэффициент t _в для								
A1	Внутри отапливаемых помещений при t ≤ 35 °С и влажности воздуха, %:	9	20	1	1	1	1	1	1									
										A2	12	20	1	0,7	0,6	0,8	0,9	0,9
B1	в сухой зоне в нормальной зоне в сухой и нормальной зонах с постоянной влажностью в помещениях более 75 % и во влажной зоне	9	20	1	1	1	1	1	1									
										B2	12	20	1	0,7	0,6	0,8	0,9	0,9
B1	На открытом воздухе:	9	20	0,9	0,4	Не допускается	0,5	0,6										
									B2	12	25	0,85	0,85	0,5	0,6			
																B3	15	25
Г1	В частях зданий и сооружений:	—	25	0,85	0,75	Не допускается	0,75	0,75										
									Г2	соприкасающихся с грунтом или находящихся в грунте постоянно увлажняемых	—	Не ограничивается	0,75	Не допускается	0,75			
																Г3	находящихся в воде	—

Примечание: 1. Присоединение 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 с влажностью до 40 % при условии защиты ее от гниения.

Сортамент и плотность древесных пластиков и плит

Таблица 1. Строительная и бакелизированная фанера и древесно-слоистый пластик

Материал	Размеры, мм			Плотность материала, кг/м³	ГОСТ
	Длина	Ширина	Толщина		
Строительная фанера марок ФСФ и ФК	1525	1525	6; 8; 9;	Березовая — 700; лиственничная — 650	11539—83
	1220	1220	10; 12		
	1500	1220	15; 19 5; 7		
Бакелизированная фанера марки ФБС	7700	1550	5; 7	1200	11539—83
	5700	1500	10; 12;		
			14; 16; 18		
	5600	1250			
	4900 4400 1500				
Древесно-слоистый пластик марок:				1300	13913—78*
	ДСП-Б	750—5600	750—4500		
ДСП-В	700—5600	950—1500	1—60		

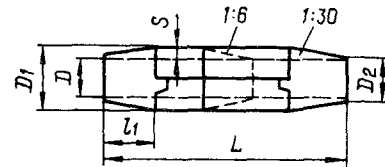
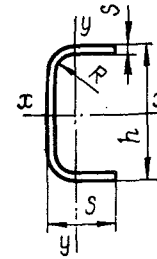


Таблица 2. Фанерные трубы

Изделие	Размеры, мм					Плотность изделия, кг/м³
	Внутренний диаметр D	Толщина стенки s	Наружный диаметр D ₁	Диаметр обточки D ₂	Длина обточки L ₁	
Фанерные трубы марок Ф-1, Ф-2: в звеньях длиной 1400—1500 мм;	50	6,5	63	60,5	75	700
	100	8	116	112,7	100	
	150	11	172	167,3	140	
	200	11	222	217,3	140	
	250	13	276	270,2	175	
то же, с укрупнением до длины 5000—7000 мм	300	13	326	320,2	175	

Таблица 3. Профили фанерные гнуто-клееные швеллерного сечения



Номер профиля	Размеры, мм				F, см²	Lx, см²	W _x , см³	S _x , см³	I _y , см⁴	W _y min, см³	W _y max, см³	S _y , см³	Масса 1 м профиля, кг
	h	b	s	R									
10	100	60	10	12	18,5	253	51	31	62	16	29	15	1,18
12	120	60	10	12	20,5	398	66	41	67	17	34	16	1,31
12a	120	80	10	12	24,5	519	86	52	152	29	54	27	1,57
14	140	60	10	12	22,5	584	83	52	71	17	38	17	1,44
14a	140	80	10	12	26,5	753	108	65	169	31	64	29	1,70
16	160	80	10	12	28,5	1040	130	79	171	31	69	30	1,82
19	190	80	10	12	31,5	1579	166	101	182	32	79	33	2,02
22	220	80	10	12	34,5	2259	205	126	191	33	89	34	2,21
25	250	80	10	12	37,5	3096	248	154	199	33	99	36	2,40
30	300	80	12	12	50,5	5683	379	223	252	41	133	45	3,23

Таблица 4. Древесные плиты

Материал	Размеры, мм			Плотность изделия, кг/м³	Нормативный документ	
	Длина	Ширина	Толщина			
Древесно-волокнистые плиты марок:	2750—3600	1200—1830	5—10	850—950	—	
						Тс-400
Тс-450						
Древесно-стружечные плиты марок:	1830—3660	1200—1830	12—22	750—850	—	
						ДСПк
						ДСПф
МДП	3600	1220	10—18	900—1200		
Цементно-стружечные плиты марок ЦСП	2600	3600	1200	8—40	1200—1300	ГОСТ 26816—86

