

А. А. Нилов,

В. А. Пермяков,

А. Я. Прицкер,

кандидаты техн. наук

Стальные конструкции

производственных зданий

Справочник

КИЕВ «БУДІВЕЛЬНИК» 1986

Стальные конструкции производственных зданий: Справочник / А. А. Нилов, В. А. Пермяков, А. Я. Прицкер. — К.: Будівельник, 1986. — 272 с.

В справочнике систематизированы сведения о современных конструктивных решениях стальных каркасов одноэтажных производственных зданий. Даны сведения по проектированию металлических конструкций, технологичных в изготовлении и монтаже, обеспечивающих экономию металлопроката и снижение стоимости строительства. Нормативные данные приведены по состоянию на 1 июля 1986 г. Для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций. Табл. 70. Ил. 82. Библиогр.: с. 270—271.

Рукопись рекомендована к печати научно-техническим советом ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко

Рецензенты: канд. техн. наук А. А. Бунякин, В. А. Лимаренко

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

*Алексей Александрович Нилов
Владимир Александрович Пермяков
Альфред Яковлевич Прицкер*

**СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ
ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ
СПРАВОЧНИК**

Редактор В. А. Кочан
Обложка художника М. М. Суханкина
Художественный редактор Б. В. Сушко
Технический редактор К. Е. Ставрова
Корректор Ж. А. Медведь

ИБ № 2580

Сдано в набор 31.03.86. Подп. в печ. 25.07.86. БФ 03841. Формат 60×90¹/₁₆. Бум. тип. № 2.
Гарн. лит. Печ. выс. Усл. печ. л. 17. Усл. кр. отт. 17. Уч.-изд. л. 19,39. Тираж 20 000 экз.
Изд. № 61. Заказ 6—1259. Цена 1 р. 40 к.

Издательство «Будівельник». 252053, Киев-53, Обсерваторная, 25.

Главное предприятие республиканского производственного объединения «Полиграфкинг»
252057, Киев, ул. Довженко, 3.

Н 3202000000—097 43.86
М 203 (04) — 86

© Издательство «Будівельник», 1986

Эффективность объемно-планировочных и конструктивных решений производственных зданий и сооружений определяется соответствием их технологическому назначению и затратами материалов и средств на возведение.

На апрельском (1985 г.) Пленуме ЦК КПСС и июньском совещании (1985 г.) в Центральном Комитете партии был поставлен вопрос о быстром и целеустремленном ведении проектных и конструкторских разработок, которые обеспечат создание и освоение принципиально новых техники и технологии, многократно повышающих производительность труда. Дальнейшая индустриализация, предусмотренная материалами XXVII съезда КПСС, требует превращения строительного производства в единый промышленно-строительный процесс возведения объектов из элементов заводского изготовления, что будет способствовать повышению качества строительства при одновременном снижении его стоимости. От кардинального улучшения проектирования в строительстве зависят технический уровень производства, эффективность капитальных вложений.

Удовлетворение эксплуатационным требованиям, предъявляемым к выбору параметров и конструкций здания, связано с обеспечением функционирования размещенного в нем производства. При этом учитываются условия размещения оборудования и удобство его обслуживания, направление и последовательность технологических операций (по горизонтали и вертикали), необходимость создания оптимальных условий труда, освещенности и вентиляции помещений, а также другие факторы, влияющие на производственный процесс. Климатический район строительства и характер воздействия внутренней среды (температурно-влажностный режим, степень агрессивности и т. п.) учитываются при выборе схем зданий и конструктивных решений отдельных его несущих и ограждающих элементов.

Удовлетворение экономическим требованиям достигается путем снижения массы расходуемых материалов, повышения уровня технологичности конструкций, а также производительности труда при изготовлении и монтаже, обеспечения удобства монтажа, сокращения сроков строительства. При выборе конструктивного решения здания необходимо соблюдать принципы унификации и типизации с целью создания конструктивных форм с высокой степенью индустри-

альности изготовления, обеспечивающей снижение их трудоемкости и стоимости.

Производственные здания в основном проектируют каркасного типа (по данным ЦНИИпромзданий Госстроя СССР [31] — до 88 %) с использованием сборного железобетона или стальных конструкций. Для большинства производств характерно горизонтальное расположение технологических потоков, поэтому более половины всех зданий выполнены одноэтажными.

В справочнике рассмотрены вопросы выбора решений основных несущих и вспомогательных конструкций каркасов одноэтажных производственных зданий, а также методики их расчета и проектирования с учетом современных научно-технических достижений в области проектирования, изготовления и монтажа стальных конструкций. В основу положены требования действующих нормативных документов и ряд рекомендаций и инструктивных указаний, разработанных в ЦНИИпроектстальконструкция им. Н. П. Мельникова, ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, ЦНИИпромзданий и в других организациях. В книге использованы разработки УкрНИИпроектстальконструкции и Киевского ордена Трудового Красного Знамени инженерно-строительного института.

Глава 1. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

1.1. ОБЛАСТИ РАЦИОНАЛЬНОГО ПРИМЕНЕНИЯ СТАЛИ В СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Нормативным документом, регламентирующим области применения стали в строительстве, являются Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов ТП 101-81*, утвержденные Госстроем СССР и обязательные для применения всеми проектными, строительными и монтажными организациями независимо от их ведомственной подчиненности. Согласно Правилам стальные конструкции допускается использовать для производственных зданий независимо от их габаритов и условий эксплуатации, возводимых в труднодоступных (высокогорных, пустынных и др.) районах строительства, а также в районах территории СССР, указанных в приложении I ТП 101-81*, характеризующихся отсутствием или недостаточным развитием производственных баз по изготовлению сборных железобетонных конструкций.

Для других районов строительства стальными допускается выполнять конструкции зданий в блочном и блочно-комплектном исполнении полной заводской готовности, возводимых на объектах добычи и транспортирования нефти и газа; сборных зданий (модулей), изготавливаемых комплексно Минмонтажспецстроем СССР и поставляемых промышленным и сельскохозяйственным предприятиям для

организации производства пищевой и плодоовощной продукции и товаров народного потребления; инвентарных сборно-разборных, передвижных и контейнерных производственных зданий.

В одноэтажных производственных зданиях различного назначения стальными допускается выполнять следующие конструкции.

1. Стропильные и подстропильные конструкции:

в отапливаемых зданиях пролетами 30 м и более;

в неотапливаемых зданиях и навесах с асбестоцементной кровлей при пролетах 24 м и более, при пролетах до 12 м включительно при наличии подвешенного подъемно-транспортного оборудования грузоподъемностью более 2 т, при пролетах 18 м в зданиях с подвесными кранами грузоподъемностью более 3,2 т;

в неотапливаемых однопролетных зданиях с рулонной кровлей с пролетами 30 м и более, а также в многопролетных с пролетами 18 м и более;

в зданиях, оснащенных подвесным подъемно-транспортным оборудованием грузоподъемностью более 5 т либо другими подвесными устройствами, нагрузки от которых превышают значения, предусмотренные для типовых железобетонных конструкций;

в зданиях с развитой сетью подвешенного транспорта, а также в случаях, если межферменное пространство, в котором размещают коммуникации, недостаточно вследствие ограниченной высоты типовых железобетонных ферм;

в зданиях, воспринимающих большие динамические нагрузки; над участками цехов с интенсивным теплоизлучением при температуре нагрева поверхности конструкций более 100 °С;

в зданиях, возводимых в районах с расчетной сейсмичностью 8 баллов при пролетах 24 м и более и 9 баллов при пролетах 18 м и более.

Во всех перечисленных случаях стальные несущие конструкции покрытия могут быть применены в сочетании как со стальными, так и железобетонными колоннами. При применении стальных колонн (см. п. 2) стальные стропильные конструкции допускается использовать вне зависимости от размера их пролетов.

2. Колонны:

в бескрановых зданиях с высотой от пола до низа стропильных конструкций более 18 м;

в зданиях, оборудованных мостовыми кранами общего назначения грузоподъемностью 50 т и более независимо от высоты колонн, а также при меньшей грузоподъемности кранов тяжелого и весьма тяжелого режимов работы;

при шаге колонн каркаса более 12 м;

при двухъярусном расположении мостовых кранов.

3. Подкрановые балки пролетами 6 и 12 м для кранов грузоподъемностью:

50 т и более;

до 32 т включительно среднего режима работы, если для изготовления железобетонных подкрановых балок нет соответствующей оснастки.

4. Фонари, связи, ригели фахверка, а также стойки фахверка при выполнении колонн основного каркаса стальными.

5. Типовые легкие несущие конструкции комплектной поставки (включая ограждающие конструкции) в зданиях:

основных производств с площадью 5 тыс. м² и более при пролетах в осях между колоннами 24 м и более;

конструкции которых изготавливают на специализированных предприятиях с импортными технологическими линиями и оборудованием (рамные коробчатого сечения), пролетом 18 м и более;

площадью менее 5 тыс. м² в случаях, если применение этих конструкций обеспечивает значительный экономический эффект в виде прибыли от реализации досрочно выпущенной продукции, а также когда строительство таких зданий ведется согласно соответствующим постановлениям директивных органов.

6. Стальной профилированный лист (гофрированные профили) с эффективным утеплителем для покрытий в зданиях:

возводимых в районах территории СССР, указанных в приложении 1 ТП 101-81*;

с расчетной сейсмичностью 8 и 9 баллов;

комплектной поставки, перечисленных в п. 5;

с пролетами 30 м и более;

на объектах добычи и транспортирования нефти и газа, в сборных (модулях), изготавливаемых Минмонтажспецстроем СССР, в инвентарных сборно-разборных, передвижных и контейнерных;

в виде исключения, пролетом 24 м, с шагом колонн 12 м при наличии технико-экономического обоснования применения конвейерной сборки и блочного монтажа конструкций, приведенного в проекте организации строительства, утвержденном в установленном порядке.

7. Трехслойные ограждающие конструкции из стального профилированного листа с эффективным утеплителем в отапливаемых зданиях:

комплектной поставки:

в которых согласно ТП 101-81* допущено применение стального каркаса и покрытия из стального профилированного листа.

В указанных в пп. 6 и 7 случаях стальной профилированный лист устанавливают с учетом условий эксплуатации зданий и в количествах, соответствующих ресурсам, выделяемым для министерства (ведомства). Особенности эксплуатации отражены в Технических условиях [29]; применение стального профилированного листа допускается только в покрытиях и стенах зданий с неагрессивной или слабоагрессивной внешней и внутренней средами. При средней и сильной степени агрессии допускается использовать ограждающие конструкции из алюминиевых сплавов.

1.2. СТАЛИ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В строительных конструкциях применяют стали, рекомендованные в СНиП [26], с учетом сокращенного сортамента. При этом согласно требованиям ТП 101-81* предпочтение отдают сталям повышенной и высокой прочности с пределом текучести $\sigma_t = 441 \dots 735$ МПа, низколегированным с $\sigma_t \leq 392$ МПа, а также углеродистым термически упрочненным с $\sigma_t = 294$ МПа.

Стальные конструкции производственных зданий в зависимости от назначения разделены на четыре основные группы (табл. 1). При этом условия их эксплуатации учитываются категоричностью поставки сталей по нормируемым показателям. Так, прокатную углеродистую сталь группы В (с гарантированными механическими свойствами и химическим составом) при толщине более или равной 4 мм делят на шесть категорий, причем главой СНиП II-23-81 допускается применять в строительстве только три из них: кипящую 2-й категории (ВСтЗкп2), полуспокойную 6-й категории (ВСтЗпс6), полуспокойную с повышенным содержанием марганца и спокойную 5-й категории (ВСтЗГпс5, ВСтЗсп5). Для низколегированных сталей установлено 15 категорий поставки, однако в строительных конструкциях используют стали категорий 6, 7, 9, 12, 13 и 15. Основным критерием разделения сталей на категории являются нормируемые значения ударной вязкости, характеризующие склонность стали к хрупкому разрушению.

Согласно ГОСТ 16350-80 «Климат СССР. Районирование и статистические параметры климатических факторов для технических целей» территория СССР расположена в двух макроклиматических районах с холодным (I) и умеренным (II) климатом, каждый из которых в свою очередь районирован в зависимости от температуры и относительной влажности воздуха (I_1 и I_2 , $II_1 \dots II_{12}$). В соответствии с СНиП II-23-81 требования к поставке стали установлены для трех климатических районов строительства с расчетными температурами, соответствующими средней температуре наиболее холодной пятидневки: -40°C и выше ($II_4 \dots II_{12}$), от -40°C до -50°C включительно (II_2 , II_3 и I_2) и от -50°C до -65°C включительно (I_1). При этом марки сталей для конструкций, возводимых в климатических районах I_1 , I_2 , II_2 и II_3 , но эксплуатируемых в отапливаемых помещениях следует принимать как для климатического района II_4 за исключением стали марки ВСтЗпс6.

Стали поставляют в соответствии с требованиями Государственных стандартов или технических условий с дифференцированием расчетных характеристик по видам проката (лист, фасон труба) и по его толщине. За толщину фасонного проката принимают толщину полки.

По ТУ 14-1-3023-80 прокат листовой (кроме рулонного) широкополосный универсальный толщиной 4...20 мм и фасонный толщиной до 30 мм включительно из углеродистой стали марок ВСтЗкп, ВСтЗпс, ВСтЗГпс и низколегированной марок 09Г2 и 09Г2С поставляется с гарантированным уровнем механических свойств,

дифференцированным по группам прочности — 1 и 2. В каждой поставляемой партии проката завод-поставщик в не менее 30 % объема заказа гарантирует с обеспеченностью 0,95 механические свойства по группе 2 с пределом текучести на 30...40 МПа выше, чем по группе 1. С целью более эффективного использования стального проката применение углеродистой стали по ГОСТ 380—71* и низколегированной стали марок 09Г2 и 09Г2С по ГОСТ 19281—73 и

Таблица 1. Группы конструкций одноэтажных производственных зданий (по данным табл. 51 [26])

Группа	Наименование	Примерный перечень конструкций (элементов)
1	Сварные конструкции либо их элементы, работающие в особо тяжелых условиях или подвергающиеся непосредственному воздействию динамических, вибрационных или подвижных нагрузок, подлежащие расчету на выносливость или рассчитываемые с учетом коэффициентов динамичности. Фасонки стропильных и подстропильных ферм	Подкрановые балки; тормозные конструкции; балки рабочих площадок; элементы бункерных или разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающих нагрузку от подвижных составов и т. п.
2	Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке на растяжение, изгиб или изгиб с растяжением, а также конструкции либо их элементы группы 1 при отсутствии сварных соединений	Фермы (за исключением фасонки); ригели рам; балки покрытий и перекрытий; косоуры лестниц, настилы т. п.
3	Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке на сжатие либо сжатие с изгибом, а также конструкции либо их элементы группы 2 при отсутствии сварных соединений	Колонны; стойки; опорные плиты; конструкции, поддерживающие технологическое оборудование; прогоны покрытий и т. п.
4	Вспомогательные конструкции зданий и сооружений, а также конструкции либо их элементы группы 3 при отсутствии сварных соединений	Связи; элементы фахверка; лестницы; трапы; ограждения и т. п.

ГОСТ 19282—73 допускается только при невозможности получения тех же марок сталей по ТУ 14-1-3023-80.

Основными характеристиками сопротивления стали силовым воздействиям являются нормативные сопротивления, устанавливаемые исходя из механических свойств материала: R_{yt} — предел текучести и R_{un} — временное сопротивление стали разрыву. Расчетное сопротивление сталей при работе на растяжение, сжатие и изгиб определяют с учетом коэффициента надежности по материалу γ_m , отражающего возможные отклонения сопротивлений в неблагоприятную сторону от нормативных значений и регламентируемого ГОСТами и ТУ на поставку проката.

Для других видов напряженного состояния расчетные сопротивления определяют по формулам табл. 2, используя переходные коэффициенты, отражающие их особенности: 0,58 (для R_s) учитывает

Таблица 2. Расчетные сопротивления прокатной стали

Напряженное состояние	Расчетное сопротивление
Растяжение, сжатие и изгиб	
по пределу текучести	$R_y = \frac{R_{yt}}{\gamma_m}$
по временному сопротивлению	$R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m}$
Сдвиг	$R_s = 0,58 R_y$
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	$R_p = R_u$
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	$R_{lp} = 0,5 R_u$
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)	$R_{cd} = 0,025 R_u$
Растяжение в направлении толщины проката	$R_{th} = 0,5 R_u$

Таблица 3. Коэффициенты условий работы

№ п.п	Элементы конструкций	Пункты табл. 6 СНиП II-23-81	γ_c
1	Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий при весе перекрытий, равном или большем временной нагрузки	1	0,9
2	Сплошные балки при расчете на общую устойчивость при $\phi_b < 1,0$	4	0,95
3	Балки, несущие статическую нагрузку, при расчете на прочность:		
	а) с прокатными и составными сварными сечениями, а также составные балки, выполненные на болтах (кроме высокопрочных)	7, 8, а	1,1
	б) балки по п. 1 (за исключением балок на высокопрочных болтах)	1 и 7;	$0,9 \times 1,1 =$
		1 и 8, а	$= 0,99$
4	Колонны опор водонапорных башен	2	0,95
5	Колонны, несущие статическую нагрузку, при расчете на прочность:		
	а) с прокатными, сварными и составными на болтах (кроме соединений на высокопрочных болтах) сечениями;	7 и 8, а	1,1
	б) колонны по п. 4 (за исключением колонн на высокопрочных болтах)	2 и 7;	$0,95 \times 1,1 =$
		2 и 8, а	$= 1,045$
6	Сжатые элементы ферм (кроме замкнутых трубчатых сечений) при расчете на устойчивость	6, а	0,95
7	Сжатые основные элементы решетки сварных ферм (кроме опорных) составного таврового сечения из уголков при гибкости ≥ 60	3	0,8
8	Растянутые элементы в сварных стержневых конструкциях покрытий и перекрытий	6, б	0,95
9	Элементы ферм, несущих статическую нагрузку, при расчете на прочность:		
	а) сжатые элементы сварных или болтовых (кроме конструкций на высокопрочных болтах) ферм перекрытий по п. 1	1 и 6, в;	$0,9 \times 1,05 =$
		1 и 8, б	$= 0,945$
	б) сжатые элементы решетки (по п. 7) в болтовых фермах из стали с пределом текучести до 440 МПа;	3 и 6, в	$0,8 \times 1,05 =$
			$= 0,84$

Продолжение табл. 3

№ п.п.	Элементы конструкций	Пункты табл. 6 СНиП 11-23-81	γ_c
	в) растянутые и сжатые элементы болтовых ферм из стали с пределом текучести до 440 МПа;	6, в	1,05
	г) растянутые элементы с прокатными или сварными сечениями	8, б	1,05
10	Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали	5	0,9
11	Сжатые элементы решетки пространственных решетчатых конструкций из одиночных равнополочных или неравнополочных (прикрепляемых большей полкой) уголков:		
	а) прикрепляемых непосредственно к поясам одной полкой сварными швами или двумя или более болтами, поставленными вдоль уголка		
	раскосы крестовой решетки, а также распорки треугольной или полураскосной решетки с совмещенными в смежных гранях узлами;	9, а	0,9
	раскосы крестовой или треугольной решетки с несомкнутыми узлами, а также полураскосной решетки с совмещенными в смежных гранях узлами	9, а	0,8
	б) прикрепляемые непосредственно к поясам одной полкой, одним болтом (кроме указанных в п. 11, в), а также прикрепляемые через фасонку;	9, б	0,75
	в) при сложной перекрестной решетке с одноболтовыми соединениями	9, в	0,7
12	Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков только меньшей полкой) за исключением элементов конструкций, указанных в п. 11, и плоских ферм из одиночных уголков, а также раскосов треугольной решетки пространственных конструкций с совмещенными в смежных гранях узлами, прикрепляемых к поясам сварными швами либо двумя и более болтами, поставленными вдоль уголка	10	0,75
13	Опорные плиты из стали с пределом текучести до 285 МПа (2900 кгс/см ²), несущие статическую нагрузку, толщиной:		
	а) до 40 мм	11, а	1,2
	б) свыше 40 до 60 мм	11, б	1,15
	в) свыше 60 до 80 мм	11, в	1,1

Примечания: 1. В случаях, не оговоренных в настоящей таблице, следует принимать $\gamma_c = 1$. 2. Коэффициенты условий работы $\gamma_c < 1$ при расчете одновременно учитывать не следует.

Таблица 4. Коэффициенты надежности по назначению

Класс конструкций	Степень ответственности объекта	Примеры объектов	γ_n
I	Основные здания и сооружения объектов, имеющих особо важное народнохозяйственное и (или) социальное значение.	Главные корпуса ТЭС, АЭС, центральные узлы доменных печей, дымовые трубы высотой более 200 м, сооружения магистральной первичной	1,0

Продолжение табл.

Класс конструкций	Степень ответственности объектов	Примеры объектов
II	Здания и сооружения объектов, имеющих важное народнохозяйственное и (или) социальное значение	сети, резервуары для нефти и нефтепродуктов объемом более 10 000 м ³ и т. п. Объекты, не вошедшие в I и III классы
III	Здания и сооружения объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное и (или) социальное значение	Склады без процессов сортировки и упаковки для хранения сельхозпродуктов, удобрений, химикатов, угля, торфа и др., теплицы, парники, ограды, временные здания и сооружения

Примечание. Для временных зданий и сооружений со сроком службы до 5 лет допускается принимать $\gamma_n = 0,8$.

переход в пластическое состояние согласно энергетической теории прочности; 0,5 (для R_{lp}) связан с вычислением равнодействующей силы от контактных напряжений на полуповерхности цапфы; 0,025 (для R_{cd}) определяет максимальное касательное напряжение под площадью контакта; 0,5 (для R_{th}) установлен экспериментально в связи с возможностью расслоения проката под действием сил, приложенных перпендикулярно плоскости проката.

Особенности действительной работы материалов, элементов, конструкций и соединений, имеющие систематический характер, но не отражаемые непосредственно в расчетах, учитывают коэффициентами условий работы γ_c , устанавливаемыми на основе экспериментальных и теоретических данных (табл. 3). Коэффициенты учитывают длительность и многократную повторяемость силовых воздействий, особенности технологии изготовления конструкций, приближенность расчетных схем и теоретических предпосылок, влияние температурно-влажностного режима эксплуатации и воздействия агрессивной среды, а также другие факторы.

Правилами учета степени ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций, введенными Госстроем СССР от 1.07.1981 г., установлены коэффициенты надежности по назначению конструкций γ_n . Их значения (табл. 4) зависят от степени ответственности и капитальности зданий, а также значимости последствий наступления тех или иных предельных состояний.

Коэффициент γ_n учитывают при определении расчетных сопротивлений стали, предельных значений несущей способности и деформаций или используют для корректировки расчетных нагрузок, усилий (умножением их на γ_n).

В общем случае целесообразно учитывать коэффициенты γ_c и γ_n при расчетных сопротивлениях стали: $R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$ или $R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$, причем коэффициент γ_n необходимо вводить во все выполняемые

Таблица 5. Расчетные сопротивления стали и сварных соединений

ГОСТ или ТУ	Марка стали	Вид проката	Толщина	Нормативные сопротивления, МПа		Расчетные сопротивления, МПа			Расчетное сопротивление сварных соединений, МПа		
				R_{yn}	R_{un}	R_y	R_s	$R_u R_p$	$R_{wy} = 0,85 R_y$	R_{wz}	R_{wf}
ГОСТ 23570—79	18кп	Лист	4...20	225	365	220	125	355	185	165	180
			21...40	215		210	120		180		
			4...20	235		230	130		195		
	18пс	Фасон	4...16	235	370	230	130	360	195	165	180
			4...20	245		240	140		205		
			4...20	235	370	230	130	360	195	165	180
	18сп	Фасон	4...20	245		240	140		205		
			4...20	235	370	230	130	360	195	165	180
			4...20	245		240	140		205		
	18Гпс	Лист	4...20	235	370	230	130	360	195	165	180
			21...30	225		220	125		185		
			4...20	245		240	140		205		
ГОСТ 380—71*	18Гсп	Лист	4...20	235	390	230	130	380	195	175	180
			31...40	235		230	130		195		
			4...20	225	365	215	125	350	180	165	180
		Фасон	4...20	215		205	120		175		
			41...100	205		195	110		165		
			Св...100	185		175	100		150		
		Фасон	4...20	235		225	130		190		
			21...40	215		205	120		175		
			41...100	205		195	110		165		
		Фасон	Св...100	185		175	100		150		
			4...20	235	370	225	130	350	190	165	180
			4...20	245		235	135		200		
	ВСт3кп2	Лист	21...40	225	370	215	125	350	180	165	180
			21...40	235		230	130		190		
			4...20	245		240	140		200		
	ВСт3пс	Лист	21...40	225	370	215	125	350	180	165	180
			21...40	235		230	130		190		
			4...20	245		240	140		200		
	ВСт3сп	Лист	21...40	225	370	215	125	350	180	165	180
			21...40	235		230	130		190		
			4...20	245		240	140		200		
	ВСт3Гпс5	Лист	21...40	225	370	215	125	350	180	165	180
			21...40	235		230	130		190		
			4...20	245		240	140		200		
ТУ 14-1-3023-80	ВСт3кп2-1	Лист	4...10	225	355	220	125	345	185	160	180
			11...20	215	345	210	120	335	180	155	
			4...10	235	365	230	130	355	195	165	
		Фасон	11...20	225	355	220	125	345	185	160	
			21...30	215	345	210	120	335	180	155	
			4...10	235	365	230	130	355	195	160	180
		Фасон	11...20	235	355	230	130	345	195	160	
			4...10	245	370	240	140	360	205	165	
			11...20	245	365	240	140	355	205	165	
		Фасон	21...30	225	355	220	125	345	185	160	
			4...10	275	370	270	155	360	220	165	180
			11...20	265	365	260	150	355	220	165	
	ВСт3пс6-2	Лист	4...10	275	380	270	155	370	230	170	
			11...20	275	370	270	155	360	230	165	
			4...10	245	365	240	140	355	205	165	180
	ВСт3сп5-1	Лист	11...20	235	365	230	130	355	195	165	
			4...10	255	380	250	145	370	210	170	
			11...20	245	370	240	140	360	205	165	
	ВСт3Гпс5-2	Лист	21...30	235	365	230	130	355	195	165	
			4...10	275	380	270	155	370	230	170	180
			11...20	265	370	260	150	360	220	165	
	ВСт3кп2-1	Лист	4...10	285	390	280	160	380	240	175	
			11...20	275	380	270	155	370	230	170	
			4...10	245	365	240	140	355	205	165	180
	ВСт3Гпс5-1	Лист	11...20	235	365	230	130	355	195	165	
			4...10	255	380	250	145	370	210	170	
			11...20	245	370	240	140	360	205	165	
	ВСт3Гпс5-2	Лист	21...30	235	365	230	130	355	195	165	
			4...10	275	380	270	155	370	230	170	180
			11...20	265	370	260	150	360	220	165	
	ВСт3Гпс5-2	Фасон	4...10	285	390	280	160	380	240	175	
			11...20	275	380	270	155	370	230	170	
			4...10	245	365	240	140	355	205	165	

Продолжение табл. 5

ГОСТ или ТУ	Марка стали	Вид проката	Толщина	Нормативные сопротивления, МПа		Расчетные сопротивления, МПа			Расчетное сопротивление сварных соединений, МПа		
				R_{yn}	R_{un}	R_y	R_s	$R_u R_p$	$R_{wy} = 0,85 R_y$	R_{wz}	R_{wf}
ГОСТ 19282—73*	09Г2	Лист	34...20	305	440	290	170	420	245	200	200
ГОСТ 19281—73*		Фасон	21...32	295		280	160		240	200	
ТУ 14-1-3023-80	09Г2гр.1	Лист	4...20	305	440	290	170	420	245	200	200
		Фасон	21...32	295		280	160		240	200	
			4...10	315	450	305	175	440	260	200	215
			11...20	305	400	300	175	430	255	200	
			4...10	310	450	305	175	440	260	200	
			11...20	305	440	300	175	430	255	200	
			21...30	295	440	290	170	430	245	200	
	09Г2гр.2	Лист	4...10	345	470	335	190	460	285	210	215
		Фасон	11...20	335	460	325	185	450	275	205	
			4...10	345	470	335	190	460	285	210	
			11...20	335	460	325	185	450	275	205	
ГОСТ 19282—73*	09Г2С	Лист	4...9	345	490	330	190	465	280	220	240*
			10...20	325	470	310	180	450	265	210	215
			21...32	305	460	290	170	440	245	205	215
			33...60	285	450	270	155	430	230	200	200
			61...80	275	440	260	150	420	220	200	200
			81...160	265	430	250	145	410	210	195	200
ГОСТ 19281—73*		Фасон	4...9	345	490	330	190	465	280	220	240*
			10...20	325	470	310	180	450	265	210	215
			21...32	305	460	290	170	440	245	205	215
ТУ 14-1-3023-80	09Г2Сгр.1	Лист	4...10	345	490	335	195	480	285	220	240*
		Фасон	11...20	325	470	315	180	460	270	210	215
			4...10	345	490	335	195	480	285	220	240*
			11...20	325	470	315	180	460	270	210	215
			21...30	305	460	300	175	450	255	205	215
	09Г2Сгр.2	Лист	4...10	365	510	355	205	500	300	230	240
		Фасон	11...20	345	490	335	195	480	285	220	240*
			4...10	370	520	360	205	505	305	235	240
			11...20	355	500	345	200	490	300	225	240*
ГОСТ 19282—73*	14Г2	Лист	4...9	335	460	320	185	440	270	205	215
ГОСТ 19281—73*		Фасон	10...32	325	450	310	180	430	265	200	200
ТУ 14-1-3023-80	14Г2гр.1	Фасон	4...10	335	460	320	185	440	270	205	215
			11...33	325	450	315	180	440	270	205	215
	14Г2гр.2	Фасон	4...10	365	480	355	205	470	300	210	215
			11...30	355	470	345	200	460	300	210	215
ГОСТ 19281—73*	10Г2С1	Лист	4	355	490	340	195	465	290	220	240*
			5...9	345	490	330	190	465	280	220	240*
ГОСТ 19281—73	10Г2С1	Фасон	10...20	335	480	320	185	455	270	215	215
			21...32	325	470	310	180	450	265	210	215
			33...60	325	450	310	180	430	265	200	200
			61...100	295	430	280	160	410	240	195	200
ГОСТ 19282—73*	15ХСНД	Лист	4...32	345	490	330	190	465	280	220	240*
	Фасон		4...9	345	490	330	190	465	280	220	240*
			10...32	325	470	310	180	480	265	210	210
ГОСТ 19282—73*	10ХСНД	Лист	4...32	390	530	355	205	480	300	240	240
			33...40	390	510	355	205	465	300	230	240
ГОСТ 19281—73*	14Г2АФ	Фасон	4...15	390	530	355	205	480	300	240	240
ГОСТ 19282—73*	10ХНДП	Лист	4...9	345	470	330	190	450	280	210	215
ТУ 14-1-1217-75		Лист	4...9	345	470	330	190	450	280	210	215
			До 16	295	440	280	160	420	240	200	200
ГОСТ 19281—73*		Фасон	4...9	345	470	330	190	450	280	210	215
ТУ 14-1-389-72		Фасон	4...12	345	470	330	190	450	280	210	215
ТУ 14-1-1308-75	12Г2СМФ	Лист	10...32	590	685	515	300	595	440	310	340*
ТУ 14-1-1772-76	12ГН2СФАЮ	Лист	16...40	590	685	515	300	595	440	310	340*
ГОСТ 19282—73*	10Г2С1ТУпр	Лист	10...40	390	530	355	205	480	300	240	240
	14Г2АФ	Лист	4...50	390	540	370	215	515	310	240	240
	15Г2АФДис	Лист	4...32	390	540	355	205	490	300	240	240
	15Г2СФТУпр	Лист	10...32	440	590	400	230	535	340	265	280
	18Г2АФис	Лист	4...32								
	16Г2АФ	Лист	4...32	440	590	400	230	535	340	265	280
			33...50	410	570	375	220	520	320	255	
ТУ 14-3-567-76		Труба	6...9	440	590	400	230	535	340	265	280

Продолжение табл. 5

ГОСТ или ТУ	Марка стали	Вид проката	Толщина	Нормативные сопротивления, МПа		Расчетные сопротивления, МПа			Расчетное сопротивление сварных соединений, МПа		
				R_{yk}	R_{tk}	R_y	R_s	R_{sp}	$R_{wy} = 0,85 R_y$	R_{wz}	R_{wf}
ТУ-14-3-829-79	16Г2АФ	Труба	16...40	350	410	320	185	370	270	185	215*
ГОСТ 8731—74*	20	Труба	4...36	245	410	225	130	375	190	185	200*
ГОСТ 10705—80	ВСт3кп	Труба	До 4...10	225	370	215	125	350	180	165	180
ГОСТ 10706—76*	4...15	Труба	4...15	235	365	225	130	350	190	165	180
ГОСТ 10705—80	ВСт3пс	Труба	До 10	225	370	215	125	350	180	165	180
ГОСТ 10706—76*	ВСт3пс4	Труба	4...15	245	370	235	135	350	200	165	180
ГОСТ 10705—80	ВСт3сп	Труба	До 10	225	370	215	125	350	180	165	180
ГОСТ 10706—76*	ВСт3сп4	Труба	4...15	245	370	235	135	350	200	165	180
ТУ 14-3-500-76	09Г2С	Труба	8...15	265	470	250	145	445	210	210	215
ГОСТ 14637—79	ВСтТлс	Лист	4...10	295	430	280	160	410	240	195	200

Примечание. В графе 12 звездочкой обозначены рекомендуемые значения, соответствующие отношениям β_2 : β_1 , равным 1,166; 1,25 и 1,428.

расчеты, а γ_c — в зависимости от типа конструктивного элемента и условий его работы.

Расчетные сопротивления различных марок стали по видам проката и толщинам приведены в табл. 5

1.3. СОРТАМЕНТ МЕТАЛЛОПРОКАТА

Сталь для строительных конструкций поставляют металлургические заводы в виде изделий определенного профиля, размеры которых с указанием геометрических характеристик сечения, допусков и массы 1 м приведены в соответствующих сортаментах.

В ТП 101-81* рекомендуется для широкого применения экономичные профили, в первую очередь широкополочные двутавры и тавры с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020—83 и ТУ 14-2-24-72, открытые гнутые и замкнутые гнутосварные профили, а также тонкостенные электросварные круглые трубы по ГОСТ 10704—76*. Для компоновки составных сечений конструктивных элементов предпочтительно применение широкополосной универсальной стали по ГОСТ 82—70* и СТ СЭВ 2884—81.

В целях унификации применяемых в различных конструктивных элементах марок сталей и типоразмеров профилей в дополнение к СНиП II-23-81 введен в действие сокращенный сортамент металлопроката для применения в строительных стальных конструкциях. Сокращенный сортамент разработан ЦНИИПроектстальконструкций им. Н. П. Мельникова Госстроя СССР и ВНИКТИстальконструкция Минмонтажспецстроя СССР на основании изучения практики проектирования, заказа и поставки металлопроката потребителю, объемов применения различных типоразмеров профилей марок стали.

Сокращенный сортамент распространяется на проектирование всех несущих стальных конструкций производственных зданий и

Таблица 6. Коды профилей

Код профиля	Наименование профиля	ГОСТ или ТУ
1111	Сталь горячекатаная круглая	ГОСТ 2590—71*
1211	То же, квадратная	ГОСТ 2591—71
1311	Полоса стальная горячекатаная	ГОСТ 103—76*
7130	Сталь широкополосная универсальная	ГОСТ 82—70*
7258	» листовая волнистая	ГОСТ 3685—71*
7252	» рифленая (ромбическая) толщиной до 3,9 мм	ГОСТ 8568—77*
7152	То же, толщиной 4 мм и более	ГОСТ 8568—77*
7254	Сталь рифленая (чечевицкая) толщиной до 3,9 мм	ГОСТ 8568—77*
7154	То же, толщиной 4 мм и более	ГОСТ 8568—77*
7156	Сталь просечно-вытяжная	ГОСТ 8706—78*
7110	» листовая горячекатаная толщиной 4...160 мм	ГОСТ 19903—74*
7210	То же, толщиной 0,5...3,9 мм	ГОСТ 19903—74*
7120	Сталь листовая холоднокатаная толщиной 4...5 мм	ГОСТ 19903—74*
7220	То же, толщиной 0,5...3,9 мм	ГОСТ 19903—74*
2120	Профили угловые равнополочные	ГОСТ 8509—72*
2401	Балки двутавровые, № 10 2402 — 12; 2403 — 14; 2404 — 16; 2405 — 18; 2407 — 20; 2409 — 22; 2412 — 24	ГОСТ 8239—72*
3912	Двутавр для подвесных путей, 24М	ГОСТ 19425—74*
2430	Двутавры нормальные, № 2431 — 20Б; 2432 — 23Б; 2433 — 26Б; 2434 — 30Б; 2435 — 35Б; 2436 — 40Б; 2437 — 45Б; 2438 — 50Б; 2439 — 55Б; 2440 — 60Б; 2441 — 70Б; 2442 — 80Б; 2443 — 90Б; 2444 — 100Б	ГОСТ 26020—83
2445	Двутавры широкополочные, № 20Ш 2446 — 23Ш; 2447 — 26Ш; 2448 — 30Ш; 2449 — 35Ш; 2450 — 40Ш; 2451 — 50Ш; 2452 — 60Ш; 2453 — 70Ш; 2454 — 80Ш; 2455 — 90Ш	ГОСТ 26020—83
2457	Двутавры колонные, № 20К 2458 — 23К; 2459 — 26К; 2460 — 30К; 2461 — 35К; 2462 — 40К	ГОСТ 26020—83
2475	Двутавры тонкостенные, № Т22	ТУ 14-2-205-76
2490	Двутавр № 27	ТУ 14-2-400-80
2487	Двутавр № 45М	ТУ-14-2-427-80
2488	То же, № 36М	ТУ 14-2-427-80
2610	Швеллеры с уклоном внутренних граней, № 2612 — 6,5; 2613 — 8; 2614 — 10; 2615 — 12; 2616 — 14; 2617 — 14а; 2618 — 16; 2619 — 16а; 2621 — 18; 2622 — 18а; 2623 — 20; 2625 — 22; 2627 — 24; 2629 — 27; 2631 — 30; 2634 — 40	ГОСТ 8240—72*
2640	Швеллеры с параллельными гранями, № 2642 — 6,5; 2643 — 8; 2644 — 10; 2645 — 12; 2646 — 14; 2647 — 14а; 2648 — 16; 2649 — 16а; 2651 — 18; 2652 — 18а; 2653 — 20; 2655 — 22; 2657 — 24; 2659 — 27; 2661 — 30; 2664 — 40	ГОСТ 8240—72*
4853	Швеллер, № 16	ТУ 14-2-193-75
2683	То же, специальный, 26ВС	ТУ 14-2-253-76
2705	Швеллеры тонкостенные с параллельными полками, № 20	ТУ 14-2-204-76
2706	То же, № 22	ТУ 14-2-204-76
7892	Гнутые профили замкнутые квадратные	ТУ 36-2287-80

Код профиля	Наименование профиля	ГОСТ или ТУ
7882	Гнутые профили замкнутые прямоугольные, размером 120 × 80	ТУ 36-2287-80
	7883 — 140 × 100; 7884 — 160 × 120;	
	7885 — 180 × 140; 7886 — 200 × 160	
0103	Профили стальные гнутые С-образные равнополочные	ГОСТ 8282—83
7415	Швеллеры стальные гнутые равнополочные, высотой 60	ГОСТ 8278—83
	7419 — 80; 7420 — 100; 7425 — 120;	
	7426 — 140; 7428 — 160; 7430 — 180;	
	7431 — 200; 7433 — 250; 7436 — 280;	
	7434 — 300	
7310	Швеллеры стальные гнутые неравнополочные	ГОСТ 8281—80*
	7312 — 32 × 50 (высота × большая полка);	
	7319 — 40 × 50; 7321 — 50 × 60;	
	7329 — 70 × 80; 7335 — 100 × 80;	
	7336 — 100 × 100; 7339 — 120 × 60;	
	7341 — 135 × 50; 7345 — 160 × 80;	
	7347 — 270 × 90	
7550	Уголки стальные гнутые равнополочные	ГОСТ 19771—74*
7580	То же, неравнополочные	ГОСТ 19772—74*
	7582—32 (ширина большой полки);	
	7583 — 40; 7585 — 60; 7586 — 70; 7587 — 80;	
	7588 — 90	
0811	Профили стальные оцинкованные гнутые с трапециевидной формой гофра, Н40-711-0,8	ГОСТ 24045—80*
	0812 — Н60-782-0,8; 0813 — Н60-782-0,9;	
	0814 — Н60-782-1,0; 0815 — Н60-780-0,8;	
	0816 — Н60-780-0,9; 0817 — Н60-780-1,0;	
	0818 — Н79-680-1,0; 0819 — Н80-674-1,0;	
	0820 — Н80-660-1,0; 0821 — Н60-845-0,8;	
	0822 — Н60-845-0,9; 0823 — Н60-845-1,0;	
	0824 — С10-899-0,8; 0825 — С18-1000-0,8;	
	0826 — С44-1000-0,8; 0827 — С50-749-0,8	
9110	Трубы стальные бесшовные горячедеформированные	ГОСТ 8732—78*
9401	Трубы стальные водогазопроводные	ГОСТ 3262—75*
9430	То же, электросварные прямошовные	ГОСТ 10704—76*
9600	» » прямоугольные	ГОСТ 8645—68*

Примечание. Типоразмеры профилей приведены в соответствии с требованиями сокращенного сортамента.