Сортамент и плотность изделий из стеклопластиков и термопластов

Материал	Размеры, мм			Плотность материала, кг/м ³	ГОСТ
	Длина	Ширина	Толщина		
Стеклопластик полиэфирный листовой: волнистый с $l_{в}/h_{в} = 200/54; 78/18; 36/8; 100/18$; плоский:					
марка С	1000—6000	800—1200	1,5	1400	ОСТ 611—390—75
марка Н	1000—6000	800—1200	1,9	1400	
Стеклотекстолит конструкционный КАСТ В (листы плоские)	2400	800—1150	0,5—90	1850	10292—74*Е
Стеклопластиковый прессовочный материал АГ-4 марок:				1700—1900	20437—75*Е
В	Брикеты массой до 20 кг				
С	Стеклоленты шириной 15—350 мм				
НС	То же, 60—250 мм				
Стекло органическое техническое марок:					
ТОСП	100—1600	100—1400	1—18	1180	17622—72*Е
ТОСН	400—800	300—1150	20—60	1180	
Стекло органическое светотехническое листовое марок: СБ, СВПТ, СВС, СЭ, СЭП, СЭВ	1400—1900	1140—1300	3—4	1180	9784—75*Е
Винипласт листовой марок:					
ВН	1300	500	1—20	1138	9639—71*
ВП	1300	500	1—5	1138	

Сортамент и плотность теплоизоляционных материалов

Материал	Размеры, мм			Плотность материала, кг/м ³	ГОСТ
	Длина	Ширина	Толщина		
Плиты из минеральной ваты на синтетическом связующем марок:					
50; 75	—	500	60—100	50; 75	9573—82*
125			50—80	125	
175	1000	1000	40—70	175	
200			40—60	200	
300	900	450; 600;	20—40	300	
	1800	900; 1800			
	1200				
Плиты из минеральной ваты на битумном связующем марок:					
75; 100	1000	500	50—100	75; 100	10140—80
	1500				
	2000				
150; 200	1000	1000		150; 200	
	1500				
250	1000	500	40—70	250	
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—86
Плиты из пенопласта на основе фенолформальдегидных смол марок:	600—3000	500—1200	50; 60; 70; 80; 100; 120; 150	50; 75; 100	20916—87
50; 75, 100					

Расчетные и физические характеристики синтетических материалов

Таблица 1. Стеклопластики, термoplastы и древесно-слоистые пластики [1]

Материал	Расчетное сопротивление, МПа								E _K , МПа	E, МПа	Коэффициент Пуассона ν	m _φ при φ ≈ 90 %
	Растяжение		Сжатие		Изгиб		Срез					
	R _p ^K	R _p	R _c ^K	R _c	R _и ^K	R _и	R _{ср} ^K	R _{ср}				
Стеклопластики:												
полиэфирный	36	15	54	15	78	15	27	9	6000	3000	0,4	0,75
КАСТ δ ≤ 7 мм (вдоль основы)	170	110	70	45	90	55	52	30	24000	19000	0,15	0,85
АГ-4С 1:1	375	220	150	90	188	110	—	—	18000	15000	0,13	0,85
Стекло органическое	41,2	15	64	20	75	25	42	14	2800	1400	—	0,95
Винипласт листовой марки:												
ВН	38,5	14	52,5	14	70	20	28	8,5	2800	1600	—	1
ВП	35	13	52,5	14	63	18	28	8,5	—	—	—	—
Древесно-слоистые пластики:												
марки ДСП-В δ = 15...60	165	109	116	80	145	130	10,5	7	30000	15000	—	—
марки ДСП-В δ = 15...60	83	45	90	47	112,5	60	10	7	18000	7000	—	—
то же, δ = 3...12	105	56	112,5	60	142,5	76	12,5	8	18000	7000	—	—

Примечание. Для древесно-слоистых пластиков марки ДСП-В данные приведены вдоль слоев шпонов вдоль волокон рубашек.

Таблица 2. Пенопласты и сотовласты

Материал	Плотность, кг/м³	Расчетное сопротивление, МПа				Модуль упругости, МПа		Модуль сдвига, МПа		Коэффициент Пуассона ν
		Сжатие		Срез (сдвиг)		E _c ^K	E _c	G _K	G	
		R _c ^K	R _c	R _{сд} ^K	R _{сд}					
Пенопласты:										
ПСБС	20	0,12	0,025	0,019	0,005	6	2	2,5	1	0,35—0,1
	40	0,25	0,06	0,13	0,03	10	4	5	2	
	60	0,45	0,108	0,34	0,08	20	8	10	5	
ПСБ	20	0,12	0,025	0,11	0,025	6	2	2,5	1	0,35—0,1
	40	0,26	0,06	0,16	0,035	20	4	5	2	
	60	0,45	0,105	0,34	0,08	10	8	10	5	
ПС-1	100	0,12	0,42	0,11	0,31	60	20	25	11	0,1
ПС-4	40	0,35	0,1	0,3	0,08	13	5	10	4	
	60	0,5	0,14	0,5	0,14	22	8	20	8	
ФРП-1	60	0,22	0,05	0,14	0,03	8	3	7	2	0,3
	80	0,37	0,085	0,16	0,035	10	8	8	3	
	100	0,52	0,12	0,22	0,05	—	—	11	—	
ППУ-3С	60	0,38	0,03	0,28	0,025	12	6	7	3	0,3
ППУ-308Н	60	0,36	0,03	0,28	0,025	12	7	7	3,5	
ПХВ-1	100	0,9	0,25	0,105	0,29	80	20	25	11	
Сотовласты на основе:										
крафт-бумаги	30	0,45	0,09	0,14	0,03	85	60	38	30	
	30	0,19	0,04	0,07	0,014	28,5	25	25	25	
кабельной бумаги	50	0,53	0,11	0,2	0,04	120	35	59	40	
	50	0,96	0,2	0,38	0,08	60	40	46	30	
бязевой ткани	100	0,483	0,1	0,94	0,195	240	160	110	80	

Примечания: 1. Данные для сотовласта приведены для площади брутто без учета пустот.

2. Значения пределов прочности, коэффициентов длительной прочности, модулей упругости и сдвига и коэффициентов надежности взяты из [1]. Расчетные сопротивления подсчитаны как произведение предела прочности на коэффициенты надежности длительной прочности.

3. Коэффициент условий работы для сотовластов на основе бумаги при φ ≈ 90 %: для расчетных сопротивлений m_δ = 0,5, для модулей упругости и сдвига m_δ = 0,6.

Таблица 3. Расчетные сопротивления тканей, МПа/м

Шифр материала	Расчетное сопротивление R		Шифр материала	Расчетное сопротивление R	
	по основе R _{ос}	по утку R _{ут}		по основе R _{ос}	по утку R _{ут}
51-019	235	105	23-М	235	105
У-92	235	105	А-01	225	225
У-93	128	83	Тентовый материал	169	125

Таблица 4. Коэффициенты условий работы материалов в конструкциях, эксплуатируемых при повышенных температурах m_t

Материал	40 °С		60 °С	
	к расчетному сопротивлению	к длительному модулю упругости и сдвига	к расчетному сопротивлению	к длительному модулю упругости и сдвига
Пластики древесно-слоистые, марки:				
ДСП-Б	0,80	0,70	0,75	0,60
ДСП-В	0,95	0,70	0,95	0,55
Фанера бакелизованная марок ФБС и ФБСВ толщиной 7 мм и более	0,90	0,70	0,70	0,60
Стеклопластики:				
полиэфирный листовой при сжатии и растяжении;	0,60	0,60	—	—
то же, при изгибе	0,40	0,40	—	—
КАСТ-В, СВАН, АГ-4С	0,85	0,85	0,65	0,65
Термопласты:				
стекло органическое	0,7	0,75	0,4	0,6
винилпласт листовой марок ВН и ВП	0,5	0,55	0,3	0,45
Материалы среднего слоя:				
полистирольные пенопласты марок ПСБ-С, ПСБ, ПС-1, ПС-4	0,8	0,8	0,6	0,5
поливинилхлоридный пенопласт марки ПВХ-1	0,8	0,8	0,5	0,4
фенольные пенопласты марок ФРП-1	0,85	0,85	0,7	0,7

Типы, марки и область применения синтетических клеев

Тип клея (ГОСТ)	Марка	Группа	Преимущественная область применения и условия эксплуатации (по прил. 2)
Резорциновый	ФР-12	I	Для гражданских зданий всех условий, кроме Г1, Г2, Г3
Фенольно-резорциновый	ФРФ-50	I	Для промышленных и сельскохозяйственных зданий всех условий, кроме Г1, Г2, Г3
Фенольный (ГОСТ 20907—75*)	КБ-3 СФХ	II	Для сельскохозяйственных зданий всех условий, кроме А1, В1, В1, Г1, Г2, Г3; для пластмасс на фенольных смолах
Алкилрезорциновый	ФР-100	II	То же
	ДФК-1АМ	II	»
Фенольно-алкилрезорциновый	ДФК-14Р	II	»
Карбамидно-меламиновый	КС-В-СК	III	Для промышленных и сельскохозяйственных зданий для условий А2, В2
Карбамидный (ГОСТ 14231—88)	КФ-Ж КФ-БЖ, КФ-5	IV	Для промышленных и сельскохозяйственных зданий для условий А2
Эпоксидный (ГОСТ 10587—84)	К-153 ЭПЦ-1	V	Для соединений древесины с клееными стержнями, металла, пластмасс, асбестоцемента для всех условий
Фенольно-резорциновый модифицированный	ФРФ-50М		То же