Таблица 7. Коды групп элементов металлоконструкций

Код	Наименование групп элементов конструкций
52 6100	Конструкции каркасов зданий (кроме решаемых в легких конструкциях)
52 6110	Колонны и фахверк одноэтажных каркасов
52 6111	» одноэтажных каркасов
52 6112	Фахверк, то же
52 6120	Балки и фермы подкрановые, конструкции тормозные для подкрановых балок
52 6121	Балки подкрановые

Код	Наименование групп элементов конструкций
52 6122	Фермы »
52 6123	» подкраново-подстропильные
52 6124	Конструкции тормозные для подкрановых балок
52 6130	Фермы покрытий
52 6131	» стропильные
52 6132	» подстропильные
52 6133	Опорные стойки ферм
52 6140	Фонари
52 6141	» светоаэрационные
52 6142	» аэрационные
52 6143	» зенитные
52 6150	Конструкции каркасов зданий (рамные и балки покрытий)
52 6151	То же, рамные сплошностенчатые
52 6152	» рамные решетчатые
52 6153	Балки покрытий
52 6160	Связи по каркасам производственных зданий
52 6161	» по колоннам одноэтажных каркасов
52 6162	» фахверка
52 6163	» рамных каркасов
52 6164	» покрытий и фонарей
52 6170	Прогоны
52 6171	» сплошностенчатые
52 6172	» решетчатые
52 6183	Связи по колоннам
52 6200	Ограждающие и встраиваемые конструкции зданий
52 6210	Конструкции ограждающие (кроме переплетов, импостов, витражей)
52 6211	Щиты и панели покрытий, стен
52 6212	Потолки подвесные
52 6213	Каркасы и панели перегородок
52 6214	» стеновых аэрационных щитов
52 6215	» и панели ворот и дверей
52 6220	Переплеты, панели, импосты, витражи
52 6221	» и панели оконные
52 6222	» фонарные
52 6230	Конструкции встраиваемых промышленных зданий (кроме лестниц и площадок)
52 6232	Этажерки внутрицеховые
52 6233	Рабочие площадки в зданиях
52 6234	Рельсы крановые
52 6235	Монорельсовые пути и балки для поддержания монорельсов
52 6240	Лестницы и площадки зданий
52 6241	» с площадками зданий
52 6242	» зданий
52 6243	Площадки »
52 6244	Ограждения лестниц и площадок зданий
52 6245	Косоуры лестничных маршей зданий
52 6246	Площадки для осмотра крановых путей
52 6247	Ограждения кровли
52 6300	Конструкции промышленных сооружений
52 6390	Конструкции промышленных сооружений разные
52 6391	Площадки с ограждениями для обслуживания и осмотров технологического оборудования
52 6392	Лестницы с ограждениями для обслуживания и осмотров технологического оборудования (кроме одинаковых с лестницами зданий)

Т а б л и ц а 8. Коды конструкций стальных легких и комбинированных

Код	Наименование
52 8100	Комплекты на здания сборные (модули)
52 8110	То же, с пространственным покрытием типа «Кисловодск»
52 8140	» с конструкциями рамными
52 8141	» коробчатого сечения типа «Орск»
52 8200	Комплекты конструкций на здания
52 8210	То же, бескрановые
52 8211	» с покрытием пространственным
52 8212	» » плоскостным
52 8213	» » арочным
52 8214	» с конструкциями рамными
52 8220	Комплекты конструкций на здания крановые
52 8221	То же, с покрытием пространственным
52 8222	» » плоскостным
52 8223	» » арочным
52 8224	» с конструкциями рамными
52 8260	Комплекты конструкций на помещения встроенные и сборно-разборные
52 8261	То же, каркасные
52 8262	» бескаркасные (из самонесущих элементов)
52 8300	Конструкции несущие, каркасы зданий
52 8310	Конструкции покрытий
52 8311	То же, пространственные
52 8312	» плоскостные
52 8313	» арочные
52 8320	Конструкции рамные
52 8321	То же, бескрановые рядовые
52 8322	Конструкции рамные бескрановые связевые
52 8323	То же, крановые рядовые
52 8324	» » связевые
52 8330	Стойки и ригели конструкций рамных
52 8331	» бескрановые рядовые
52 8332	» » связевые
52 8333	» крановые рядовые
52 8334	» » связевые
52 8335	Ригели рядовые
52 8336	» связевые
52 8340	Колонны
52 8341	» бескрановые крайние
52 8342	» » средние
52 8343	» крановые крайние
52 8344	» » средние
52 8350	Связи
52 8351	» по покрытию
52 8352	» по конструкциям рамным
52 8353	» по колоннам бескрановым
52 8354	» » крановым
52 8360	Фахверк
52 8361	Стойки фахверка торцевого
52 8362	То же, продольного бескранового
52 8363	» кранового
52 8364	Ригели фахверка
52 8365	Консоли опорные фахверка, насадки фахверка
52 8370	Прогоны
52 8371	» решетчатые
52 8372	Прогоны сплошнотенчатые
52 8380	Конструкция подкрановые

Продолжение табл. 8

Код	Наименование
52 8381	Балки подкрановые
52 8382	Пути » подвесные
52 8383	Монорельсы
52 8384	Конструкции тормозные
52 8400	Конструкции ограждающие
52 8410	Панели стеновые каркасные
52 8411	То же, 2-слойные с утеплителем негорячим
52 8412	» то же сгорячим
52 8413	» 3-слойные с утеплителем негорячим
52 8414	» то же сгорячим
52 8420	Панели стеновые бескаркасные
52 8421	То же, 2-слойные с утеплителем негорячим
52 8422	» то же, сгорячим
52 8423	» 3-слойные с утеплителем негорячим
52 8424	» то же, сгорячим
52 8430	Панели кровельные каркасные
52 8431	То же, 2-слойные с утеплителем негорячим
52 8432	» то же, сгорячим
52 8433	» 3-слойные с утеплителем негорячим
52 8434	» то же, сгорячим
52 8440	Панели кровельные бескаркасные
52 8441	То же, 2-слойные с утеплителем негорячим
52 8442	» то же, сгорячим
52 8443	» 3-слойные с утеплителем негорячим
52 8444	» то же, сгорячим
52 8450	Перегородки
52 8451	Перегородки каркасные
52 8452	» бескаркасные
52 8460	Потолки подвесные
52 8470	Перекрытия оконные; каркасы витражей, фонарей
52 8471	Перекрытия оконные глухие одинарные
52 8472	То же, двойные
52 8473	Перекрытия оконные створные одинарные
52 8474	То же, двойные
52 8475	Каркасы витражей
52 8478	» фонарей
52 8480	Ворота
52 8481	» распашные
52 8482	» подъемные
52 8483	» раздвижные
52 8484	» складчатые
52 8485	» телескопические
52 8486	» шторные
52 8487	» комбинированные
52 8500	Элементы конструктивные
52 8510	То же, комплектов
52 8511	» зданий бескрановых
52 8512	» » крановых
52 8516	» инвентарных и помещений встроенных
52 8520	Элементы каркаса зданий
52 8521	» покрытий
52 8522	» конструкций рамных
52 8523	» стоек и ригелей конструкций рамных
52 8524	» колонн
52 8525	» связей

Код	Наименование
52 8526	Элементы фахверка
52 8527	» прогонов
52 8528	» конструкций подкрановых
52 8530	» конструкций ограждающих
52 8531	» стеновых каркасных
52 8532	» » бескаркасных
52 8533	» кровельных каркасных
52 8534	» » бескаркасных
52 8535	» перегородок
52 8536	» потолков подвесных
52 8537	» переплетов оконных, витражей
52 8538	» ворот, дверей
52 8590	» обустройства зданий; элементы доборные; элементы крепления
52 8591	Элементы обустройства зданий
52 8592	» доборные
52 8599	» крепления

сооружений. Практически для всех металлоизделий рекомендуется использовать углеродистые и низколегированные стали с гарантированным уровнем механических свойств, дифференцированным по группам прочности по ТУ 14-1-3023-80, допуская в случае недопоставок требуемого металлопроката замену его на прокат по ГОСТ 380—71*, ГОСТ 19281—73* и ГОСТ 19282—73*. Другие марки сталей можно применять для толстолистового проката, используемого для фланцевых соединений (сталь марки 14Г2АФ—15 по ТУ 14-105-456-82) и в электросварных прямошовных трубах (сталь марок Ст15 и Ст20 по ГОСТ 1050—74).

Требования сокращенного сортамента не распространяются на конструкции зданий и сооружений, изготавливаемых серийно по типовым проектам (например, фермы типа «Молодечно», рамы типа «Канск» и «Орск», фонари, площадки и т. п.), на конструкции для технологического оборудования, а также на конструкции, в которых обосновано использование марок сталей, не указанных в сокращенном сортаменте.

Для заказа металла следует пользоваться кодами, разработанными для всех видов профилей, элементов металлоконструкций, конструкций и элементов легких зданий комплектной поставки (табл. 6...8).

2.1. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ СОЕДИНЕНИЙ

Сварные соединения. Для соединений строительных конструкций применяют преимущественно электродугую сварку — ручную, полуавтоматическую в среде углекислого газа и автоматическую под слоем флюса. Марка свариваемой стали и способ сварки определяют тип и марку электрода, проволоки, флюса и защитного газа.

В соответствии с ГОСТ 9467—75 электроды для ручной сварки конструкционных сталей подразделяют на следующие типы (цифры в обозначениях типа электрода характеризуют временные сопротивления металла швов (в кгс/мм²) или наплавленного металла при нормальной температуре, а также сварного соединения, выполненного электродами диаметрами менее 3 мм):

Э38, Э42, Э46 и Э50 — для сварки углеродистых и низколегированных сталей с временным сопротивлением разрыву до 500 МПа;

Э42А, Э46А и Э50А — для сварки тех же сталей, но при повышенных требованиях к металлу сварных швов по пластичности и ударной вязкости;

Э70, Э85, Э125 и Э150 — для сварки легированных сталей с временным сопротивлением разрыву свыше 600 МПа.

Каждому типу электрода соответствует одна или несколько марок (табл. 9), отличающихся составом покрытия, обеспечивающего устойчивость горения дуги при сварке и защиту сварочной ванны от окружающей среды, а также возможность выполнения сварки в различных пространственных положениях. Классификация электродов по назначению, по толщине и виду покрытия, по роду и полярности применяемого при сварке тока приведена в ГОСТ 9467—75.

При автоматической и полуавтоматической сварке подачу присадочной проволоки, установку и передвижение каретки вдоль шва осуществляют специальные механизмы. Флюсы поставляют по ГОСТ 9087—81 (марки АН-60, АН-348), ТУ 14-1-1353-75 (АН-47), ТУ 14-1-753-73 (АН-43), ЧМТУ 1-1017-70 (АН-17М).

В отдельных случаях применяют сварку проплавлением при толщине листов до 4 мм, контактную по ГОСТ 15873—70 и пр.

Для сварки конструкций следует использовать новые прогрессивные методы сварки и сварочные материалы. При этом механические свойства сварного соединения, выполненного с их применением, должны соответствовать требованиям проекта и СНиП для данного типа конструкций. К подобным материалам следует отнести прежде всего порошковые проволоки. Наиболее распространенная из них ПП-АН8 по ЧМТУ 4-353-71, применяемая для сварки малоуглеродистых и низколегированных сталей 14Г2, 10Г2С1, 15ХСНД, 10ХСНД и др. Из самозащитных проволок к применению рекомендуется ПП-АНЗ по ТУ ИЭС 22-66.

Таблица 9. Материалы для сварки сталей различных марок

Группа конструкций в климатических районах	Марка стали	Марка флюсов, 9087—81	Марка сварочной проволоки, ГОСТ 2246—70*, для автоматической и полуавтоматической сварки		Тип электрода, ГОСТ 9467—75	Марка электрода	Ток и полярность	Положение шва
			под флюсом	в углекислом газе, ГОСТ 8050—76*				
2, 3 и 4 во всех районах, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃	18сп, ВСтЗсп, 18пс, ВСтЗпс, 18сп, ВСтЗсп, 18пс, 18Гсп, ВСтЗГпс, 20, ВСтГпс	АН-348-А АН-60	Св-08 Св-08А Св-08ГА	Св-08Г ² С Св-08Г ² СП	Э42	АНО-5 АНО-6 АМО-2 ВСП-1 ВСП-2 ВСП-4	Постоянный и переменный Постоянный Постоянный на электроде [—]	Любое
1 во всех районах; 2, 3 и 4 в районах I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃	18Г ² А Фпс, 16Г ² А Ф, 16Г ² СФ, 16Г ² СФ, 16Г ² А ФДпс, 14Г ² А Ф	АН-47 АН-43 АН-17М, АН-348-А ¹	Св-10НМА Св-10Г ² Св-08ГА ² Св-10Г ² А ² Св-08ХМ	Св-08Г ² С Св-08Г ² СП Св-08ХГ ² СМА Св-10ХГ ² СМА	Э50	ВСП-3 ВСП-4А УОНИ-13/65	Постоянный Постоянный на электроде [—] Постоянный на электроде [—] Постоянный на электроде [—]	Любое
1 во всех районах; 2, 3 и 4 в районах I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃	18Г ² А Фпс, 16Г ² А Ф, 16Г ² СФ, 16Г ² СФ, 16Г ² А ФДпс, 14Г ² А Ф	АН-348-А АН-47 АН-43 АН-348-А ¹	Св-08 Св-08А Св-08ГА	Св-08Г ² С Св-08Г ² СП	Э42А	УОНИ-13/45 ОЗС-2 СМ-11 УТИ-1/45 УТИ-2/45	Постоянный на электроде [—] Постоянный на электроде [—] Постоянный на электроде [—] Постоянный на электроде [—]	Любое
1 во всех районах; 2, 3 и 4 в районах I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃	18Г ² А Фпс, 16Г ² А Ф, 16Г ² СФ, 16Г ² СФ, 16Г ² А ФДпс, 14Г ² А Ф	АН-17М	Св-08ХН2ГМЮ	Св-10ХГ ² СМА	Э70	ЛКЗ-70 АНП-2	Постоянный на электроде [—] Постоянный на электроде [—] Постоянный на электроде [—] Постоянный на электроде [—]	Любое

Примечания: 1. При сварке элементов любых толщин для конструкций I₁, I₂, II₂ и II₃ климатических районов и толщин более 32 мм для конструкций других климатических районов необходимо провести дополнительный контроль свойств металла шва. 2. Не применяется в сочетании с флюсом АН-43. 3. Применяется только в сочетании с флюсом АН-47. 4. Буква А в марках низкоуглеродистых и легированных проволок указывает на повышенную чистоту металла по содержанию серы и фосфора, двойная буква А — пониженное содержание этих же элементов.

Для стыковых соединений расчетное сопротивление

$$R_{wy} = kR_y, \quad (2.1)$$

где $k = 1$ — при сжатии, а также растяжении и изгибе при автоматической, полуавтоматической или ручной сварке с физическими методами контроля качества швов и обеспечением полного провара соединяемых элементов; $k = 0,85$ — при растяжении, изгибе для всех способов сварки и отсутствии такого контроля; $k = 0,7$ — для швов, в которых полный провар невозможно обеспечить [14].

При работе стыковых швов на сдвиг расчетное сопротивление соединения $R_{ws} = R_s$.

При сварке элементов из сталей с различными прочностными характеристиками для стыковых соединений следует принимать расчетные сопротивления, соответствующие меньшему значению нормативного сопротивления стали.

Для сварных соединений с угловыми швами расчетные сопротивления определяют для наименее благоприятной ориентации шва относительно направления действующего усилия, а именно как для флангового шва. Исходя из характера возможного разрушения соединения установлены два расчетных сопротивления — по металлу шва R_{wf} и по металлу границы сплавления R_{wz} . С целью экономии наплавленного металла их значения выбирают с таким расчетом, чтобы удовлетворить условиям:

для свариваемых элементов из стали с пределом текучести до 285 МПа

$$R_{wf} \geq R_{wz}, \quad (2.2)$$

а при ручной сварке

$$1,1R_{wz} < R_{wf} \leq R_{wz} \frac{\beta_z}{\beta_f}; \quad (2.3)$$

для элементов с $R_{yn} > 285$ МПа

$$R_{wz} < R_{wf} \leq R_{wz} \frac{\beta_z}{\beta_f}. \quad (2.4)$$

Расчетные сопротивления угловых швов условному срезу по металлу границы сплавления определяют исходя из нормативного сопротивления стали свариваемых элементов

$$R_{wz} = 0,45R_{un}. \quad (2.5)$$

Выбор значений R_{wf} ведут с учетом требований неравенств (2.2)... (2.4), для чего заранее устанавливают их нижний (R_{wz} или $1,1R_{wz}$) и верхний ($R_{wz} \frac{\beta_z}{\beta_f}$) пределы. Нижний указывает на необходимость применения сварочных материалов с обеспечивающими требуемую прочность металла шва прочностными характеристиками, верхний — нецелесообразность увеличения прочности металла шва, так как в противном случае несущую способность соединения будет определять сечение по металлу границы сплавления. Верхний предел определяют при различных значениях соотношений коэффициентов

β_z и β_f , зависящих от вида сварки, диаметра сварочной проволоки, положения шва и размера его катета. Следует учесть, что возможны четыре значения соотношений этих коэффициентов: $1,15/1,1 = 1,045$; $1,05/0,9 = 1,166$; $1,0/0,8 = 1,25$; $1,0/0,7 = 1,428$.

Значения R_{wf} установлены в зависимости от сварочных материалов — типов электродов для ручной сварки или марок сварочных проволок, используемых при автоматической и полуавтоматической сварке (см. табл. 9). Выполняя условия (2.2)... (2.4), значения R_{wf} выбирают по табл. 10.

Найденные по изложенным рекомендациям значения R_{wf} для различных марок сталей приведены в табл. 5. В некоторых случаях

Таблица 10. Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Тип электродов по ГОСТ 9467—75	Марки проволоки (по ГОСТ 2246—70*) для автоматической и полуавтоматической сварки			R_{wun} , МПа (кгс/см²)	R_{wf} , МПа (кгс/см²)
	под флюсом	в углекислом газе	порошковой проволокой		
Э42, Э42А	Св-08	—	—	410 (4200)	180 (1850)
	Св-08А	—	—	—	—
Э46, Э46А	Св-08ГА	—	—	450 (4600)	200 (2050)
Э50, Э50А	Св-10ГА	Св-08Г2С	ПП-АН3	490 (5000)	215 (2200)
		Св-08Г2СЦ	ПП-АН8	—	—
Э60	Св-10НМА	Св-08Г20 ¹	—	590 (6000)	240 (2450)
	Св-10Г2	Св-08Г2СЦ ¹	—	—	—
Э70	Св-08ХН2ГМО	Св-10ХГ2СМА	—	685 (7000)	280 (2850)
Э85	—	—	—	835 (8500)	340 (3450)

¹ Только для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 40 МПа (4500 кгс/см²) и выше.

выполнить условие (2.4) при рекомендованных СНиП II-23-81 сварочных материалах не удастся, что объясняется дискретностью значений входящих в формулы (2.3) и (2.4) параметров, ограниченностью ассортимента сварочных проволок и условиями организации производства [14]. Тогда допускается применять электроды или сварочную проволоку с более высокими механическими характеристиками, при которых $R_{wf} > R_{wz} \frac{\beta_z}{\beta_f}$.

При расчете соединений с угловыми швами помимо учета коэффициента условий работы конструкции γ_c (см. табл. 3) должны учитываться коэффициенты условий работы шва γ_{wf} и γ_{wz} , равные единице во всех случаях, кроме тех, когда конструкции эксплуатируются в климатических районах с расчетной температурой ниже -40°C , т. е. в районах I₁, I₂, II₂ и II₃. Для них $\gamma_{wf} = 0,85$ для металла шва с нормативным сопротивлением $R_{wun} = 450$ МПа (4200 кгс/см²) и $\gamma_{wz} = 0,85$ для всех сталей.

Соединения на болтах. Высокопрочные болты применяют [24] в монтажных соединениях, воспринимающих значительные усилия, а также в конструкциях, подверженных динамическим и вибрацион-

Таблица 11. Государственные стандарты крепежных

Наименование изделий	высокопрочных	
1. Болты ¹		
с шестигранной головкой	ГОСТ 22353—77*	
с шестигранной уменьшенной головкой	—	
с подголовком ²	—	
2. Гайки ²		
шестигранные	ГОСТ 22354—77*	
» с уменьшенным размером «под ключ»	—	
» высокие	—	
» особо высокие	—	
» низкие	—	
» низкие с уменьшенным размером «под ключ»	—	
3. Шайбы		
круглые	ГОСТ 22355—77*	
пружинные		
косые		

¹ Технические требования на высокопрочные болты и гайки см. ГОСТ 22356—77, болты повы-

² Допускается применять в нерасчетных соединениях во всех климатических районах, кроме

ным воздействиям или возводимых в районах с расчетной температурой ниже -40°C . Конструкции и размеры высокопрочных болтов, а также повышенной, нормальной и грубой точности, соответствующих гаек и шайб, материалы и требования к их механическим свойствам установлены государственными стандартами [табл. 11].

Высокопрочные болты изготавливают в различном климатическом исполнении: У — для зон с умеренным климатом (районы II₁... II₁₂) и ХЛ — для зон с холодным климатом (районы I₁ и I₂). Болты категории размещения 1 пригодны для эксплуатации на открытом воздухе.

Механические свойства высокопрочных болтов в зависимости от применяемых марок сталей по ГОСТ 4543—71* приведены в СНиП II-23-81. Наиболее распространенными являются высокопрочные болты из стали марки 40Х «селект» по ГУ 14-1-1237-75 с наименьшим временным сопротивлением болта разрыву $R_{\text{бн}} = 1100 \text{ МПа}$ (болты с наибольшими значениями σ_b рекомендуются к применению в мостостроении). Гайки для них изготавливают тех же диаметров преимущественно из стали марки 35 по ГОСТ 1050—74*, шайбы из сталей марок ВСт5пс2 и ВСт5пс2 по ГОСТ 380—71*. Рекомендуется применять шайбы с диаметром отверстия на 2...3 мм больше диаметра болта, и тогда допускается установка одной шайбы под гайку.

Болты повышенной точности рекомендуют для соединений, в которых отверстия просверлены на проектный диаметр в собранных элементах либо по кондукторам в отдельных элементах и деталях. Многоболтовые соединения конструкций из стали с пределом текучести до 380 МПа (3900 кгс/см²) выполняют с использованием болтов грубой и нормальной точности. Эти же болты применяют для креп-

изделий для строительных металлических конструкций

Для соединений на болтах		
повышенной точности	нормальной точности	грубой точности
ГОСТ 7805—70*	ГОСТ 7798—70*	ГОСТ 15589—70*
ГОСТ 7808—70*	ГОСТ 7796—70*	ГОСТ 15591—70*
—	ГОСТ 7795—70*	ГОСТ 15590—70*
ГОСТ 5927—70*	ГОСТ 5915—70*	ГОСТ 15526—70*
ГОСТ 2524—70*	ГОСТ 15521—70*	—
ГОСТ 15524—70*	ГОСТ 15523—70*	—
ГОСТ 5931—70*	ГОСТ 15523—70*	—
ГОСТ 5929—70*	ГОСТ 5916—70*	—
ГОСТ 2526—70*	ГОСТ 15522—70*	—
	ГОСТ 11371—78*	
	ГОСТ 6402—70*	
	ГОСТ 10906—78*	

шенной, нормальной и грубой точности и гайки — ГОСТ 1759—70*. I₁, I₂, II₁ и II₂ (с расчетной температурой ниже -40°C).

ления вспомогательных элементов каркаса — прогонов, элементов фанарных конструкций, фахверка, связей, а также для крепления стропильных и подстропильных ферм между собой (при условии передачи вертикальной реакции на опорные столики) и к колоннам; для крепления разрезных подкрановых балок между собой и к опорам; для крепления балок рабочих площадок, не подвергающихся воздействию динамических нагрузок.

Для болтов повышенной, нормальной и грубой точности используют материалы, удовлетворяющие техническим требованиям по ГОСТ 1759—70* и рекомендуемые СНиП II-23-81 в зависимости от особенностей эксплуатации конструкций и климатического района строительства. Степени точности изготовления болтов соответствует точность изготовления гаек (А, Б и С).

В дополнение к СНиП II-23-81 разработан сокращенный сортимент крепежных изделий для применения при проектировании, изготовлении и монтаже строительных металлических конструкций (табл. 12, 13, без учета пролетных строений мостов и антенных сооружений). Использование других крепежных изделий, а также выполненных с отклонением от стандартов, болтов без клейма и маркировки, в том числе и второго сорта по характеристике Минчермета СССР, из автоматных сталей, не допускается. Для оцинкованных конструкций надлежит использовать те же изделия с оцинкованным покрытием. При монтаже конструкций вместо предусмотренных проектной документацией болтов нормальной точности допускается применять болты повышенной точности по ГОСТ 7805—70*. Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов, изготовленных из рекомендуемых сталей, а также смятию соединяемых элементов приведены в табл. 14 и 15 с округлением значений до 5 МПа.

Таблица 12. Сокращенный сортамент болтов

Наименование	Обозначение резьбы	Длина стержня, мм	Расчетная площадь сечения болта		Класс прочности	Стандарт
			брутто, A_b , см ²	нетто, A_{bn} , см ²		
Высокопрочные болты	M20	60, 80, 100, 120, 140	3,14	2,45	110 или 110ХЛ1	ГОСТ 22353—77,* ГОСТ 22356—77*
	M24	60, 80, 100, 120, 140,	4,52	3,52		
	M27	160, 180, 200, 220	5,72	4,59		
Болты нормальной точности	M16	50, 55, 60, 65, 70, 80, 90, 100	2,01	1,57	5.8 или 5.6	ГОСТ 7798—70*, ГОСТ 1759—70*, дополнительные испытания, п. 1, табл. 10, клеймо, маркировка
	M20	60, 65, 70, 75, 80, 90, 100, 120, 140	3,14	2,45		
	M24	70, 75, 80, 90, 100, 120, 140, 160, 180	4,52	3,52		ГОСТ 7798—70*, ГОСТ 1759—70*, дополнительные испытания пп. 1 и 4 табл. 10, клеймо, маркировка

Таблица 13. Крепежные изделия для ограждающих конструкций

Наименование	Обозначение	Стандарт и технические требования
Комплект Винт самонарезающий	БС 6×20К В 6×25	ОСТ 34-13-016-77 ТУ 36-2142-78 ТУ 67-72-75 ТУ 36-2130-78 ТУ 67-73-75
Шайба уплотняющая	ШУ-6	ТУ 14-4-1155-81
Нагель	НВМ 4,5-27Цхр	ОСТ 34-13-017-78 ТУ 67-74-75 ТУ 36-2088-78
Заклепка комбинированная	ЗК4, 8×8 + РС 2,5×40 ЗК-10 ЗК-12	

Таблица 14. Расчетные сопротивления болтов

Напряженное состояние	Расчетное сопротивление, МПа, болтов		
	высокопрочных при $R_{bun} = 1100$	классов прочности	
		5.8	5.8
Срез	—	$R_{bs} = 0,38R_{bun} = 190$	$R_{bs} = 0,42R_{bun} = 200$
Растяжение	$R_{bh} = 0,7R_{bun} = 770$	$R_{bt} = 0,42R_{bun} = 210$	$R_{bt} = 0,4R_{bun} = 200$

При расчете соединений на высокопрочных болтах учитывают: коэффициент условий работы соединения γ_b , зависящий от количества болтов n , необходимых для восприятия действующего расчетного усилия (табл. 16, п. 1);

коэффициент надежности γ_n , принимаемый по табл. 17.

При расчете многоболтовых соединений на срез и на смятие расчетные сопротивления умножают на коэффициенты условий работы

Таблица 15. Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

Временное сопротивление стали элементов R_{st} , МПа (кгс/мм ²)	Расчетные сопротивления R_{bp} , МПа (кгс/см ²), смятию элементов, соединяемых болтами точности		Временное сопротивление стали элементов R_{st} , МПа (кгс/мм ²)	Расчетные сопротивления R_{bp} , МПа (кгс/см ²), смятию элементов, соединяемых болтами точности	
	повышенной	нормальной и грубой		повышенной	нормальной и грубой
345 (35)	445 (4500)	405 (4100)	470 (48)	720 (7350)	645 (6600)
355 (36)	465 (4700)	420 (4250)	480 (49)	745 (7600)	670 (6850)
365 (37)	485 (4900)	440 (4450)	490 (50)	770 (7850)	690 (7050)
370 (38)	495 (5100)	450 (4600)	500 (51)	795 (8150)	710 (7250)
380 (39)	515 (5300)	465 (4800)	510 (52)	825 (8400)	735 (7500)
390 (40)	535 (5500)	485 (5000)	520 (53)	850 (8650)	760 (7750)
430 (44)	625 (6400)	565 (5800)	530 (54)	875 (8950)	805 (8200)
440 (45)	650 (6650)	585 (6000)	540 (55)	905 (9200)	880 (8950)
450 (46)	675 (6900)	605 (6200)	570 (58)	990 (10050)	880 (8950)
460 (47)	695 (7150)	625 (6400)	590 (60)	1045 (10 600)	930 (9450)

Таблица 16. Коэффициенты условий работы болтовых соединений

№ п/п	Характеристика соединений	Коэффициент условий работы соединения γ_b
1	Соединение на высокопрочных болтах при числе болтов: ≤ 5 $5 \dots 9$ ≥ 10	0,8 0,9 1,0
2	Многоболтовое соединение при расчете на срез и на смятие при болтах точности повышенной нормальной и грубой	1,0 0,9
3	Болтовое соединение при расчете на смятие соединяемых элементов из стали с пределом текучести до 380 МПа (3900 кгс/см ²) при расстояниях $a = 1,5d$ и $b = 2d$ (a — расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия и b — расстояние между центрами отверстий)	0,85
4	То же, при расстояниях: $1,5d < a \leq 2d$, $2d < b \leq 2,5d$	По интерполяции между значениями по пп. 2 и 3
5	Одноболтовое соединение при расчете на смятие элементов решетки (раскосов и распорок) из стали с пределом текучести до 380 МПа (3900 кгс/см ²) при расстоянии $a = 1,35d$ и толщине полки до 6 мм.	0,65

Примечание. Коэффициенты, установленные в пп. 2 и 3, 2 и 4, следует учитывать одновременно.

γ_b (табл. 16, пп. 2...5), учитывая одновременно и коэффициенты условий работы конструкции γ_c (см. табл. 3).

Фундаментные болты. Для крепления строительных конструкций на фундаменты используют фундаментные болты по ГОСТ 24379.0—80 и ГОСТ 24379.1—80.

Расчетные болты, которые воспринимают расчетные усилия, возникающие при эксплуатации строительных конструкций, изготавли-

Таблица 17. Коэффициенты трения μ и коэффициенты надежности γ_n

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Способ регулирования натяжения болтов	Коэффициент трения μ	Коэффициенты γ_n при нагрузке и разности номинальных диаметров отверстий и болтов δ , мм	
			динамической и при $\delta = 3...6$; статической и при $\delta = 5...6$	динамической и при $\delta = 1$; статической и при $\delta = 1...4$
1. Пескоструйный, дробеметный или дробеструйный двух поверхностей кварцевым песком или дробью без консервации	по M	0,58	1,35	1,12
	по α	0,58	1,2	1,02
2. То же, с консервацией металлизацией распылением цинка или алюминия	по M	0,5	1,35	1,12
	по α	0,5	1,2	1,02
3. Кварцевым песком или дробью одной поверхности с консервацией полимерным клеем и посыпкой карбундовым порошком, стальными щетками без консервации — другой поверхности	по M	0,5	1,35	1,12
	по α	0,5	1,2	1,02
4. Газопламенный двух поверхностей без консервации	по M	0,42	1,35	1,12
	по α	0,42	1,2	1,02
5. Стальными щетками поверхностей без консервации	по M	0,35	1,35	1,17
	по α	0,35	1,25	1,06
6. Без обработки	по M	0,25	1,7	1,3
	по α	0,25	1,5	1,2

Примечание. Способ регулирования натяжения болтов по M означает регулирование по моменту закручивания, по α — по углу поворота.

Таблица 18. Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Диаметр болтов, мм	Расчетные сопротивления фундаментных болтов, МПа (кгс/см ²), из стали марок	
	09Г2С	10Г2С
12...32	185 (1900)	190 (1950)
33...60	180 (1850)	180 (1850)
61...80	175 (1800)	170 (1750)
81...100	170 (1750)	170 (1750)
101...140	170 (1750)	—

Примечание. Для болтов всех диаметров из стали марки ВСтЗкп2 $R_{ba} = 145$ МПа (1500 кгс/см²).

ют из углеродистой стали ВСтЗкп2. При расчетной температуре наружного воздуха — 40 °С и ниже для них допускается применять стали марок 09Г2С-2 и 10Г2С1-2 по ГОСТ 19281—73*.

Конструктивные болты, предназначенные для рихтовки конструкций во время монтажа и для предотвращения смещений, при расчет-

ной зимней температуре до —65 °С изготавливают из стали марки ВСтЗкп2 по ГОСТ 380—71*, за исключением случаев проверки их на сейсмические воздействия и воздействия, возникающие при аварийном режиме эксплуатации, когда их марки назначают как для расчетных болтов.

Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов

$$R_{ba} = 0,4R_{un}, \quad (2.6)$$

исходя из временного сопротивления разрыву применяемой стали R_{un} . Значения R_{ba} , найденные по формуле (2.6) и округленные до 5 МПа (50 кгс/см²), приведены в табл. 18.

2.2. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К СОЕДИНЕНИЯМ

Способ соединения металлических конструкций определяется особенностями конструктивного решения объекта проектирования, условиями его работы под нагрузкой, удобством производства работ, возможностями их индустриализации, а также местом их выполнения — на заводе или на монтаже. Основным способом соединения при изготовлении металлических конструкций в заводских условиях является сварка. Монтажные соединения с целью снижения трудоемкости работ на строительной площадке и сокращения сроков монтажа проектируют на болтах, используя в отдельных случаях соединения с фрезерованными торцами и на фланцах. При наличии производственных возможностей не исключено применение сварки.

При проектировании сварных конструкций учитывают требования технологичности их изготовления, а также особенности работы сварных соединений при различных напряженных состояниях и условиях эксплуатации. Конструктивная форма, сечения отдельных элементов, положение сварных швов должны обеспечивать применение высокопроизводительных способов сварки, свободный доступ к местам наложения швов, сокращение кантовки конструкции при ее изготовлении, а также соответствовать требованиям о минимальном количестве и размерах сварных швов [14, 24, 26]. С целью снижения массы наплавленного металла следует: максимально использовать прокатные профили, прибегая к составным сечениям в крайних случаях; применять эффективную технологию сварки и сварочные материалы, обеспечивающие повышение расчетного сопротивления соединений с угловыми швами; предусматривать сварные швы с минимально допустимыми катетами угловых швов; сокращать количество деталей, необходимых для конструктивного оформления элементов конструкций (применение односторонних ребер жесткости, исключение фасонков в решетчатых конструкциях и т. п.), приваривая их односторонними угловыми швами взамен двусторонних. Увеличение сечений сварных швов по сравнению с размерами, регламентированными в СНиП II-23-81, нежелательно еще по той причине, что при этом в ряде случаев наблюдается снижение работоспособности конструкций [14]. Во избежание вредного влияния остаточных деформаций и напряжений на работу сварной конструкции принимают конструктив-

ные решения без сосредоточения большого числа сварных швов в одном месте, без резких перепадов размеров сечений, без ориентации швов поперек направления действия растягивающих напряжений и т. п. и предусматривают технологические мероприятия — порядок наложения швов, способ сварки, зачистку швов и др.

Соединения, выполняемые на монтаже, должны обеспечивать возможность удобной укрупнительной сборки конструкций и выверки их в проектном положении. При этом следует стремиться к передаче значительных вертикальных усилий на опорные столики через фрезерованные торцы мощных сжатых и внецентренно-сжатых элементов (при отсутствии краевых растягивающих напряжений).

Стыковые соединения на сварке и на болтах выполняют равнопрочными с металлом сопрягаемых элементов. Узлы присоединения элементов друг к другу должны обеспечивать восприятие действующих на соединение усилий. Сварные стыки отдельных элементов рационально проектировать без накладок стык, предусматривая полное проплавление при двусторонней сварке или при односторонней — с подваркой корня шва либо на подкладках. При использовании накладок их выполняют двусторонними, симметрично располагая относительно оси соединения.

Сварные швы и болты размещают в соответствии с требованиями конструирования, установленными нормами проектирования, при этом центр тяжести соединения должен лежать на одной оси с передаваемым усилием, чтобы не вызывать дополнительного напряженного состояния из-за наличия эксцентриситетов.

2.3. СВАРНЫЕ СТЫКОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Расчетные сопротивления R_{wy} сварных стыковых соединений, выполненных с полным проваром и с использованием сварочных материалов по табл. 15 при условии физического контроля качества шва в растянутых элементах, равны расчетным сопротивлениям стали свариваемых элементов R_y (СНиП II-23-81). В этом случае проверку прочности стыковых швов выполнять не требуется. При $R_{wy} < R_y$ (см. 2.1) расчет стыковых швов ведется с учетом напряженного состояния, определяемого действующими на соединения усилиями.

Прочность прямого стыкового шва, работающего на центральное сжатие или растяжение (рис. 1, а), проверяют по формуле:

$$\frac{N}{t_{\min} l_w} \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (2.7)$$

где N — расчетное усилие в соединении; $t_{\min}$ — толщина более тонкого из соединяемых элементов; l_w — расчетная длина шва.

Учитывая возможность непровара корня шва в начале и конце сварки, расчетную длину шва принимают на $2t_{\min}$ меньше ширины свариваемых элементов b . Если концевые участки шва выводят на специальные планки (рис. 1, б), то $l_w = b$.

При расчете сварных стыковых соединений растянутых элементов конструкций из стали с отношением $(R_u/\gamma_u) > R_y$, эксплуатация

которых возможна и после достижения металлом предела текучести, в формуле (2.7) вместо R_{wy} принимают R_{wy}/γ_u [23].

При действии изгибающего момента M в соединении напряжение в шве

$$\frac{M}{W_w} = \frac{6M}{t_{\min} l_w^2} \leq R_{wy} \gamma_c. \quad (2.8)$$

Если изгибающий момент действует совместно с перерезывающей силой Q , то проверку прочности шва выполняют по формуле:

$$\sqrt{\sigma_{wx}^2 + \sigma_{wy}^2 - \sigma_{wx}\sigma_{wy} + 3\tau_w^2} \leq 1,15 R_{wy} \gamma_c. \quad (2.9)$$

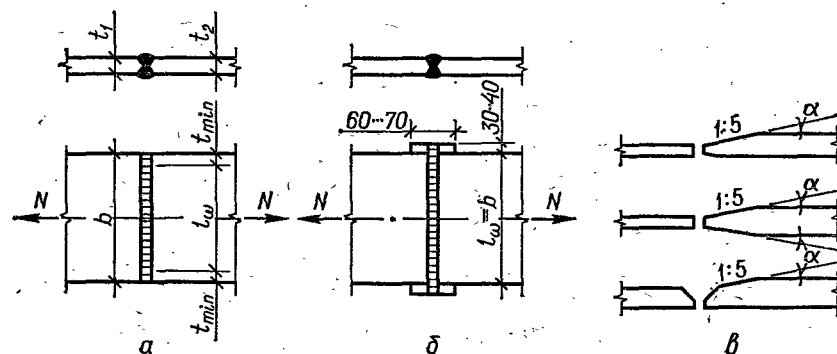


Рис. 1. Сварные стыковые швы:

а — прямой; б — прямой с выводными планками; в — обработка кромок при различной толщине свариваемых элементов.

где σ_{wx} — нормальное напряжение от изгиба, определяемое как для металла свариваемого элемента по формуле (2.8); σ_{wy} — напряжение, перпендикулярное направлению действия σ_{wx} , в том числе определяемое от местной сосредоточенной силы (σ_{loc}); $\tau_w = \frac{Q}{t_{\min} l_w}$ — напряжение в сварном шве от среза.

При одновременном действии изгибающего момента и продольной силы сварной стыковой шов проверяют по формуле:

$$\sigma_w = \frac{N}{t_{\min} l_w} + \frac{6M}{t_{\min} l_w^2} \leq R_{wy} \gamma_c. \quad (2.10)$$

В зависимости от толщин свариваемых элементов, характера выполнения шва (двусторонний или односторонний) и способа сварки стыковые соединения осуществляют без обработки и с обработкой кромок сопрягаемых деталей. Подготовка деталей под сварку ведется в соответствии с требованиями, изложенными в ГОСТ 8713—79 (сварка под флюсом), ГОСТ 5264—80 (ручная дуговая сварка) и ГОСТ 14771—76 (дуговая сварка в защитном газе). Для соединений под острыми и тупыми углами аналогичные требования при тех же способах сварки приведены соответственно в ГОСТ 11533—75, ГОСТ 11534—75 и ГОСТ 23518—79.

Т а б л и ц а 19. Толщины деталей, свариваемых без перехода

Толщина тонкой детали, мм	От 2 до 4	Св. 4 до 30	Св. 30 до 40	Св. 40
---------------------------	-----------	-------------	--------------	--------

Разность толщин деталей,
мм

Для плавного перехода от одной детали к другой при большой разнице на более толстой из них должен быть сделан скос с одной или с двух сторон (рис. 1, в) под углом $\alpha = 15 \pm 2^\circ$ (уклон 1 : 5). При этом размеры сварного шва и подготовленных кромок принимают по меньшей толщине.

Стыковые швы выполняют двусторонними с выводными планками. Односторонняя сварка допускается в монтажных соединениях с подваркой корня шва. При этом подварочный шов разрешается выполнять любым способом дуговой сварки.

2.4. СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ С УГЛОВЫМИ ШВАМИ

Сварные соединения с угловыми швами рассчитывают по двум сечениям (рис. 2, а): по металлу шва, устанавливая расчетное сопротивление R_{wf} в зависимости от свойств сварочных материалов, и по металлу границы сплавления, принимая значение R_{wz} по прочностным характеристикам основного металла (см. табл. 5). Несмотря на то, что выбор значений R_{wf} и R_{wz} , правила которого изложены в 2.1, направлен на обеспечение равнопрочности сечений, одно из них неизбежно будет обладать несколько меньшей прочностью. Поэтому для расчета соединения на срез достаточно рассматривать менее прочное сечение, рекомендации по выбору которого приведены в табл. 20 [14] для конструкций, возводимых во всех климатических районах, кроме I_1 ; I_2 , II_2 и II_3 в зависимости от временного сопротивления стали сопрягаемых элементов растяжению R_{un} , норматив-

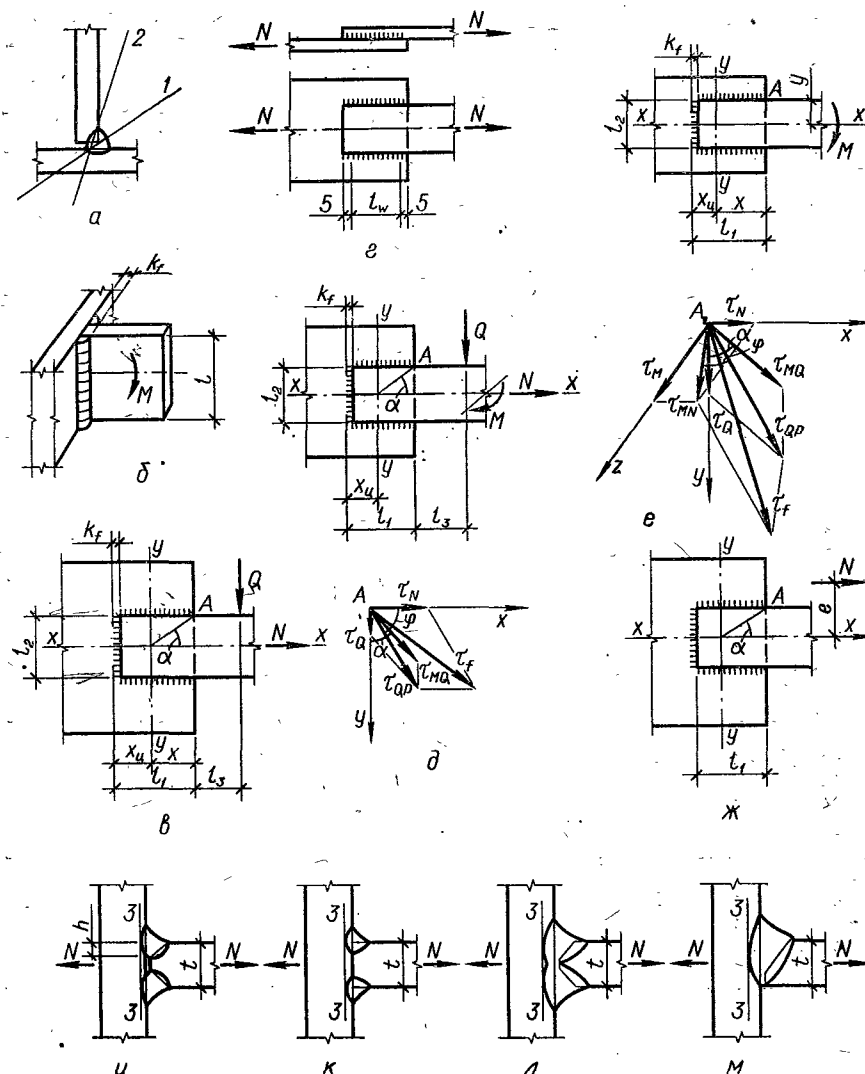


Рис. 2. К расчету сварных угловых швов:

a — схема расчетных сечений; *b* — при действии продольной или поперечной силы; *в* — на изгиб в плоскости расположения швов; *г* — то же, перпендикулярно к плоскости расположения швов; *д*, *е* — при сложном нагружении; *ж* — при внешнем положении продольной силы; *и* — в тавровом соединении с разделкой кромок и неполным проваром; *к* — то же, без разделки кромок; *л* — то же, с полным проваром соответственно при двустороннем, одностороннем шве; *1* — по металлу шва; *2* — по металлу границы сплавления.

ного сопротивления металла шва $R_{шш}$ и коэффициента β_f , характеризующего вид сварки, положение шва и толщины свариваемых деталей (табл. 21). Для каждого возможного сочетания $R_{шш}$, $R_{шн}$ и β_f достаточно производить расчет только для указанного сечения углового шва.

Таблица 20. Расчетные сечения соединений с угловыми швами

Временное сопротивление стали сопрягаемых элементов растяжению $R_{ст}$, МПа (кгс/см ²)	β_f	Нормативное сопротивление металла шва по времениу сопротивлению $R_{шв}$, МПа (кгс/см ²)					
		410 (4200)	450 (4600)	490 (5000)	590 (6000)	685 (7000)	835 (8500)
345 (3500); 355 (3600)	1,1	г	г	г	г	г	г
	0,9	ш	г	г	г	г	г
	0,8	ш	г	г	г	г	г
	0,7	ш	ш	ш	г	г	г
365 (3700); 370 (3800)	1,1	г	г	г	г	г	г
	0,9	ш	г	г	г	г	г
	0,8	ш	ш	г	г	г	г
	0,7	ш	ш	ш	г	г	г
380 (3900)	1,1	г	г	г	г	г	г
	0,9	ш	г	г	г	г	г
	0,8	ш	ш	г	г	г	г
	0,7	ш	ш	ш	ш	г	г
390 (4000); 410 (4200)	1,1	ш	г	г	г	г	г
	0,9	ш	ш	г	г	г	г
	0,8	ш	ш	ш	г	г	г
	0,7	ш	ш	ш	ш	г	г
430 (4400); 440 (4500); 450 (4600); 460 (4700)	1,1	ш	ш	г	г	г	г
	0,9	ш	ш	ш	г	г	г
	0,8	ш	ш	ш	ш	г	г
	0,7	ш	ш	ш	ш	ш	г
470 (4800); 480 (4900); 490 (5000)	1,1	ш	ш	ш	г	г	г
	0,9	ш	ш	ш	ш	г	г
	0,8	ш	ш	ш	ш	г	г
	0,7	ш	ш	ш	ш	ш	г
500 (5100); 510 (5200)	1,1	ш	ш	ш	г	г	г
	0,9	ш	ш	ш	ш	г	г
	0,8	ш	ш	ш	ш	ш	г
	0,7	ш	ш	ш	ш	ш	г
520 (5300); 530 (5400)	1,1	ш	ш	ш	ш	г	г
	0,9	ш	ш	ш	ш	г	г
	0,8	ш	ш	ш	ш	ш	г
	0,7	ш	ш	ш	ш	ш	ш
540 (5500); 570 (5800); 590 (6000)	1,1	ш	ш	ш	ш	г	г
	0,9	ш	ш	ш	ш	ш	г
	0,8	ш	ш	ш	ш	ш	г
	0,7	ш	ш	ш	ш	ш	ш

Примечания: 1. Для сварного проката с $R_{ст} = 685$ МПа (7000 кгс/см²) расчет производится по металлу шва. 2. Буквой «г» обозначено расчетное сечение по металлу границы сплавления, «ш» — по металлу шва.

В общем виде проверка прочности углового шва сводится к сравнению напряжений, возникающих от действующих усилий в шве τ_f или на границе сплавления τ_z с соответствующими расчетными сопротивлениями и коэффициентами условий работы:

$$\tau_f \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad \tau_z \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c. \quad (2.11)$$

Учитывая идентичность расчетных формул, в дальнейшем приводятся выражения для проверки прочности в расчетном сечении по

Таблица 21. Коэффициенты β_f и β_z

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки d , мм	Предел текучести стали, МПа	Положение шва	Обозначение коэффициента	Значения коэффициентов β_f и β_z при катетах швов, мм			
				3...8	9...12	14...16	18 и более
Автоматическая при $d = 3...5$		В лодочку	β_f	1,1			0,7
			β_z	1,15			1,0
		Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,7
			β_z	1,15	1,05		1,0
Автоматическая и полуавтоматическая при $d = 1,4...2$	До 580	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
			β_z	1,05			1,0
		Нижнее, горизонтальное и вертикальное	β_f	0,9	0,8		0,7
			β_z	1,05			1,0
Ручная, полуавтоматическая проволокой сплошного сечения при $d < 1,4$ или порошковой проволокой		Любое	β_f		0,7		
			β_z		1,0		
Ручная, полуавтоматическая или автоматическая независимо от d	Свыше 580	Любое	β_f		0,7		
			β_z		1,0		

металлу шва. Переход к проверкам сечения по металлу границы сплавления следует осуществлять заменой величин β_f , R_{wf} и γ_{wf} на β_z , R_{wz} и γ_{wz} . Параметры сварных швов — катеты k_f , длины l_w , моменты инерции I_{fx} и I_{fy} (I_{zx} и I_{zy}), моменты сопротивления W_f (W_z), площади сечений A_w — принимаются одинаковыми при расчете по обоим расчетным сечениям.

При действии продольной или поперечной силы сварные соединения с угловыми швами проверяют на условный срез:

$$\tau_f = \frac{N}{n \beta_f k_f l_w} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (2.12)$$

где β_f (β_z) — коэффициенты, принимаемые по табл. 21; l_w — расчетная длина шва, принимаемая меньше его полной длины на 10 мм или равная его полной длине, если концы шва выведены за пределы

соединения; n — количество швов в соединении. В соединении внахлестку, содержащем только фланговые швы (рис. 2, *г*) $n = 2$, а при наличии лобового шва (рис. 2, *е*) в качестве l_w следует принимать суммарную длину швов при $n = 1$. Для двусторонних угловых швов $n = 2$, для односторонних $n = 1$.

В процессе проектирования часто приходится определять либо катет шва, либо его длину. Тогда, пользуясь (2.12), можно записать:

$$k_f = \frac{N}{n\beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}; \quad (2.13)$$

$$l_w = \frac{N}{n\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}. \quad (2.14)$$

Расчет соединений на действие изгибающего момента ведут с учетом ориентации сварных швов по отношению к плоскости действия момента.

При действии момента в плоскости расположения швов (рис. 2, *д*) проверка по металлу шва имеет вид:

$$\frac{M}{I_{fx} + I_{fy}} \sqrt{x^2 + y^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (2.15)$$

где I_{fx} и I_{fy} — моменты инерции расчетного сечения швов относительно главных осей соединения; $\sqrt{x^2 + y^2}$ — расстояние от центра тяжести периметра швов до наиболее удаленной точки шва (точка *A* на рис. 2, *г*); x и y — координаты наиболее удаленной точки шва относительно главных осей соединения.

При наличии фланговых и лобовых швов (рис. 2, *е*) соединение является симметричным относительно главной оси $x - x$ ($y = 0,5l_2$), ось $y - y$ удалена от лобового шва на расстояние x_u ($x = l_1 - x_u$),

$$x_u = \frac{l_1^2 + 0,5l_2 k_f}{2l_1 + l_2}. \quad (2.16)$$

При отсутствии лобового шва соединение симметрично относительно оси $y - y$, т. е. $x_u = 0,5l_1$.

Моменты инерции расчетного сечения по металлу шва относительно главных осей соединения:

$$I_{fx} = \beta_f \left[\frac{k_f l_2^3}{12} + 2k_f l_1 \left(\frac{l_2 + k_f}{2} \right)^2 \right]; \quad I_{fy} = \beta_f \left[\frac{k_f l_1^3}{6} + 2k_f l_1 \left(\frac{l_1}{2} - x_u \right)^2 + k_f l_2 (x_u + 0,5k_f)^2 \right]. \quad (2.17)$$

При отсутствии лобового шва выражения (2.17) приобретают вид:

$$I_{fx} = \beta_f k_f l_1 \frac{(l_2 + k_f)^2}{2}; \quad I_{fy} = \beta_f \frac{k_f l_1^3}{6}. \quad (2.17a)$$

При действии момента в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов (рис. 2, *б*), расчет выполняют по формуле:

$$\tau_f = \frac{M}{W_f} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c. \quad (2.18)$$

Момент сопротивления расчетного сечения по металлу шва

$$W_f = \beta_f \frac{k_f l_w^2}{3}. \quad (2.19)$$

При одновременном действии в сварном нахлесточном соединении двух и более усилий суммарное напряжение τ по формуле (2.11) определяют как сумму векторов напряжений от каждого усилия [14].

Рассмотрим случай действия продольного усилия N , поперечной силы Q , приложенной с эксцентриситетом относительно главных осей соединения, и изгибающего момента M , действующего в плоскости, перпендикулярной к плоскости расположения швов (рис. 2, *е*). Напряжения от продольного усилия τ_N и от поперечной силы τ_Q , перенесенной в центр тяжести периметра швов, определяют по выражению (2.12). От изгибающего момента $M_Q = Q(l_3 + l_1 - x_u)$, вызванного эксцентриситетом приложения силы Q и действующего в плоскости расположения швов, напряжение τ_{MQ} определяют по формуле (2.15), а напряжение τ_M от момента M — по формуле (2.18).

Результирующее напряжение от поперечной силы Q и соответствующего ей изгибающего момента M_Q :

$$\tau_{Qp} = \sqrt{\tau_Q^2 + \tau_{MQ}^2 + 2\tau_Q \tau_{MQ} \cos \alpha}, \quad (2.20)$$

где α — угол, определяемый параметрами соединения (рис. 2, *е*), образованный радиусом-вектором наиболее удаленной (напряженной) точки *A* и осью $x - x$. Этот же угол сохраняется между векторами τ_Q и τ_{MQ} , так как первый из них направлен параллельно оси $y - y$, а второй — перпендикулярно радиусу-вектору. Оба вектора расположены в плоскости xAy .

Результирующее напряжение от продольной силы N и внешнего момента M в плоскости xAz

$$\tau_{MN} = \sqrt{\tau_M^2 + \tau_N^2}. \quad (2.21)$$

Суммарное напряжение в соединении τ_f определяется как сумма векторов напряжений τ_{Qp} и τ_{MN}

$$\tau_f = \sqrt{\tau_{Qp}^2 + \tau_{MN}^2 + 2\tau_{Qp} \tau_{MN} \cos \varphi}, \quad (2.22)$$

где φ — угол между векторами τ_{Qp} и τ_{MN} .

Угол φ определяют, пользуясь координатным методом в пространстве и свойством скалярного произведения двух векторов

$$\vec{a} \cdot \vec{b} = |\vec{a}| \cdot |\vec{b}| \cdot \cos \varphi,$$

где $\vec{a}$ и $\vec{b}$ — векторы; $|\vec{a}|$ и $|\vec{b}|$ — длины векторов.

Скалярным произведением векторов $\vec{a}$ (с координатами x_1, y_1, z_1) и $\vec{b}$ (x_2, y_2, z_2) называется число $x_1x_2 + y_1y_2 + z_1z_2$. Длины векторов:

$$|\vec{a}| = \sqrt{x_1^2 + y_1^2 + z_1^2}; \quad |\vec{b}| = \sqrt{x_2^2 + y_2^2 + z_2^2}.$$

Тогда

$$\cos \varphi = \frac{x_1x_2 + y_1y_2 + z_1z_2}{\sqrt{x_1^2 + y_1^2 + z_1^2} \sqrt{x_2^2 + y_2^2 + z_2^2}}.$$

В рассматриваемом случае координаты вектора $\vec{a} = \vec{\tau}_{QP}$:

$$x_1 = \tau_{MQ} \sin \alpha; \quad y_1 = \tau_Q + \tau_{MQ} \cos \alpha; \quad z_1 = 0.$$

Координаты вектора $\vec{b} = \vec{\tau}_M$:

$$x_2 = \tau_N; \quad y_2 = 0; \quad z_2 = \tau_M.$$

Отсюда

$$\cos \varphi = \frac{\tau_M \tau_{MQ} \sin \alpha}{\tau_{MN} \sqrt{(\tau_{MQ} \sin \alpha)^2 + (\tau_{MQ} \cos \alpha + \tau_Q)^2}}. \quad (2.23)$$

Рассмотрим частные случаи действия усилий на нахлесточное соединение с угловыми швами.

При $\tau_M = 0$ задача расчета решается аналогично, только суммарное напряжение τ_f определяется как сумма векторов напряжений $\vec{\tau}_{QP}$ и $\vec{\tau}_N$, расположенных в одной плоскости xAy (рис. 2, в):

$$\tau_f = \sqrt{\tau_N^2 + \tau_{QP}^2 + 2\tau_N \tau_{QP} \cos \varphi}, \quad (2.24)$$

где

$$\cos \varphi = \frac{\tau_{MQ} \sin \alpha}{\sqrt{(\tau_{MQ} \sin \alpha)^2 + (\tau_{MQ} \cos \alpha + \tau_Q)^2}}. \quad (2.25)$$

Если при $\tau_M = 0$ поперечная сила приложена в центре тяжести соединения ($\tau_N \neq 0$; $\tau_Q \neq 0$; $\tau_{MQ} = 0$), то суммарное напряжение

$$\tau_f = \sqrt{\tau_N^2 + \tau_Q^2}. \quad (2.26)$$

При наличии поперечной силы Q и изгибающего момента в плоскости расположения швов ($\tau_Q \neq 0$; $\tau_{MQ} \neq 0$; $\tau_N = 0$; $\tau_M = 0$) суммарное напряжение τ_f равно напряжению τ_{QP} , определяемому по формуле (2.20). При $\tau_N \neq 0$ и $\tau_M \neq 0$ ($\tau_Q = 0$; $\tau_{MQ} = 0$) $\tau_f = \tau_{MN}$ по формуле (2.21).

Если продольная сила N приложена с эксцентриситетом e относительно главной оси соединения (рис. 2, ж), то помимо напряжений τ_N возникают напряжения от момента $M_N = Ne$, действующего в плоскости расположения швов (при этом $\tau_Q = 0$, $\tau_{MQ} = 0$, $\tau_M = 0$). Тогда напряжение τ_{MN} следует определять по формуле (2.15), а суммарное напряжение — по формуле (2.20) с заменой значений τ_Q на τ_N и τ_{MQ} на τ_{MN} .

Для соединений, работающих в сложном напряженном состоянии, выполняют проверочные расчеты, задаваясь значениями k_f и

l_w по конструктивным соображениям. Для определения катета шва достаточно при заданном значении k_f рассчитать соединение и сравнить полученное напряжение τ_f (τ_z) с соответствующим расчетным сопротивлением. Если $\tau_f < R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c$ ($\tau_z < R_{wz}\gamma_{wz}\gamma_c$), то принятый предварительно катет шва k_f можно уменьшить умножением на отношение

$$\frac{\tau_f}{R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c} \left(\frac{\tau_z}{R_{wz}\gamma_{wz}\gamma_c} \right).$$

Тавровые соединения выполняют с полным (рис. 2, л, м) и неполным (рис. 2, и, к) проваром привариваемого элемента. Толщина швов с полным проваром равна толщине привариваемого элемента, что позволяет вести расчет шва как стыкового, условия прочности которого проверяют по формулам (2.7) ... (2.10). При неполном проваре в соединении, выполненном двумя угловыми швами, может быть предусмотрена разделка кромок привариваемого элемента, что целесообразно при катетах швов больше 14 мм. Тогда расчет производят по двум расчетным сечениям, учитывая наличие двух швов [14]:

по металлу шва

$$\frac{N}{2,6hl_w} \leq R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c; \quad (2.27)$$

по металлу границы сплавления

$$\frac{N}{2,8hl_w} \leq R_{wz}\gamma_{wz}\gamma_c; \quad (2.28)$$

где h — глубина разделки кромок, значение которой следует принимать по нормам, регламентирующим типы, конструктивные элементы и размеры сварных соединений (см. 2.3).

При действии растягивающей силы на тавровое соединение с лобовыми угловыми швами дополнительно к формулам (2.27) и (2.28) необходимо проверить прочность соединения по основному металлу в сечении 3—3, перпендикулярном к направлению действия силы (рис. 2, к ... м):

при неполном проваре прикрепляемого элемента, приваренного двусторонним швом с разделкой кромок (рис. 2, и)

$$\frac{N}{2(h + 0,25t)l_w} \leq R_{th}\gamma_c; \quad (2.29)$$

при тех же условиях без разделки кромок (рис. 2, к)

$$\frac{N}{2,8\beta k_f l_w} \leq R_{th}\gamma_c; \quad (2.30)$$

при полном проваре двусторонними швами (рис. 2, л)

$$\frac{N}{1,3tl_w} \leq R_{th}\gamma_c; \quad (2.31)$$

при полном проваре в соединении с односторонним швом и разделкой кромок (рис. 2, м)

$$\frac{N}{1,15tl_w} \leq R_{th}\gamma_c; \quad (2.32)$$

где l_w — полная длина шва; t — толщина привариваемого элемента; R_{th} — расчетное сопротивление растяжению в направлении толщины проката (см. табл. 2).

Проверки (2.29) ... (2.31) можно не производить в соединении в двусторонним угловым швом:

без разделки (рис. 2, к) и с разделкой кромок (рис. 2, и) и частичным проваром — при условии, что временное сопротивление стали разрыву привариваемого элемента R_{un}^n не превышает аналогичную характеристику стали основного элемента R_{un}^o ($R_{un}^n \leq R_{un}^o$); с k -образной разделкой кромок (рис. 2, л) — при обеспечении соотношения $R_{un}^n \leq 0,65 R_{un}^o$.

Таблица 22. Минимальные катеты угловых швов

Вид сварки	Предел текучести стали, МПа	Минимальные катеты швов k_f , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов t , мм						
		4...5	6...10	11...16	17...22	23...32	33...40	41 80
Автоматическая и полуавтоматическая	До 430	3	4	5	6	7	8	9
	430...580	4	5	6	7	8	9	10
Ручная	До 430	4	5	6	7	8	9	10
	430...580	5	6	7	8	9	10	12

В соответствии с требованиями СНиП II-23-81 размеры и форму угловых швов принимают с учетом следующих рекомендаций.

1. Максимальный катет угловых швов во избежание пережога свариваемых элементов и для снижения усадочных напряжений и деформаций должен быть равен $1,2t_{min}$, где t_{min} — толщина более тонкого элемента. В нахлесточных элементах катет шва не должен превышать толщины привариваемого элемента. В соединениях из проката с закруглениями кромок катет шва принимают не более 0,9 толщины полки.

2. Для предотвращения несплавления минимальные катеты швов выбирают по табл. 22 [26].

В конструкциях с параметрами, выходящими за пределы табл. 22 (при $R_{un} > 580$ МПа или при $t > 80$ мм независимо от R_{un}), минимальные катеты швов принимают по специальным техническим условиям. Если конструкции возводятся в климатических районах I₁, I₂, II₂ и II₃, то минимальные значения катетов швов увеличивают на 1 мм при $t \leq 40$ мм и на 2 мм при $t > 40$ мм.

3. Минимальная расчетная длина угловых швов равна $4 k_f$, но не менее 40 мм. Это ограничение распространяется на фланговые и на лобовые швы.

4. Максимальная длина угловых швов, в которых усилие действует на всем протяжении шва, не ограничивается. В других случаях (обычно в узловых сопряжениях) она не должна превышать $85\beta k_f$.

5. Напуск в соединениях внахлестку должен быть не менее $5t_{min}$, применение таких соединений с одним швом не рекомендуется.

6. Соотношение размеров катетов швов принимают 1:1. При обосновании расчетом на выносливость или на прочность с учетом хрупкого разрушения неравнокатетные швы (1:1,5) допускают в соединениях конструкций, работающих под воздействием динамических и вибрационных нагрузок, а также возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂ и II₃. Бóльший катет располагают вдоль передаваемого швом усилия, а при расчете принимают толщину меньшего катета. Аналогичные швы используют при сварке внахлестку элементов разной толщины, если минимальный катет равнокатетного шва, принятый по более толстому элементу, превышает максимальное значение k_f (по п. 1) для более тонкого элемента. В этом случае катеты шва с соотношением 1:1,5 должны удовлетворять требованиям пп. 1 и 2, установленным в зависимости от толщины соединяемых элементов.

7. При ручной сварке за один проход выполняют шов с катетом, не превышающим 8 мм. Большую толщину можно обеспечить только многопроходной сваркой. Не следует применять швы более 20 мм.

8. Угловые швы в соединении располагают так, чтобы центр тяжести периметра швов совпадал с осью действия силы, т. е. площади швов распределяют обратно пропорционально расстояниям от шва до оси элемента.

9. В стыках элементов, перекрытых накладками, фланговые швы должны обрываться на расстоянии не менее 25 мм от оси стыка.

10. При применении прерывистых швов и электрозаклепок, допускаемых в конструкциях группы 4, расстояние между соседними концами участков прерывистого шва не должно превышать $18t_{min}$ для сжатых элементов и $24t_{min}$ для растянутых.

11. Для расчетных и конструктивных угловых швов в проекте необходимо указывать вид сварки, сварочные материалы и положение шва при сварке. Если при проектировании положение шва неизвестно, его следует указать предположительно и уточнить с соответствующей корректировкой k_f при разработке детализованных чертежей на стадии КМД.

2.5. СОЕДИНЕНИЯ НА БОЛТАХ

Условно считают, что проходящая через центр тяжести соединения продольная сила N распределяется между болтами равномерно. Тогда необходимое количество болтов

$$n \geq \frac{N}{\gamma_c N_{b \min} (Q_{bh})} \quad (2.33)$$

При расчете соединения на болтах грубой, нормальной и повышенной точности по формуле (2.33) используют меньшее ($N_{b \min}$) из значений расчетного усилия, воспринимаемого одним болтом. При расчете соединения на высокопрочных болтах в выражении (2.33) используют расчетное усилие Q_{bh} , воспринимаемое всеми поверхностями трения соединяемых элементов, стянутых одним болтом.

Болты грубой, нормальной и повышенной точности в соединениях, где продольная сила приложена перпендикулярно осям болтов, рассчитывают на срез и смятие. Если сила направлена параллельно осям болтов, то болты работают на растяжение. Соответственно этому расчетные усилия, воспринимаемые одним болтом: на срез

$$N_b = R_{bs} \gamma_b A_n s; \quad (2.34)$$

на смятие

$$N_b = R_{bp} \gamma_b d \Sigma t; \quad (2.35)$$

на растяжение

$$N_b = R_{bt} A_{bn}. \quad (2.36)$$

Здесь R_{bs} , R_{bp} , R_{bt} — расчетные сопротивления болтовых соединений, принимаемые по табл. 14 и 15; γ_b — коэффициент условий работы соединения (см. табл. 16); d — наружный диаметр стержня болта; $A = (\pi d^2)/4$ — площадь сечения стержня болта; A_{bn} — площадь сечения болта нетто (см. табл. 12); n_s — число расчетных срезов одного болта; Σt — наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых по одну сторону от оси болта.

При расчете соединений на высокопрочных болтах условно считают, что действующее усилие N воспринимается силами трения, возникающими по соприкасающимся поверхностям сопрягаемых элементов за счет натяжения болтов, а сами болты работают на растяжение. Тогда расчетное усилие

$$Q_{bh} = R_{bh} \gamma_b A_{bn} k \frac{\mu}{\gamma_h}, \quad (2.37)$$

где R_{bh} — расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта (см. табл. 14); k — количество поверхностей трения; μ — коэффициент трения, принимаемый по табл. 17 в зависимости от способа обработки соединяемых поверхностей и способа регулирования натяжения болтов; γ_h — коэффициент надежности (см. табл. 17).

Натяжение высокопрочного болта производят с осевым усилием

$$P = R_{bh} A_{bn}. \quad (2.38)$$

Натяжение контролируют по моменту закручивания с помощью динамометрического ключа либо по углу поворота гайки.

Сечения элементов, ослабленных отверстиями под высокопрочные болты, проверяют на прочность. При этом считают, что половина усилия, приходящегося на каждый болт в рассматриваемом сечении, воспринимается силами трения. Тогда в наиболее напряженном сечении по крайнему ряду болтов (рис. 3, а) напряжение

$$\sigma = \frac{N}{A_c} \left(1 - 0,5 \frac{n_{кр}}{n} \right) \leq R_y \gamma_c, \quad (2.39)$$

где $n_{кр}$ — число болтов в рассматриваемом (крайнем) сечении; n — число болтов в соединении; A_c — расчетная площадь сечения, равная A_n — площади сечения нетто при действии динамических нагрузок, и A — площади сечения брутто при статических нагрузках; если

$A_n \geq 0,85A$, либо $A_c = 1,18A$ при $A_n < 0,85A$. При расчетах на устойчивость и выносливость, а также при определении деформаций и перемещений расчетная площадь равна ее значению брутто ($A_c = A$).

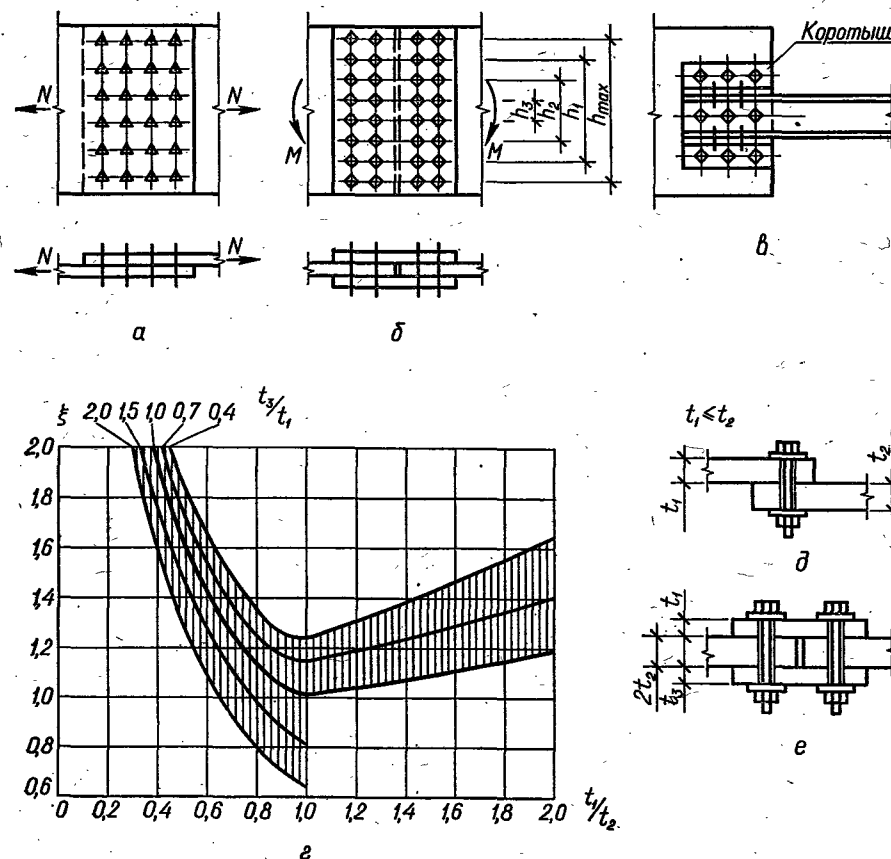


Рис. 3. К расчету болтовых соединений:

а — на высокопрочных болтах при проверке прочности ослабленного сечения; б — на поперечный изгиб; в — прикрепление прокатного элемента посредством коротышей; г — зависимость коэффициента ξ от отношения t_1/t_2 ; д — односрезное соединение; е — двухсрезное соединение.

Проверку прочности ослабленного сечения сопрягаемых элементов при рядовом размещении болтов грубой, нормальной и повышенной точности производят по площади нетто A_n , найденной с учетом ослабления в одном сечении поперек усилия. Аналогично (не по «зигзагу») определяют площадь нетто и при расположении болтов в шахматном порядке.

При действии изгибающего момента, вызывающего сдвиг соединения, усилия на болты распределяются пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта. Наибольшее усилие возникает в болте, наиболее удаленном от оси, прохо-

дящей через центр тяжести соединения (рис. 3, б):

$$N = \frac{Mh_{\max}}{m\sum h_i^2}, \quad (2.40)$$

где M — изгибающий момент, действующий на соединение; $h_{\max}$ — расстояние между осями наиболее удаленных болтов; $\sum h_i^2$ — сумма квадратов расстояний между осями болтов, симметрично распо-

Т а б л и ц а 23. Размещение болтов в соединении

№ п/п	Характеристика расстояния	Расстояние при размещении болтов
1	Расстояние между осями болтов в любом направлении: минимальное для соединяемых элементов из стали с пределом текучести до 380 МПа (3900 кгс/см ²) то же, с учетом коэффициента условий работы γ_b (см. табл. 16) при расчете на смятие минимальное для соединяемых элементов из стали с пределом текучести выше 380 МПа (3900 кгс/см ²) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии максимальное в средних, а также крайних рядах при наличии окаймляющих уголков при сжатии то же, при растяжении	2,5d 2d 3d 8d или 12t 12d или 18t 16d или 24t
2	Расстояние от центра болта до края элемента: минимальное вдоль усилия то же, в соединениях элементов из стали с пределом текучести до 380 МПа (3900 кгс/см ²) с учетом коэффициента условий работы γ_b (см. табл. 16) при расчете на смятие то же, в одноболтовых соединениях элементов решетки (раскосов и распорок) толщиной полки до 6 мм из стали с пределом текучести до 380 МПа (3900 кгс/см ²) без допуска в сторону уменьшения при изготовлении элементов минимальное поперек усилия при обрешных кромках то же, при прокатных кромках минимальное для высокопрочных болтов при любой кромке и любом направлении усилия максимальное	2d 1,5d 1,35d 1,5d 1,2d 1,3d 4d или 8t

Примечание. d — диаметр отверстия под болт; t — толщина более тонкого наружного элемента.

женных относительно оси соединения; m — число вертикальных рядов болтов с одной стороны стыка.

Найденное по формуле (2.40) усилие сравнивается с расчетными, найденными по формулам (2.34) ... (2.37).

Болты грубой, нормальной и повышенной точности, работающие одновременно на срез и растяжение, проверяют отдельно на срез и растяжение. Если на соединение одновременно действуют продольная сила и момент, то проверку ведут на равнодействующее усилие.

Болты (в том числе высокопрочные) размещают в соединениях рядами или в шахматном порядке. Расстояния между осями болтов принимают в соответствии с указаниями, приведенными в табл. 23 [26], причем минимальный шаг — в расчетных соединениях, максимальный — в конструктивных. При размещении болтов в шахматном

порядке расстояние между их центрами вдоль усилия должно быть не менее $a + 1,5d$, где a — расстояние между рядами поперек усилия.

В элементах из фасонного проката — уголках, двутаврах, таврах и швеллерах — болты размещают по рискам, положение которых и возможные диаметры отверстий отвечают требуемой прочности элемента и возможности установки болтов. При ширине полки до 100 мм болты располагают в один ряд, размещая риски на расстоянии 0,53...0,57 ширины полки от обушка. В уголках со сторонами, большими 100 мм, возможна установка болтов в два ряда или в шахматном порядке.

При недостаточной длине прикрепления элемента часть болтов размещают на специальных коротышах (рис. 3, в). В этом случае количество болтов на одной из полок коротыша увеличивают на 50 % против расчетного.

При использовании равнополочных уголков в качестве поясных элементов решетчатых конструкций их стыки должны иметь четное количество болтов с распределением их поровну между полками уголка: с каждой стороны стыка не более пяти болтов (при однорядном и шахматном их расположении) или пяти пар болтов (при двухрядном расположении).

Если стык перекрыт листовыми накладками с двух сторон (рис. 3, б), т. е. симметрично относительно силового потока, то количество болтов назначается по расчету. При односторонней накладке из-за несимметричной передачи действующего усилия расчетное количество болтов увеличивают на 10 %. При соединении листов разной толщины для выравнивания соединяемого пакета ставят дополнительные прокладки. Тогда количество болтов также увеличивают на 10 %. В соединениях на высокопрочных болтах разность толщин допускается не более 0,5 мм. При разности толщин от 0,5 до 3 мм в выступающей детали делается скос с уклоном 1 : 10, а при большей разности — применяют прокладки из той же стали и с поверхностью, обработанной тем же способом, что и стыкуемые элементы.

В соединениях внахлестку (рис. 3, а) минимальный размер нахлеста должен быть равен удвоенному расстоянию от центра болта до края элемента (см. табл. 23), принятому в зависимости направления действия усилия, марки стали соединяемых элементов, способа обработки кромок и материала болтов.

2.6. СОЕДИНЕНИЯ НА НЕСУЩИХ ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ

В конструкциях различного назначения допускается применение несущих высокопрочных болтов диаметрами 22, 24 и 27 мм [19]. В отличие от фрикционных они воспринимают действующее сдвигающее усилие не только силами трения, возникающими по контактным поверхностям от натяжения высокопрочных болтов, но и сопротивлениями срезу болтов и смятию сопрягаемых элементов в болтовых отверстиях. Благодаря этому количество высокопрочных болтов может быть сокращено, что делает соединение более компактным.

Соединения на несущих высокопрочных болтах предназначены для передачи сдвигающих усилий, возникающих в их плоскости от продольных и поперечных сил, а также от изгибающих моментов. Они могут быть применены в стыках и прикреплениях элементов, передающих усилия одного знака. Знакопеременные усилия допустимы при условии, что меньшее по абсолютному значению усилие не превышает сил трения, найденных при расчете соединения как фрикционного с введением коэффициента γ_N (см. табл. 26).

Учитывая, что материалы «Руководства» [19] не нашли отражения в СНиП II-23-81, применение соединений на несущих высокопрочных болтах должно быть согласовано с организацией, утверждающей

Таблица 24. Коэффициенты γ_{Al} и γ_{Bl}

Количество поперечных рядов болтов в соединении	γ_{Al}	Количество поперечных рядов болтов в соединении	γ_{Bl}
1...4	1,0	1...8	1,0
5...10	0,95	9...12	1,05
11...20	0,85	13...20	1,15

проект. Их нельзя использовать в конструкциях, к которым предъявляют особые эксплуатационные требования, полностью исключающие остаточные перемещения и деформации под воздействием нагрузок, в подкрановых бадках тяжелого и весьма тяжелого режима работы, в конструкциях железнодорожных мостов, а также в стыках и прикреплениях, передающих помимо сдвигающих и учитываемые расчетом усилия отрыва.

Для соединений на несущих высокопрочных болтах применяют те же болты, гайки и шайбы, что и для фрикционных (см. табл. 11). При этом длина болтов должна быть принята такой, чтобы их резьба располагалась вне плоскостей среза и отстояла от них не менее чем на 5 мм. Для конструкций, рассчитываемых на динамические или подвижные нагрузки (I категория), должны использоваться болты, у которых диаметр ненарезанной части равен номинальному диаметру резьбы. Для конструкций II (постоянные, рассчитываемые на статические нагрузки, и временные, рассчитываемые на динамические и подвижные нагрузки) и III (временные, рассчитываемые на статические нагрузки) категорий можно использовать болты с накатной резьбой с наружным диаметром, превышающим диаметр нарезанной части болта.

Требуемое число болтов в соединении определяют по формуле (2.33), исходя из наименьшего усилия, найденного по условиям работы соединения на сдвиг по контактным поверхностям и на смятие соединяемых элементов. Расчет ведут на действие расчетных нагрузок в предположении, что внешнее продольное усилие распределяется равномерно между поперечными рядами болтов в пределах соединения. Если число поперечных рядов болтов превышает 4 или 8 для указанных в табл. 24 случаев, то необходимо учитывать неравномерность распределения усилий между болтами вдоль соединения введе-

нием соответствующего коэффициента условий работы. Усилия от изгибающего момента в стыках стенок балок распределяют между болтами по треугольной эпюре.

Усилие, воспринимаемое одним срезом одного высокопрочного болта,

$$S \leq R_A = 0,65 \gamma_{Al} \gamma_{Au} R_{bs}^n A. \quad (2.41)$$

Усилие, приходящееся на один болто-контакт соприкасающихся поверхностей,

$$S \leq R_B = \frac{1}{k} [(1 - \alpha + \alpha \gamma_N) P \mu + \alpha \gamma_{Bl} \gamma_{Bu} R_{pn}]. \quad (2.42)$$

Таблица 25. Коэффициенты γ_{Au} и γ_{Bu}

Количество болтов в соединении	Коэффициент	Разность номинальных диаметров отверстий и болтов u , мм		
		1	2	3
1	γ_{Au}	1,00	1,00	1,00
2...5		0,85	0,75	0,65
6 и более		0,9	0,85	0,8
1	γ_{Bu}	0,8	0,7	0,65
10 и более		0,9	0,85	1,00

Расчетное сопротивление (усилие) высокопрочного болта по полному срезу R_A зависит от нормативного сопротивления болта срезу R_{bs}^n , принимаемого равным 680 МПа для болтов с $R_{bun} = 1100$ МПа и 750 МПа для болтов с $R_{bun} = 1350$ МПа; номинальной площади поперечного сечения болта в ненарезанной части A ; коэффициента условий работы, учитывающего неравномерность распределения усилий по длине соединений γ_{Al} (см. табл. 24); коэффициента условий работы γ_{Au} , учитывающего влияние черноты отверстий u (табл. 25). Принимать $u = 0$ допускается при сверлении отверстий, а также при их рассверливании после продавливания и райберовании одновременно на всю толщину пакета; при этом γ_{Au} и γ_{Bu} равны 1,00.

Расчетное сопротивление (усилие) высокопрочного болта по смятиям R_B определяют из условия ограничения сдвига и деформаций смятия предельными значениями. В формуле (2.42) приняты следующие обозначения: R_{pn} — нормативное сопротивление (усилие) смятию на один срез болта при $u = 0$, для рекомендуемых диаметров — по табл. 26 в зависимости от приведенной толщины t соединяемых элементов; γ_{Bl} и γ_{Bu} — коэффициенты условий работы (см. табл. 24 и 25); P — усилие натяжения болта, найденное по формуле (2.38) и увеличенное для многоболтовых соединений на 10 %; γ_N — коэффициент уменьшения начального натяжения болта (табл. 26); α — коэффициент, отражающий степень использования сопротивления смятию; μ — коэффициент трения (см. табл. 17).

Значение R_B по формуле (2.42) определяют для одноболтового (тогда коэффициент $k = 1,7 - 0,2\alpha$) и многоболтового ($k = 1,5 - 0,15\alpha$) соединения с числом болтов $n \geq 10$.

Приведенная толщина

$$t = \xi t_{\min}, \quad (2.43)$$

где ξ — коэффициент по рис. 3, ξ в зависимости от соотношений толщин соединяемых элементов или накладок t_1 ; t_2 и t_3 ; t_1 . В односрезных соединениях в качестве $t_{\min}$ принимают меньшую из толщин сопрягаемых элементов — t_1 или t_2 (рис. 3, б). В двухсрезных симметричных соединениях — меньшую из двух толщин: t_1 — толщина прилегающего к расчетному сечению крайнего элемента, сминаемого

Таблица 26. Значения R_{pn} (кН) и γ_N

t, мм	Категории конструкций					
	I		II		III	
	Сталь					
	углеродистая	низколегированная	углеродистая	низколегированная	углеродистая	низколегированная
6	48	57	63	77	72	92
8	61	72	80	98	92	117
10	72	86	96	117	110	138
12	83	99	110	133	126	157
16	99	119	132	159	152	185
20	110	134	147	176	170	202
25 и более	115	142	155	184	180	205
γ_N	0,92	0,85	0,9	0,8	0,88	0,75

в одном направлении, либо t_2 — половина толщины среднего элемента, сминаемого в противоположном направлении (рис. 3, в). В равнопрочных соединениях $\xi = 1$.

Коэффициент $\alpha = 1$ для конструкций III категории, для I и II категорий:

для многоболтовых соединений ($n \geq 10$)

$$0 \leq \alpha = \frac{t_{\text{пр}} - 0,5}{u + v + \Delta_{\text{пр}} - 0,5} \leq 1; \quad (2.44)$$

для одноболтовых соединений

$$0 \leq \alpha = \frac{t_{\text{пр}} - (u + v)}{\Delta_{\text{пр}}} \leq 1. \quad (2.45)$$

Предельное полное перемещение сдвига $t_{\text{пр}}$ в центре соединения для конструкций I категории принимают $0,0008a$, но не более 3 мм, для конструкций II категории — $0,0012a \leq 4$ мм. Здесь a — среднее расстояние между стыками элемента, равное отношению длины элемента (пояса, раскоса, балки, колонны, распорки и т. п.) к количеству стыков на ней, которое включает количество болтовых креплений, передающих усилие от одной части элемента к другой или

на стыковые накладки, а также болтовые крепления концевых фасонки к другим элементам.

Предельная средняя упруго-пластическая деформация соединения $\Delta_{\text{пр}}$ для конструкций I, II и III категорий соответственно равна 1,0; 1,5 и 2,0 мм.

Дополнительная вероятная разность действительных диаметров отверстий и болтов (мм) за счет плюсовых допусков на диаметр отверстий и минусовых допусков на диаметр болтов

$$v = \frac{\sqrt{v_0^2 + v_B^2}}{2},$$

где v_0 — допуск на диаметр отверстий; v_B — допуск на диаметр болтов. Для обычных металлоконструкций $v = 1$ мм, для конструкций мостов — 0,5 мм.

При количестве болтов n в соединении от 2 до 9 включительно расчетное сопротивление (усилие) определяют по интерполяционной формуле

$$R_B = R_{B,10} - \frac{10n}{9} (R_{B,10} - R_{B,1}), \quad (2.46)$$

где $R_{B,10}$ и $R_{B,1}$ — соответственно расчетные сопротивления (усилия), найденные для многоболтового ($n = 10$) и одноболтового соединений по формуле (2.42).

При расчете соединений на несущих болтах решающей является проверка прочности по смещениям по формуле (2.42). В работе [19] приведены значения R_B для болтов с $R_{\text{бтн}} = 1100$ МПа диаметром 24 мм при $\mu = 0,35$, $\gamma_{\text{бтн}} = 1$ и значениях u , равных 0,1 и 3 мм для многоболтовых ($n \geq 10$) и одноболтовых соединений в конструкциях I (при $a > 3,75$ м) и II категорий при $a > 3,33$ м. При соединении элементов или пакетов через нерабочую прокладку толщиной не более $t_{\text{пр}}$ расчетные сопротивления (усилия) по полному срезу болта R_A уменьшают на 20 %, а по смещениям R_B — на 30 %. Несущие высокопрочные болты в соединениях размещают как в фрикционных соединениях (см. табл. 23): минимальные расстояния между центрами отверстий вдоль и поперек усилия равны $3d_0$ (d_0 — диаметр отверстия), а по диагонали — $3,5d_0$; минимальные расстояния от центра — $1,5d_0$ при числе поперечных рядов 3 и более, $2d_0$ при меньшем числе поперечных рядов болтов; поперек усилия — $1,5d_0$.

Изгибаемые конструкции с соединениями на несущих высокопрочных болтах должны иметь строительный подъем, равный сумме полного (упругого и остаточного) прогиба от нормативной постоянной нагрузки и половины полного прогиба от нормативной временной. Остаточные прогибы определяют исходя из остаточных перемещений сдвига в соединениях t_s и t'_s , где t_s — перемещение сдвига при монтаже, без мероприятий по уменьшению остаточных перемещений при эксплуатации; t'_s — то же, с мероприятиями, реализующими свободные перемещения до начала эксплуатации.

Если усилие от рассматриваемых расчетных нагрузок S не превышает сил трения, вызванных натяжением болтов (фрикционные

соединения), то перемещения t'_s и t_s равны нулю. При $S \geq P_{\mu}$ в одноболтовом соединении

$$t'_s = \frac{S - P_{\mu}}{R_{БД} - P_{\mu}} \Delta_{пр}; \quad (2.47)$$

$$t_s = u + v + t'_s; \quad (2.48)$$

в многоболтовом соединении

$$t'_s = \frac{S - P_{\mu}}{R_{БД} - P_{\mu}} (u + v + \Delta_{пр} - 0,5); \quad (2.49)$$

$$t_s = 0,5 + t'_s. \quad (2.50)$$

Здесь

$$R_{БД} = \gamma_N P_{\mu} + \gamma_{Бн} \gamma_{Бш} R_{рп}.$$

Если монтаж проведен с испытанием соединений на действие расчетной нагрузки с выдержкой, то можно считать, что дополнительные остаточные перемещения сдвига в соединении равны нулю. Перемещения сдвига могут иметь срывной характер, поэтому для предотвращения подобного применяют: монтаж конструкции с минимальным натяжением высокопрочных болтов с последующей их затяжкой с расчетным осевым усилием после реализации свободных перемещений в соединениях; испытание конструкции полной расчетной нагрузкой; конструктивные решения, полностью исключающие свободные перемещения сдвига.