Асбестоцементные изделия

Таблица 1. Волнистые листы

Лист	Размеры, мм					Масса листа, кг	Плотность, кг/м³	ГОСТ
	Длина L	Ширина B	То-щина C	Высота волны h	Шаг волны S			
Обыкновенного профиля	1200	686	5,5	28	115	9,8	1600	378—76
Усиленного профиля	2800	1000	8	50	167	50	1600	
Унифицированного профиля	2500 2000 1750	1125	7,5; 6	54	200	—	1600	16233—77*

Таблица 2. Плоские листы (ГОСТ 18124—75*)

Лист	Размеры, мм			Плотность, кг/м ³
	Длина L	Ширина B	Толщина C	
Прессованный	2000—3600	1200—1500	12; 10; 8	Сорт А и Б—1800
Непрессованный	2000—3600	800—1500	6; 5; 4	Сорт А—1700; сорт Б—1600

Приложение 9

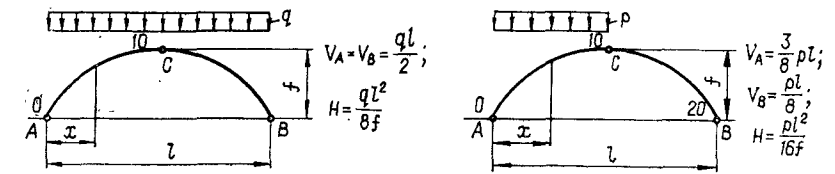
Стальные болты и тяжи

d _{бр}	Диаметр, мм		Площадь сечения, см ²		Масса, кг, одной гайки			Квадратные шайбы при смятии древесины поперек волокон			
	d _{нт} в нарезке	F _{бр}	F _{нт}	1 м болта	шестигранной	квадратной	для рабочих болтов		для стяжных болтов		
							Размеры, мм	Масса, кг	Размеры, мм	Масса, кг	
6	4,701	0,283	0,173	0,22	0,004	0,004	30×30×3	0,010	—	—	
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	1,130	0,744	0,89	0,020	0,021	60×60×6	0,164	45×45×4	0,060	
16	13,400	2,010	1,408	1,58	0,052	0,053	80×80×8	0,386	55×55×4	0,088	
20	16,750	3,140	2,182	2,47	0,093	0,095	100×100×10	0,760	70×70×5	0,180	
24	20,100	4,521	3,165	3,55	0,141	0,144	120×120×12	1,314	90×90×7	0,420	
27	23,100	5,722	4,180	4,49	0,182	0,187	140×140×14	2,091	100×100×8	0,591	
30	25,450	7,065	5,060	5,55	0,291	0,297	160×160×15	2,930	—	—	
36	30,800	10,170	7,440	7,99	0,496	0,506	190×190×18	4,957	—	—	
42	36,150	13,840	10,250	10,88	0,814	0,831	220×220×20	7,381	—	—	
48	41,500	18,090	13,520	14,21	1,244	1,373	260×260×24	12,390	—	—	

Примечание. Для болтов с шестигранными головками по ГОСТ 7798—70*.

Данные для статического расчета круговых арок

Таблица 1. Изгибающие моменты при равномерно распределенной нагрузке



Номер 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	0,20	-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	0,30	-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	0,50	0	0	0	0	0	0

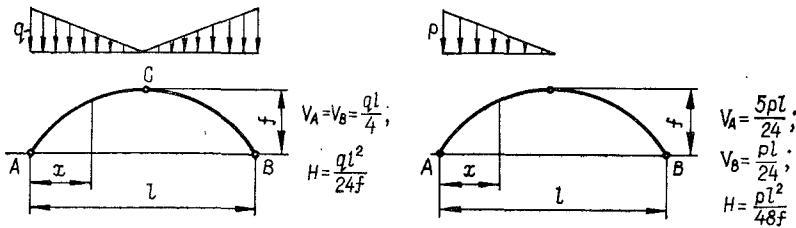
Множитель g/l²

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	-0,0143	-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 pl³

Таблица 2. Изгибающие моменты M при треугольной нагрузке



Номер сечения	x/l	i/l					
		1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7

Значения M при двухсторонней 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	0,10	-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	0,20	-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	0,30	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	0,40	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	0,50	0	0	0	0	0	0