2.7. СОЕДИНЕНИЯ С ФРЕЗЕРОВАННЫМИ ТОРЦАМИ И НА ФЛАНЦАХ

В стыках и базах колонн значительные сжимающие силы передают непосредственно через фрезерованные торцы. Взаимное положение стыкуемых элементов фиксируют стяжными болтами, закрепляемыми на диафрагмах или в крепежных уголках (рис. 4, в). При наличии растягивающих усилий, возникающих при неблагоприятном сочетании изгибающего момента с минимальной продольной силой во внецентренно-сжатых колоннах, стык перекрывают накладками, прикрепляемыми болтами и сварными швами.

Соединение с фрезерованными торцами центрально-сжатых колонн считают равнопрочными с основным металлом также, как и стыки внецентренно-сжатых колонн. В последнем случае проверке подлежат болты или сварные швы, прикрепляющие накладку. Их рассчитывают на наибольшее значение растягивающего усилия с учетом сдвига от действия поперечной силы. Размеры накладок определяют из условия размещения необходимого числа болтов или сварных швов требуемой длины.

Для стыков растянутых и сжатых элементов стропильных ферм с поясами из широкополочных двутавров (см. рис. 8, б) рекомендуется применять фланцевые соединения на высокопрочных болтах как более экономичные по расходу стали и снижающие трудоемкость монтажных работ [17]. Их выполняют с предварительным натяжением высокопрочных болтов (тип А) и без натяжения при затяжке болтов

стандартным ручным ключом (тип Б). Соединения типа А могут воспринимать местные поперечные усилия за счет трения контактирующих поверхностей и «рычажного» эффекта. Соединения типа Б допускают образование зазоров между фланцами в процессе эксплуатации. Их применяют в бескрановых зданиях при временных нагрузках, не превышающих 35 % суммарных.

Фланцевые соединения сжатых поясов выполняют по типу Б, допуская передачу сдвигающих усилий, действующих в зонах расположения монтажных стыков ферм, через поверхности трения. Их

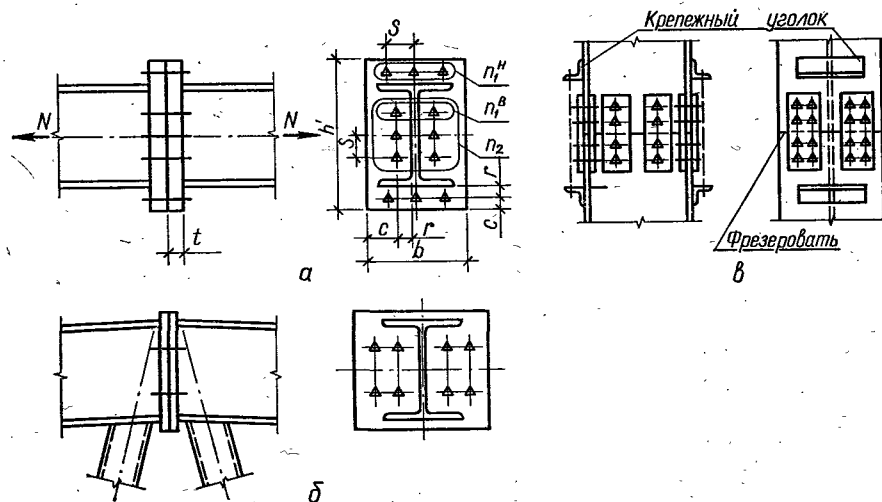


Рис. 4. Соединения на фланцах и с фрезерованными торцами:
а, б — фланцевое соединение пояса соответственно растянутого и сжатого; в — стык колонны с фрезерованными торцами.

применяют при действии растяжения с изгибом при однозначной эпюре растягивающих напряжений в поясах, если отношение минимального к максимальному напряжению, возникающему на противоположных фибрах сечения, превышает 0,5.

Высокопрочные болты, гайки и шайбы для фланцевых соединений должны удовлетворять требованиям соответствующих ГОСТ. Для соединений элементов ферм с поясами из широкополочных двутавров рекомендуют применять болты из стали 40Х «Селект» с нормативным сопротивлением $R_{бш} = 1100$ МПа [17].

Фланцы сжатых элементов изготавливают из стали марки ВСтЗпсб по ГОСТ 380—71* или ТУ 14-1-3023-80, растянутых — из стали марки 14Г2АФ по ГОСТ 19282—73 толщиной до 50 мм с дополнительными испытаниями механических свойств в направлении толщины проката. Методика таких испытаний, а также требования, ограничивающие наличие металлургических дефектов типа несплошностей, приведены в работе [17].

Расчет фланцевых соединений растянутого пояса заключается в проверке прочности болтов в зонах полки и стенки, фланцев на изгиб и поверхностный отрыв в околошовной зоне, а также сварных швов

соединения фланца и профиля. Соединения типа А дополнительно проверяют по критерию нераскрытия соединения.

Для соединения типа А учитывают при расчете упругое обжатие материала в зоне контакта, относительную гибкость фланцев, влияние расстояния от оси болтов до краев фланцев и предварительное натяжение болтов. В соединениях типа Б участки фланцев рассчитывают как консоли с вылетом, равным расстоянию от оси болта до границы сварного шва.

Таблица 27. Коэффициенты m_b

Характеристика расчетного усилия растяжения	Обозначение [17]	Фланцевые соединения пояса		
		растянутого пояса		сжатого
		А	Б	
Предварительное натяжение болта при монтажной сборке	$P_{н.м}$	0,94	0,1...0,2	0,1...0,2
Предварительное натяжение болта, принимаемое при расчете	$P_{н.р}$	0,85	—	—
Усилие в отдельном болте	P_b	1,0	0,77	—
Допускаемое среднее усилие на 1 болт от продольной силы при толщине фланца, мм:	$P_b^{ср}$			
$t_{\phi} \leq 28$		0,67	—	—
$t_{\phi} \geq 28$		0,77	0,67	—

Расчетные усилия, воспринимаемые каждым высокопрочным болтом при проверках в различных типах соединения и при различных условиях работы, определяют с учетом коэффициентов m_b (табл. 27):

$$P = m_b R_{bh} A_{bn}, \quad (2.51)$$

где R_{bh} и A_{bn} — расчетное сопротивление растяжению и площадь сечения нетто высокопрочного болта (см. табл. 14 и 12).

Требуемое количество болтов в соединении, воспринимающем продольную силу N и изгибающий момент M ,

$$n = \frac{1}{P_b^{ср}} \left(N + \frac{M}{h} \right), \quad (2.52)$$

где h — расстояние между центрами тяжести полок двутавра.

Болты располагают равномерно по контуру профиля (рис. 4, а) с разделением их количества на группу болтов каждой полки n_1 , куда входят болты, размещенные по наружному n_1^H и внутреннему n_1^B рядам, и группу болтов стенки n_2 . Количество болтов каждой группы пропорционально площадям полки A_f и стенки A_w . Болты, расположенные в зонах соединения полок со стенкой двутавра, одновременно относят к обеим группам n_1 и n_2 . Исходя из конструктивных требований, размещают болты с расстояниями [17]:

между осями болтов в любом направлении $s_b = 60...120$ мм; от грани стенки или полки двутавра до оси болта $r \geq (k_f + d_1/2 + 2)$ мм (d_1 — диаметр шайбы); от оси болта до края фланца $c \geq 50$ мм;

от оси болта по наружному или внутреннему ряду полки до края полки (на рис. 4, а равно $\frac{b-2s_b}{2}$) не менее 10 мм.

Для расчета на прочность болтов и фланца усилие N_i ($i = 1, 2$), приходящееся на один болт, для зоны:

полки

$$N_1 = k_1 \left(\frac{A_f}{A_n} N + \frac{M}{h} \right); \quad (2.53)$$

стенки

$$N_2 = k_2 \frac{A_w}{A_n} N, \quad (2.54)$$

где A_n — площадь сечения двутавра нетто.

При $n_2 > 2$

$$k_1 = \frac{1}{n_1 - 1}; \quad k_2 = \frac{1}{n_2 - 2};$$

при $n_2 = 2$

$$k_1 = \frac{1}{n_1}; \quad k_2 = \frac{1}{n_2}.$$

Так как при расчете соединений типа А результирующее усилие в болтах определяют с учетом «рычажного» эффекта, необходимо проверить условие

$$\frac{P_{н.р}}{N_i} > 0,87 \left[1 - 6 \frac{A_{bn} r_i^2 (c - 0,32t)}{s_i t^4} \right], \quad (2.55)$$

где s_i — расчетный шаг болтов (s_1 — для болтов группы полки и s_2 — для болтов группы стенки), принимаемый наименьшим из двух значений: шага болтов s_{bi} или $2r_i + 1,5d$; d — диаметр болта.

Правая часть условия (2.55) может быть с отрицательным знаком в случае правильного выбора геометрических параметров соединения, которые обеспечивают «рычажный» эффект. Если условие (2.55) не удовлетворяется, то необходимо либо изменить размеры фланца, либо увеличить количество болтов, найденных по формуле (2.52), и повторить проверку.

Если условие (2.55) выполняется для соединения типа Б, то его можно рассчитывать так же, как и соединение типа А, т. е. используя те же расчетные усилия для болтов.

Прочность болтов соединения типа А считают обеспеченной, если

$$k_3 \beta_{it} N_i \leq P_b \gamma_b, \quad (2.56)$$

где k_3 — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения продольной силы между болтами, принимаемый для болтов, расположенных вдоль полки, равным 1,05, если $n_1^H - n_1^B \geq 0$, а в остальных случаях, в том числе и для болтов стенки, $k_3 = 1$; $\gamma_b = 0,8$ при количестве болтов в соединении $n \leq 7$; β_{it} — коэффициент, устанавливаемый в зависимости от параметров ρ_i и α_i отдельно для группы

болтов полки (β_{11}) и стенки (β_{12}).

$$\text{Параметр} \quad \rho_i = 1,56 \frac{r_i}{t}, \quad (2.57)$$

где $r_i = 0,67 r_i + 0,17 s_i - k_f - 0,25 d$; k_f — катет сварного шва, прикрепляющего полку двутавра к фланцу.

Расчетное плечо приложения продольной силы по отношению к оси болта r_i определяют для каждой группы болтов, так как размеры r и s (см. рис. 4, а) могут иметь различные значения для болтов,

Таблица 28. Коэффициенты β_1 и β_2

ρ	При параметре α																
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
Коэффициент β_1																	
0,6	1,16	1,12	1,10	1,08	1,06	1,05	1,05	1,04	1,04	1,03	1,03	1,02	1,02	1,01	1,01	1,01	1,01
0,8	1,24	1,19	1,15	1,12	1,10	1,09	1,08	1,06	1,06	1,05	1,04	1,04	1,03	1,02	1,02	1,02	1,01
1,0	1,32	1,25	1,21	1,17	1,14	1,12	1,11	1,09	1,08	1,07	1,06	1,05	1,04	1,03	1,03	1,02	1,02
2,0	1,78	1,63	1,52	1,44	1,38	1,33	1,29	1,26	1,23	1,21	1,19	1,15	1,12	1,10	1,09	1,08	1,07
3,0	2,26	2,02	1,85	1,73	1,63	1,55	1,49	1,44	1,40	1,36	1,33	1,27	1,22	1,19	1,16	1,14	1,12
4,0	2,74	2,42	2,20	2,03	1,89	1,79	1,70	1,63	1,57	1,52	1,48	1,39	1,33	1,28	1,24	1,21	1,19
Коэффициент β_2																	
0,6	0,73	0,75	0,77	0,79	0,80	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85	0,86	0,87	0,88	0,89	0,90	0,91	0,92
0,8	0,69	0,72	0,74	0,75	0,76	0,78	0,79	0,80	0,81	0,82	0,83	0,84	0,86	0,87	0,88	0,89	0,89
1,0	0,67	0,69	0,71	0,72	0,74	0,75	0,76	0,77	0,78	0,79	0,80	0,82	0,83	0,85	0,86	0,87	0,88
2,0	0,60	0,62	0,63	0,64	0,66	0,67	0,68	0,69	0,70	0,71	0,72	0,73	0,75	0,76	0,78	0,79	0,80
3,0	0,57	0,58	0,60	0,61	0,62	0,63	0,64	0,64	0,65	0,66	0,67	0,68	0,70	0,71	0,73	0,74	0,75
4,0	0,56	0,57	0,58	0,58	0,60	0,60	0,61	0,62	0,62	0,63	0,64	0,65	0,67	0,68	0,69	0,70	0,71

расположенных вдоль полки и вдоль стенки. Соответственно по формуле (2.57) находят значения ρ_i : ρ_1 и ρ_2 .

Используя ρ_1 и ρ_2 , а также N_1 и N_2 , найденные по выражениям (2.53) и (2.54), определяют параметры α_1 и α_2 .

$$\text{При } 1 + \frac{\rho_i^2}{2\rho_i + 1} \geq 1,15 \frac{P_{н.р}}{N_i} \geq 1$$

$$\alpha_i = (1,9j_i^2 - 3,8j_i + 2,8)(1 - \psi_{1i})[1 - \psi_{1i}(1 - 0,6j_i)];$$

$$\text{при } 1,15 \frac{P_{н.р}}{N_i} < 1$$

$$\alpha_i = \frac{1}{0,3j_i + 0,055} \left(\frac{\psi_i}{0,14\rho_i + 0,43} + 0,04j_i + 0,24 \right),$$

где

$$\psi_i = \frac{1}{\rho_i} \left(1 - 1,15 \frac{P_{н.р}}{N_i} \right); \quad \psi_{1i} = -\psi_i \frac{2\rho_i + 1}{\rho_i};$$

$$j_i = 3,15 \frac{A_{bn}}{s_i t}.$$

В соответствии с полученными ρ_1 и α_1 ; ρ_2 и α_2 коэффициенты $\beta_{1п}$ и $\beta_{1с}$ принимают по табл. 28. Если для обеих или одной из групп болтов выполняется условие

$$1,15 \frac{P_{н.р}}{N_i} > 1 + \frac{\rho_i^2}{2\rho_i + 1}, \quad (2.58)$$

то коэффициент

$$\beta_{1i} = \frac{P_{н.р}}{N_i} + 0,13\beta_{1i(\alpha=0)} \quad (2.59)$$

без вычисления параметра α_i , принимая по табл. 28 значение $\beta_{1i(\alpha=0)}$ при $\alpha_i = 0$.

Условие нераскрытия соединения типа А при расчетной нагрузке считают выполненным, если расстояние от оси болта до края фланца (см. рис. 4, а) удовлетворяет неравенство

$$c_i \geq 0,64t(\alpha_i + 0,5). \quad (2.60)$$

Прочность фланцевого соединения типа А необходимо проверить на действие поперечной силы Q , в качестве которой принимают значение фактической поперечной силы либо, при ее отсутствии, — условной, равной $Q = 0,1\mu N$.

$$\text{При } \frac{P_{н.р}}{N_i} > 1$$

$$\frac{Q}{\mu(P_{н.р}n - N)} \leq 1. \quad (2.61)$$

В остальных случаях

$$\frac{Q}{\mu N} \leq 2 \frac{A_f}{A_n} (\beta_{1п} - 1) + \frac{A_w}{A_n} (\beta_{1с} - 1), \quad (2.62)$$

где μ — коэффициент трения (см. табл. 17). Согласно указаниям [17] торцевые поверхности фланцев достаточно очистить от грязи и ржавчины стальными щетками и обезжирить.

Прочность болтов соединений типа Б проверяют по формуле

$$k_3 N_i \leq P_b \gamma_b, \quad (2.63)$$

где $k_3 = 1,1$ — для болтов группы полки, если $n_1^н - n_1^в \geq 2$; $k_3 = 1$ — в остальных случаях; $\gamma_b = 0,8$ — при количестве болтов в соединении $n \leq 8$.

Проверку фланцев на изгиб выполняют в зонах полки и стенки от действия местного изгибающего момента $M_{\Phi i}$ во фланце у основания сварного шва

$$\frac{6M_{\Phi i}}{s_i t^2} \leq R_y. \quad (2.64)$$

Значение изгибающего момента $M_{\Phi i}$ определяют для зоны фланца, прилегающей к полке $M_{\Phi 1}$ и к стенке $M_{\Phi 2}$. Для соединений типа А

$$M_{\Phi i} = N_i r'_i k_{4i} \beta_{2i}, \quad (2.65)$$

где $k_{4i} = \sqrt{b/b_{\Phi}}$; $k_{22} = 0,8$; b — ширина полки профиля; b_{Φ} — расчетная ширина фланца, принимаемая равной действительному значению, но не более $b + 2k_f + t$; β_{2i} — коэффициент, принимаемый по табл. 28 в зависимости от параметров ρ_1 и α_1 (β_{21}); ρ_2 и α_2 (β_{22}).

При выполнении условия (2.58), коэффициент

$$\beta_{2i} = 0,5 + 0,87 (\beta_{2i(\alpha=0)} - 0,5) \frac{N_i}{P_{н.р}} \beta_{1i(\alpha=0)}, \quad (2.66)$$

где $\beta_{2i(\alpha=0)}$ и $\beta_{1i(\alpha=0)}$ принимают по табл. 28 при $\alpha = 0$ с учетом значения ρ_i .

Для соединений типа Б

$$M_{\Phi i} = N_i r_i'' k_{\Phi i}, \quad (2.67)$$

где

$$r_i'' = r_i - k_f.$$

Сварные угловые швы, соединяющие растянутый пояс с фланцами, рассчитывают по трем расчетным сечениям с учетом глубины проплавления корня шва на 2 мм: по металлу шва (сечение 1, см. рис. 2, а) и по металлу границы сплавления с профилем (сечение 2, см. рис. 2, а) — по формуле (2.12) при $n = 1$, а по металлу границы сплавления с фланцем в направлении толщины проката (сечение 3, см. рис. 2, и...м) — по одной из формул (2.29) ... (2.33), выбранной в зависимости от конкретных условий проектирования.

Для типовых стропильных ферм с поясами из широкополочных двутавров (серия 1.460.3-15.1) разработан сортамент фланцевых соединений растянутого и сжатого поясов. Фланцевые соединения сжатого пояса конструируют по типу, представленному на рис. 4, б, при этом (в отличие от растянутых) установка болтов в верхних частях фланцев (над полками пояса) не предусматривается.

Натяжение высокопрочных болтов производят гайковертами или динамометрическими ключами, тарированными по крутящему моменту, начиная от стенки профиля к полкам, с повторной дозатяжкой всех болтов соединения.

Глава 3. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ СТАЛЬНЫХ КАРКАСОВ

3.1. МОДУЛЬНАЯ КООРДИНАЦИЯ РАЗМЕРОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

С целью обеспечения однотипности параметров объектов строительства, индустриализации и серийности изготовления конструкций, эффективного использования оборудования и технологических приспособлений, повышения производительности труда и сокращения сроков строительства выбор объемно-планировочных и конструктивных схем производственных зданий ведется с учетом требований унификации габаритных схем зданий, а также отдельных конструктивных элементов. В основе унификации производственных зданий лежит модульная координация размеров в строительстве, основные положения которой сформулированы в СТ СЭВ 1001—78. Стандартом предусматривается предпочтительное применение прямоугольной простран-

ственной координационной системы (условная трехмерная система плоскостей и линий их пересечения), хотя допустимы косоугольная, центрическая и др.

При основном модуле М, равном 100 мм, модульные шаги в зданиях различного назначения (планировочные размеры) принимают кратным наиболее крупным из производных модулей — 60М и 30М, а для некоторых типов зданий — 12М. Модульные высоты этажей во всех зданиях назначают кратным укрупненным модулям — 12М, 6М и 3М. Этим же модульным размерам соответствуют длины конструктивных элементов зданий — плит, балок, ферм, колонн, панелей стен, окон, дверей, ворот и т. д.

Таблица 29. Унифицированные размеры зданий

Тип здания	Основные координационные размеры, мм	Модуль
Без мостовых подвесных и опорных кранов и оборудованные мостовыми подвесными кранами общего назначения грузоподъемностью от 0,25 до 5 т	Ширина пролета: $L = 6000 \dots 12\,000$;	30М
	более 12 000.	60М
	Шаг колонн: $B = 6000$ и более	60М
	Высота этажа: $H = 3000 \dots 8400$; более 8400.	6М 12М
Оборудованные мостовыми электрическими опорными кранами грузоподъемностью от 5 до 50 т	$L = 18\,000^*$ и более	60М *
	$B = 6000$ и более	60М
	$H = 8400$ и более	12М

* Допускается по технологическим требованиям принимать $L = 12\,000$ мм и модуль 30М при обосновании технико-экономическими расчетами.

Исходя из принятой прямоугольной модульной пространственной системы ГОСТ 23837—79 и ГОСТ 23838—79 (СТ СЭВ 1404—78) устанавливают габаритные схемы надземной части зданий и их геометрические параметры (ширина пролета, высота этажа) в зависимости от вида подъемно-транспортного оборудования, его грузоподъемности, для мостовых опорных кранов и номинальной отметки головки кранового рельса. Основные координационные размеры зданий различного типа представлены в табл. 29.

При разработке габаритных схем учтены требования ТП 101—81* по рациональному применению стали и железобетона в качестве материалов конструкций зданий.

Указания ГОСТ 23837—79 и ГОСТ 23838—79 не распространяются на габаритные схемы зданий уникальных, экспериментальных, инвентарных, с покрытиями типа оболочек и структур, а также реконструируемых, возведенных без соблюдения положений единой модульной координации размеров в строительстве. Однако и в этих случаях следует стремиться к максимальной унификации проектных решений. Допускается превышение параметров, приведенных в стандартах ($L_{\max} = 36$ м; $H_{\max} = 18$ м), при этом ширина пролетов и шаг колонн должны быть кратными 6 м, а высоты этажей — 1,2 м.

Конструктивные элементы зданий располагают с учетом их привязки к координационным осям, которые образуют модульные сетки с членениями, кратными определенному укрупненному модулю. Параметры модульных сеток (ширина пролета $\times$ шаг колонн, высота этажа $\times$ шаг колонн, ширина пролета $\times$ высота этажа) принимаются одинаковыми для всего проектируемого здания, за исключением вставок с размерами, кратными меньшему модулю, в местах температурных и деформационных швов. В этой связи многопролетные здания проектируют с пролетами одного направления, одинаковой ширины, с одинаковым шагом колонн, без перепадов высот. Применение

Таблица 30. Наибольшие расстояния между температурными швами

Характеристики зданий и соору- жений	Наибольшие расстояния, м			
	по длине блока (вдоль здания)		по ширине блока (поперек здания)	
	в климатических районах строительства			
	всех, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	всех, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃
Отапливаемые зданий	230	160	150	110
Неотапливаемые зданий и горячие цехи	200	140	120	90
Открытые эстака- ды	130	100	—	—

иных решений допускается при соответствующем обосновании технико-экономическими расчетами или по требованиям технологии.

При большой длине (в продольном направлении) или ширине (в поперечном направлении) здания расчленяют на отдельные температурные блоки, предельные размеры которых приведены в табл. 30 [26]. При размерах, превышающих указанные в табл. 30 более чем на 5 %, а также при увеличении жесткости каркаса стенами или другими элементами, конструкции здания необходимо рассчитать на климатические температурные воздействия с учетом наличия неупругих деформаций и податливости узлов [26]. Температурные швы устраивают на парных колоннах, хотя не исключена возможность устройства их на одиночных. Аналогично решаются и перепады высот.

Привязки колонн и наружных стен в соответствии с ГОСТ 23838—79 принимают по следующим правилам:

1. В каркасных зданиях геометрические оси колонн средних и крайних рядов совмещают с поперечными координационными за исключением поперечных осей в торцах здания и у температурных швов или перепадов высот. При устройстве проходов вдоль крановых путей с одной стороны колонн среднего ряда привязку к координационным осям принимают по сечению их подкрановых частей (рис. 5, а, б).

2. Привязка крайних колонн к продольным координационным осям зависит от шага колонн, наличия подъемно-транспортного оборудования, грузоподъемности, режима работы и вида кранового

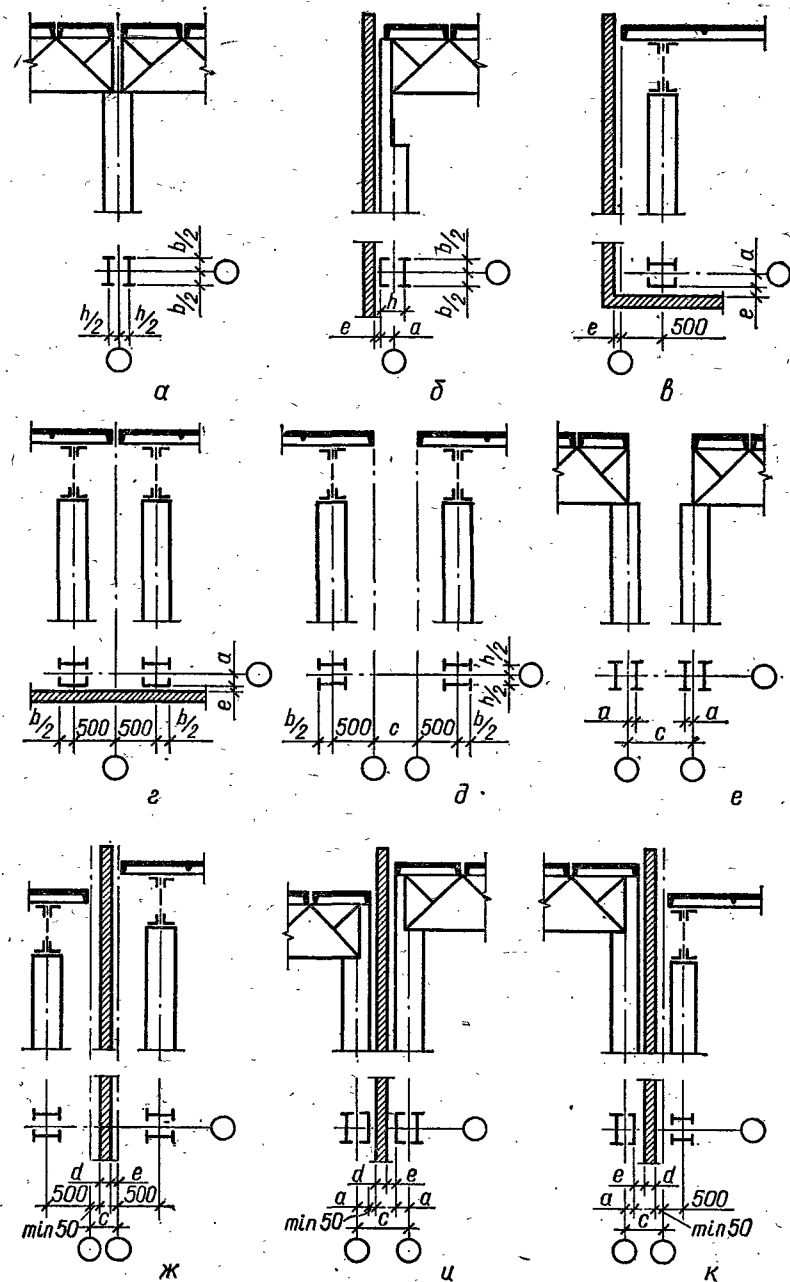


Рис. 5. Привязки колонн к координационным осям:

а — средних рядов; б — крайних рядов; в — то же, в торце здания; г, д — в местах расположения поперечных температурных швов; е — то же, продольных; ж — при перепаде высот по длине здания; з — то же, параллельных пролетов; к — в местах примыкания взаимно перпендикулярных пролетов.

оборудования. Продольная координационная ось может быть либо совмещена с геометрической осью колонн крайнего ряда, либо смещена с внешней грани колонны на расстояние a , кратное модулю 3М, М или 0,5М; принимают $a = 0,250$ и 500 мм (рис. 5, б).

3. Геометрические оси колонн средних рядов совмещают с продольными координационными осями.

4. В торцах здания геометрические оси колонн средних и крайних рядов смещают внутрь здания на расстояние 500 мм от поперечной координационной оси (рис. 5, в). При необходимости размер 500 мм может быть увеличен до размеров, кратных 250 мм, что связано с использованием стеновых элементов одинаковых типоразмеров для продольных и поперечных стен.

5. Привязка внутренних граней наружных стен к продольным осям равна сумме привязок наружной грани колонн a и зазора e ; к поперечным — зазору e (рис. 5, б, в), где e определяется конструкцией крепления стен.

6. Геометрические оси парных колонн в местах расположения температурных швов смещаются с поперечной оси на 500 мм во внутрь каждого отсека (рис. 5, г). В шве допускается предусматривать две поперечные оси со вставкой между ними (рис. 5, д), шириной c , кратной 50 мм. Обычно $c = 250$ мм. Геометрические оси колонн смещают с координационных осей на 500 мм или на большее расстояние, кратное 250 мм.

7. При организации продольного температурного шва в зданиях с пролетами равной высоты предусматривают две оси со вставкой между ними размером c (рис. 5, е), привязку колонн к этим осям принимают по п. 2. Размер вставки равен сумме размеров привязок колонн a к продольным осям и расстоянию между гранями колонн, равному 500 мм или большему размеру, кратному 250 мм.

8. Перепады высот в любом направлении здания на парных колоннах осуществляют, предусматривая две координационные оси со вставкой между ними (рис. 5, ж, и, к). Размер c должен быть кратным 50 мм (но не менее 300 мм) и равен округленной сумме зазора e (между координационной осью повышенного пролета и внутренней гранью стены), толщины стены d и зазора не менее 50 мм между наружной гранью стены и координационной осью пониженного пролета. Привязки парных колонн принимают в соответствии с правилами их размещения относительно продольных и поперечных координационных осей.

9. При организации температурного шва или перепада высот на одинарной колонне ее геометрическая ось совмещается с координационной осью.

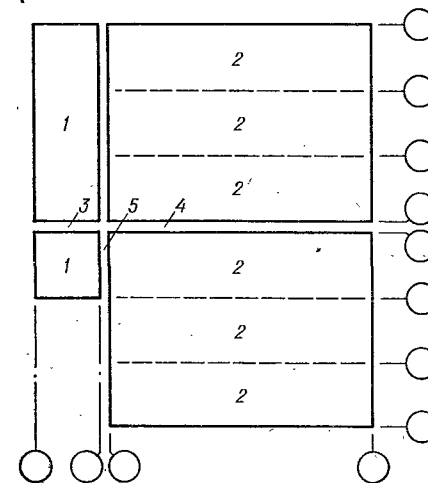
10. При наличии в зданиях с взаимно перпендикулярными пролетами продольного температурного шва между параллельными пролетами он продлевается в перпендикулярный пролет, где будет поперечным швом (рис. 6). Для обоих швов размер вставки между координационными осями должен быть одинаковым. Допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании не предусматривать шов в перпендикулярном пролете.

Изложенные правила привязки колонн к координационным осям распространяются на все каркасные здания независимо от типов каркасов и материала его основных несущих элементов. В одноэтажных пролетных производственных зданиях по этим правилам размещаются стойки поперечных рам каркаса, в зданиях ячейкового типа — опоры структурных блоков.

Выбранный шаг колонн в зданиях с рамным каркасом является шагом стропильных конструкций (6; 12 м и более). Однако в отдельных случаях (при несовпадении длин ограждающих конструкций с шагом колонн и ригелей при соответствующем обосновании или исходя из требований устройства подвешного транспорта) возможно несоответствие шага колонн шагу несущих конструкций покрытия. Тогда для опирания промежуточных стропильных ферм в продольном направлении здания на колонны устанавливают подстропильные фермы. Их располагают по осям сечения надкрановой части колонн. Разница отметок низа подстропильных и стропильных конструкций должна быть равной 0 или 600 мм.

Рис. 6. Размещение температурных швов в здании с взаимно перпендикулярными пролетами:

1 — перпендикулярные пролеты; 2 — параллельные пролеты; 3 — поперечный шов; 4 — продольный шов; 5 — шов примыкания взаимно перпендикулярных пролетов.



Подстропильные фермы используют в многопролетных зданиях и устанавливают по средним рядам колонн, шаг которых принят большим шага крайних. Для одноэтажных однопролетных зданий подстропильные конструкции применяют редко, так как при этом необходимо использовать несколько типов стропильных ферм в одном покрытии. Исключение составляют стальные конструкции одноэтажных производственных зданий для условий конвейерной сборки и блочного монтажа, где несущие блоки, скомпонованные из двух подстропильных и двух стропильных ферм, решены со смещением осей стропильных ферм с осей колонн на 3 м. Благодаря этому стропильные конструкции такого покрытия имеют одинаковые габариты, причем несущие конструкции блока могут быть использованы в многопролетных и однопролетных зданиях.

3.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ОСНОВНЫХ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КАРКАСОВ

Каркас производственного здания представляет собой единую пространственную систему несущих конструкций, воспринимающих действующие на них воздействия. При проектировании выделяют

основные несущие элементы, включаемые в расчетную схему: колонны и ригели одноэтажных рамных каркасов независимо от числа пролетов и их размеров, а также колонны и пространственные конструкции покрытия в зданиях с покрытием типа структур или перекрестных ферм.

Конструктивные решения основных несущих элементов каркаса зависят прежде всего от габаритных размеров здания, типа покрытия, наличия подъемно-транспортного оборудования, типа и грузоподъемности кранов, режима их работы, климатического района строительства.

Стальные колонны поперечной рамы каркаса могут быть выполнены постоянного по высоте колонны сечения либо ступенчатого, что необходимо при наличии мостовых кранов. Колонны постоянного сечения в зависимости от высоты и воспринимаемых нагрузок проектируют сплошнотелыми (рис. 7, а) или сквозными. Их применяют в бескрановых зданиях, а также при наличии мостовых кранов грузоподъемностью до 20 т. В этом случае нагрузка от кранов передается на стержень колонны через консоли, на которые опираются подкрановые балки (рис. 7, б). Ступенчатые колонны (рис. 7, в) с переменным по высоте сечением применяют для зданий, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью более 20 т. Подкрановая часть их решается из двух ветвей, соединенных между собой стальным листом (сплошное сечение) либо раскосной и безраскосной решеткой (сквозное). Подкрановые балки устанавливают на уступ подкрановой части колонны и с их вертикальной осью совмещают ось подкрановой ветви. Наружную (шатровую) ветвь крайней колонны решают в форме швеллера или двутавра, внутреннюю (подкрановую) — двутавра. В колоннах, устанавливаемых по средним рядам здания, обе ветви имеют одинаковое сечение — двутавровое. Надкрановую часть колонны проектируют сплошного двутаврового сечения.

По условиям обеспечения поперечной жесткости размеры сечений колонн устанавливают в зависимости от длины надкрановой и подкрановой частей: $b_2 \geq \frac{1}{12} l_2$; $b_1 \geq \frac{1}{22} l_1$, кроме зданий с тяжелым режимом работы, для которых $b_1 \geq \frac{1}{15} l_1$ [12]. Высота надкрановой части колонны l_2 принимается равной расстоянию от подкрановой площадки до опорного узла ригеля, подкрановой l_1 — от низа базы колонны до подкрановой ступени.

В зданиях легкого, среднего и тяжелого режима работы при расположении в одном пролете не более двух кранов ширина надкрановой части колонны составляет 500 мм (привязка $a = 0,250$ мм) либо, что реже, 750 мм (привязка $a = 500$ мм). В пролетах зданий, где эксплуатируются мостовые краны весьма тяжелого режима работы, независимо от их числа, а также краны тяжелого и среднего режимов работы при количестве кранов более двух в одном пролете и при их круглосуточной непрерывной работе, предусматривают проходы вдоль крановых путей с обеих сторон пролета (работа крана считается непрерывной, если наибольший перерыв в течение суток не превышает 4 ч). Для проходов используют тормозные конструкции подкрановых балок. Ширина прохода в свету назначается не менее 500 мм, в местах

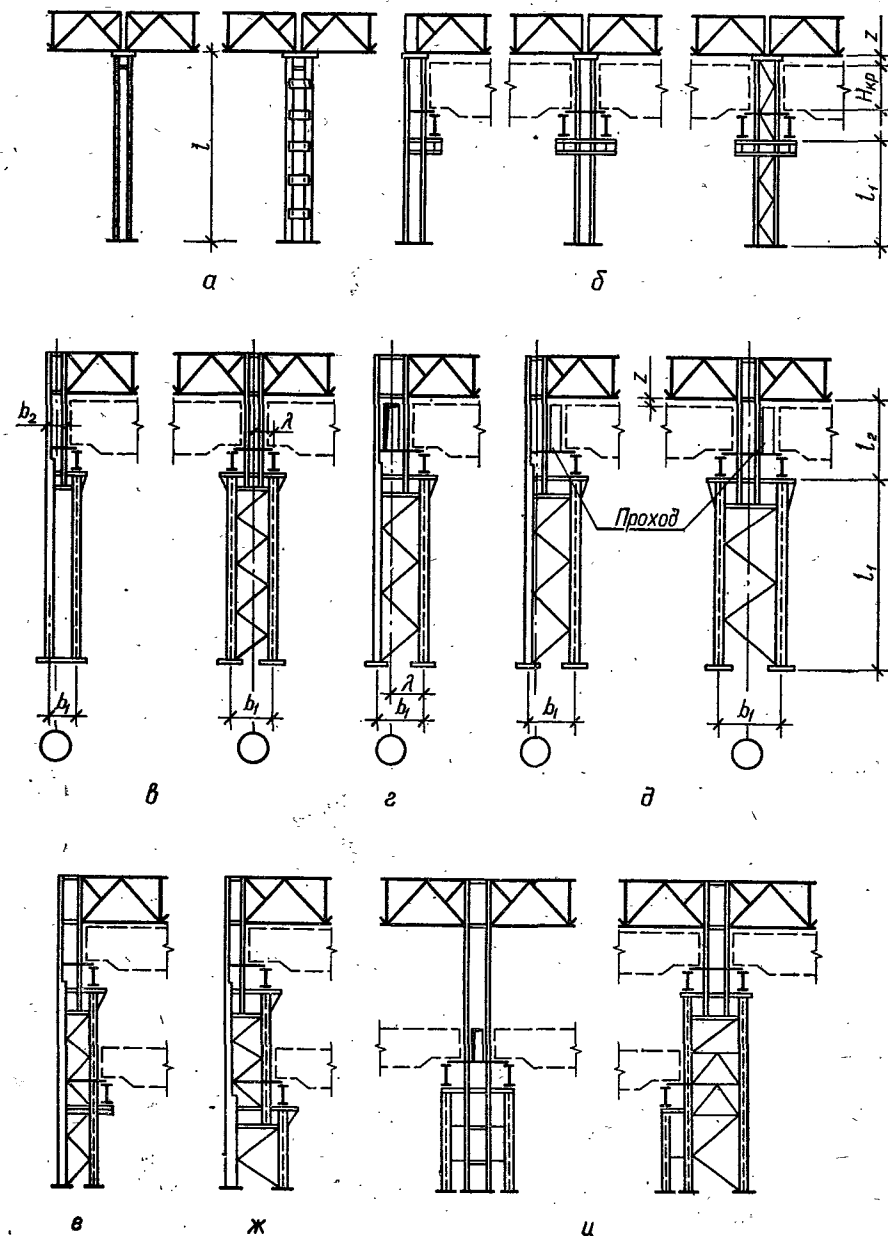


Рис. 7. Схемы колонн производственных зданий:
а — бескрановых постоянного сечения; б — постоянного сечения с подкрановыми консолями; в — ступенчатых; г — ступенчатой с проходом внутри надкрановой части; д — то же, с проходом сбоку; е — ступенчатой с подкрановой консолью; ж — двухъярусной; и — раздельного типа.

расположения колонн — не менее 400 мм. В последнем случае проход обеспечивается через проемы в стенках надкрановых частей колонн либо сбоку — между гранью колонны и кранами. Высота прохода — не менее 1800 мм (рис. 7, з, д).

При проходе внутри колонны ширину надкрановой части принимают не менее 1000 мм. При расположении прохода сбоку — $b_2 = 500$ мм, необходимая ширина прохода 450 мм (с учетом устройства ограждения со стороны пролета) обеспечивается соответствующим выбором ширины подкрановой части колонны (рис. 7, з, д).

Ширина подкрановой части крайней колонны b_1 зависит от принятой привязки к продольным координационным осям здания и расстояния между координационной осью и осью подкрановой балки λ . Размер λ назначают с таким расчетом, чтобы кран при движении не задевал колонну и не затруднял прохода вдоль крановых путей. Учитывая, что продольная координационная ось совпадает с геометрической осью сечения, ширина подкрановой части средней колонны равна $b_1 + 2\lambda$.

Согласно рекомендациям [12] при ширине $b_1 = 1000...1500$ мм нижнюю часть стержня ступенчатой колонны выполняют сплошной. При больших размерах b_1 подкрановую часть проектируют сквозного сечения, ветви которого соединяют решеткой из уголков. Решетка состоит из раскосов или раскосов и стоек. Раскосы располагают под углом $40...45^\circ$, причем верхний конец раскоса крайней колонны, размещенного в следующей за подкрановой ступенью панели, центрируют на подкрановую ветвь. Расположение узлов соединительной решетки увязывают с раскладкой стеновых панелей (для крайних колонн) и с примыкающими к колонне смежными конструкциями (для крайних и средних колонн). Для этого совмещают центры узлов решетки с центрами узлов примыкания опорных столиков панелей, ферм, подкрановых балок, кронштейнов и других элементов.

При расположении мостовых кранов в двух или более уровнях колонны выполняют двух- или многоярусными. Если грузоподъемность одного из кранов до 20 т, то для его опирания можно использовать консоли (рис. 7, е). В отдельных случаях проектируют отдельные колонны (рис. 7, и), что рационально при низком расположении кранов большой грузоподъемности или при расширении цехов. В отдельных колоннах подкрановая стойка, воспринимающая только нагрузку от вертикального давления кранов, связана гибкими связями (горизонтальными планками толщиной 10...12 мм) с колонной, работающей в системе поперечной рамы каркаса.

Компоновка стержней двух- и многоярусных колонн, а также рамных при их раздельном решении не отличается от компоновки одноступенчатых. Подкрановую стойку раздельных колонн проектируют из прокатного широкополочного или сварного двутавра.

Для наиболее часто встречающихся габаритных схем одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно или без них разработаны альбомы рабочих чертежей типовых конструкций колонн. Такие одно- или многопролетные здания возводят в I...IV снеговых и ветровых районах СССР.

В серии 1.423-4 колонны запроектированы двухветвевыми из широкополочных двутавров постоянного по высоте сечения (рис. 7, а). Номинальная высота колонн (отметка верха) — 9,6...18,0 с градацией через 1,2 м. Здания с применением этих колонн пролетами 18, 24, 30 и 36 м (в любом сочетании) могут быть бескрановыми или оборудованы подвесными кранами грузоподъемностью до 5 т включительно. Шаг колонн по крайним рядам 6 м, по средним — 6 или 12 м.

Колонны сплошностенчатого постоянного сечения высотой от 6 до 9,6 м (через 1,2 м) (рис. 7, а, б) из сварных и широкополочных двутавров запроектированы в серии 1.424-4, вып. 2 (табл. 31). В зданиях высотой до 8,4 м допускается устройство подвесных кранов грузоподъемностью до 3,2 т, при высоте 8,4 и 9,6 м — мостовых грузоподъемностью до 20 т с устройством подкрановой консоли. Для

Таблица 31. Геометрические размеры колонн с мостовыми кранами по серии 1.424-4, вып. 2

Отметка верха ко- лонны, м	Размеры, мм							
	h_1	Отметка головки рельса	Высота крана при гру- зоподъемности, т			Зазор z при грузоподъемности крана, т		
			10	15	20	10	15	20
8,4	4500	5720	1900	2300	2400	780	380	280
9.6	5700	6920	1900	2300	2400	780	380	280

зданий бескрановых, а также с подвесными кранами шаг колонн по крайним рядам принят 6 м, с мостовыми кранами — 12 м по крайним и средним рядам (шаг стропильных ферм 6 или 12 м).

Двухветвевые ступенчатые колонны для зданий высотой от 10,8 до 18,0 м разработаны в серии 1.424-4 для одно- и многопролетных зданий пролетами 18, 24, 30 и 36 м с шагом колонн 12 м, оборудованных мостовыми кранами легкого, среднего и тяжелого режимов работы грузоподъемностью до 50 т включительно при наличии проходов вдоль крановых путей и без них (рис. 7, в...д). Колонны, представленные в выпусках 1 и 4, предназначены для отапливаемых и неотапливаемых зданий, возводимых в районах с расчетной температурой выше соответственно -40 и -30°C при отсутствии расчетной сейсмичности. Для районов с расчетной сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, а также при расчетной температуре ниже -40°C используют колонны, разработанные в выпусках 3 и 5. Сечения колонн komponуют из широкополочных прокатных двутавров или из сварных и гнутых элементов. Геометрические размеры ступенчатых колонн по серии 1.424-4 приведены в табл. 32.

В серии 1.424-3, вып. 2 приведены материалы для проектирования колонн одноэтажных многопролетных зданий с одноярусным и многоярусным расположением кранов специального назначения грузоподъемностью до 560 т. Шаг колонн по крайним и средним рядам предусмотрен 12, 24 и 36 м. Высота надкрановой части 9,6...14,4 м, подкрановой — 15...33 м.

Типовые колонны запроектированы как элементы поперечных рам каркаса с шарнирным сопряжением с ригелями и жесткой заделкой в фундамент. Для выбора марки колонны необходимо выполнить статический расчет рамы, а затем по найденным усилиям подобрать соответствующую колонну.

Ригели поперечных рам каркасов производственных зданий проектируют сквозными, отличающимися меньшими затратами металла по сравнению с аналогичными сплошного сечения. Однако последние имеют ряд преимуществ — их применение ведет к снижению трудоемкости изготовления и монтажа, улучшению условий транспортировки, уменьшению объема здания и высоты стен за счет меньшей строительной высоты.

Т а б л и ц а 32. Геометрические размеры ступенчатых колонн по серии 1.424-4, мм

Отметка верха ко- лонны, м	l_1	Отметка головки рельса	Зазор z	l_2	Отметка головки рельса при Q , т	
					30	50
10,8	6900	8140 (8135)	560 (565) при $Q =$ $= 10$ т	—	—	—
12,0	8100	9340 (9335)	360 при $Q = 15$ т	6900	8620	8630
13,2	9300	10 540 (10 535)	260 при $Q = 20$ т	8100	9820	9830
14,4	10 500	11 740 (11 735)		9300	11 020	11 030
15,6	—	—		10 500	12 220	12 230
16,8	—	—		11 700	13 420	13 430
18,0	—	—		12 900	14 620	14 630

Примечания. 1. В скобках указаны отметки головки рельса для колонн, выполненных с использованием сварных и гнутых элементов по серии 1.424-4, вып. 1.
2. При грузоподъемности крана $Q = 10, 15, 20$ т $l_2 = 3900$ мм, при $Q = 30$ и 50 т $l_2 = 5100$ мм.
3. Зазор $z = 630$ мм при $Q = 30$ т, $z = 220$ мм при $Q = 50$ т.

Очертания верхних поясов сквозных ригелей должны удовлетворять требованиям ГОСТ 23838—79 (СТ СЭВ 1404—78), который регламентирует уклоны кровель из различных материалов. Так, для рулонных и мастичных материалов уклон следует принимать 1,5...5 %, что позволяет применять фермы с параллельными поясами, в которых необходимый для стока уклон верхнего пояса (1,5 %) обеспечивается строительным подъемом. При кровлях из листовых профилированных материалов требуется уклон 10...20 %, поэтому фермы в этом случае проектируют дву- или односкатными.

Генеральные размеры ферм согласуются с параметрами зданий и с требованиями, установленными по условиям транспортировки. Высота отправочных (монтажных) элементов не должна превышать высоты погрузочного габарита железнодорожной платформы — 3800 мм. Длина определяется соответствующими размерами используемого для транспортировки конструкций транспортного средства (не более 12 м).

Схему решетки сквозных ригелей выбирают в соответствии со схемами приложения внешних нагрузок в узлах ферм. При этом следует учитывать также удобство сопряжения элементов решетки с поясами в зависимости от принятых типов сечений отдельных стержней.

Наиболее распространена треугольная решетка с дополнительными стойками, сокращающими расчетные длины сжатых элементов поясов. При этом опорный раскос проектируют восходящим для унификации узловых сопряжений ригелей с колоннами. Размеры панелей ферм определяются размерами несущих элементов беспрогонного покрытия (шириной железобетонных плит) или шагом прогонов, поддерживающих кровлю из профилированных листов; обычно длина панели 3 м.

Использование в качестве элементов ферм круглых труб, замкнутых гнутосварных профилей, широкополочных двутавров и тавров позволяет повысить эффективность конструкций благодаря более рациональному распределению материала по сечению, выбору схемы решетки, обеспечивающей непосредственное сопряжение раскосов с поясами, повышению коррозионной стойкости стержней с меньшей поверхностью соприкосновения с окружающей средой при одновременном снижении массы ферм. Так при использовании в традиционных схемах поясов из широкополочных тавров с сохранением решетки из спаренных уголков масса фермы снижается на 10...12 % вследствие сокращения расхода стали на узловые фасонки. В фермах из электросварных труб узлы решаются без фасонки, в результате чего их масса на 15...20 % меньше массы ферм из спаренных уголков. Форма сечений элементов исключает возможность образования очагов коррозии, существенно сокращает суммарную поверхность грунтовок и окраски. Несмотря на более высокую стоимость трубчатых профилей такие фермы рациональны.

Наиболее экономична ферма с поясами из широкополочных тавров и с перекрестной решеткой, элементы которых выполнены из одиночных уголков. При сравнительно небольшом снижении массы конструкции (до 10 %) существенно сокращается трудоемкость изготовления (на 25...30 %) за счет уменьшения числа деталей и длины сварных швов.

Применение легких сварных ферм с элементами из замкнутых гнутосварных квадратных или прямоугольных профилей, проектируемых с треугольной решеткой и нисходящим раскосом, позволяет отказаться от прогонного решения кровли. Профилированный настил опирается непосредственно на верхние пояса ферм, расположенных с шагом 4 м, что соответствует несущей способности настила. Такое решение обеспечивает снижение расхода материалов на 1 м² покрытия примерно на 15...20 %.

Выбор схем ферм покрытия ведется на основе разработанных типовых решений с возможными отступлениями от них, обусловленными особенностями проектирования зданий. Типовые стропильные фермы разработаны в соответствии с габаритными схемами одноэтажных производственных зданий (ГОСТ 23837—79) для применения в одно- и многопролетных сооружениях высотой до 18 м с любым сочетанием пролетов. Здания предназначены для возведения в I...IV ветровых и в I...V снеговых районах СССР при отсутствии светоаэрационных фонарей и в I...IV снеговых районах при использовании П-образных фонарей. Расчетная температура наружного воздуха

принята выше — 40 °С. В специальных выпусках предусмотрены решения для применения в районах с расчетной температурой ниже —40 °С, а также с расчетной сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

Типовые решения распространяются на стропильные фермы покрытия, подстропильные фермы, прогоны и системы горизонтальных

Таблица 33. Данные о типовых решениях стропильных ферм

Номер серии	Вид кровли	Сечение элементов		Высота по наружным граням поясов, мм	Пролеты, м	Число опорно-вочных марок
		поясов	решетки			
1.460.2-10	Железобетонные плиты и стальной профилированный настил	Из двух уголков		3150	18 24 30 36	1 или 2 2 2 или 3 2 или 3
1.460-8	Стальной профилированный настил	Из тавров	Из двух уголков	3150	18 24 30 36	1 2 2 3
1.460.3-15	То же	Из двутавров	Из замкнутых гнутосварных профилей	3150	24 30 36	2 2 3
1.460.3-18	Железобетонные плиты и стальной профилированный настил	Из тавров	Из одиночных уголков	3150	18 24 30	1 2 2
1.460.3-17	Стальной профилированный настил	Из труб		2900 *	18 24 30	1 или 2 2 2
1.460.3-14	То же	Из замкнутых гнутосварных профилей		2000	18 24 30	2 2 3

* В осях поясов.

и вертикальных связей. Такие покрытия устраивают в зданиях бескаркасных и с опорными мостовыми и подвесными кранами. Шаг ферм может совпадать с шагом колонн (6 или 12 м) либо при наличии подстропильных ферм быть вдвое меньше.

Данные о типовых решениях стропильных ферм для отопляемых зданий приведены в табл. 33, их схемы — на рис. 8. Фермы пролетами 18 м запроектированы с горизонтальными нижними поясами, верхние пояса имеют уклон 1,5 %. При пролетах 24, 30 и 36 м фермы выполняют с параллельными поясами, уклон которых составляет 1,5 %. Номинальные длины ферм приняты меньше пролета зда-

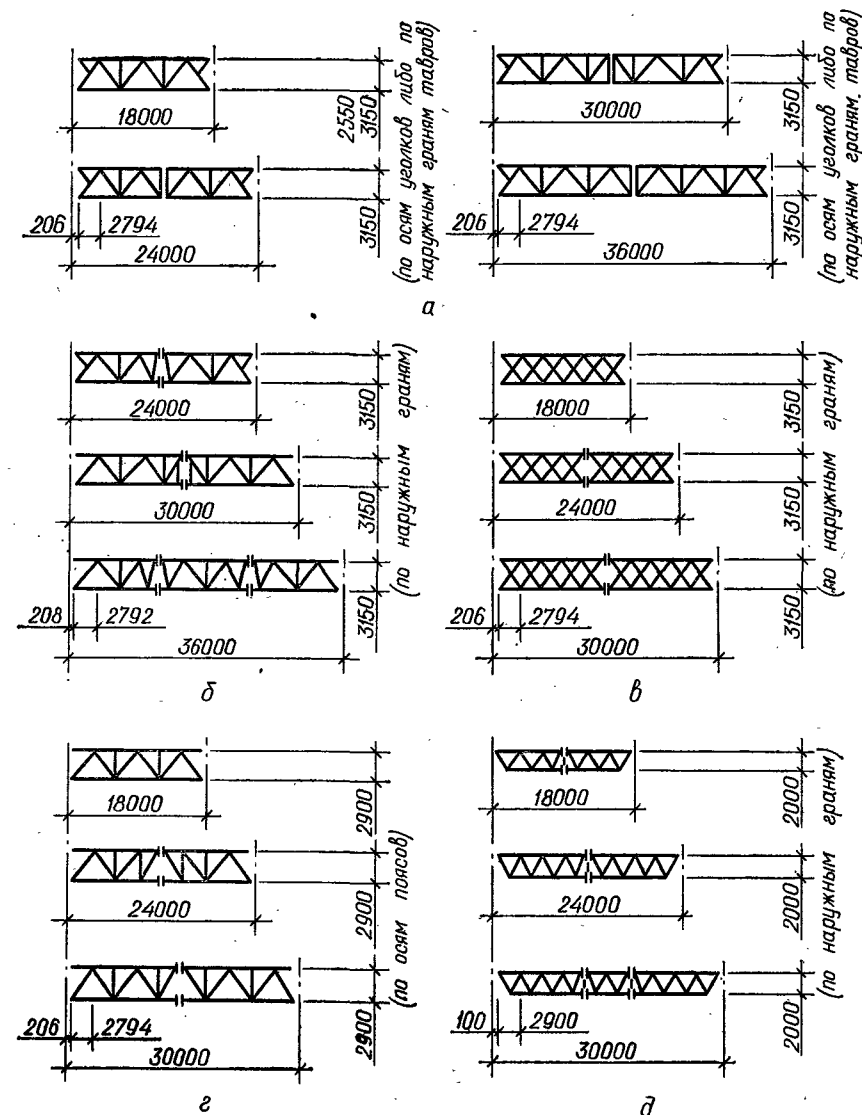


Рис. 8. Схемы стропильных ферм:

а — из спаренных уголков и тавров; б — из широкополочных двутавров с решеткой из замкнутых профилей или уголков; в — с поясами из тавров и решеткой из одиночных уголков; г — из труб; д — из замкнутых прямоугольных профилей.

ния за счет укорочения крайних панелей на размер привязок фермы, указанных на их схемах.

Типовые фермы по сериям 1.460.2-10 и 1.460-8 имеют треугольную решетку с дополнительными стойками (рис. 8, а). Аналогичные схемы приняты для ферм с поясами из двутавров, однако, учитывая применение в монтажных стыках фланцевых соединений, стойки

решетки в этих местах дублированы и смещены с середины панели нижнего пояса (рис. 8, б). При проектировании зданий с пролетами 18 и 24 м, в которых по условиям эксплуатации не требуется повышенная высота межферменного пространства, высота ферм из спаренных уголков может быть понижена до 2550 мм.

Фермы с перекрестной решеткой из одиночных уголков (рис. 8, в) разработаны в серии 1.460.3-18. Они отличаются простотой решения узловых сопряжений, где элементы решетки непосредственно соединены с поясами электродуговой сваркой с принудительным сквозным проплавлением.

Типовые фермы из круглых труб сохраняют традиционную схему решетки (рис. 8, г) с некоторыми отступлениями при пролете 24 м.

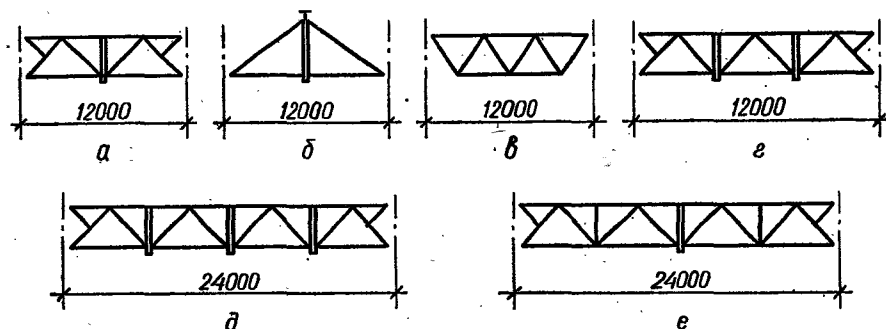


Рис. 9. Схемы подстропильных ферм:

а, б, в — из прокатных уголков при шаге стропильных ферм 6 м; б — из широкополочных тавров и труб; в — из замкнутых гнутосварных профилей; г — из прокатных уголков при шаге стропильных ферм 12 м.

Их высота зависит от диаметра трубчатых элементов поясов и колеблется в пределах 3000...3380 мм.

В приведенных типовых решениях предусмотрена узловая передача нагрузок, что обеспечивается применением в покрытиях железобетонных ребристых плит или прогонов. Покрытия с фермами из замкнутых профилей прямоугольного сечения (серия 1.460.3-14) разработаны с учетом расположения профилированного настила непосредственно по верхним поясам стропильных ферм. Такие фермы (рис. 8, д) рассчитаны для конвейерной сборки, однако допускается их применение при монтаже отдельными элементами в зданиях с небольшими площадями. Шаг ферм принят 4 м с опиранием их на подстропильные конструкции, шарнирно сопрягаемыми с установленными на колоннах опорными стойками. Для удобства транспортировки фермы изготавливают в виде отправочных марок (см. табл. 33).

В экономически обоснованных случаях шаг колонн в зданиях может не совпадать с шагом стропильных ферм. Тогда в покрытиях предусматривают установку подстропильных конструкций по средним и крайним рядам колонн. Типовые подстропильные фермы (рис. 9) выполняют с параллельными поясами (серия 1.460.2-10 и 1.460.3-18) или треугольного очертания (серии 1.460-8, 1.460.3-15 и 1.460.3-17). Типы сечений элементов подстропильных ферм принимают в соот-

ветствии с решениями стропильных ферм из спаренных уголков, широкополочных двутавров и тавров, а также из труб.

Сопряжение стропильных и подстропильных конструкций с параллельными поясами (рис. 9, а) выполняют с совмещением их наружных граней в одном уровне. Такое решение обеспечивает универсальность опорных частей стропильных ферм, для которых узлы опирания на нижележащие конструкции (колонны и подстропильные фермы) в этом случае оказываются практически одинаковыми. Высота подстропильных ферм по наружным граням поясов 3130 мм.

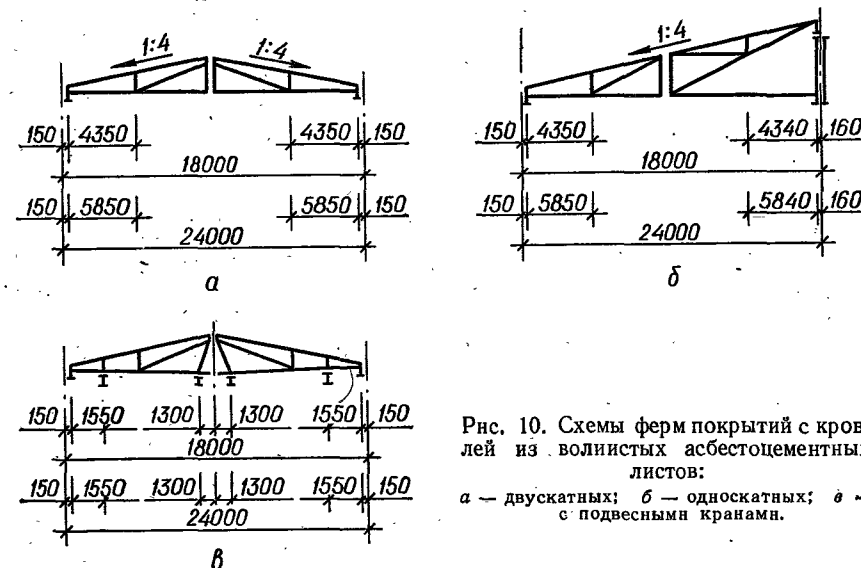


Рис. 10. Схемы ферм покрытий с кровлей из волнистых асбестоцементных листов:

а — двускатный; б — односкатный; в — с подвесными кранами.

Фермы с поясами из широкополочных тавров и двутавров, а также из труб опирают на подстропильные конструкции треугольного очертания (рис. 9, б), принимая их высоту в середине пролета между наружной гранью нижнего пояса и фасонкой для крепления прогонов, равной высоте стропильной фермы.

Подстропильные фермы по серии 1.460.3-15 (рис. 9, в) высотой 1700 мм выполняют из замкнутых гнутосварных профилей. Стропильные конструкции опираются на их верхние пояса в местах расположения узлов.

Если шаг колонн по средним рядам принят 18 или 24 м, возможно применение подстропильных ферм таких же пролетов при шаге стропильных ферм 6 или 12 м (рис. 9, г, д, е). Высота таких конструкций 3130 мм.

Для покрытий неотапливаемых зданий с кровлей из асбестоцементных волнистых листов применяют треугольные фермы с уклоном верхних поясов 1:4 (серия 1.460.3-16). Для однопролетных зданий пролетами 18 и 24 м разработаны двускатные фермы (рис. 10, а), для двухпролетных — односкатные с разреженной решеткой и жестким верхним поясом (рис. 10, б). На фермы опираются прогоны,

расположенные с шагом 1,5 м, в результате чего верхний пояс работает на внецентренное сжатие и поэтому запроектирован из широкополочных балочных двутавров по ТУ 14-2-24-72, нижний пояс и элементы решетки — из парных горячекатаных уголков, образующих тавровое сечение. Сопряжение с колоннами шагом 6 м принято шарнирное. В двухпролетных зданиях предусмотрены раздельные надколонные стойки по средним рядам, исключающие неразрезность ферм. Для уменьшения изгибающих моментов в верхних поясах элементы решетки в опорных и монтажных узлах примыкают с эксцентриситетами 60 и 80 мм.

Фермы могут быть применены в зданиях бескрановых и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 10 т. При подвесных кранах грузоподъемностью до 5 т схема ферм несколько изменяется (рис. 10, в).

3.3. НАЗНАЧЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

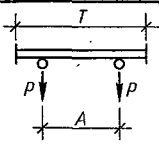
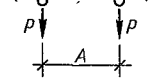
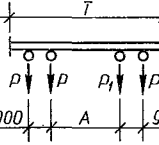
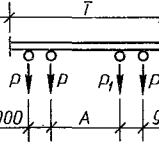
При назначении размеров поперечных рам каркасов следует руководствоваться, помимо технологического задания на проектирование, требованиями модульной координации размеров в строительстве по СТ СЭВ 1001—78 и указаниями по назначению габаритных схем и параметров одноэтажных зданий промышленных предприятий по ГОСТ 23837—79 и ГОСТ 23838—79. Вертикальные размеры рамы привязывают к условной нулевой отметке, в качестве которой принимают уровень чистого пола, горизонтальные — к координационным осям здания. Все размеры должны соответствовать унифицированным параметрам несущих и ограждающих конструкций, а также габаритам технологического и подъемно-транспортного оборудования.

Вертикальные размеры зданий бескрановых, а также оборудованных подвесными кранами общего назначения принимаются кратными 1200 мм (см. табл. 31). Высота здания, равная расстоянию от уровня чистого пола до низа конструкций покрытия, зависит от технологических условий производства, ее назначают с таким расчетом, чтобы зазор между отметкой верхней точки технологического оборудования и низом конструкций покрытия составил не менее 200...400 мм.

Поперечные рамы размещают по координационным осям здания, расстояния между которыми кратны 3000 мм. В бескрановых зданиях принимают нулевую привязку крайних колонн, совмещая с наружными их гранями координационную продольную ось.

В зданиях с мостовыми кранами вертикальные размеры определяют исходя из габаритов кранового оборудования и отметки уровня головки рельса, назначаемой по требуемой высоте подъема крюка крана (табл. 34). Для компоновки поперечной рамы каркаса здания достаточно знать высоту крана H_k (габаритный размер от головки рельса до верхней точки тележки крана), свес B (часть моста крана, выступающую за ось рельса) и пролет крана L_1 (расстояние между осями крановых рельсов).

Таблица 34. Данные о мостовых кранах, ГОСТ 25711—83, ГОСТ 6711—81

Грузоподъем- ность, т	Режим работы	Пролет здания L	Пролет крана L ₁	Размеры, мм				На- груз- ка на коле- со, кН		Масса, т		Схема крана					
				H _к	B	T	A	P	P ₁	тележки	крана						
32/5	—	24 30 36	22,5 28,5 34,5	2750	300	6300 6800	5100 5600	260 280 320	—	8,7	35 41 56,5						
50/12,5	—	24 30 36	22,5 28,5 34,5	3150	350	6860	5600	380 415 455	—	13,5	48,5 59,5 73,1						
80/20	Л	24 30 96	22 28 34	3700 4000	400	9100	4350	351 371 390	374 400 420	32	104 119 129						
		С	24 30 36	22 28 34				3700 4000	400		9100		4350	353 373 392	373 402 422	33	105 120 130
			Т	24 30 36				22 28 34	3700 4000		400		9600	4600	387 418 436	397 427 446	39
	Л			24 30 36	22 28 34	4000	400	9600	4600	408 447 467	437 467 487		36	112 132 142			
		С		24 30 36	22 28 34	4000				400	9600			4600	410 449 469	439 469 489	37
			Т	24 30 36	22 28 34	4000				400	9600			4600	446 476 495	456 485 505	42
100/20	Л			24 30 36	22 28 34	4000	400	9600	4600	408 447 467	437 467 487	36	112 132 142				
		С		24 30 36	22 28 34	4000				400	9600		4600		410 449 469	439 469 489	37
			Т	24 30 36	22 28 34	4000				400	9600		4600		446 476 495	456 485 505	42
	Л			24 30 36	22 28 34	4000	400	9400	4600	477 506 526	506 536 565	38	117 132 152				
		С		24 30 36	22 28 34	4000				400	9400		4600		479 508 528	508 538 567	39
			Т	24 30 36	22 28 34	4300				400	10 400		5400		436 466 485	446 476 495	45

Высота здания (рис. 11)

$$H = h_1 + h_2, \quad (3.1)$$

где h_1 — расстояние от уровня чистого пола до головки кранового рельса, принимаемое по технологическому заданию на проектирование;

$$h_2 = H_k + 100 + (200 \dots 400), \quad (3.2)$$

100 — установленный нормативами на краны из условий безопасности минимальный зазор между верхней точкой тележки крана и стропильной конструкцией, мм; 200...400 — размер, учитывающий прогиб ригеля и высоту выступающих вниз элементов, мм. По требо-

ваниям модульной координации размеров (СТ СЭВ 1001—78) размер h_2 должен быть кратным укрупненному модулю $3M = 300$ мм.

Высота здания H должна быть кратна 1200 мм. При необходимости корректируют полученный по формуле (3.1) размер, увеличивая h_1 и сохраняя h_2 минимально необходимым.

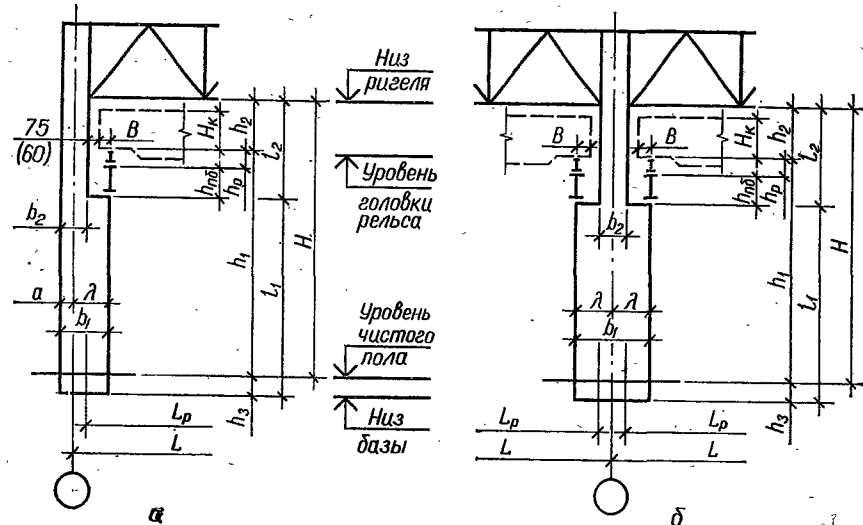


Рис. 11. К назначению размеров поперечных рам каркаса в пролете:
а — крайнем; б — среднем.

Высота верхней надкрановой части ступенчатой колонны определяется как расстояние от низа ригеля рамы до низа подкрановой балки

$$l_2 = h_2 + h_p + h_{п.б.}, \quad (3.3)$$

Таблица 35. Ориентировочная высота подкрановых балок

Грузоподъемность крана, т	Крановый рельс, ГОСТ 4121—76*		Высота подкрановой балки, мм, при шаге колонн, м	
	Марка	Высота, мм	6	12
10...20	P43	140	800	1100
32/5	KP70	120	1300	1600
50/12,5	KP80	130	1300	1600
80/20	KP100	150	1350	1650
100/20; 125/20	KP120	170	1730	2030

где h_p — высота кранового рельса по ГОСТ 4121—76*; $h_{п.б.}$ — высота подкрановой балки, определяемая расчетом (табл. 35).

Высота нижней подкрановой части ступенчатой колонны определяется как расстояние от низа подкрановой балки до низа базы колонны

$$l_1 = H - l_2 + h_3, \quad (3.4)$$

где h_3 — заглубление опорной плиты базы колонны ниже нулевой отметки.

Для колонн производственных зданий без кранов или при наличии кранов общего назначения грузоподъемностью до 50 т отметка верха фундамента должна быть равна $-0,15$ м ($h_3 = 150$ мм). В остальных случаях заглубление колонны ниже нулевой отметки принимают в зависимости от высоты траверсы базы колонны и ее обетонировки, отметка верха которой должна быть не менее чем на 200 мм выше выступающей части базы.

Горизонтальные размеры рамы определяют исходя из заданного пролета крана L_1 и расстояния λ от координационной оси здания до оси кранового рельса

$$L = L_1 + 2\lambda. \quad (3.5)$$

Размер λ должен быть кратным 250 мм и для крайних колонн (рис. 11, а) соответствовать условиям:

$$\lambda \geq (b_2 - a) + B + (60 \text{ или } 75 \text{ мм}); \quad \lambda = b_1 - a, \quad (3.6)$$

где b_2 и b_1 — ширина сечений соответственно надкрановой и подкрановой частей колонны, назначаемые по рекомендациям параграфа 3.2: B — свес крана; a — привязка колонн к продольным координационным осям ($a = 0,250$ и 500 мм); 60 мм (ГОСТ 25711—83) или 75 мм (ГОСТ 6711—81) — минимальный зазор между краном и колонной, устанавливаемый по требованиям техники безопасности.

При наличии прохода вне колонны-размер λ включает еще 450 мм (400 мм — минимальная ширина прохода; 50 мм — на ограждение).

Для средних колонн (рис. 11, б):

$$\lambda \geq 0,5b_2 + B + (60 \text{ или } 75 \text{ мм}); \quad \lambda = 0,5b_1. \quad (3.7)$$

Изложенный принцип назначения вертикальных и горизонтальных размеров поперечных рам характерен для одно- и многопролетных зданий. Если в различных пролетах здания устанавливают краны различной грузоподъемности, то h_2 (см. рис. 7) назначают по наибольшей высоте крана с тем, чтобы добиться одинаковой высоты здания во всех пролетах. Использование поперечной рамы с перепадами высот (кратными 1200 мм) допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании (см. ГОСТ 23838—79).

3.4. ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ПОДВЕСНЫЕ ПУТИ

Подкрановые конструкции предназначены для восприятия воздействий от подъемно-транспортного оборудования и состоят из подкрановых и тормозных балок или ферм, объединенных связями в жесткие геометрически неизменяемые системы. По подкрановым балкам (фермам) размещаются крановые рельсы с креплениями и упоры для кранов в торцах здания.

Подкрановые балки могут быть сплошного сечения или сквозными, причем сплошные более широко применяют благодаря меньшей трудоемкости их изготовления по сравнению со сквозными. Их

проектируют двутаврового сечения с более развитым верхним (сжатым) поясом (рис. 12). Для небольших пролетов (6 м) и кранов грузоподъемностью 5...10 т используют прокатные двутавры, верхний пояс которых усилен листом либо уголками для восприятия горизонтальных усилий, возникающих при торможении тележки крана (рис. 12, а). В основном применяют балки составного сечения с более развитым верхним поясом (рис. 12, б), включаемом в состав тормозной конструкции. При тяжелых режимах эксплуатации во избежание повреждений в зоне верхнего пояса его усиливают вертикальными или наклонными ребрами, а иногда применяют двустенчатые подкрановые балки (рис. 12, в).

При кранах грузоподъемностью более 10 т проектируют тормозные конструкции в виде балок или ферм. В тормозных балках в качестве стенки применяют рифленый лист толщиной 6...10 мм, усиленный ребрами из листовой стали либо из уголков, в тормозных фермах сплошная стенка заменяется сквозной решеткой.

Поясами тормозных балок или ферм являются верхние пояса смежных подкрановых балок, расположенных на колоннах средних рядов, а у колонн крайних рядов — верхний пояс подкрановой балки и дополнительный поддерживающий элемент, устанавливаемый между колоннами вдоль здания (рис. 12, б, в). При шаге колонн 6 м в качестве поддерживающего элемента, как правило, используют швеллер, который может быть применен и при большем шаге, если в здании предусмотрены стойки стенового фахверка. В этом случае поддерживающий швеллер опирают на основные колонны и крепят к стойкам фахверка листовым шарниром, исключающим передачу на стену здания горизонтальных колебаний. При шаге колонн 12 м и более и отсутствии стенового фахверка поддерживающим элементом служит пояс вспомогательной фермы (рис. 12, г).

Тормозные балки (рис. 12, д) проектируют, если ширина подкрановой части колонны не превышает 1,25...1,5 м, а также независимо от этого размера: при кранах грузоподъемностью 100 т и выше; в зданиях с тяжелым режимом работы независимо от грузоподъемности кранов; в зданиях, возводимых в районах с расчетной температурой наружного воздуха — 40 °С и ниже.

Тормозные фермы применяют при ширине подкрановой части колонн более 1,5 м, а также при кранах грузоподъемностью до 80 т и пролете балок 12 м и более [12]. Решетку ферм проектируют треугольной с дополнительными стойками (рис. 12, е). Угол наклона раскосов к поясу принимают в пределах 35...45°.

При пролетах подкрановых балок и ферм 12 м и более по их нижним поясам устраивают горизонтальные связи (рис. 12, ж). В случае необходимости обеспечения пространственной работы подкрановых конструкций предусматривают вертикальные связи по балкам.

Под мостовые электрические краны общего назначения грузоподъемностью до 50 т разработаны типовые разрезные подкрановые балки пролетами 6 и 12 м составного двутаврового сечения. Сечения балок скомпонованы из листов (серия 1.126.2-3, вып. 1) и из тавров,

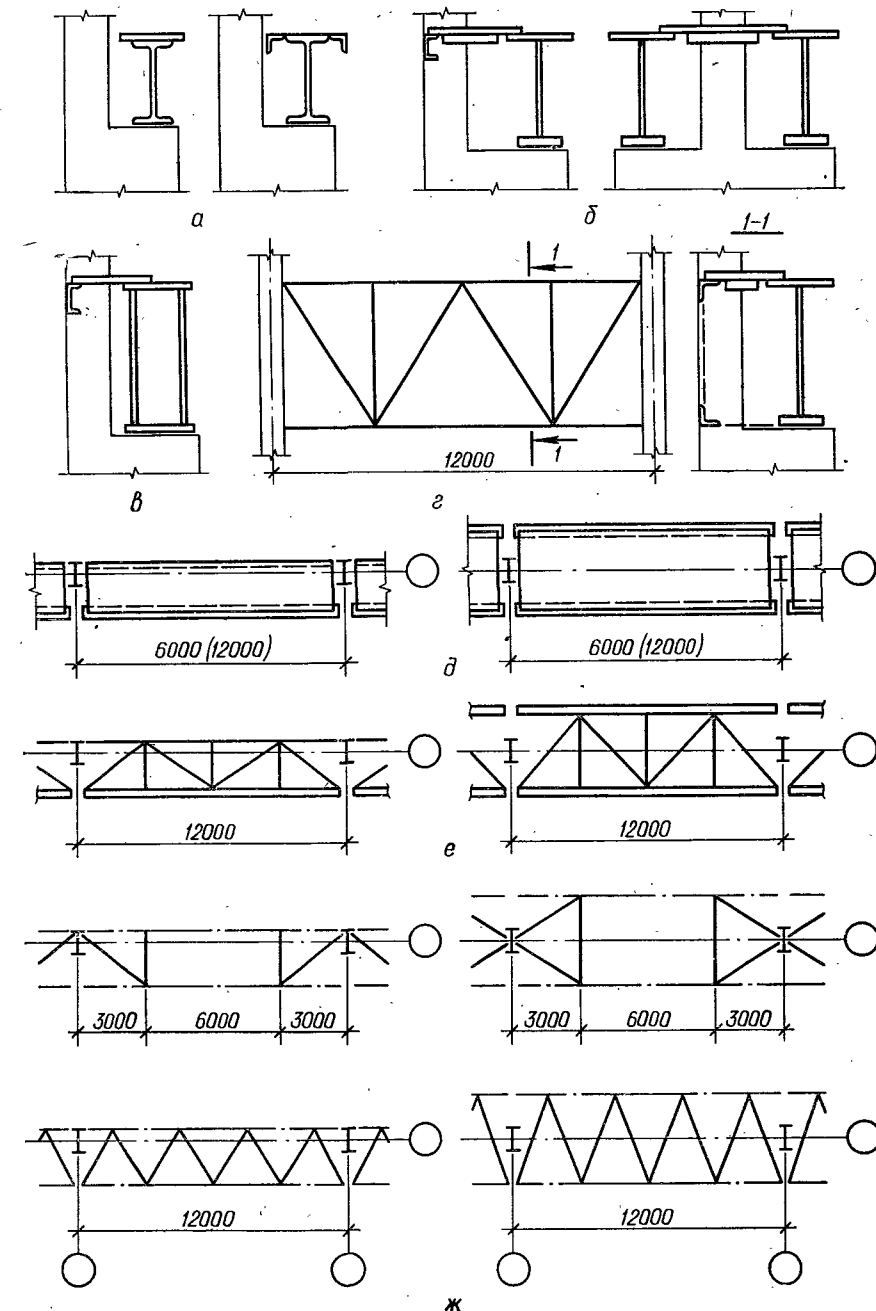


Рис. 12. Подкрановые конструкции:

а — подкрановые балки из прокатных двутавров с усилением верхнего пояса; б — то же, составного сечения; в — то же, двустенчатого сечения; г — схема вспомогательной фермы, поддерживающей тормозную конструкцию; д — тормозные балки по крайнему и среднему рядам колонн; е — то же, фермы; ж — схемы связей по нижним поясам подкрановых балок.

образованных роспуском широкополочных двутавров, со стенкой-вставкой из листа (серия 1.426-1, вып. 4).

При пролетах 24 м и более и кранах грузоподъемностью до 32 т целесообразно применять комбинированные подкрановые фермы с жестким верхним поясом из прокатного или составного двутавра, работающим на сжатие и с изгибом (рис. 13, а), с повышенной высотой фермы ($\frac{1}{6} \dots \frac{1}{8}$ пролета), обеспечивающей снижение расхода стали по сравнению со сплошными балками на 15...20 % [12]. Решетку фермы проектируют треугольной с дополнительными стойками, уменьшающими расчетные длины верхнего, а при необходимости — и нижнего поясов. Размеры панелей кратны 3 м.

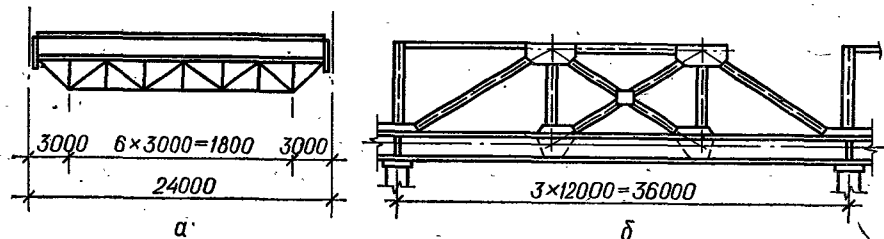


Рис. 13. Подкрановая (а) и подкраново-подстропильная (б) фермы.

При тяжелых кранах и шаге колонн 24 м и более целесообразно крановые пути объединять с подстропильными фермами. Подкраново-подстропильные фермы, в которых использованы такие прогрессивные принципы формообразования как совмещение функций и концентрация материала, отличаются высокой эффективностью, возрастающей с увеличением пролетов и действующих нагрузок; их располагают по средним рядам колонн. Жесткий нижний пояс (рис. 13, б) воспринимает вертикальные и горизонтальные усилия от кранов. На элементы верхнего пояса и стойки решетки опираются стропильные конструкции. Размеры панелей соответствуют шагу стропильных ферм.

Помимо опорных мостовых электрических кранов производственные помещения оснащают и другим подъемно-транспортным оборудованием. Подвесные электрические однобалочные краны общего назначения грузоподъемностью до 5 т (ГОСТ 7890—73*) передвигаются по крановым путям, подвешенным к несущим конструкциям покрытия. Подвесные пути проектируют в виде неразрезных балок с креплением к узлам нижних поясов стропильных ферм либо между узлами — на стержневых подвесках к узлам верхних поясов. При расположении подвесных путей вдоль здания их пролеты соответствуют шагу стропильных конструкций (6 или 12 м). Рекомендуемые схемы размещения кранов в зданиях с пролетами 18, 24, 30 и 36 м приведены на рис. 14. В зданиях, где подвесные крановые пути ориентированы параллельно стропильным фермам, а также при наличии монорельсовых путей с поворотами и поперечными участками, шаг стропильных конструкций должен быть равен 6 м.

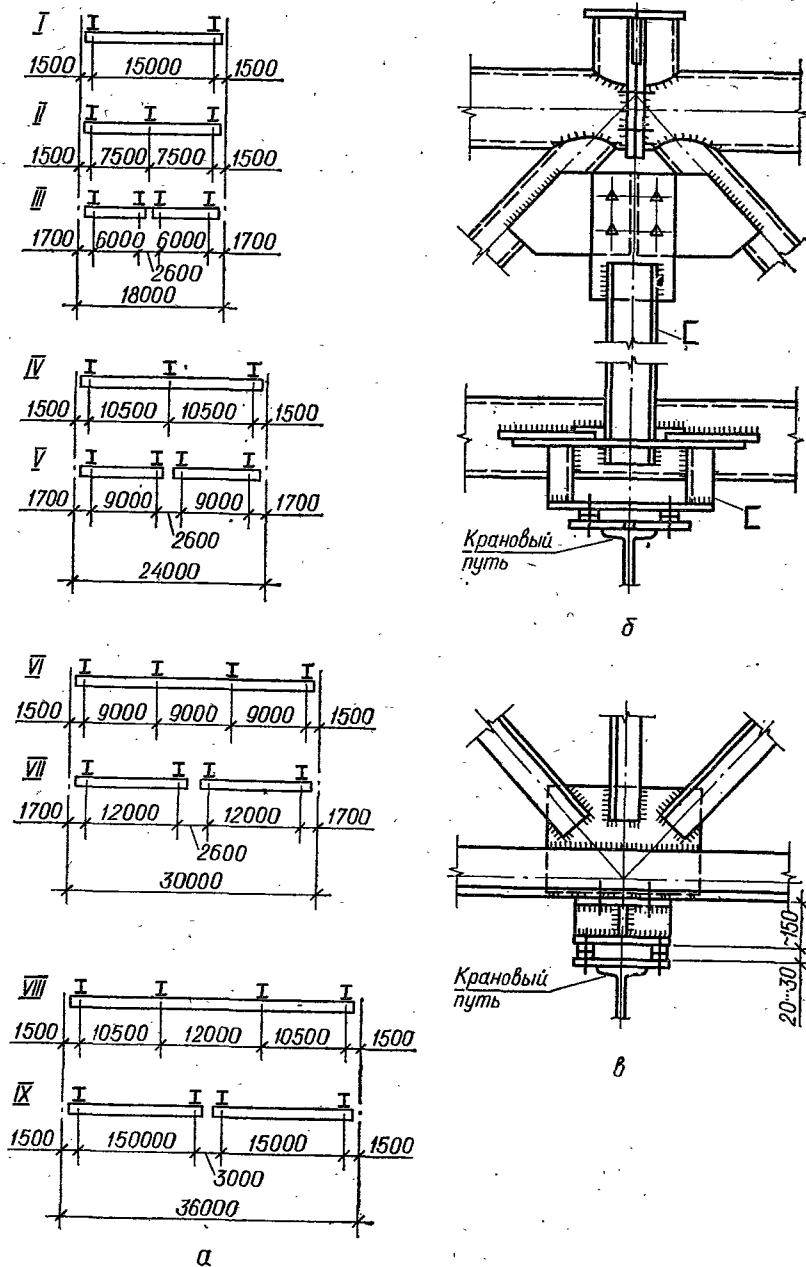


Рис. 14. Размещение подвесных путей:

а — двух- и многоопорных кранов в унифицированных пролетах зданий; б — крепление путей на подвесках к узлам верхнего пояса стропильных ферм; в — то же, к узлам нижнего пояса.

Крепление подвесных балок, проектируемых из прокатных или сварных двутавров, должно обеспечить необходимую устойчивость балки от поворота вокруг продольной оси и возможность вертикальной и горизонтальной рихтовки при монтаже на 15...20 мм (рис. 14, б, в). Балки крепят к центрирующему столику, располагаемому под нижним поясом стропильной конструкции, в узлах. Возможность вертикальной рихтовки обеспечивает зазор между столиком и верхним поясом балки, заполняемый монтажными прокладками. Овальные отверстия в столике позволяют рихтовать балку в горизонтальном направлении.