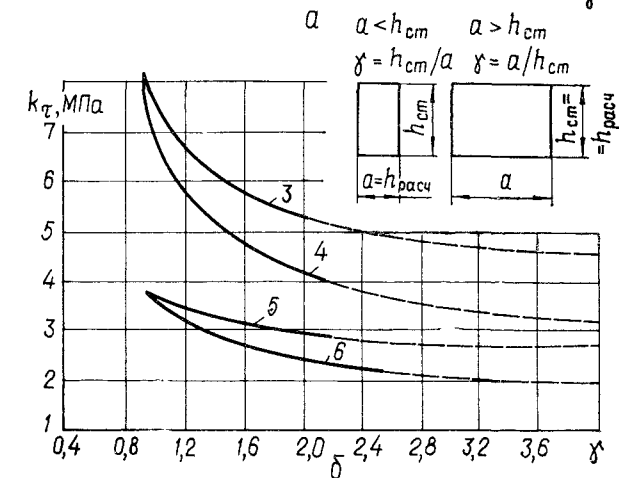
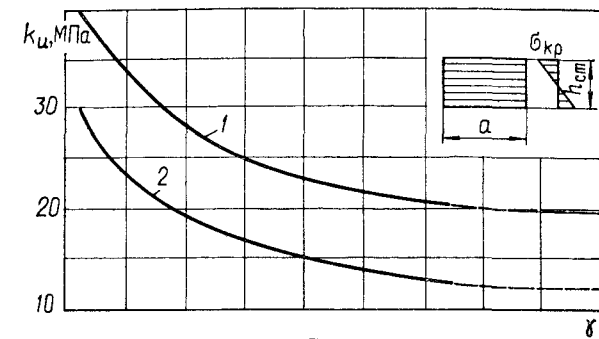
Множитель gl^2

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	0,10	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	0,20	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	0,30	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	0,40	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	0,50	0	0	0	0	0	0
11	0,55	-0,0020	-0,0019	-0,0019	-0,0019	-0,0019	-0,0019
12	0,60	-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	0,70	-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	0,80	-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	0,90	-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	1,00	0	0	0	0	0	0

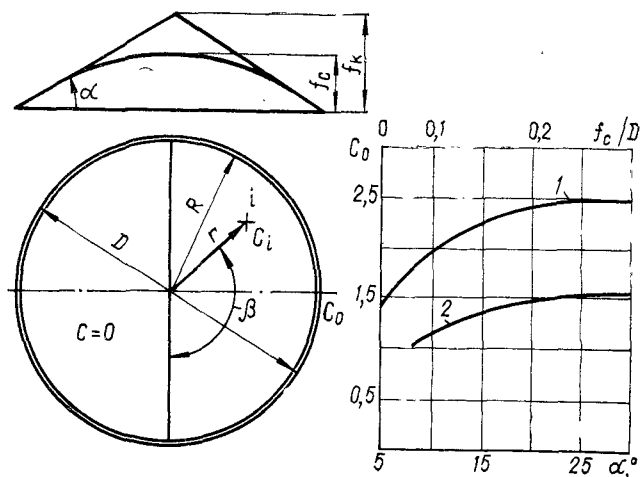
Множитель pl^3

Графики для определения коэффициентов k_u и k_τ



Для балок с плоской фанерной стенкой: 1 — для бакелизированной фанеры марки ФБС толщиной $\delta \geq 7$ мм; 2 — то же, для березовой фанеры 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 к малой стороне панели; 5 и 6 — для березовой фанеры марки ФСФ $\delta \geq 8$ мм.

Определение снеговой нагрузки на купола [13]



Для куполов при $7^\circ < \alpha \leq 30^\circ$ или $0,05 < f/D \leq 0,25$ коэффициент c определяется так.

В а р и а н т 1 — равномерное распределение снега по всему покрытию: для 1-го и 2-го районов $c_{рв} = 0,85$, для остальных $c_{рв} = 0,85 - 0,1 v > 0,35$, где v — см. [20].

В а р и а н т 2 — неравномерное распределение снега на одной половине покрытия. Интенсивность снеговой нагрузки в точке определяется из выражения $c_i = c_0 (r/R)^m \sin \beta$, где c_0 — характеристика коэффициента c в точке с максимальной интенсивностью снеговой нагрузки, определяемая по графику; $m = 1$ — для конических и $m = 2$ — для сферических куполов; f — сферический купол; 2 — конический купол.