Геометрическая неизменяемость в продольном направлении и жесткость каждого прямолинейного участка пути достигается постановкой подкосов, расположенных в плоскости подвесок (в пределах высоты стропильной фермы), или горизонтальных элементов, прилегающих к узлам нижних горизонтальных связей покрытия. Подкосы предусматривают только в крайних пролетах подвесных путей.

3.5. СВЯЗИ СТАЛЬНЫХ КАРКАСОВ

Элементы каркаса одноэтажного здания объединяют связями в единую пространственную систему, способную воспринять действующие на нее нагрузки технологические и от атмосферных воздействий и передать их на фундаменты.

В стальном каркасе связи располагают по покрытию, фонарям и колоннам (основным и фахверковым) и назначают в зависимости от генеральных размеров здания, шага колонн, грузоподъемности и режима работы кранов, технологических особенностей производства.

Связи по покрытию. Система связей по покрытию предназначена для обеспечения геометрической неизменяемости каркаса в продольном направлении, сокращения свободных длин элементов ригелей, сжатых в процессе эксплуатации (в направлении из плоскости поперечных рам), восприятия горизонтальных нагрузок от ветра и кранов, приложенных вдоль здания, а также создания условий для взаимного закрепления конструкций в процессе монтажа. Для этого в покрытии устраивают жесткие пространственные блоки, объединяя две, при больших пролетах три смежные фермы с помощью вертикальных и поперечных горизонтальных связей в уровне их поясов. Такие блоки размещают в торцах здания или температурного отсека, при их длине более 144 м — и на промежуточных участках с шагом не более 72 м. В зданиях с перепадами высот эти указания относятся к каждому участку с пролетами одной высоты.

При отсутствии несущей конструкции покрытия в торце здания поперечные связи ставят между первыми двумя фермами, передавая горизонтальные нагрузки от торца здания на жесткий блок специальными распорками.

Вертикальные связи в жестком блоке размещают по его торцам, где они могут быть совмещены с вертикальными связями по колоннам, а также по коньку или под наружными стойками фонарей. Их проектируют в виде ферм с параллельными поясами и решеткой,

схема которой зависит от пролета (6 или 12 м) и высоты, определяемой высотой несущих конструкций покрытия в месте постановки связей.

При наличии жесткого диска кровли горизонтальные поперечные связи размещают только в уровне нижних поясов ферм, входящих в состав жесткого блока, предусматривая инвентарные съемные связи в уровне верхних поясов для выверки конструкций и их устойчивости в период монтажа. Вертикальные связи в этом случае размещают поперек пролета с шагом 6 м (рис. 15...17).

Промежуточные конструкции покрытия (ригели рам и стропильные фермы) присоединяют к жестким пространственным блокам с помощью распорок и растяжек. В уровнях нижних поясов распорки располагают по рядам колонн, растяжки — в средней части каждого пролета, причем их число диктуется требуемой гибкостью нижних поясов сквозных стропильных конструкций в направлении из плоскости ферм. При пролетах, не превышающих 36 м, достаточно поставить одну распорку в плоскости вертикальной связи по середине пролета или ближайшей к середине. Несущие элементы кровли — ребра железобетонных плит и прогоны, а также бортовые балки фонарных панелей — рассматривают как элементы горизонтальных связей в уровне верхних поясов стропильных конструкций. В этом же уровне дополнительно располагают горизонтальные связи в подфонарном пространстве (в торцах фонарей), а также распорки вдоль рядов колонн при покрытиях из железобетонных плит (см. рис. 15). В бесфонарных зданиях при тех же покрытиях распорки ставят и в середине пролета — в плоскости расположения одной из вертикальных связей.

В зданиях с кранами тяжелого и весьма тяжелого режима работы, с подстропильными фермами, при наличии по крайним рядам колонн стоек продольного фахверка, с отметками верха колонн 18 м и более, а также в одно- и двухпролетных зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью более 10 т при числе пролетов более двух стропильные конструкции в уровне нижних поясов объединяют продольными связевыми фермами, расположенными в пределах крайних опорных панелей сквозных стропильных конструкций (см. рис. 17). В зданиях с числом пролетов меньшим или равным трем эти фермы размещают вдоль крайних рядов колонн, а при числе пролетов более трех — не реже чем через пролет в зданиях с кранами тяжелого и весьма тяжелого режима работы и через два пролета в прочих зданиях.

Систему горизонтальных связей по покрытию из треугольных ферм принципиально решают аналогично (см. рис. 16). Связи по верхним поясам проектируют в виде ферм с параллельными поясами, прикрепляемых снизу к прогонам, и размещают их в здании по правилам, изложенным для жестких пространственных блоков. На этих участках покрытия предусматривают вертикальные связи, расположенные в однопролетных зданиях по середине пролета, в двухпролетных — по середине каждого пролета и в плоскости колонн среднего ряда. Связи по нижним поясам в виде поперечных связевых ферм располагают в тех же шагах, что и по верхним поясам. В середине пролета, а также по средним рядам колонн в двухпролетных зданиях преду-

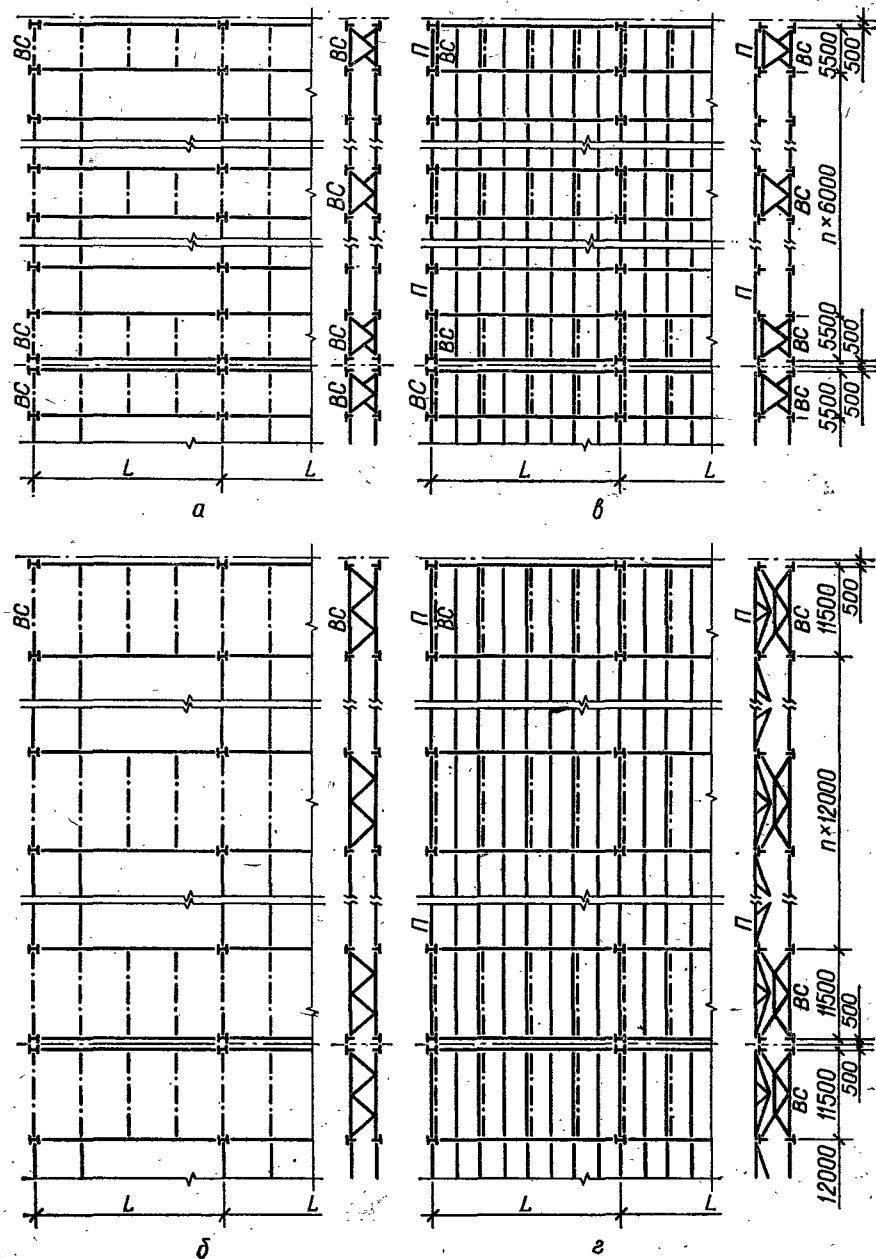


Рис. 15. Схемы расположения элементов покрытия в уровне верхних поясов ферм при применении:

а, б — железобетонных плит покрытия и шаге ферм соответственно 6 и 12 м; в, г — стального профилированного настила по прогонам и шаге ферм соответственно 6 и 12 м; (BC — вертикальные связи; П — прогоны).

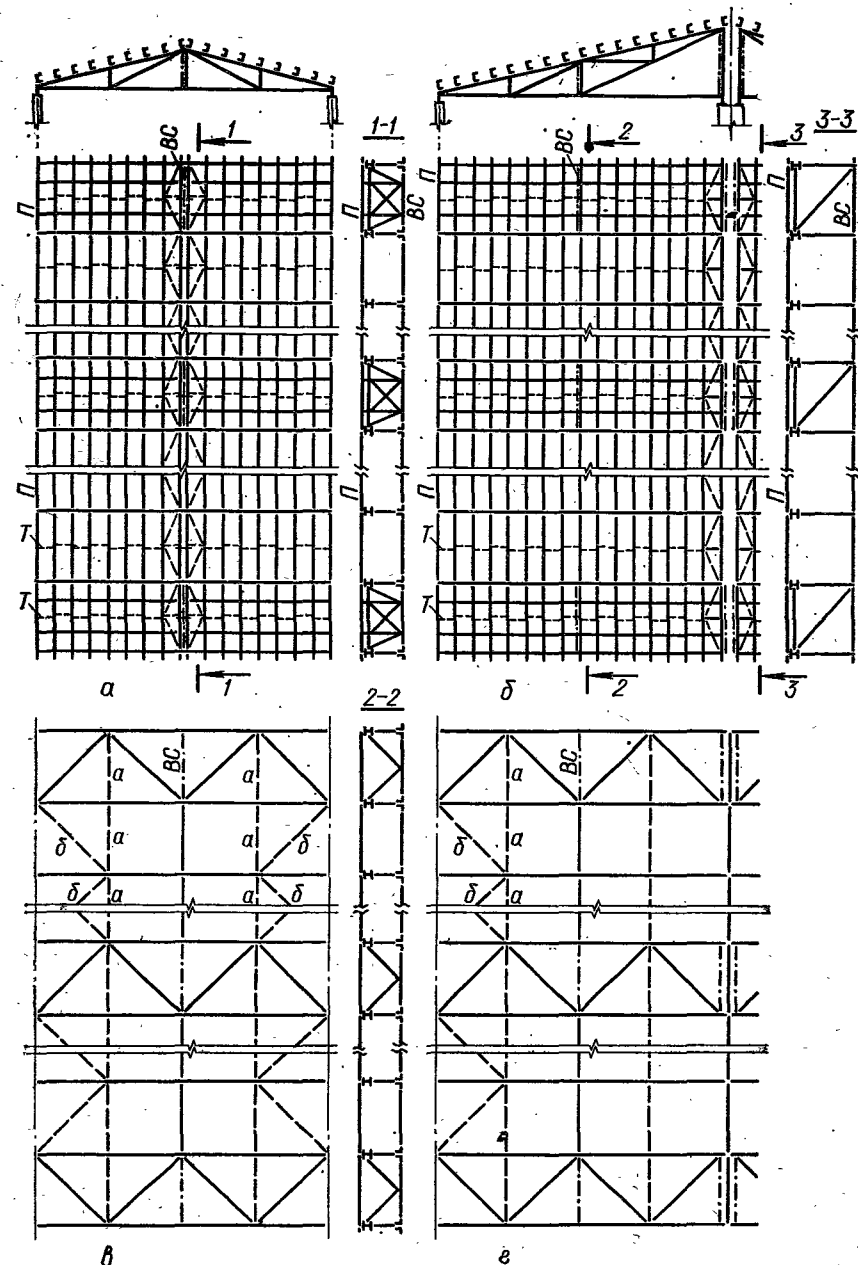


Рис. 16. Схемы расположения связей по треугольным фермам:

а, б — соответственно по верхним и нижним поясам ферм однопролетных зданий; в, г — то же, двухпролетных (BC — вертикальные связи; П — прогоны; элементы а и б следует устанавливать в здании с мостовыми кранами).

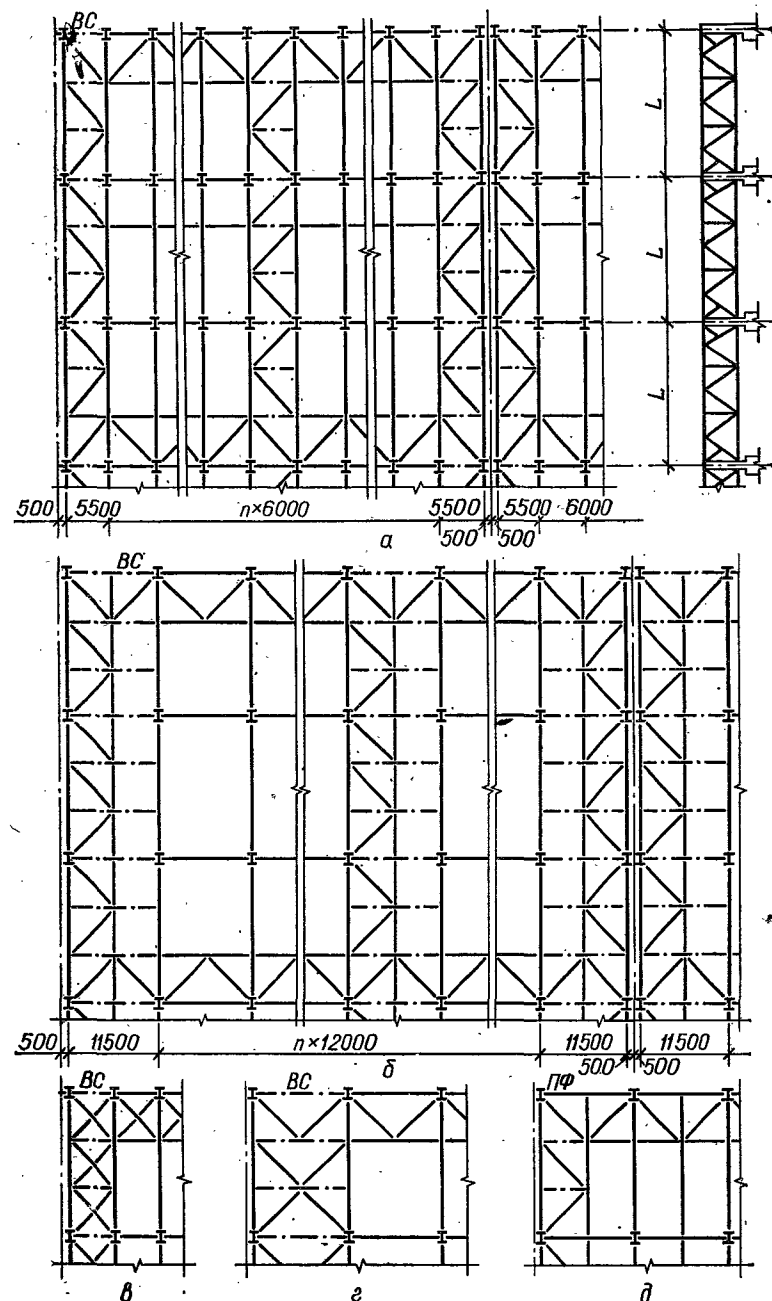


Рис. 17. Схемы расположения элементов покрытия в уровне нижних поясов ферм: а, б — при шаге ферм соответственно 6 и 12 м; в, г — с крестовой связевой решеткой при шаге ферм соответственно 6 и 12 м; д — при наличии подстропильных ферм (BC — вертикальные связи; ПФ — подстропильные фермы).

смаатривают распорки и растяжки. При наличии мостовых кранов вдоль крайних рядов колонн устанавливают продольные связевые фермы, причем для однопролетных зданий, возводимых в районах с расчетной сейсмичностью до 6 баллов включительно, достаточно располагать их только вдоль одного ряда.

По статической схеме поперечные и продольные горизонтальные связи представляют собой фермы с крестовой или раскосной решеткой (см. рис. 17). Их расчет ведут на действие нагрузок, приложенных к торцу здания и передаваемых через стойки торцевого фахверка, верх которых закреплен к узлам связевых ферм. При больших пролетах или нагрузках в поясах поперечных связевых ферм, являющихся одновременно и поясами несущих ферм, возникают значительные продольные усилия, которые необходимо суммировать с усилиями от вертикальных нагрузок. Сечения элементов связей назначают по фактическим усилиям или по предельной гибкости. При перекрестной решетке раскосы рассчитывают как растянутые, при этом стойки (распорки связевых ферм) работают на сжатие. При раскосной решетке (рис. 17, а, б, д) сечения элементов подбирают по условию их работы на сжатие.

При конструировании связей необходимо руководствоваться следующими соображениями:

углы наклона осей связевых элементов принимают не менее 30° , так как при более острых углах затруднено конструирование узлов их сопряжения между собой и с элементами каркаса;

оси элементов связей центрируют на центры узлов сквозных несущих конструкций, однако допускается расцентровка в пределах 200...300 мм;

при длине элементов связей более 12 м проверяют их прогиб и в случае необходимости предусматривают мероприятия, исключающие их провисание;

связи крепят непосредственно к элементам конструкций покрытий без фасонки.

Монтажные крепления связей к несущим конструкциям осуществляют на болтах или сварке. Горизонтальные связи по нижним поясам в зданиях с мостовыми кранами весьма тяжелого режима работы крепят на высокопрочных болтах или сварке, в прочих случаях высокопрочные болты применяют только для элементов связей, усилия в которых превышают 16 т.

Связи по верхним поясам не должны выступать выше уровня пояса с тем, чтобы не препятствовать размещению несущих элементов кровли. Если связь проектируют из угловых профилей, то плоскости их горизонтальных полок совмещают с уровнем верхнего пояса, а вертикальные полки направляют вовнутрь габарита стропильной конструкции (рис. 18, а). При проектировании связей из труб или коробчатых профилей их размещают либо со смещением от центра узла (рис. 18, б) и креплением к горизонтальным граням полок элементов верхних поясов, либо крепят к вертикальным фасонкам, приваренным по центру узла (рис. 18, в) так, чтобы грани элементов связей не выступали выше уровня пояса.

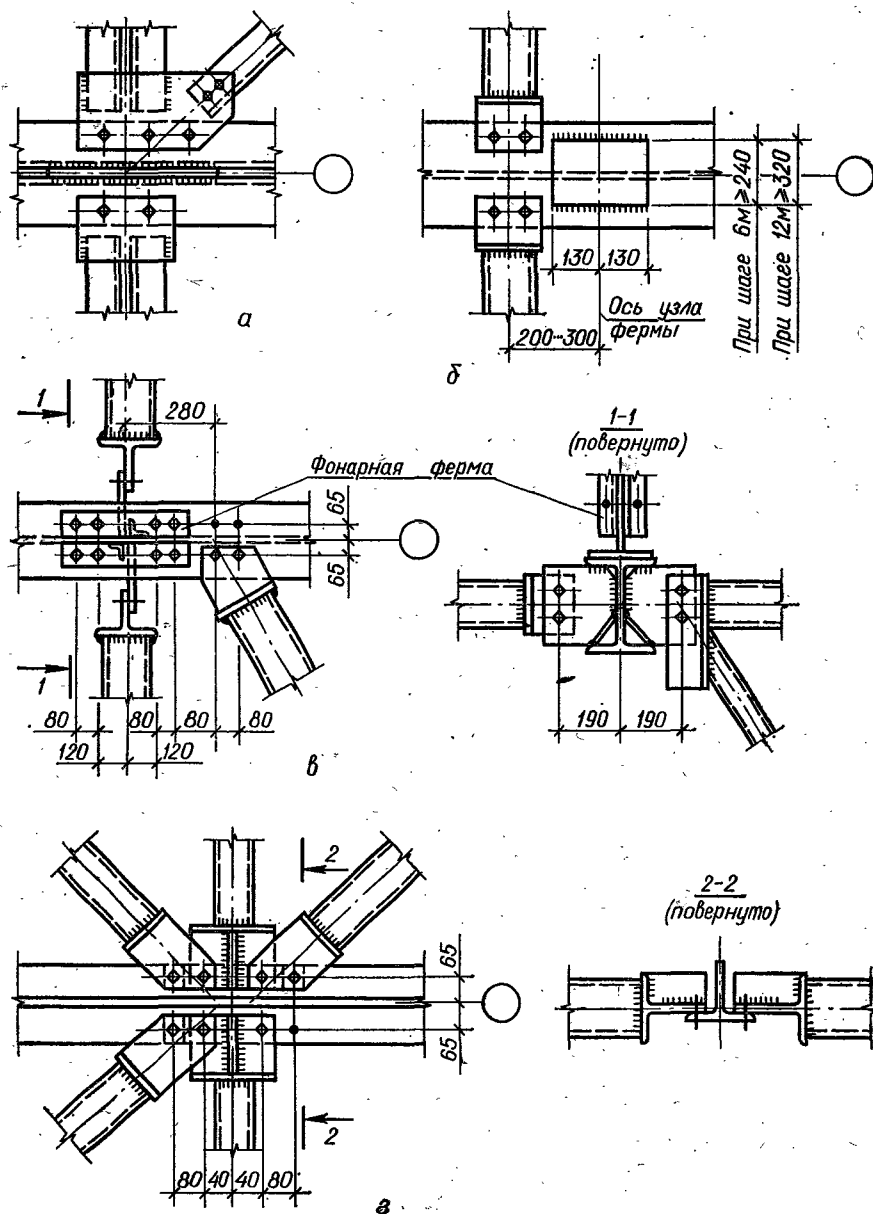


Рис. 18. Узлы крепления связей по покрытию в уровне поясов
а...б — верхних; г — нижних.

Вертикальные связи крепят к стойкам стропильных ферм или к фасонкам (рис. 18, в).

При конструировании узлов крепления связей необходимо оси элементов располагать по середине расстояния между крепежными болтами, размещаемыми по правилам конструирования болтовых соединений с минимальными шагами. Отверстия под болты располагают по рискам, соответствующим размеру выбранного прокатного профиля.

Связи по колоннам. Вертикальные связи между колоннами служат для обеспечения продольной жесткости каркаса и передают на фундаменты усилия от ветровой нагрузки, действующей на торец

Таблица 36. Предельные расстояния между вертикальными связями

Характеристика здания	Район строительства	Расстояние, м	
		от торца здания до оси ближайшей вертикальной связи	между осями вертикальных связей в одном блоке
Отапливаемое	Все, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	90	50
Неотапливаемое		75	
Отапливаемое	I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	60	40
Неотапливаемое		50	

здания, и продольных тормозных воздействий от мостовых кранов. Их ставят по всем продольным координационным осям здания, причем предпочтительно между одними и теми же поперечными осями.

В бескрановых зданиях и зданиях, оборудованных подвесными кранами, вертикальные связи объединяют смежные колонны и располагаются по их оси. В зданиях с мостовыми кранами связи между колоннами размещают в двух ярусах — выше и ниже подкрановых балок.

Связи верхнего яруса располагают в тех же шагах колонн, где предусмотрены жесткие пространственные блоки покрытия: в торцах здания и температурных отсеков, на промежуточных участках при их длине более 144 м (рис. 19, а, б). Связи нижнего яруса предусматривают в средней части здания или температурного отсека, объединяя ими две или три смежные колонны. Предельные расстояния между связями нижнего яруса приведены в табл. 36 в зависимости от характеристики здания и расчетных температур наружного воздуха.

В местах установки вертикальных связей на уровне верхних поясов подкрановых конструкций предусматривают тормозные балки со стенкой из сплошного листа, независимо от расстояния между осью верхнего пояса подкрановых балок (ферм) и гранью поддерживающего элемента, размещаемого вдоль наружной грани колонны. На остальных участках тормозные конструкции выполняют в соответствии с рекомендациями, изложенными в параграфе 3.4.

Вертикальные связи komponуют в зависимости от высоты колонн, расстояния между ними, а также необходимости устройства прохода или проезда между колоннами. Их проектируют с крестовой или раскосной решеткой, а также порталными. Вертикальные связи с крестовой решеткой целесообразны при шаге колонн до 12 м включитель-

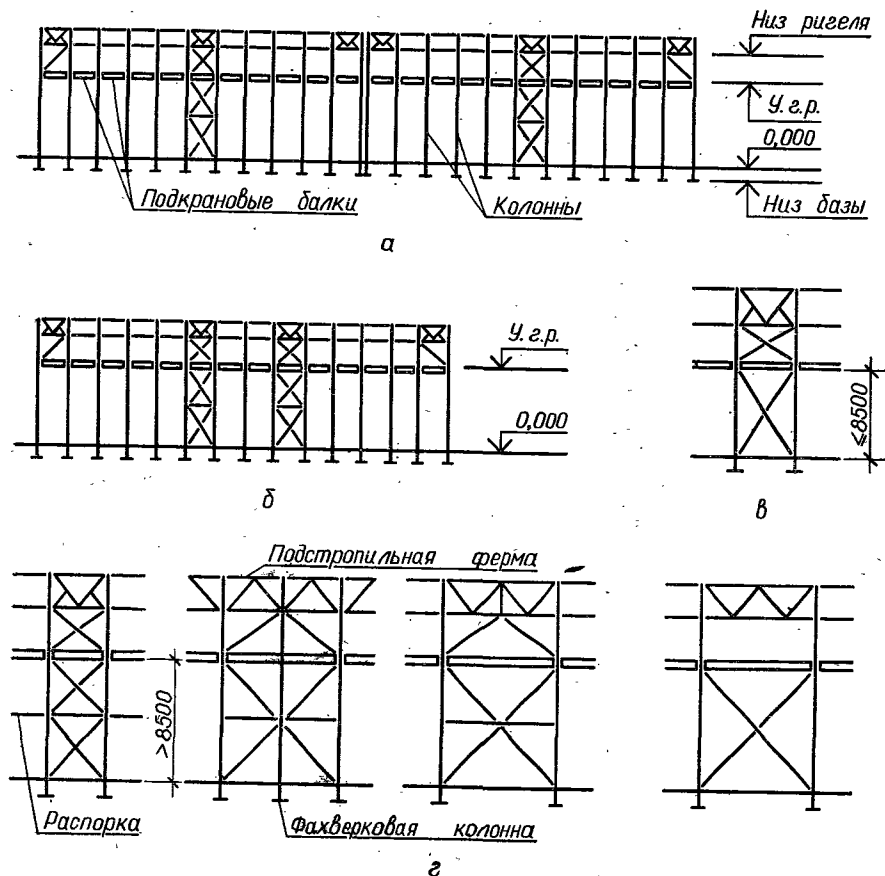


Рис. 19. Вертикальные связи между колоннами:

а, б — при длине температурного отсека соответственно до 180 и свыше 180 м; в, г — схемы вертикальных связей при шаге колонн соответственно 6 и 12 м.

но. Исходя из рационального угла наклона элементов к горизонтالي ($35...55^\circ$), при шаге колонн 6 м и высоте подкрановой части до 8,5 м связи выполняют из двух перекрестных раскосов (рис. 19, в), при большей высоте — из четырех или шести. При значительной высоте подкрановой части колонны для их развязки из плоскости рам возможно размещение распорок вдоль всей длины здания или температурного отсека (рис. 19, г). Необходимость в них устанавливается при проверке устойчивости нижних частей колонн из плоскости поперечной рамы.

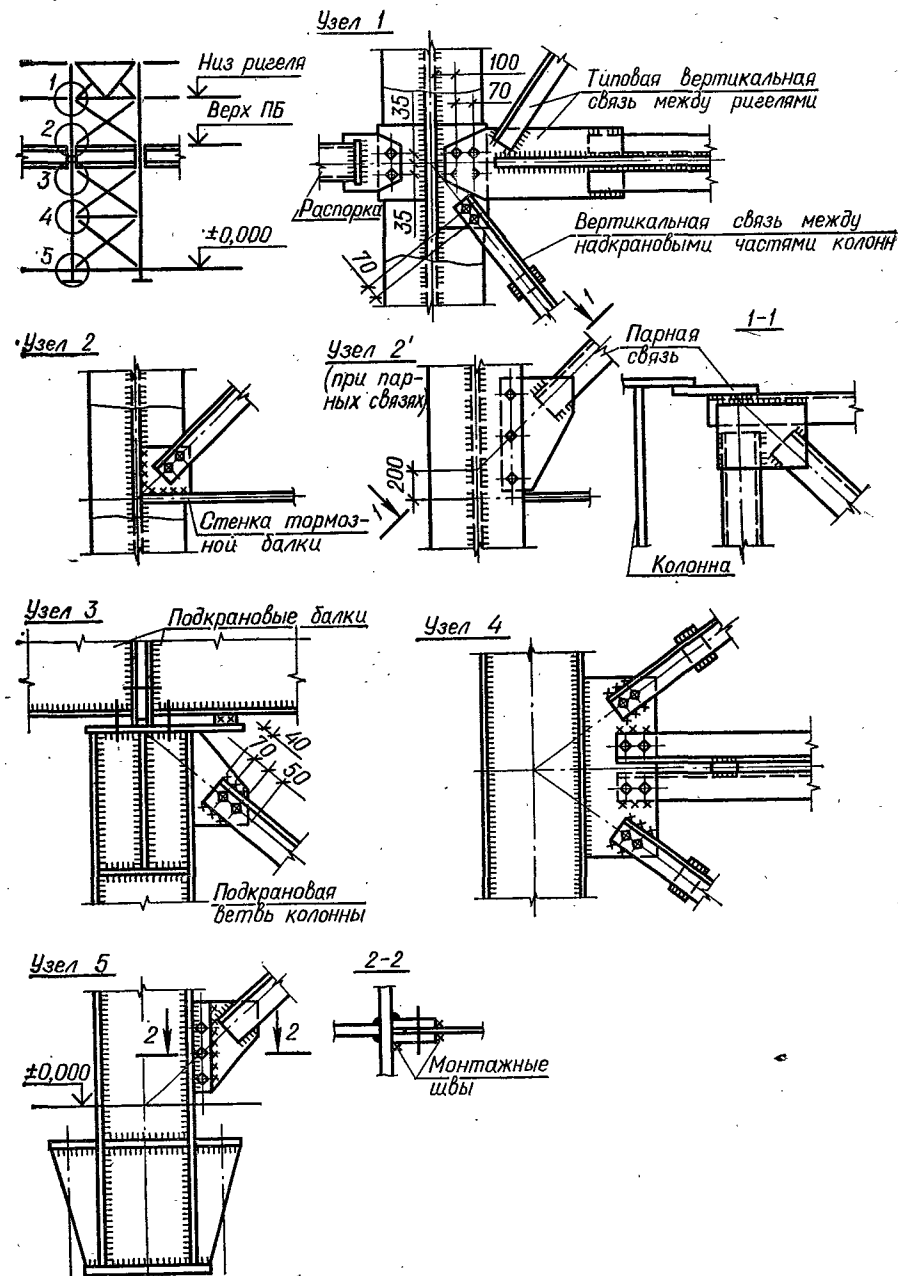


Рис. 20. Узлы крепления связей между колоннами.

При шаге колонн 12 м связи нижнего яруса для сокращения длин связевых элементов решают крестовыми с распоркой, расположенной в центральном узле (рис. 19, з).

Связи верхнего яруса проектируют с крестовой решеткой, если высота надкрановой части колонны позволяет обеспечить рациональный угол наклона связевых элементов. При ограниченной высоте применяют V- или Δ -образные схемы (рис. 19, з). На торцах здания для сохранения свободы температурных деформаций возможна постановка только одного раскоса, работающего на растяжение под действием нагрузок, приложенных вдоль здания.

Связи верхнего яруса и колонн бескрановых зданий располагают по оси надкрановой части колонны или колонны постоянного сечения. Если высота сечения верхней части колонны превышает 600 мм ($b_2 = 750$ и 1000 мм), то связи выполняют двухплоскостными (парными) и размещают их в плоскости каждой грани сечения. Между собой ветви парных связей соединяют раскосами или планками.

Связи нижнего яруса при двухветвевых колоннах проектируют двухплоскостными, располагая их в плоскости каждой ветви колонны независимо от типа ее сечения — сплошного или сквозного. Крепление вертикальных связей осуществляют на болтах грубой и нормальной точности, в зданиях с тяжелым режимом работы — на высокопрочных болтах или сварке.

Узлы крепления связей верхнего яруса к колонне конструируют с учетом ширины надкрановой части колонны и принятой в проекте схемы связей. Оси примыкающих связевых элементов центрируют в центре узлов крепления нижних поясов опорных вертикальных связей между ригелями рамы либо подстропильных ферм (рис. 20, узел 1) и на ось стенки тормозных балок (рис. 20, узел 2). В отдельных случаях допускается смещение узла до 200...300 мм, если это вызвано удобствами конструирования, например при креплении парных связей (рис. 20, узел 2').

Центр верхнего узла крепления связей нижнего яруса совмещают с верхом подкрановой ступени колонны (рис. 20, узел 3), промежуточного узла (при наличии многоярусных крестовых связей либо распорок) — с осью подкрановой ветви (рис. 20, узел 4) и нижнего узла — с уровнем чистого пола здания (рис. 20, узел 5). В зданиях с мостовыми кранами верхние узлы проектируют со специальным листовым шарниром, обеспечивающим более четкую передачу продольных сил, действующих в уровне подкрановых балок, на вертикальные связи. При конструировании узлов крепления вертикальных связей следует стремиться к тому, чтобы связевые элементы не выступали за габариты колонны.

3.6. КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ ДЛЯ КОНВЕЙЕРНОЙ СБОРКИ И БЛОЧНОГО МОНТАЖА

Сокращение объемов монтажных работ на высоте и сроков возведения объекта достигается в некоторых случаях применением блочного монтажа, при котором до подъема, внизу, предварительно укрупняют монтажные элементы в блоки. Сборка металлических конструкций ведется на открытом тележечном конвейере с последующей доставкой блоков под монтажный кран. После подъема на проектную высоту блок передвигается в заданное положение на установщике по заранее смонтированным путям либо по крановым путям (в зданиях с мостовыми кранами).

Монтажный блок покрытия представляет собой пространственную систему, состоящую из стропильных и подстропильных конструкций с легкими ограждающими элементами из стальных профилированных листов. Во время укрупнительной сборки блок оборудуют коммуникациями, размещаемыми в межферменном пространстве, выполняют остекление фонаря, кровельные и другие работы, обеспечивающие высокую готовность блока.

Конвейерную сборку и блочный монтаж применяют для зданий с одинаковыми пролетами, высотой и шагом колонн, с площадью застройки не менее 50 тыс. м². Для группы зданий, расположенных на одной строительной площадке, или при наличии в одном здании участков, монтируемых последовательно, площадь должна быть не менее 30 тыс. м². Здания могут быть с металлическими или железобетонными колоннами, с фонарями или без них, с мостовыми или подвесными кранами или бескрановыми.

Покрытие здания должно иметь минимальное количество типоразмеров блоков с незначительными различиями между собой, например, с фонарями или без них. Массу блока покрытия принимают соответствующей грузоподъемности монтажных механизмов — башенных или козловых кранов. Исходя из этого условия, в отдельных случаях можно использовать не полностью, а частично подготовленные блоки, например, без кровли или ее части, без коммуникаций и т. п. Допустима комбинация из объемных и плоских блоков.

Блоки размером на ячейку колонн рекомендуется применять во всех случаях при шаге колонн 12 м (18×12 ; 24×12 ; 30×12 и 36×12 м) и для ячейки 18×18 м при любых схемах монтажа. Возможно использование блоков с размерами, превышающими ячейку колонн: двойной — при шаге колонн 6 м и для ячейки 12×12 м; двухконсольный — при шаге колонн 12 м и пролете до 24 м при поперечной схеме монтажа, а также при пролете 18 м, если принята продольная схема монтажа. Применение блоков меньших размеров, чем размеры ячейки колонн, допускается при шаге колонн 24 м и более.

Типовые конструкции покрытия для конвейерной сборки и блочного монтажа (серия 1.460-3) предусматривают использование типовых стропильных ферм (серия 1.460-4) пролетами 24 и 36 м из угловых профилей. Они предназначены для одноэтажных зданий со

световыми фонарями и без них с высотой до низа стропильных конструкций не более 18 м, возводимых в I...IV ветровых и снеговых районах СССР с расчетными температурами наружного воздуха —40 °С и выше. Здания могут быть бескрановыми или оборудованными мостовыми кранами легкого и среднего режима работы грузоподъем-

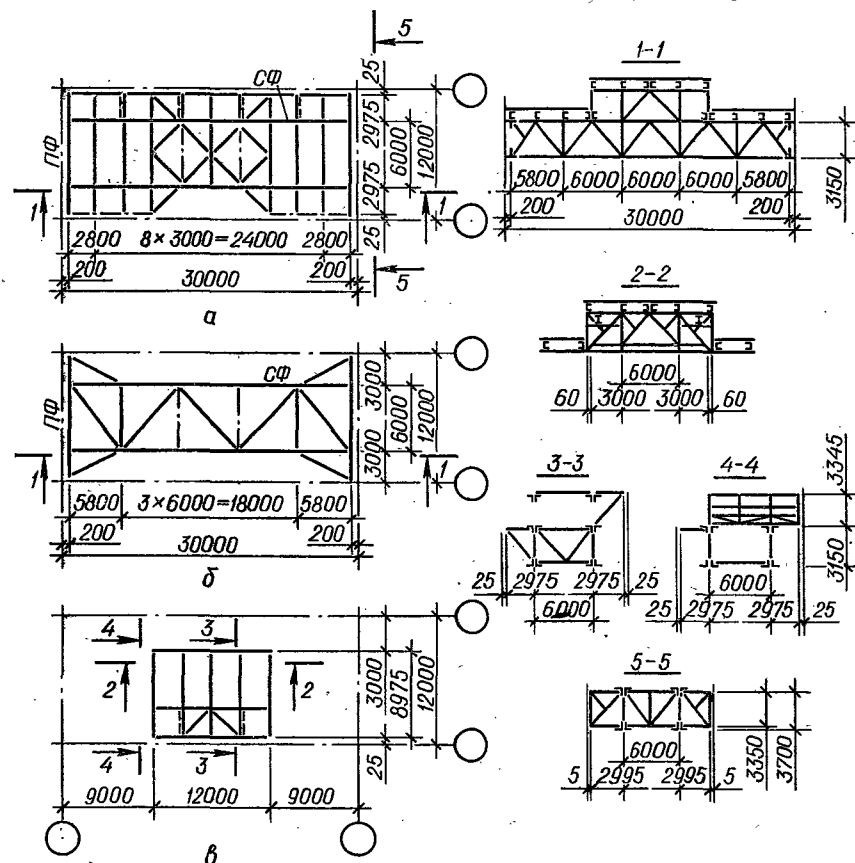


Рис. 21. Схемы блока размером 30 × 12 м с фермами из прокатных уголков и светоаэрационным фонарем:
а, б — план по поясам ферм соответственно верхним и нижним; в — план по фонарям (СФ — стропильная ферма; ПФ — подстропильная ферма).

ностью до 75 т либо подвесными кранами грузоподъемностью до 5 т. Шаг колонн по крайним и средним рядам 12 м.

Каждый блок состоит из двух подстропильных ферм пролетом 12 м и двух стропильных ферм, смещенных с поперечных координатных осей колонн на 3 м. Фермы раскреплены системой связей, по верхним поясам смонтированы прогоны и элементы фонаря. Подстропильные фермы блока опираются на колонны со смещением с их осей на 200 мм (рис. 21).

Связи приняты из горячекатаных и холодногнутых профилей,

а также из электросварных труб. К верхним поясам связи крепят болтами нормальной точности диаметром 20 мм, к нижним — болтами или сваркой (в зависимости от действующих в них усилий).

3.7. ЗДАНИЯ ИЗ ЛЕГКИХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ КОМПЛЕКТНОЙ ПОСТАВКИ

Здания из легких металлических конструкций (ЛМК) проектируют с несущими стальными конструкциями и ограждающими элементами покрытия и стен из металлического профилированного листа или асбестоцементных панелей в сочетании с эффективными теплоизоляционными материалами, теплопроводность которых не превышает 0,075 Вт/(м · К), плотность — 300 кг/м³.

Здания из ЛМК предназначены для массового применения, поэтому их объемно-планировочные и конструктивные решения разработаны в соответствии с унифицированными габаритными схемами, наиболее часто встречающимися в практике. Они отличаются универсальностью, что обеспечивает возможность размещения в них различных производств с нормальным температурно-влажностным режимом и с неагрессивной или слабоагрессивной средой. Эти здания следует применять при строительстве производственных и складских объектов пищевой, легкой, мясомолочной, приборостроительной, электронной и радиопромышленности, предприятий технического обслуживания автотранспорта и выпускающих товары народного потребления, а также объектов, возводимых в районах Севера, Сибири и Дальнего Востока. Возможно применение ЛМК и для других производств, если это экономически эффективно.

Изготовление несущих и ограждающих конструкций этих зданий организовано на специализированных заводах, обеспечивающих их комплектную поставку. Допускается также поставка только отдельных элементов зданий, в частности, панелей покрытия и стен.

В целях упорядочения использования зданий из ЛМК и в дополнение к ТП 101—81* Госстрой СССР по согласованию с Минмонтажспецстроем СССР и Стройбанком СССР утвердил Положение о порядке применения, проектирования и строительства зданий производственного назначения из легких металлических конструкций комплектной поставки, введенное в действие с 1 января 1983 г.

Согласно этому Положению министерства и ведомства СССР, Советы министров союзных республик на основании пятилетних планов экономического и социального развития СССР до начала разработки рабочих проектов представляют на согласование в Госстрой СССР в первом квартале года (за два года до начала строительства) перечни производственных зданий с применением ЛМК комплектной поставки, а также сборных зданий (модулей). В указанные перечни должны включаться также здания, для строительства которых разработаны типовые и рекомендованы Госстроем СССР для повторного применения индивидуальные проекты с использованием ЛМК комплектной поставки.

Перечень должен содержать следующие обоснованные материалы: место и год начала строительства, размещаемые в зданиях производства, строительную характеристику зданий, экономическую

эффективность от сокращения сроков строительства в результате применения ЛМК, министерство-поставщик ЛМК комплектной поставки, степень комплектации согласно требованиям министерства (ведомства) — поставщика, объекты поставки и стадийность проектирования.

Перечни рассматриваются Госстроем СССР совместно с министерствами-изготовителями ЛМК ежегодно в апреле, а после согласования направляются в Госплан СССР для использования при составлении планов производства и поставки зданий из ЛМК, а также заинтересованным министерствам и ведомствам СССР, советам министров союзных республик для учета при подготовке проектов годовых государственных планов экономического и социального развития СССР и обеспечения разработки проектной документации.

Проектирование зданий производственного назначения из ЛМК комплектной поставки осуществляют, как правило, проектные организации Главстройпроекта Госстроя СССР или по согласованию с этим Главком организации министерств и ведомств СССР, советов министров союзных республик.

В проектах производственных зданий из ЛМК допускается применять только конструкции и изделия, приведенные в утвержденном Госстроем СССР общесоюзном строительном каталоге типовых конструкций и изделий для всех видов строительства — сборнике 3.01-II-6 «Легкие металлические конструкции и изделия комплектной поставки одноэтажных зданий промышленных предприятий». Уточненные в процессе проектирования объемы несущих, а также типы и объемы ограждающих конструкций должны быть согласованы с ЦНИИПСК им. Н. П. Мельникова Госстроя СССР для обеспечения их применения в пределах номенклатуры сборника 3.01-II-6 и мощностей заводов-изготовителей ЛМК. При привязке типовых и индивидуальных проектов повторного применения для зданий, включенных в государственный план, дополнительное согласование применяемых конструкций не требуется.

Проектно-сметная документация на здания из ЛМК комплектной поставки разрабатываются в соответствии с Инструкцией о порядке разработки, согласования и утверждения проектно-сметной документации на строительство предприятий, зданий и сооружений (СН 202-81*) и сдается министерством (ведомством)-заказчиком подрядной организации до 1 июля года, предшествующего началу строительства. Проектирование зданий из ЛМК комплектной поставки, в том числе и сборных зданий (модулей) осуществляется, как правило, в одну стадию — рабочий проект. Стадийность проектирования определяется Госстроем СССР при согласовании перечней.

В соответствии с разработанным проектом министерства (ведомства)-заказчики представляют в установленные сроки Госплану СССР расчет потребности в легких металлических конструкциях комплектной поставки и протокол-согласование объема их производства с указанием номенклатуры потребных конструкций и направляют копии этих документов в Госстрой СССР.

До начала поставки металлоконструкций министерства (ведомств-

Т а б л и ц а 37. Сведения о типовых решениях и заводах-изготовителях основных несущих конструкций зданий из ЛМК комплектной поставки

Наименование серии альбомов типовых чертежей	Институт-разработчик	Кем и когда утвержден	Завод-изготовитель
Серия 1.460-5, вып. 1,2 «Стальные конструкции покрытий с применением круглых труб»	ЦНИИПСК	Госстрой СССР, Постановление № 132 от 27.06.1981	Первоуральский завод трубчатых строительных металлоконструкций Минмонтажспецстроя СССР
Серия 1.460.3-14 «Стальные конструкции покрытия производственных зданий пролетами 18, 24 м и 30 м с применением замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения типа «Молодечно»	ЦНИИПСК, ВНИПИпромсталь-конструкция, ВНИКТИ сталь-конструкция	Госстрой СССР, Протокол № 84 от 22.12.1981	Молодечненский завод по изготовлению и комплектной поставке легких металлоконструкций одноэтажных производственных зданий
Серия 1.460-6/81 «Структурные конструкции покрытия одноэтажных производственных зданий пролетами 18 и 24 м из прокатных профилей типа «ЦНИИСК»	ЦНИИПромзданий, ЦНИИСК	ОТП и ОПИР Госстроя СССР, Протокол № 79 от 30.02.1981	Орский завод легких металлоконструкций, Житомырский завод ограждающих конструкций Минмонтажспецстроя СССР
Серия 1.466-2 «Пространственные решетчатые конструкции из труб типа «Кисловодск» Серия 1.466-3с «Пространственные решетчатые конструкции из труб типа «Кисловодск» для зданий с расчетной сейсмичностью 8 и 9 баллов»	ВГПКИ «Гипро-спецлегконструкция»	ОТП и ОПИР Госстроя СССР, протокол от 26.04.1973 и письмо №2/3-616 от 26.12.1977	Выксунский и Ташкентский заводы легких металлоконструкций Минмонтажспецстроя СССР
Серия 1.420.4-15 «Стальные конструкции каркасов одноэтажных производственных зданий с применением несущих рам из прокатных широкополочных и сварных тонкостенных двутавровых балок типа «Канск»	ЦНИИПСК ЦНИИПромзданий	Госстрой СССР протокол № 80 от 2.12.1981	Канский завод легких металлоконструкций Минмонтажспецстроя СССР
Шифр 10107 кМ «Стальные рамные конструкции коробчатого сечения каркасов одноэтажных производственных зданий типа «Орск»	ЦНИИПСК	ОТП и ОПИР Госстроя СССР, протокол № 76 от 17.01.1978	Орский завод легких металлоконструкций Минмонтажспецстроя СССР

ва)-заказчики выполняют работы нулевого цикла, предусмотренные проектом организации строительства.

Несущие конструкции зданий из ЛМК выполняются плоскостными (с фермами, с рамами) и пространственными. Наибольшее распространение получили решения, включенные в сборник 3.01-II-6 (табл. 37).

Стропильные фермы из круглых труб разработаны длиной 18, 24 и 30 м, их применяют в зданиях с любым сочетанием пролетов. В состав покрытия помимо стропильных входят и подстропильные фермы, опорные стойки, прогоны и элементы горизонтальных и вертикальных связей.

Фермы запроектированы из электросварных труб с постоянными сечениями поясов, что позволяет избежать стыков трубчатых элементов. Узлы выполнены без фасонки на сварке с проплавлением стенки прилегающей трубы на всю ее толщину. Монтажные стыки — фланцевые на высокопрочных болтах. Для размещения прогонов

покрытия предусмотрены специальные столики, приваренные в узлах верхних поясов.

Фермы рассчитаны на усилия от подвешного транспорта, установка которого соответствует схемам I...VII, представленным на рис. 14, а. Подвесные пути крепят к узлам нижнего пояса или при расположении балки подвесных путей между узлами на стержне-подвеске к узлам верхнего пояса.

Опорные стойки запроектированы из прокатных или сварных двутавров в зависимости от действующих усилий. Система связей соответствует требованиям, описанным в параграфе 3.5. Крепление элементов связей предусмотрено на болтах грубой и нормальной точности, а в зданиях, оборудованных опорными мостовыми кранами, требующих устройства галерей для прохода вдоль путей, — на высокопрочных болтах.

В сборнике 3.01.II-6 представлен вариант здания с покрытием, в состав которого включены подстропильные фермы. Шаг колонн принят 12 м, шаг стропильных ферм — 6 м (рис. 22).

Конструкции покрытий с фермами из труб прямоугольного сечения типа «Молодечно» состоят из стропильных и подстропильных ферм (см. рис. 8, д и 9, в), профилированного настила и системы связей. В зданиях, оборудованных мостовыми кранами, как правило шаг колонн равен 12 м по всем рядам. Для бескрановых зданий или при наличии подвесных кранов для крайних рядов может быть принят шаг 6 м с сохранением шага, равного 12 м, для средних рядов. При наличии внутренних стен и перегородок возможен шаг 6 м по средним рядам.

Шаг стропильных ферм в покрытии принят 4 м. Они опираются на подстропильные фермы (при шаге колонн 12 м) или балки (при шаге колонн 6 м), которые в свою очередь опираются на колонны через стальные надколонники. Шаг ферм позволяет отказаться от прогонов и укладывать стальной профилированный настил непосредственно на верхние пояса стропильных ферм. Профилированный настил закрепляют в каждой волне самонарезающим болтом, электрозаклепкой или дюбелем, благодаря чему он образует жесткий диск в уровне верхних поясов, обеспечивая неизменяемость покрытия. Поэтому система связей включает только вертикальные связи, расположенные в двух (при пролетах 18 и 24 м) или трех (при пролете 30 м) плоскостях и распорки, устанавливаемые в уровнях обоих поясов в тех же плоскостях по всей длине здания. Для однопролетных зданий с мостовыми кранами тяжелого режима работы дополнительно предусмотрены продольные горизонтальные связи в уровне поясов стропильных ферм.

При необходимости здание проектируют с перепадами высот вдоль и поперек пролета. В зоне снеговых мешков между стропильными фермами устанавливают прогоны, причем шаг ферм может быть уменьшен до 2 м, если снеговые нагрузки настолько велики, что при шаге 4 м несущая способность стропильных ферм оказывается недостаточной. Возможно применение схемы с шагом колонн 6 м и подстропильными балками из широкополочных двутавров.

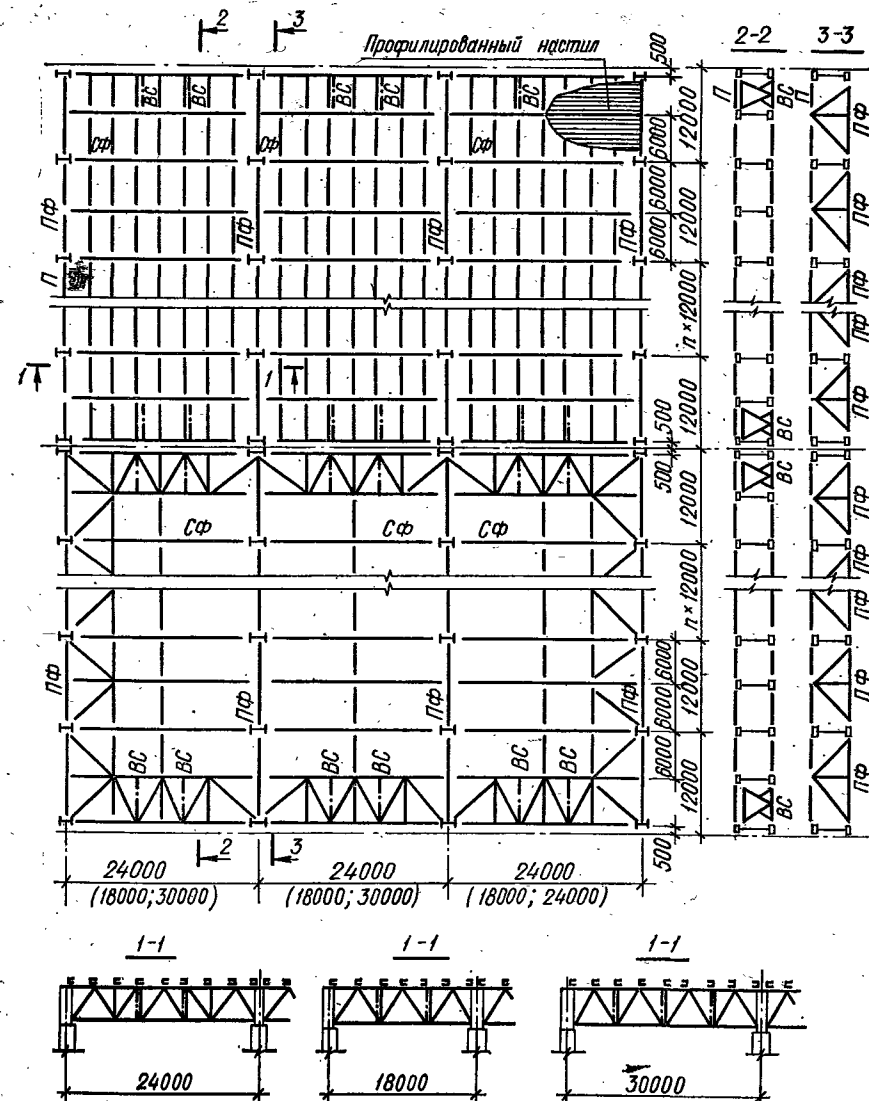


Рис. 22. Покрытие со стропильными фермами из круглых труб (СФ — стропильная ферма; ПФ — подстропильная ферма; ВС — вертикальная связь; П — прогоны).

Для крепления стенового ограждения по крайним координационным осям и в торцах здания предусматривают установки фахверковых стоек с шагом 6 м.

В здании с подвесным грузоподъемным оборудованием подвесные пути располагают вдоль и поперек пролета. Подвесные пути, сорентированные вдоль пролета, крепят к узлам нижних поясов и закрепляют вертикальными продольными связями для передачи

тормозных усилий от кранов на диск покрытия. Для крепления путей, расположенных поперек пролета, используют перекидные балки, разрабатываемые индивидуально. Схемы расположения путей подвесных кранов представлены на рис. 23.

В зданиях площадью до 3000 м² монтаж конструкций покрытия ведут поэлементно, располагая распорки по всей длине температурного отсека, вертикальные связи — в его торцах и через каждые 42...60 м (рис. 24, а). При площадях 3000...10 000 м² покрытие монтируют блоками без устройства рулонного покрытия (вариант I). Покрытия более крупных зданий должны проектироваться с учетом крупноблочного монтажа со сборкой блоков покрытия на конвейере. При этом при-

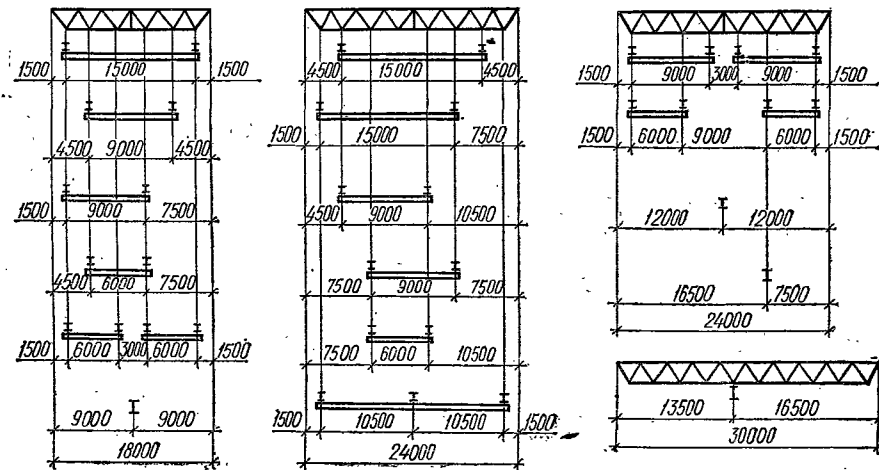


Рис. 23. Схемы расположения подвешенного транспорта в зданиях с покрытием типа «Молодечно».

меняют блоки по варианту I и II (с полной строительной готовностью и устройством рулонного ковра). Длина блока 12 м, ширина равна пролету стропильных ферм (рис. 24, б, в).

Покрытие типа «ЦНИИСК» состоит из структурных блоков размерами 18 × 12 или 24 × 12 м и стального профилированного настила. Каждый блок представляет собой пространственно-стержневую систему, собираемую из отдельных стержней и сварных торцевых ферм. К этим фермам крепят верхнюю и нижнюю ортогональные поясные сетки, объединяемые пространственной решеткой, элементы которой запроектированы из одиночных и иногда парных уголков.

Каждый блок шарнирно опирается в уровне верхних поясов на четыре колонны (рис. 25) с привязкой к продольным координационным осям здания 250 мм. По крайним и средним рядам колонны расположены с шагом 12 м. Продольные температурные швы (параллельно торцевым балкам блока) выполняют на парных колоннах со вставкой шириной 1000 мм, поперечные при температурном блоке для покрытия меньшем, чем отсек для здания, могут быть организованы на одиночных. При этом вертикальные связи между колоннами ставят

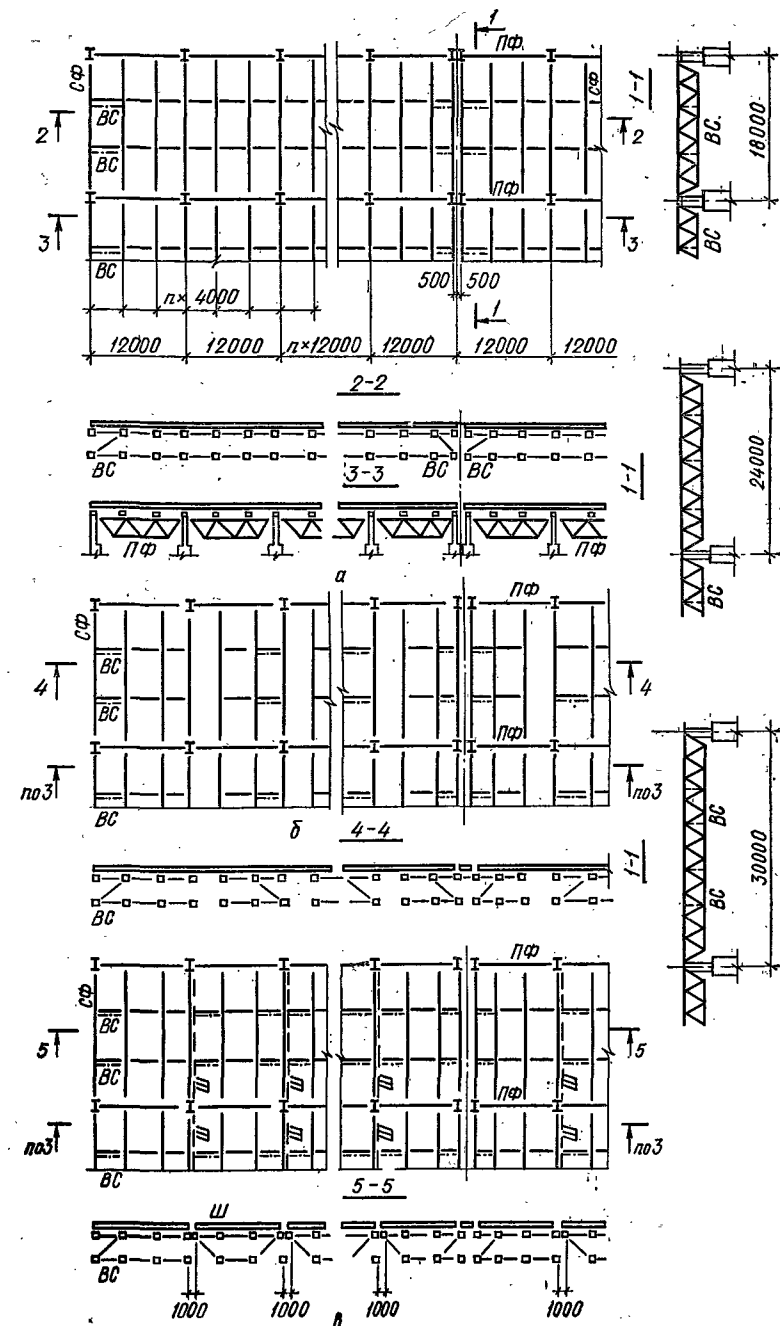


Рис. 24. Покрытие со стропильными фермами типа «Молодечно»: а — при поэлементном монтаже; б, в — при блочном монтаже соответственно варианты I и II.

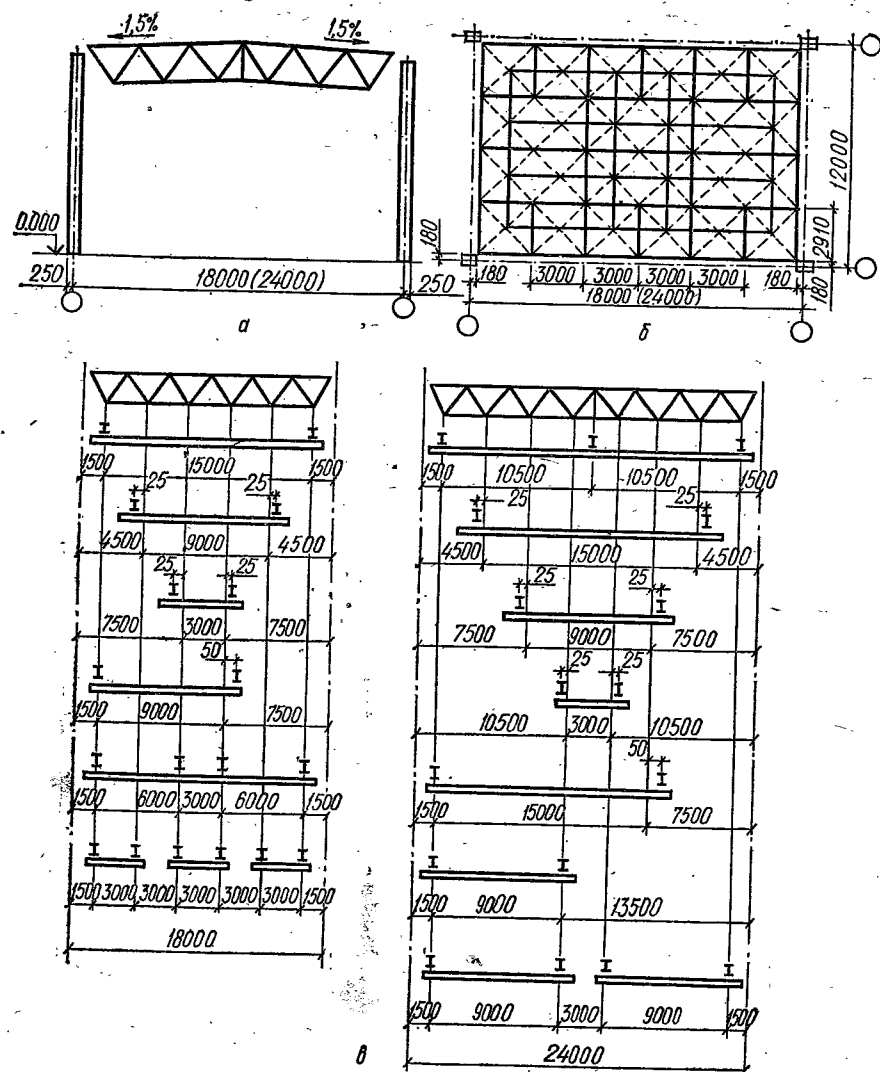


Рис. 25. Секция каркаса с покрытием типа «ЦНИИСК»: а — поперечный разрез; б — план; в — схемы расположения подвешенного транспорта.

в каждом отсеке (по покрытию). Предельные размеры покрытия, при которых устройство температурных швов не требуется, составляют 72×72 м. В температурном отсеке крайние продольные и поперечные пояса соседних блоков (кроме опорных участков) соединяют друг с другом через 6 м.

Стеновые ограждения крепят к стойкам фахверка, располагаемым в торце, с привязкой 250 мм, в продольном направлении — с привязкой 0. Стойки опирают на конструкцию покрытия в уровне верхнего пояса структуры с шагом 6 м. Основные колонны защем-

ляют в фундаментах, а стойки фахверка принимают шарнирно-опертыми по верхним и нижним концам.

В зданиях бескрановых и с подвесными кранами несущими являются типовые колонны постоянного по высоте сечения. При этом подвесные пути, схемы расположения которых представлены на рис. 25, крепят к узлам нижней поясной сетки. Грузоподъемность подвесных кранов 0,25...5 т. Возможно также оборудование здания мостовыми кранами легкого и среднего режима грузоподъемностью до 50 т. В этом случае подкрановые балки опирают на подкрановые ступени колонн.

Пространственно-решетчатые конструкции типа «Кисловодск» выполняют из труб. Их поставляют секциями размером в плане 30×30 м при сетке колонн 18×18 м. Секция включает структурную плиту, четыре колонны с опорными плитами и прогоны. В комплект поставки входит стальной профилированный настил и балки подвесных путей.

Структурная конструкция состоит из верхней и нижней ортогональных сеток с размерами ячейки 3×3 м. Их узлы смещены относительно друг друга на половину размера ячейки в обоих направлениях и соединены между собой раскосами пространственной решетки. Стержни конструкции покрытия одинаковой номинальной длины (3 м) состоят из электросварной трубы, в торцы которой вварены шайбы с пропущенными в их отверстия высокопрочными болтами, ввинчиваемыми в специальный узел из литой стали.

Каждая секция покрытия опирается шарнирно на защемленные в фундаментах колонны через опорные пирамиды, основанием которой служит ячейка нижнего пояса, а вершина примыкает к оголовку колонны. Учитывая несоответствие сетки колонн размерам секции, покрытие имеет консольные участки длиной по 6 м в разные стороны (рис. 26), что приводит к нерегулярности расположения поперечных координационных осей здания и размещению колонн по продольным осям. Шаг (пролет) 18 м чередуется с 12 м, равным суммарной длине консольных участков смежных блоков. Количество сблокированных в одно здание секций покрытия не ограничивается.

По периметру здания с шагом 6 м размещают стойки фахверка. Их шарнирно крепят к фундаментам и к консольным участкам покрытия в уровне верхней поясной сетки. Таким образом, крайние координационные оси здания оказываются отнесенными от крайних рядов основных колонн на 6 м.

Для крепления стального профилированного настила использованы прогоны из швеллеров, расположенные по верхним узлам структурной плиты. К узлам нижней поясной сетки через распределительные балки крепят пути подвешенного транспорта грузоподъемностью 2 т.

Конструкции типа «Канск» состоят из поперечных рам, прогонов или панелей покрытия, фахверковых стоек, системы связей, а также элементов крановых эстакад и путей подвесных кранов. Здание проектируют протяженностью не более 228 м (для сейсмических районов) с количеством пролетов от одного до пяти.

Элементы рамы каркаса сплошного сечения. Колонны выполнены из прокатных широкополочных двутавров, ригели — из сварных тонкостенных балок высотой 900 мм. Колонны защемлены на фундаментах и жестко сопряжены с ригелями в однопролетных зданиях. В многопролетных зданиях сопряжение с ригелями для колонн средних рядов жесткое, для колонн крайних рядов — шарнирное.

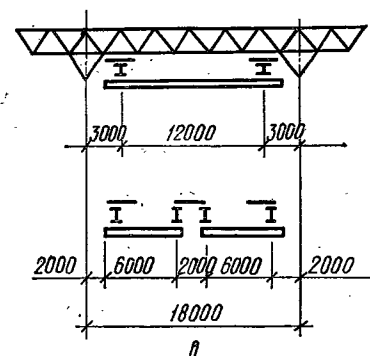
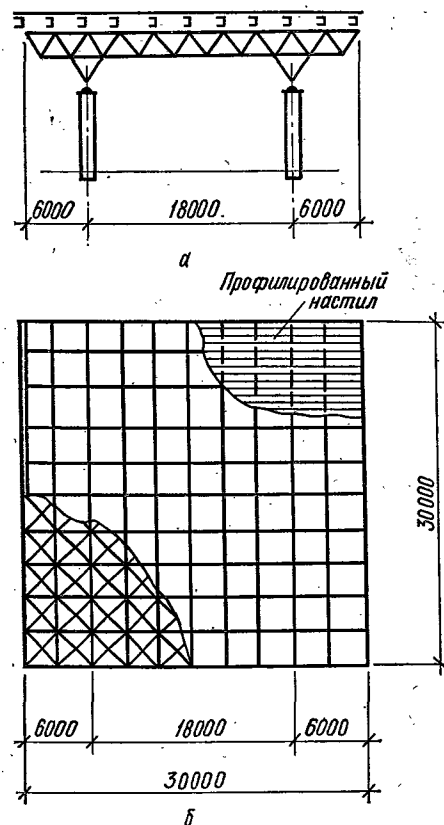


Рис. 26. Секция каркаса с покрытием типа «Кисловодск»: а — поперечный разрез; б — план; в — схемы расположения подвешенного транспорта.

Рамы расположены с шагом 6 м, в многопролетных зданиях — можно 12 м. В торцах здания вместо рам устанавливают фахверковые стойки с шагом 6 м с балками между ними и вертикальной связью (рис. 27). Если предусмотрено расширение здания, в торцах устанавливают рамы.

Пространственная жесткость и геометрическая неизменяемость каркаса обеспечивается вертикальными связями и жестким диском покрытия. Вертикальные связи между колоннами ставят по каждому ряду, причем при длине здания более 60 м их устанавливают в двух местах с расстоянием между ними не более 50 м. В качестве жесткого диска покрытия рассматривают кровельные панели (при панельном решении) или профилированные настилы, закрепленные к прогонам

в каждой волне самонарезающим болтом. Такое закрепление является обязательным на участках размещения вертикальных связей, у торцов, а также в крайних двух шагах с каждой стороны здания при шаге рам 6 м и вдоль крайних рядов колонн на участке шириной 3 м (между крайним и вторым от края прогонами) при шаге рам 12 м. Между собой настил следует крепить с шагом 300 мм комбинированными заклепками. Для крепления стеновых панелей помимо торцевых фахверковых стоек при шаге рам 12 м предусмотрены стойки по продольным рядам. Стойки фахверка выполнены из холодногнутых тонкостенных профилей коробчатого и из сварных С-образного сечений.

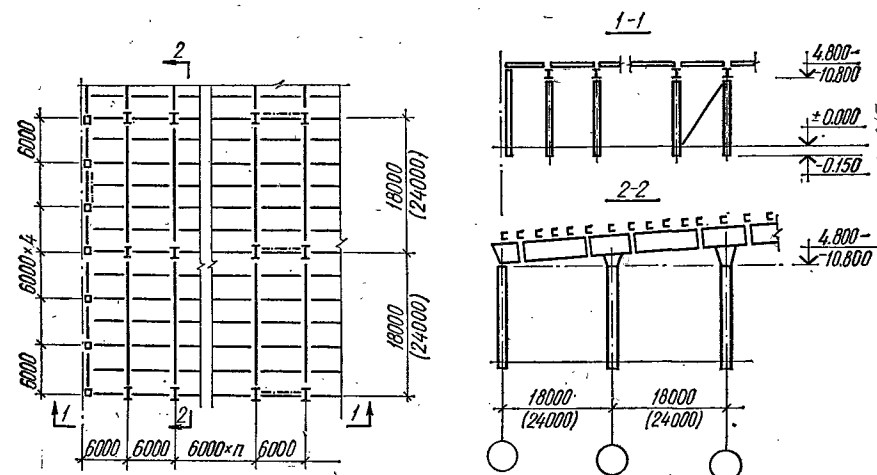


Рис. 27. Схема каркаса здания с рамными конструкциями типа «Канск».

Предусмотренный проектом подвесной транспорт грузоподъемностью от 1...3,2 т размещается по схемам 1...V (см. рис. 14). При шаге рам 12 м балки путей подвесных кранов проектируют из перфорированных двутавров. Мостовые краны перемещаются по подкрановым балкам, уложенным на стойки встроенных крановых эстакад. Стойки располагают в каждом пролете на расстоянии 500 мм от продольной координационной оси здания с шагом, соответствующим шагу рам — 6 или 12 м. Сечения стоек приняты квадратными из холодногнутых профилей. Стойки соединяют с колоннами рам на уровне низа подкрановых балок и на отметке 0,35 м с помощью стальных листов толщиной 20 мм. Горизонтальные усилия от торможения тележки крана воспринимают рамы каркаса, для чего верхние пояса подкрановых балок соединены с колоннами рам. При шаге 12 м верхние пояса подкрановых балок раскреплены тормозными фермами. Продольная жесткость эстакады обеспечивается вертикальными связями по каждому ряду стоек.

Здания типа «Орск» состоят из поперечных несущих рам пролетами 18 и 24 м, прогонов, стального профилированного настила, подкрановых балок и системы связей. Рамы запроектированы из элементов коробчатого сечения, образованного двумя швеллерами, к

которым приварены листы с продольными гофрами. В состав рамы входят две стойки и два элемента ригеля, собираемые на монтаже (рис. 28). Монтажные стыки выполнены фланцевыми на высокопрочных болтах, сопряжение с фундаментами шарнирное.

Рама размещают с шагом 6 м с нулевой привязкой относительно продольных координационных осей здания (зазор между осью и наружной гранью стойки 10 мм). Здания проектируют однопролетными и двухпролетными (достигается постановкой смежной рамы, конструктивно не связанной с первой).

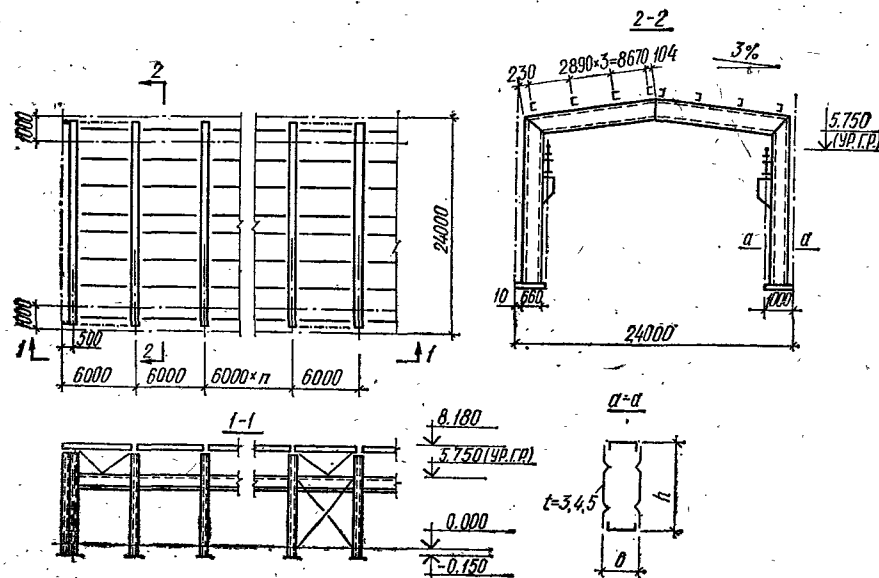


Рис. 28. Схема каркаса здания с рамными конструкциями типа «Орск».

Стальной профилированный настил крепят к прогонам из прокатных швеллеров, укладываемым с шагом 2900 мм по верху ригелей. В зданиях, возводимых в несейсмических районах, а также в районах с расчетной сейсмичностью до 6 баллов, профилированный настил выполняет роль горизонтальных связей, воспринимая совместно с прогонами горизонтальные силы, действующие на покрытие. Поэтому в торцах здания или температурного блока, а также по его длине через 48...66 м настил крепят к прогонам самонарезающим болтом в каждой волне, прогоны — к ригелям через уголковые коротышки с ребрами жесткости, на остальных участках покрытия настил крепят через волну. В случае применения утепленных асбестоцементных плит в качестве прогонов-распорок используют широкополочные двутавры.

Система связей дополняется вертикальными связями по каждому ряду колонн. При длине здания или температурного блока до 138 м достаточно иметь одну вертикальную связь, а при большей длине — две.

Для зданий пролетом 18 м и высотой 6980 мм возможно применение двух ручных кранов грузоподъемностью 8 т. Электрические мостовые краны (до двух) легкого и среднего режима грузоподъемностью 5 т используют в зданиях пролетами 18 и 24 м высотой 8180 мм. Конструкция подкрановой балки пролетом 6 м принята единой для обоих типов кранов. Для крепления подкрановых балок, оси которых смещены с продольных координационных осей здания на 1000 мм, стойки рамы снабжены специальными коробчатыми консолями. Тормозное усилие тележки передается в уровне верхних поясов балок на стойки с помощью листовых накладок. Кроме того, в связевых панелях предусмотрено устройство тормозных балок.

Учитывая унификацию габаритных схем, для всех зданий ЛМК применены однотипные конструктивные элементы (колонны, стойки факхверка, подкрановые балки, стеновое ограждение, окна, двери, ворота и фонари), изготавливаемые по типовым проектам.

Для зданий многоцелевого назначения разработаны типовые проектные решения, включающие общие указания, перечни примененных документов, архитектурно-планировочные чертежи и маркировочные схемы. Конструкции и элементы зданий, зависящие от конкретных условий (фундаменты, цоколь, полы, перегородки, пожарные лестницы и прочее), необходимо проектировать индивидуально.

Материалы для проектирования зданий со стропильными фермами из трубчатых профилей представлены в серии 400-0-4, вып. 3. Покрытия типа «ЦНИИСК» применяют в легких зданиях, разработанных в сериях 400-0-2, вып. 5 и 400-0-6. Конструкции типа «Кисловодск» предусмотрены в зданиях, возводимых в соответствии с типовыми решениями серии 400-0-12, а рамных конструкций типа «Орск» — серии 400-0-21.83.

В комплект поставки здания (модуля) типа «Кисловодск» и «Орск» помимо несущих и ограждающих конструкций входит инженерное оборудование систем отопления, вентиляции, внутреннего водоснабжения, канализации и электроосвещения, а также комплектные объемные блоки электрощитовой, сантехнической кабины и воздухозаборной камеры.

Глава 4. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

4.1. ПОКРЫТИЯ

Покрытия производственных зданий решают с прогонами и без них. При беспрогонной системе покрытия несущие элементы ограждающих конструкций непосредственно опираются на верхние пояса стропильных ферм и балок, расположенных с шагом 6 или 12 м. При использовании в качестве несущих элементов кровли легких настилов (асбестоцементных, стальных, алюминиевых и др.) применяют

прогонные системы. Прогонны, поддерживающие ограждающую конструкцию, обеспечивают ее пролет не более 3...4 м.

Согласно указаниям ТП 101-81* покрытия отапливаемых производственных и складских зданий проектируют беспрогонными из сборных железобетонных плит, кроме случаев, оговоренных в п. 1.1, когда для покрытий используют стальной профилированный лист. Длина плит покрытия должна соответствовать шагу стропильных конструкций — 6 или 12 м, ширина — размерам панелей верхних поясов ригелей рам или промежуточных стропильных ферм (3 м). Наиболее распространены (56 % от используемых) железобетонные плиты размером 3 × 6 и 1,5 × 6 м [31]. Однако учитывая, что на плиты шириной 1,5 м по сравнению с плитами шириной 3 м расходуется бетона на 20...25 % и стали на 10... 15 % больше, их целесообразно применять только как доборные либо на участках покрытий, где несутся способность плит шириной 3 м недостаточна.

При шаге колонн 12 м применение плит покрытия длиной 12 м более рационально по сравнению с вариантом, предусматривающим подстропильные фермы и плиты длиной 6 м. В этом случае при одинаковом расходе материалов и стоимости конструкции уменьшается число ферм и плит, что снижает трудозатраты на монтаже на 15... 25 % [32].

Для обеспечения жесткости всего покрытия железобетонные плиты приваривают во время монтажа к несущим конструкциям доступных для сварки местах не менее чем в трех точках. Швы между плитами заполняют цементным раствором.

Беспрогонные покрытия из крупноразмерных железобетонных плит, обладая рядом преимуществ (индустриальность изготовления и монтажа, малый расход стали), отличаются большой массой, что утяжеляет нижележащие конструкции — ригели, колонны, фундаменты. В настоящее время все более широко распространяются покрытия со стальным профилированным настилом, масса которых по сравнению с массой железобетонных меньше в 15...18 раз при холодных кровлях и в 3...5 раз при теплых [24].

Профилированные стальные настилы используют в прогонном и в беспрогонном покрытии. В первом случае покрытия выполняют послойной сборкой, во втором — профилированный стальной лист совмещает функции несущего и ограждающего элемента в двух- либо трехслойных панелях.

В холодных кровлях легкие настилы из стальных, алюминиевых и асбоцементных листов укладывают по прогонам. При профилированных стальных настилах шаг прогонов может быть 3 м и более, так как несущая способность листов обеспечивается выбором соответствующих параметров (высоты профиля H и толщины листа t) в зависимости от принятой расчетной схемы — разрезной или неразрезной. В зонах снеговых мешков, наоборот, может возникнуть необходимость в уменьшении шага прогонов до 1,5...2 м.

Согласно ТУ 34-13-5914-79 профилированные листы изготавливают мерной длины от 3 до 12 м из рулонной оцинкованной стали по ГОСТ 14918—80, группы Б, I класса покрытия, марки БСтЗкп по

ГОСТ 380—71*, толщиной 0,8, 0,9 и 1 мм, шириной 1000 и 1250 мм. Однако по согласованию с заказчиком могут поставляться с защитно-декоративными покрытиями в соответствии с требованиями главы СНиП II-28-73*. В комплект поставки входят: профили одного типа-размера, марки стали и вида лакокрасочного или полимерного покрытия и крепежные изделия (по согласованию потребителя с предприятием-изготовителем). Размеры сечений профилированных листов, поставляемых различными заводами-изготовителями, приведены в табл. 38.

Таблица 38. Номенклатура стальных оцинкованных холодногнутых профилей для покрытий

Марка профиля	Эскиз	Размеры, мм			Момент инерции I_x , см ⁴	Площадь сечения A , см ²	Масса профиля, кг		Завод-изготовитель
		H	B	t			1 м	1 м ²	
H79-680-1,0		79	680	1,0	127,5	12,5	10,4	15,3	1; 2
H80-660-1,0		80	660	1,0	153,2	12,5	10,4	15,3	4
H80-674-1,0		80	674	1,0	159	12,5	10,4	15,3	4
N60-782-0,8		60	782	0,8	51,4	10,0	8,5	10,9	1; 2
N60-782-0,9		60	782	0,9	60,4	11,3	9,4	12,0	1; 2
N60-782-1,0		60	782	1,0	69,4	12,5	10,4	13,0	1; 2
N60-780-0,8		60	780	0,8	48,8	10,0	8,5	10,9	4
N60-780-0,9		60	780	0,9	57,0	11,3	9,4	12,0	4
N60-780-1,0		60	780	1,0	65,7	12,5	10,4	13,3	4
N40-711-0,8		40	711	0,8	21,1	8,0	6,8	9,6	5
N60-845-0,8		60	845	0,8	66,7	10,0	8,5	10,0	3; 5
N60-845-0,9		60	845	0,9	74,7	11,3	9,4	11,2	3; 5
N60-845-1,0		60	845	1,0	82,7	12,5	10,4	12,4	3; 5

* Цифры обозначают: 1 — Орский завод легких металлоконструкций (ЗЛМК) Минмонтажспецстроя СССР; 2 — Киреевский завод ограждающих конструкций (ЗОК) Минмонтажспецстроя СССР; 3 — Челябинский завод стального профилированного настила Минтяжстроя СССР (ЗСПН); 4 — Хабаровский завод строительных алюминиевых конструкций (ЗСАК) Минтяжстроя СССР; 5 — Куйбышевский завод «Электроштит» Минэнерго СССР.

Влагонепроницаемость холодных кровель обеспечивается соединением листов внахлестку с перепуском 150...200 мм. Поэтому для стока воды с покрытия предусматривают уклоны верхних поясов стропильных конструкций не менее 1:7.

В зданиях с повышенным тепловыделением холодные кровли выполняют из плоских стальных листов толщиной 3...4 мм, которые соединяют между собой встык сплошными сварными швами и приваривают к прогонам. Уклон 1,5 %.

Теплые кровли в отапливаемых зданиях из стального профилированного настила организуют аналогично беспрогонным. В качестве утеплителей используют высокоэффективные теплоизолирующие материалы на полимерной основе, обладающие высокими тепло-

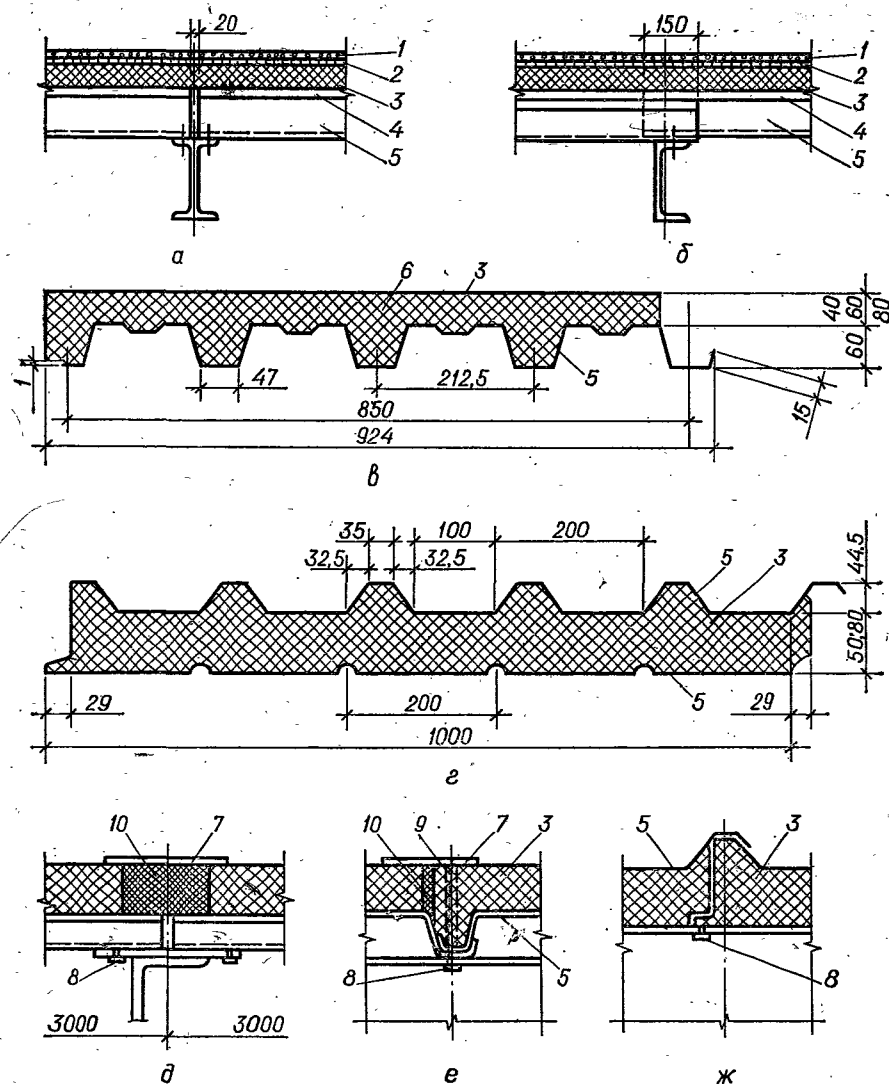


Рис. 29. Детали и элементы покрытия с применением стального профилированного настила:

а, б — соединение торцов настила соответственно с зазором и внахлестку; в, г — поперечное сечение панели соответственно двух- и трехслойной поточного изготовления; д, е — стык двухслойных панелей соответственно поперечный и продольный; ж — стык трехслойных панелей; 1 — защитный слой гравия; 2 — рубероидный ковер; 3 — утеплитель; 4 — пароизоляция; 5 — стальной профилированный настил; 6 — кровельный слой; 7 — гидроизолирующий рулонный ковер; 8 — самонарезающий болт; 9 — вырезаемая термозащита диаметром 35...40 мм; 10 — вкладыш термозащиты.