Способы защитной обработки деревянных конструкций

Условия эксплуатации	Обрабатываемая часть конструкции	Способ защитной обработки
A1, A2, A3	Каркас и поверхности обшивок внутри панелей и плит	Биозащита антисептиками
A2, A3	Поверхности обшивок панелей и плит, выходящие в помещение	Биозащита антисептиками с последующим нанесением влагозащитных лакокрасочных материалов
B1, B2, B3	Каркас и поверхности обшивок панелей и плит	Биозащита антисептиками
B1, B2, B3	Наружные поверхности обшивок панелей	Биозащита антисептиками и влагозащитные лакокрасочные материалы
A1, A2, A3	Боковые поверхности в местах пересечения несущих клееных конструкций с утепленными ограждающими	Влагозащитные лакокрасочные покрытия
A1, A2, A3 B1, B2, B3	Концы элементов несущих клееных конструкций	Обработка тиоколовыми мастиками или эпоксидной смолой
A1, A2, A3 B1, B2, B3 B1, B2, B3	Концы элементов несущих клееных конструкций, подверженных воздействию атмосферной или конденсационной влаги (в гнездах каменных стен, при опирании на фундаменты, в местах пересечения со стенами и т. п.) Деревянные подкладки, прокладки, соприкасающиеся с камнем, бетоном или металлом	Армированные покрытия (бандажи) с обработкой антисептиками Антисептическая обработка и гидроизоляция
A1, A2, B1	Все части неклееных несущих конструкций	Поверхностное антисептирование
A3, B2	То же	Пропитка антисептиками
A1, A2, A3 B1, B2, B3 B1, B2, B3	Несущие конструкции общественных, производственных и складских зданий и сооружений с производствами категории В	Поверхностная обработка огнезащитными составами

Продолжение прил. 13

Условия эксплуатации	Обрабатываемая часть конструкции	Способ защитной обработки
А1, А2, А3 Б1, Б2, Б3 В1, В2, В3	Элементы ограждающих конструкций (каркасы и обшивка плит и панелей, настилы, стропила и т. п.)	Глубокая пропитка огнезащитными составами, выбираемыми в зависимости от влажностных условий эксплуатации [18; 21]

Приложение 14

*Сметные цены для клееных несущих конструкций
IV территориального района
(Украинская ССР)*

Номер пункта СНиП IV-1-84	Конструкции	Марка клея	Единица измерения	Цена, руб.
381—383	Прямолинейные конструкции постоянного сечения (балки, верхние пояса ферм и т. п.)	КБ-3, ФР-12, ФР-50, ФР-100	м ³	544
384—386	То же, переменного сечения	КБ-3, ФР-12, ФР-50, ФР-100	»	544
387—389	Гнуто-клееные конструкции постоянного сечения (арки, верхние пояса сегментных ферм и т. п.)	ФР-12, ФР-50, ФР-100	»	582
390	То же, переменного сечения (рамы, балки и т. п.)	ФР-12, ФР-50, ФР-100	»	582
2095-2097	Стальные элементы из горячекатаных профилей с массой отправочной марки, т			
	до 0,05	—	т	388
	0,051—0,1	—	»	342
	0,11—0,5	—	»	302

Продолжение прил. 14

Номер пункта СНиП IV-4-84	Конструкции	Марка клея	Единица измерения	Цена, руб.
2114-2116	Стальные элементы из листовой стали с массой отправочной марки, т:			
	до 0,05	—	т	431
	0,051—0,1	—	»	365
	0,11—0,5	—	»	319

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гринь И. М. Конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет.— Киев; Донецк: Вища шк. Головное изд-во, 1979.— 272 с.
2. Дмитриев П. А., Бондин В. Ф. Основные положения по проектированию несущих и ограждающих конструкций деревянных каркасных зданий.— Новосибирск: Изд-во Новосиб. инж.-строит. ин-та, 1980.— 80 с.
3. Ермолов В. В. Воздухоопорные здания и сооружения.— М.: Стройиздат, 1980.— 304 с.
4. Иванов В. А., Клименко В. З. Конструкции из дерева и пластмасс.— К.: Вища шк. Головное изд-во, 1983.— 280 с.
5. Иванов А. М., Алгазиев К. Я., Мартинец Д. В. Строительные конструкции из полимерных материалов.— М.: Высш. шк., 1978.— 240 с.
6. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и проектирования/ Под ред. В. А. Иванова.— К.: Вища шк. Головное изд-во, 1981.— 392 с.
7. Конструкции из дерева и пластмасс/ Под ред. Г. Г. Карлсена, Ю. В. Слишкоухова.— М.: Стройиздат, 1986.— 544 с.
8. Кормаков Л. И., Валентинавичюс А. Ю. Проектирование клееных деревянных конструкций.— К.: Будівельник, 1983.— 152 с.
9. Максимович Б. Г. Проектирование и производство конструкций из клееной древесины.— Минск: Вышэйш. шк., 1981.— 212 с.
10. Металлические конструкции / Под ред. Е. И. Беленя.— М.: Стройиздат, 1986.— 560 с.
11. Микрокалькулятор «Электроника БЗ-34»: Руководство по эксплуатации.— М., 1986.— 156 с.
12. Пособие по проектированию деревянных конструкций / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1986.— 216 с.
13. Проектирование деревянных конструкций: Справ./ Под ред. И. М. Гриня.— К.: Будівельник, 1988.— 290 с.
14. Рекомендации по определению снеговой нагрузки для некоторых типов покрытия / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1983.— 22 с.
15. Рекомендации по проектированию и изготовлению дощатых конструкций с соединениями на металлических зубчатых пластинах / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1983.— 40 с.
16. Рекомендации по проектированию, изготовлению и применению конструкций на основе цементно-стружечных плит / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1986.— 76 с.
17. Руководство по изготовлению и контролю качества деревянных клееных конструкций / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1982.— 80 с.
18. Руководство по обеспечению долговечности деревянных клееных конструкций при воздействии на них микроклимата зданий различного назначения и атмосферных факторов / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1981.— 94 с.
19. СНиП 2.01.02-85. Противопожарные нормы.— Введ. с 01.01.87.— М.: Стройиздат, 1987.— 22 с.
20. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.— Введ. с 01.01.87.— М.: Стройиздат, 1987.— 36 с.
21. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции.— Введ. с 01.01.82.— М.: Стройиздат, 1983.— 32 с.
22. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции.— Введ. с 01.01.82.— М.: Стройиздат, 1982.— 93 с.
23. СН 497-77. Временная инструкция по проектированию, монтажу и эксплуатации воздухоопорных пневматических сооружений.— Введ. с 01.07.78.— М.: Стройиздат, 1978.— 17 с.
24. Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов.— М.: Стройиздат, 1982.— 41 с.
25. Цветков А. Н., Епаненчиков В. А. Прикладные программы для микроЭВМ «Электроника БЗ-34», «Электроника МК-56», «Электроника МК-54»,— М.: Финансы и статистика, 1984.— 175 с.
26. Чистяков А. М. Легкие многослойные ограждающие конструкции.— М.: Стройиздат, 1987.— 241 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Глава I. Основные положения по проектированию и расчету конструкций из дерева и синтетических материалов	5
1.1. Общие сведения	5
1.2. Материалы и изделия, применяемые в конструкциях, и их характеристика	8
Глава II. Расчет элементов из дерева и пластмасс	15
2.1. Центральнo- и внецентренно растянутые элементы	15
2.2. Центральнo-сжатые элементы	16
2.3. Изгибаемые элементы	21
2.4. Внецентренно сжатые и сжато-изгибаемые элементы	27
2.5. Автоматизация проектирования	29
Глава III. Соединения элементов конструкций	34
3.1. Соединения на клею	34
3.2. Соединения на нагелях	36
3.3. Соединения на лобовых врубках и упорах	43
3.4. Соединения на растянутых связях и вклеенных стержнях	46
3.5. Соединения на металлических зубчатых пластинах	50
3.6. Комбинированные соединения	50
3.7. Сварные соединения	50
Глава IV. Ограждающие конструкции	50
4.1. Классификация и характеристика	50
4.2. Деревянные настилы покрытий, перекрытий и обшивки стен	51
4.3. Настилы покрытий и обшивки стен из волнистых стеклопластиковых листов	55
4.4. Стропила и прогоны	57
4.5. Плиты покрытий и панели стен	61
4.6. Плиты и панели с деревянным каркасом	61
4.7. Трехслойные сплошные плиты и панели	67
4.8. Светопрозрачные плиты и панели	68
<i>Пример 1.</i> Покрытие с кровлей из волнистых асбестоцементных листов	70
Глава V. Составные балки	73
5.1. Классификация и характеристика	73
5.2. Деревянные клееные балки	75
5.3. Клееные балки, армированные стальными стержнями	78
5.4. Фанерные клееные балки	79
5.5. Брусчатые балки на пластинчатых нагелях и вклеенных стержнях	85
<i>Пример 2.</i> Односкатные балки покрытия	88
<i>Пример 3.</i> Фанерная клееная балка с плоской стенкой	95
Глава VI. Плоские распорные конструкции	101
6.1. Классификация и характеристика	101
6.2. Сплошностенчатые клееные дощатые и фанерные арки	106
6.3. Клееные дощатые, фанерные и решетчатые рамы	112
<i>Пример 4.</i> Клееная арка кругового очертания	123
<i>Пример 5.</i> Поперечная рама здания с клееными стойками	130
Глава VII. Плоские балочные фермы	132
7.1. Классификация и характеристика	132
7.2. Металлодеревянные фермы с прямолинейным верхним поясом	135
7.3. Металлодеревянные сегментные фермы с клееным верхним поясом	138
7.4. Фермы бревенчатые и брусчатые на лобовых врубках	142
7.5. Фермы на вклеенных стержнях	144
<i>Пример 6.</i> Металлодеревянная ферма с клееным верхним поясом	148
Глава VIII. Пространственное крепление плоских конструкций	151
Глава IX. Пространственные конструкции покрытий	156
9.1. Классификация и характеристика	156
9.2. Криволинейно-сетчатые своды	157
9.3. Ребристые и ребристо-кольцевые купола	163
9.4. Сводь и купола-оболочки с применением древесины и пластмасс	167
9.5. Структурные конструкции	171
<i>Пример 7.</i> Купол покрытия	175
Глава X. Каркасные здания и сооружения	177
10.1. Общие сведения и классификация	177
10.2. Решетчатые башни из клееной древесины и пластмасс	181
10.3. Каркасы зданий из клееной древесины и пластмасс	183
Глава XI. Пневматические строительные конструкции	187
11.1. Классификация и характеристика	187
11.2. Воздухоопорные конструкции	189
11.3. Пневмокаркасные и пневмопанельные конструкции	192
11.4. Смешанные и комбинированные пневматические конструкции	193
Глава XII. Долговечность и капитальность деревянных конструкций	194
12.1. Защита конструкций от влажности и биологического разрушения	194
12.2. Защита конструкций от возгорания	197
Приложения	200
Список использованной литературы	218

Учебное издание

*Гринь Игорь Михайлович
Джан-Темиров Константин Емельянович
Гринь Владимир Игоревич*

**СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА
И СИНТЕТИЧЕСКИХ МАТЕРИАЛОВ**
Проектирование и расчет

Переплет художника *Г. М. Балюна*
Художественный редактор *С. П. Духленко*
Технический редактор *С. А. Светлова*
Корректор *И. Е. Бей*

ИБ № 13420

Сдано в набор 30.06.89. Подписано в печать 22.03.90. БФ 03074.
Формат 60×90/16. Бум. тип. № 2. Гарнитура литературная.
Высокая печать. Усл. печ. л. 11,76. Усл. кр.-отт. 11,97.
Уч.-изд. л. 15,26. Тираж 12000 экз. Изд. № 8527. Зак. 9-382.
Цена 70 к.

Издательство «Выща школа», 252054,
Киев-54, ул. Гоголевская, 7

Книжная фабрика им. М. В. Фрунзе, 310057, Харьков-57,
Донец-Захаржевского, 6/8.

Гринь И. М. и др.

Г85 Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет: Учеб. пособие / И. М. Гринь, К. Е. Джан-Темиров, В. И. Гринь.— 3-е изд., перераб. и доп.— К.: Выща шк., 1990.— 221 с.: ил.

ISBN 5-11-001960-6

Изложены основные положения по проектированию и расчету элементов и соединений из дерева и синтетических материалов, ограждающих и несущих конструкций заводского изготовления.

Третье издание (2-е изд.— 1979 г.) дополнено примерами расчета и проектирования плит, балок, рам, арок, ферм и пространственных конструкций на основе новых строительных норм и правил. Разработаны и приведены программы для микроЭВМ, их тексты и порядок ввода исходных данных. Приведен справочный материал, расчеты элементов рассматриваются с применением ЭВМ.

Для студентов вузов, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

Г 330500000—084 149—90
М211 (04)—90

ББК 38.5я73

**В издательстве «Выща школа»
в 1991 году выйдет в свет учебник
для студентов, преподавателей художественно-
промышленных и архитектурных специальностей вузов,
дизайнеров, архитекторов, научных работников:**

**Б о ж к о Ю. Г. Архитектоника и комбинаторика
формообразования. 21 л., ил. Язык русский.
1 р. 20 к.**

Книга посвящена архитектонике и комбинаторике формообразования — основным средствам создания совершенных объектов дизайна и архитектуры. Рассмотрены свойства и зависимости архитектоники как фактора правдивого наглядного и художественного выявления взаимосвязей между формой и внутренним содержанием в промышленных изделиях и архитектурных сооружениях создания конструктивной красоты. Показаны свойства и зависимости комбинаторики формообразования — эффективного метода прсектирования разнообразных форм из ограниченного набора разновидностей типовых унифицированных элементов.

Аннотировалась в ТП 1991 г., поз. 88.

Уважаемые товарищи!

Эту книгу можно заказать в магазинах облкниготоргов, облпотребсоюзв, а также в специализированном магазине «Книга — почтой» (252117, ул. Попудренко, 26).