техническими свойствами и небольшой плотностью, что снижает нагрузки на покрытие.

К прогонам и другим несущим конструкциям стальной настил крепят самонарезающими болтами, а листы соединяют между собой

комбинированными заклепками с шагом 500 мм. При достаточной ширине полки прогона выполняют соединение торцов настила с зазором до 20 мм, в противном случае — внахлестку до 150 мм (рис. 29, а, б). Соприжение настилов разной высоты в пределах одного покрытия не рекомендуется.

Размеры настила определяют расчетом, исходя из работы профилированных листов на изгиб по разрезной или неразрезной схеме. Расчетные нагрузки на покрытие при шаге прогонов 3 и 1,5 м не должны превышать приведенных в табл. 39.

Таблица 39. Нагрузки на 1 м² покрытия с применением стальных профилированных настилов

Марка настила	Предельная расчетная нагрузка, Па, при расчетной схеме настила				Шаг прогонов, м
	однопролетной	двухпролетной	трехпролетной	четырёхпролетной	
H80-674-1,0	6370	7420	8900 *	8480 *	3,0
H79-680-1,0	5020	5730	7160	6700	
H60-782-0,8	2600	3170	3970	3710	
H60-782-0,9	3100	3750	4690	4380	
H60-782-1,0	3600	4390	5480	5120	
H60-845-0,8	3290	3050	3590 *	3400 *	
H60-845-0,9	3720	3590	4470	4190	
H60-845-1,0	4170	4180	5220	4880	
H40-711-0,8	—	2000	2100 **	2250 **	
H79-680-1,0	20 100	14 500	17 000	15 880	1,5
H60-782-0,8	10 400	7500	8900	8300	
H60-782-0,9	12 400	11 600	12 700	11 800	
H60-782-1,0	14 400	15 800	17 000	15 900	
H40-711-0,8	—	7500	8500	8000	

* По условию устойчивости стенки гофра на опоре.

** По условию жесткости.

Конструкция покрытия из двухслойных панелей аналогична конструкции покрытия послойной сборки. В двухслойных панелях (монопанелях) утеплитель приклеивают или припенивают в заводских условиях к стальному настилу (без пароизоляции), что повышает его несущую способность и жесткость до 30...40 % за счет включения пенопласта в работу на изгиб. Кроме того, при припенивании пенопласта исключается возможность потери местной устойчивости широких горизонтальных сжатых граней настила [3].

Монопанели состоят из одного металлического профилированного листа, утеплителя и гидроизоляционного или защитно-декоративного покрытия (рис. 29, в). Они предназначены для эксплуатации в неагрессивных и слабоагрессивных средах при температурах наружной поверхности панели от -60 до +75 °C и температуре внутренней поверхности панели до +30 °C, относительной влажности воздуха в помеще-

ниях не более 60 %. Длина монопанели 4000...12000 мм (кратно 600), номинальная ширина 850, толщина 40; 60; 80 мм. Кровельные панели выполняют с несущими профилированными стальными настилами Н60-845-1,0, утеплителем из жесткого пенополиуретана и кровельным слоем из мешочной бумаги (рис. 29, в). Плотность двухслойной панели 45 ± 5 кг/м³. В построечных условиях сверху на уложенные панели наклеивают рулонный ковер, перекрывающий стыки панелей и обеспечивающий герметичность кровли, а также устраивают гравийную защиту толщиной 20 мм по слою битума 2 мм.

Поперечные стыки панелей выполняют на прогонах в ряде случаев с уширенной верхней полкой (рис. 29, д). Продольный стык осуществляется внахлестку (рис. 29, е) с соединением кромок листов комбинированными заклепками с шагом 500 мм. Пароизоляцию стыка обеспечивает герметик. В местах установки болтов и заклепок кровельный слой и утеплитель вырезают трубчатой фрезой диаметром 35...40 мм. Столбик пароизоляции вставляют обратно после закрепления панелей крепежными деталями [29].

Двухслойные панели могут быть каркасного типа, настил в которых подкрепляется прокатными или гнутыми профилями, фермами или шпренгелями. Такие панели изготавливают длиной 6 и 12 м, что позволяет отказаться от прогонов и в связи с повышением заводской готовности элементов покрытия существенно снизить трудоемкость и сроки монтажа.

Трехслойные панели (типа «сэндвич») состоят из наружной и внутренней металлической обшивки и слоя утеплителя, обеспечивающего совместную работу обшивок на изгиб (рис. 29, з). Верхняя обшивка типовых трехслойных панелей поточного изготовления принята из несимметричного оцинкованного стального профилированного настила толщиной 1 мм с защитным полимерным покрытием типа «Версакор», нижняя толщиной 0,8 мм — несимметричный мелкий профиль с отгибами на краях. Между обшивками располагают вспененный пенополиуретан толщиной 50 и 80 мм. Полезная ширина панели 1000 мм. В зависимости от перекрываемых пролетов здания и вида отвода воды с кровли длину панелей назначают от 6,75 до 12,9 м с таким расчетом, чтобы избежать швов поперек ската. По скату кровли выполняют продольные стыки с внутренней и наружной герметизацией, обеспечивающей непродуваемость шва, его паро- и гидроизоляцию (рис. 29, ж).

Трехслойные панели применяют при кровлях с уклоном 1:5. В зданиях с нормальным температурно-влажностным режимом ($t^{\circ} = 20^{\circ}\text{C}$, относительная влажность $\leq 60\%$) при расчетных температурах наружного воздуха до -50°C используют панели с толщиной утеплителя 50 мм, для тех же зданий при расчетной температуре до -65°C и при влажности помещений не более 75% толщина утеплителя 80 мм. Панели с прогонами, расположенными с шагом 3 м, соединяют самонарезающими болтами за край нижней облицовки. Масса 1 м² панели составляет 21,1 и 22,6 кг при толщине пенополиуретана соответственно 50 и 80 мм. Недостатки трехслойных панелей — повышенный расход металла по сравнению с монопанелями (за счет

двух обшивок) и нетиповые несущие конструкций покрытия с уклоном верхних поясов 1:5.

Прогоны в покрытиях из профилированных или плоских кровельных настилов размещают с шагом 3 м с опиранием в узлах ригелей рам, стропильных и фонарных ферм. В отдельных случаях при больших местных снеговых отложениях в местах перепадов профиля покрытия принимают шаг прогонов 1,5 м, что требует постановки в фермах дополнительных шпренгелей. В фермах, где предусмотрена работа верхних поясов на внецентренное сжатие, прогоны располагают вне узлов.

Таблица 40. Сортамент прогонов пролетом 6 м

Эскиз	Сечение	Расчетная нагрузка, Н/м	Масса, кг
	Состав		
C	[20	7400	110
	[22	10 000	125
	[24	12 600	145
CC	2 [20	14 800	220
	2 [22	20 000	250
	2 [24	15 200	290
C	[250 × 100 × 25 × 3	7150	67
	[250 × 100 × 25 × 4	9280	88
	[250 × 100 × 25 × 5	11 210	108
CC	2 [290 × 100 × 25 × 3	14 310	134
	2 [290 × 100 × 25 × 4	18 560	176
	2 [290 × 100 × 25 × 5	22 430	216

При шаге ферм покрытия 6 м прогоны проектируют сплошного сечения (табл. 40) из швеллеров, реже из двутавров. При повышенных нагрузках применяют спаренные швеллеры либо их усиливают листовыми накладками. Швеллеры могут быть горячекатаными либо холодногнутыми. Эффективны С-образные холодноформованные профили, изготовленные из тонколистовой стали толщиной 3, 4 и 5 мм. Из них можно компоновать двутавровое либо трубчатое сечение.

Прогоны крепят к поясам ферм коротышами из уголков, планками, гнутыми листами (рис. 30). При их монтаже перепад верха смежных прогонов не должен превышать 20 мм; что достигается листовыми подкладками соответствующей толщины. При наклонном расположении плоскости наибольшей жесткости прогона швеллеры ориентируют перьями вверх по скату, так как при этом обеспечиваются лучшие условия опирания и снижается кручение прогона.

При шаге 12 м применяют сквозные прогоны в виде ферм со сжато-изогнутым верхним поясом (рис. 30, з) из двух горячекатаных или гнутых швеллеров, между которыми без фасонки крепят элементы решетки швеллерного профиля. Сквозные прогоны крепят к верхним поясам стропильных конструкций болтами.

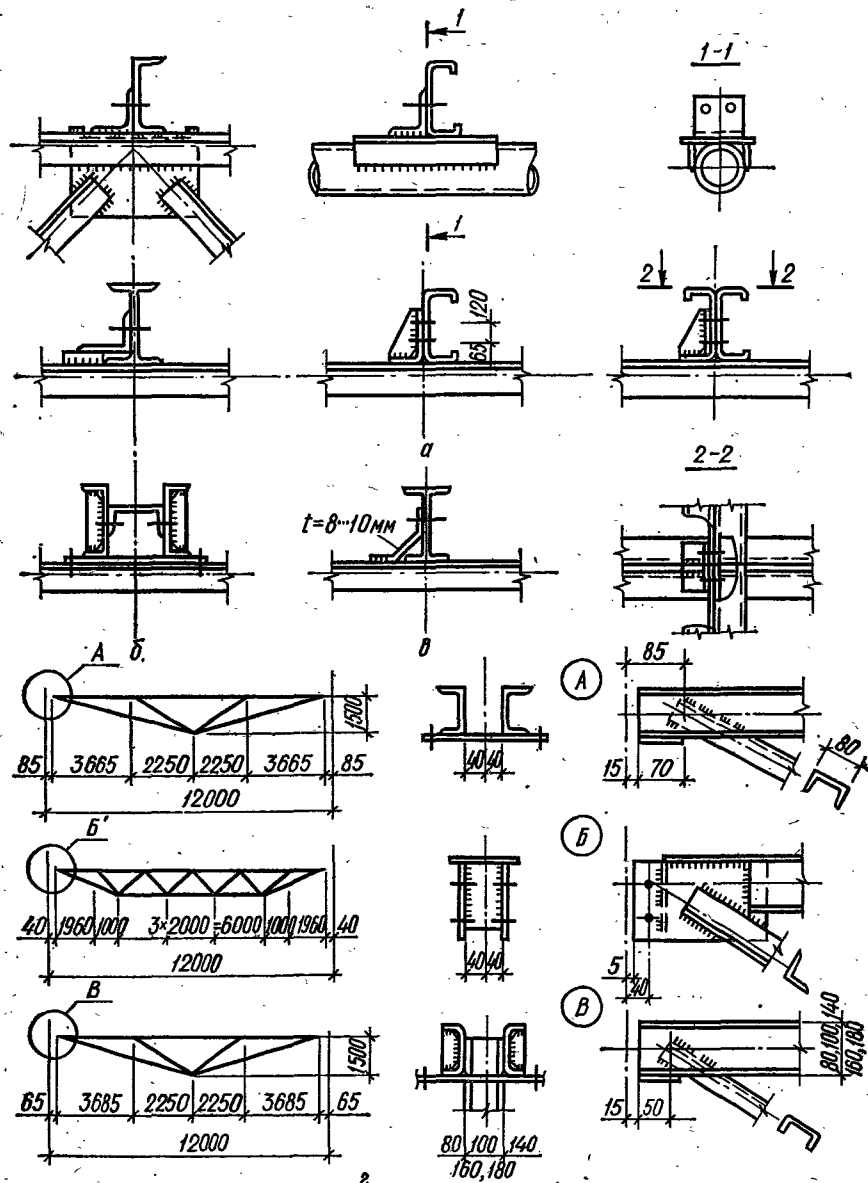


Рис. 30. Прогоны:

а...г — узлы крепления прогонов соответственно уголками, планками, гнутыми листами;
 з — схемы и узлы сквозных прогонов из горячекатаных и гнутых профилей.

Сплошные и сквозные прогоны, используемые в скатных кровлях, воспринимают нагрузку в перпендикулярном и параллельном скату направлениях. Вследствие малой жесткости сечения в направлении скатной составляющей прогоны раскрепляют в этом случае тяжами

из круглой стали диаметром 16...22 мм, которые уменьшают расчетные пролеты прогонов в плоскости ската. Тяжи ставят между всеми прогонами в один ряд (по середине) при шаге ферм покрытия 6 м и в два ряда (через равные расстояния) при большем шаге или при крутых скатах. В общем случае количество рядов тяжей регулируется расчетом в зависимости от скатной составляющей нагрузки и несущей способности принятого профиля в направлении его наименьшей жесткости.

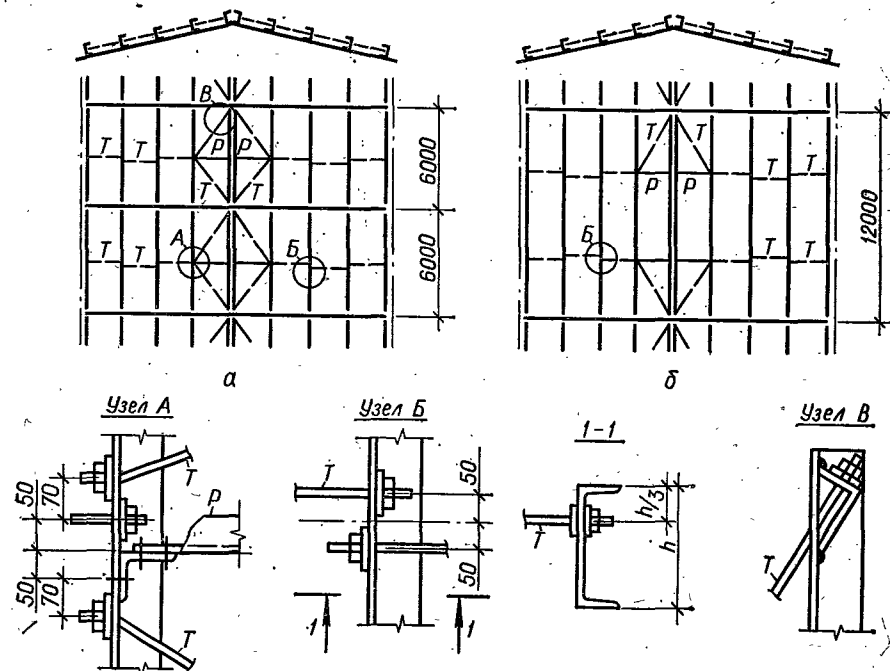


Рис. 31. Развязка прогонов в плоскости ската при шаге ферм 6 (а) и 12 м (б).

щей способности принятого профиля в направлении его наименьшей жесткости. В панелях у конька фермы тяжи крепят к фермам или коньковому прогону вблизи его опор (рис. 31). При крутых кровлях крайние рядовые прогоны крепят к ендовым распоркам из одиночного уголка. Тяжи крепят к стенкам прогонов гайками и размещают в одной плоскости, возможно ближе к верхней полке прогона — в пределах верхней трети высоты сечения.

4.2. ФОНАРИ

При больших объемах зданий (пролеты больше 18 м, высоты больше 10 м) требуемая освещенность обеспечивается фонарями, располагаемыми по несущим конструкциям покрытия. Наибольшее распространение получили металлические светоаэрационные и аэрационные фонари. В одноэтажных зданиях пролетами 18...36 м их выполняют в виде надстройки на покрытии и размещают по оси пролетов так, чтобы расстояние между торцами фонарей и торцом здания или

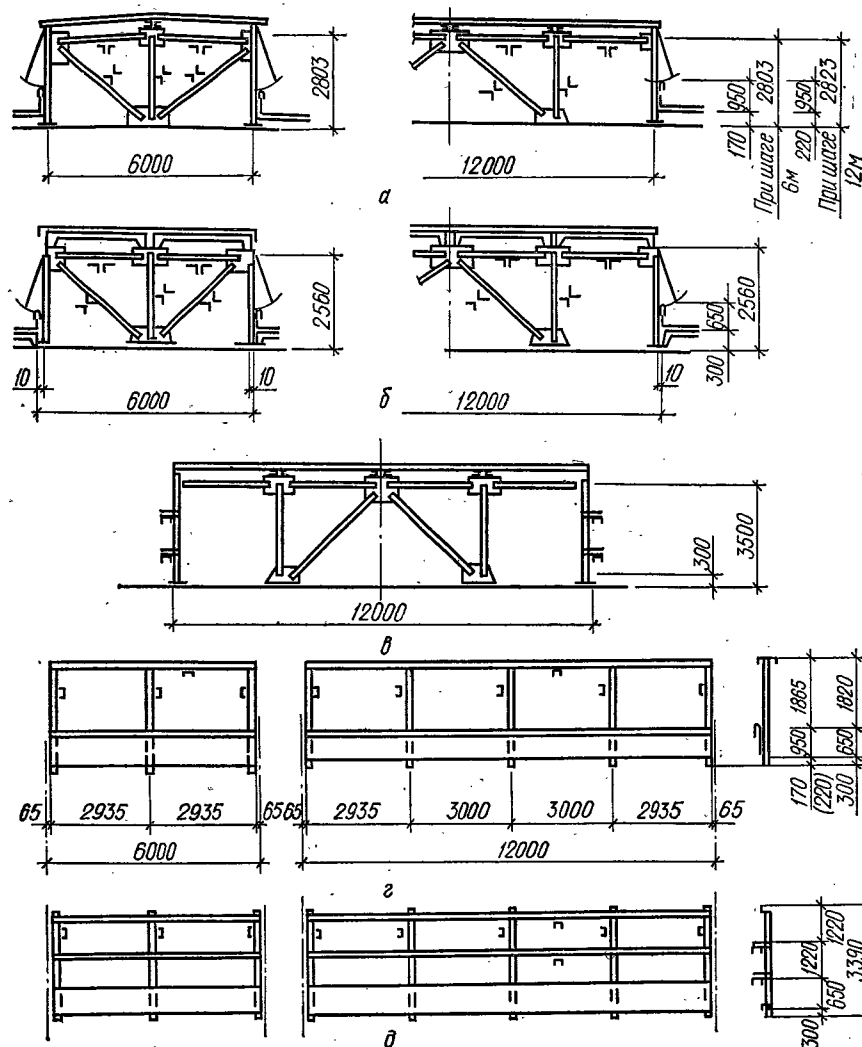


Рис. 32. Светоаэрационные фонари:

а, б — с одним ярусом остекления при покрытии с применением соответственно стального профилированного настила и железобетонных плит; в — с двумя ярусами остекления; г, д — фонарные панели соответственно с одноярусным остеклением и двухъярусным.

поперечным температурным швом было равным или кратным шагу стропильных конструкций. Общая длина фонарей не должна превышать 84 м. Конструкция кровли по фонарям решается идентично кровле здания.

Светоаэрационные фонари используют для освещения помещений, а также для приточной вентиляции, если технологические процессы, размещенные в здании, не связаны с большими выносами пыли и газов, загрязняющими светопрозрачные поверхности, либо с

избыточными тепловыделениями. Аэрационные фонари предназначены для организации вытяжной вентиляции, они должны быть незадуваемыми, для чего их проемы защищают от ветра любого направления ветрозащитными панелями.

Типовые светоаэрационные фонари запроектированы с одним или двумя ярусами остекления для покрытий с применением стального профилированного настила или железобетонных плит. Фонари,

Таблица 41. Характеристика стальных конструкций типовых фонарей

Тип фонаря	Пролет здания, м	Ширина фонаря, м	Высота, мм		Масса, кг					
			проема	фонаря	фонарной фермы при шаге стропильных ферм, м		фонарной панели при шаге стропильных ферм, м		ветрозащитной панели	
					6	12	6	12		
Светоаэрационный с одним ярусом остекления	18	6		2823 *	195	(216)				
	24;						480	1005		
	30;	12	1740	2803 **	352	352				
	36			(2560)	(349)	(424)	(330)	(613)		
Светоаэрационный с двумя ярусами остекления	24;				392	392	614	1232		
	30;	12	1140	3390	(377)	(424)	(427)	(809)	—	
Аэрационный	18;	6	1500	2630	360	375	570	980	1040	
	24									
	30;		2500	3630	640	685	600	1060	1670	
	36	12	3000	4130	700	795	620	1200	1990	
			3500	4630	730	835	650	1250		

Примечания: 1. Одной звездочкой отмечена высота фонаря при шаге ферм 12 м, двумя — 6 м. 2. В скобках приведены показатели для фонарей, используемых в покрытиях с применением железобетонных плит.

выполненные из гнутых профилей (серии 1.464-11/82 и 1.464-13/82), состоят из фонарных ферм и панелей. Фонарные фермы (рис. 32 а...в) длиной 6 и 12 м представляют собой П-образную надстройку, устанавливаемую на верхние пояса стропильных конструкций, и состоящую из верхнего пояса, стоек и раскосов. При монтаже к ним крепят болтами фонарные панели, образующие сплошной световой фронт вдоль здания. Длина фонарных панелей соответствует шагу стропильных конструкций — 6 и 12 м. Их проектируют в виде замкнутых рам (рис. 32 г, д), состоящих из стоек, бортовой и обвязочной балок, обрамляющих световой проем. Бортовая балка спроектирована из специального Г-образного гнутого профиля высотой 950 мм (для покрытий из стального настила) или 650 мм (для покрытий из железобетонных плит) с утеплением фибролитовыми плитами толщиной 50 мм, плотностью не более 300 кг/м³. Нормативная нагрузка от теплоизоляции 300 МПа. Каждый фонарь оборудуют одним (серия

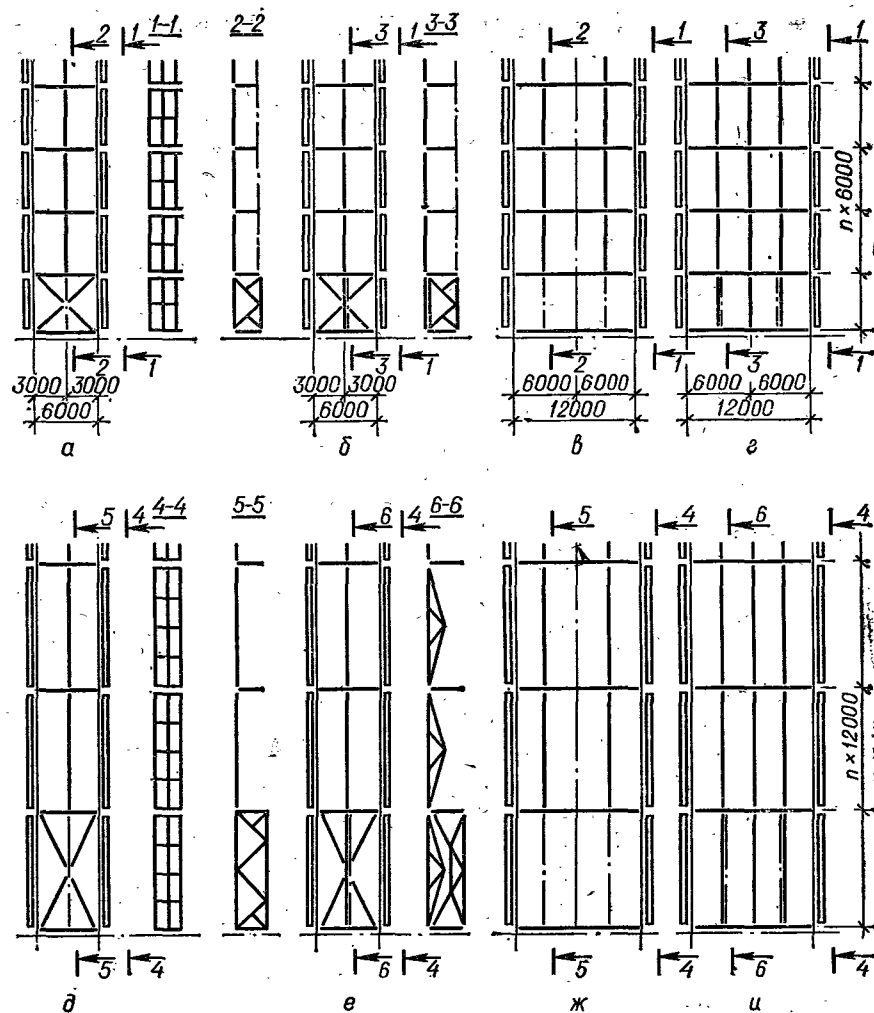


Рис. 33. Схемы связей по фонарям в покрытиях с применением:
а, в, д, ж — железобетонных плит; б, г, е, и — стального профилированного настила.

1.464-11/82) или двумя (серия 1.464-13/82) ярусами верхнеподвесных переплетов размером соответственно $6 \times 1,8$ и $6 \times 1,2$ м. Нормативная нагрузка от переплетов с остеклением 200 МПа.

Размеры фонарей, устанавливаемых в зависимости от пролета здания, а также масса их стальных конструкций для покрытий с применением стального профилированного настила и железобетонных плит (показатели в скобках) даны в табл. 41.

Для фонарей шириной 6 м в плоскости верхних поясов в торцах предусматривают устройство горизонтальных связей (рис. 33 а, б, д, е). В покрытиях с применением железобетонных плит промежуточ-

ные фонарные фермы раскрепляют распорками, располагаемыми в плоскостях вертикальных стоек фонарных ферм. В этих же плоскостях в торцах фонарей размещают вертикальные связи, необходимые для всех фонарей независимо от их ширины и типа конструкции покрытия.

Светоэрационные фонари рамной конструкции (серия 7-Э18-80) представляют собой ячейки в плане 12×12 м (при ширине фонарей 12 м) и 12×6 (при ширине фонаря 6 м). Каждая ячейка состоит из двух фонарных панелей и элементов покрытия. Длина фонарных панелей принята 12 м независимо от шага несущих стропильных конструкций (6 или 12 м). Ячейки фонаря монтируют в виде полностью собранных внизу блоков. Расход стали приведен в табл. 42.

Таблица 42. Расход стали на 1 м^2 горизонтальной поверхности фонарей рамной конструкции

Тип покрытия	Остекление	Ширина фонаря, м	Расход стали, кг			
			Фонарные панели	Прогоны кровли	Элементы торцов	Настил кровли
Из кровельных панелей	Одноярусное	12	13,1	14,53	0,51	8,1
	Двухъярусное	12	15,47	14,53	0,64	8,1
С прогонами	Одноярусное	6	26,22	8,82	0,59	9,1
		12	13,11	10,25	0,51	9,1
	Двухъярусное	12	15,47	10,25	0,64	9,1

Фонари шириной 6 м предназначены для зданий с пролетами 18 м и имеют один ярус остекления высотой 1750 мм. Между фонарными панелями, размещаемыми вдоль здания, укладывают в поперечном направлении прогоны прокатных балок с креплением на них стального профилированного настила. Крайние прогоны каждой ячейки выполняют из гнутых С-образных профилей. Они защемлены в стойках фонарных панелей и образуют вместе с ними поперечные рамы фонаря (рис. 34, в).

Фонари шириной 12 м могут иметь один (высотой 1750 мм) или два (высотой по 1250 мм) яруса оконных переплетов. Их покрытия выполняют с панелями (рис. 34, а) или с прогонами (рис. 34, б). Кровельные панели состоят из гнутых С-образных профилей и стального профилированного настила. Они расположены поперек фонарей, причем каждая ячейка перекрывается четырьмя панелями размером 3×12 м. При прогонах используют двутавровые сварные тонкостенные балки. Крайние прогоны каждой ячейки в обоих вариантах проектируют С-образного сечения и включают в состав поперечной рамы фонаря защемлением их в стойках фонарных панелей.

Фонарные панели для одноярусного расположения переплетов одинаковы для обоих типоразмеров фонарей и состоят из пяти стоек,

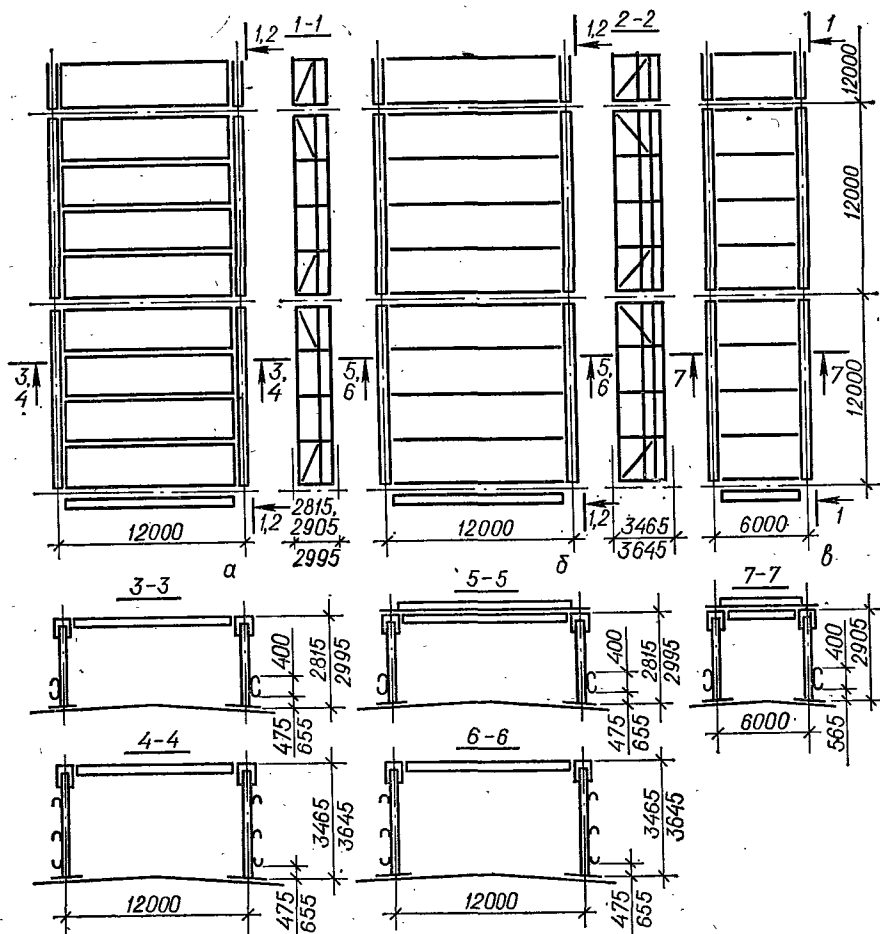


Рис. 34. Схемы светоаэрационных фонарей рамной конструкции:
а — с панельным покрытием; б, в — с применением в покрытии прогонов и полистовой раскладки настила.

верхнего пояса из горизонтально расположенного С-образного профиля, бортовой балки С-образного сечения высотой 400 мм и раскосов. В двухъярусную панель добавляют горизонтальные элементы из гнутых швеллеров.

Профилированный настил кровли образует жесткий горизонтальный диск, воспринимающий внешние воздействия и передающий их на поперечные фонарные рамы, поэтому дополнительные связевые элементы не требуются. При прогонах настил крепят самонарезающими болтами к крайним С-образным прогонам ячейки в каждой волне, к средним прогонам — через волну. Между собой настил соединяют комбинированными заклепками с шагом 500 мм.

Светоаэрационные фонари, выполняемые в виде надстройки на покрытии, обладают рядом конструктивных и эксплуатационных недос-

татков: неравномерность освещения помещений; образование снеговых мешков на покрытии вследствие значительной высоты надстроек; неудобство очистки оконных переплетов; повышенная металлоемкость (расход стали одноярусного фонаря ферменной конструкции приблизительно 50 кг/м² перекрываемой горизонтальной поверхности и двухъярусного 37) и т. п.

В последние годы разрабатывают новые виды светопрозрачных ограждений, в которых в качестве светопропускающего заполнения

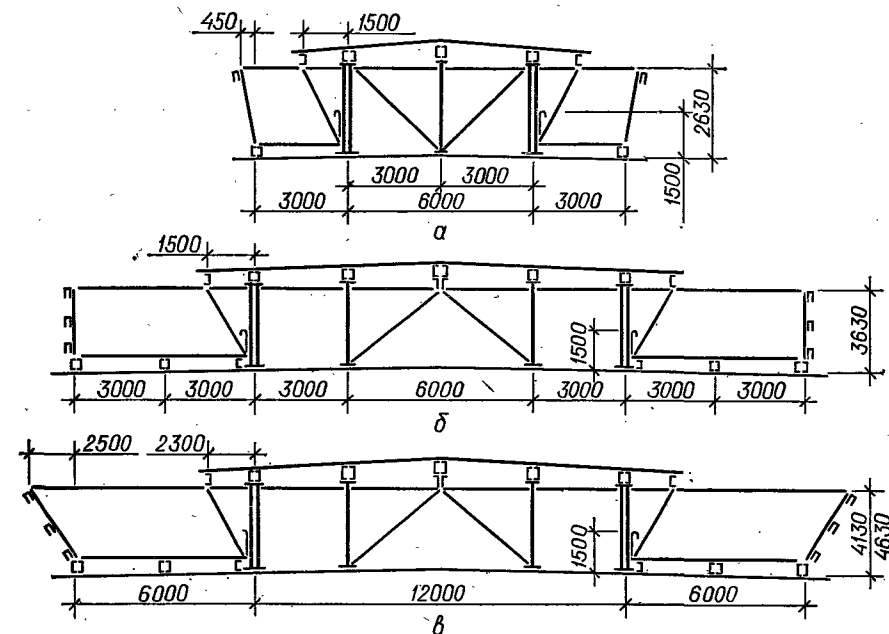


Рис. 35. Аэрационные фонари:
а — пролетом 6 м; б — пролетом 12 м и высотой светового проема 1500 мм; в — при шаге 12 м.

используют стеклопакеты, стеклоблоки, профильное стекло, полимерные материалы, изготовляемые в виде куполов, оболочек, волнистых и гофрированных листов и т. п.

К средствам естественного освещения зданий относятся зенитные фонари, располагаемые над горизонтальными проемами в покрытиях из железобетонных плит и стального профилированного настила. При относительно небольших площадях световых проемов они обеспечивают высокий уровень и равномерность освещенности благодаря повышенной световой активности светопрозрачных материалов и возможности размещать их на любых участках покрытия. Вследствие небольшой высоты (они возвышаются над кровлей на 500...700 мм) исключено образование снеговых мешков, значительно снижаются эксплуатационные расходы. Расход стали на них на 50 % меньше по сравнению с расходом на фонари в виде надстройки [31]. Зенитные фонари изготовляют точечного и панельного типа. Размеры и разме-

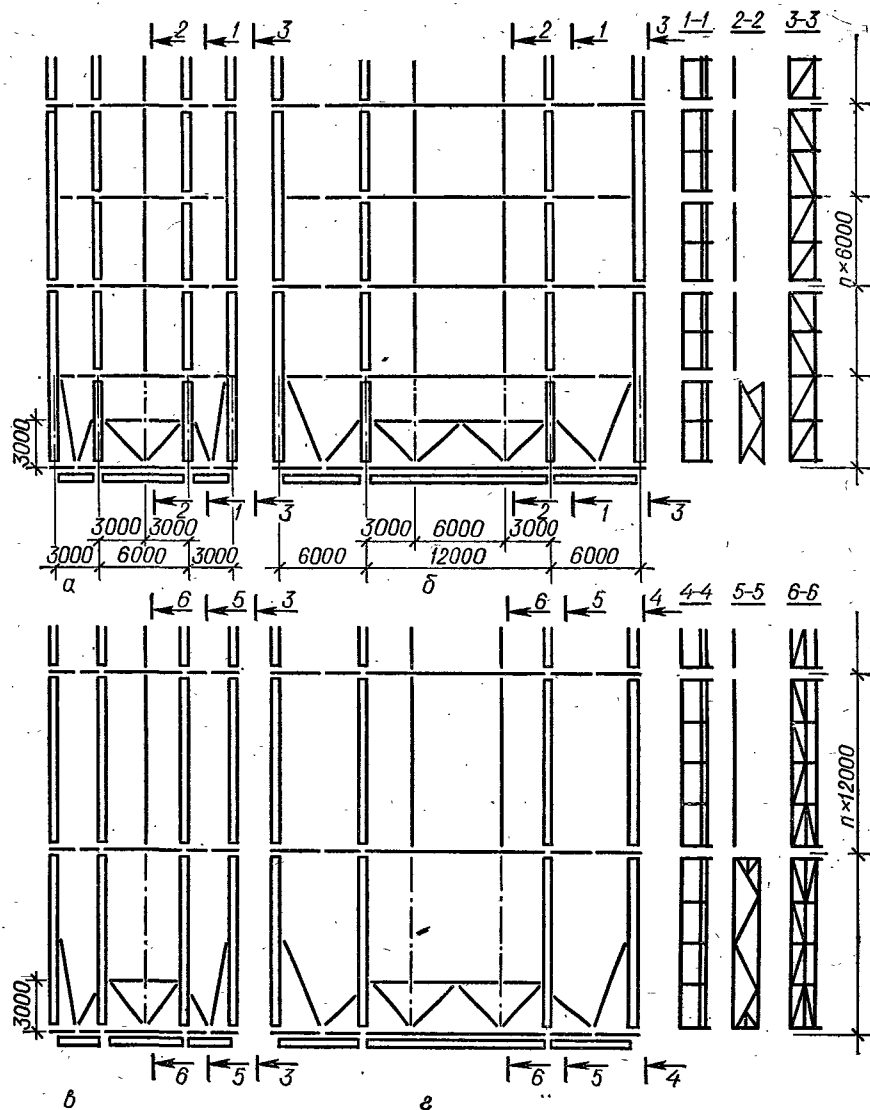


Рис. 36. Схемы связей по аэрационным фонарям:
а, в — при шаге 6 м; б, г — при шаге 12 м.

щение их устанавливают светотехническим расчетом на основании технологического задания.

Аэрационные фонари (серия 1.464.3-19) проектируют в виде П-образных надстроек на покрытии и используют в качестве вытяжных и приточных устройств. Фонарные фермы пролетом 6 и 12 м состоят из верхнего пояса, стоек и раскосов, выполненных из холодногну-тых и гнутосварных элементов (рис. 35). Фонарные фермы распола-

гают на стропильных конструкциях здания и с помощью ригелей, укладываемых по верхнему поясу, соединяют с фонарными панелями, размещаемыми в плоскости поворотных створок фонаря и опираемыми на стропильные конструкции. В зависимости от шага стропильных конструкций длина фонарных панелей 6 или 12 м. Фонарные панели состоят из стоек, обвязочной и бортовой балки, выполняемой из гнутого профиля, и привариваемого к нему швеллера. Высота панели зависит от размера аэрационного проема и выбирается с учетом пролета здания и условий вентиляции помещений.

Кровля фонаря запроектирована из щитов, состоящих из гладких стальных листов толщиной 4 мм, приваренных в четырех точках к несущим элементам из швеллеров и укрепленных поперечными ребрами жесткости. В торцах фонаря предусмотрена установка монтажных горизонтальных (рис. 36) и вертикальных связей для передачи усилий, возникающих в уровнях покрытия фонаря, на покрытие здания.

4.3. СТЕНОВОЕ ОГРАЖДЕНИЕ

Металлическое стеновое ограждение в зависимости от способа возведения может быть раздельного типа (монтируемое в построечных условиях) и панельного [3]. В отличие от стен из железобетонных и легковесных панелей при использовании металлических стеновых конструкций преобладает вертикальная развязка стен. Это объясняется стремлением к сокращению числа горизонтальных стыков, герметичность которых конструктивно сложно обеспечить, так как при вертикально расположенных профилированных листах невозможно добиться их полного совпадения. При использовании металлических панелей устанавливают их ширину, высоту назначают исходя из длины имеющегося профилированного листа, возможностей транспортировки и минимального погоняжа горизонтальных швов в стене. Существуют решения металлических стен, допускающие горизонтальную развязку, например, для стеновых панелей, обшивка которых выполнена из плоских оцинкованных листов.

Цокольную часть металлических стен выполняют из железобетонных (для неотапливаемых зданий) или легковесных (для отапливаемых зданий) панелей, из кирпича и других материалов, более прочных по отношению к случайным ударам, чем обшивка из тонкостенных профилированных листов (рис. 37).

При вертикальной развязке стен ленточное остекление предусматривают в одном ярусе, что связано с необходимостью уменьшения числа горизонтальных швов, причем оконные проемы по продольным стенам располагают непосредственно над цоколем. Для возможности уплотнения с внутренней стороны вертикальных швов ограждения листы или панели иногда смещают с осей колонн на половину их ширины.

Для неотапливаемых зданий в качестве стенового ограждения принимают профилированные листы из оцинкованной стали (табл. 43). Применение алюминиевых профилированных листов вследствие высокой стоимости целесообразно лишь при агрессивных средах [3].

Металлические листы крепят к ригелям фахверка крюками или клям-мерами, что обеспечивает подвижность соединений, необходимую при температурных деформациях.

Металлическое стеновое ограждение отопляемых зданий состоит из внешней и внутренней обшивки и расположенного между ними эффективного утеплителя. Его выполняют в процессе монтажа с послойной укладкой обшивки и утеплителя (стены раздельного типа) либо в виде панелей с вертикальной и горизонтальной развязкой. В качестве обшивки используют листы профилированные стальные и алюминиевые, а также плоские из оцинкованной стали. Конструкции

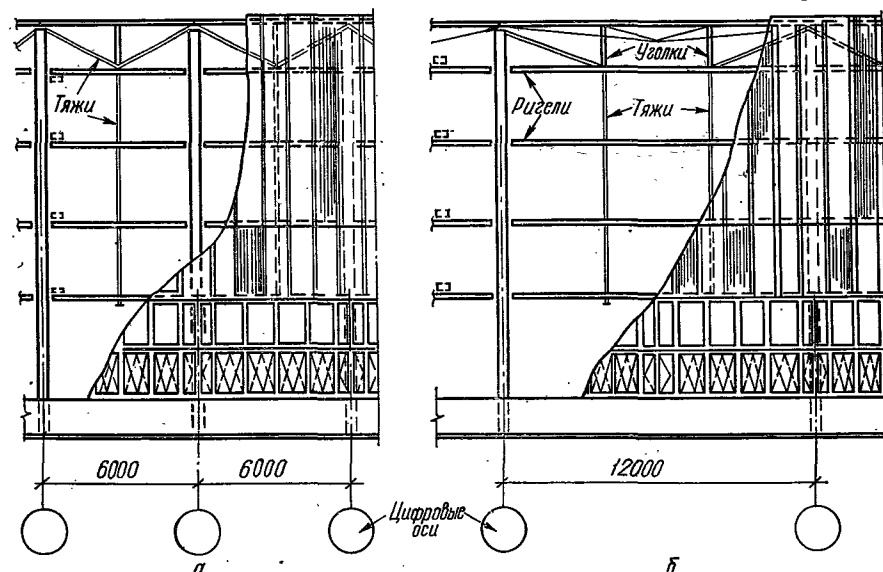


Рис. 37. Фрагменты стен из металлических панелей при шаге колонн 6 (а) и 12 м (б)

стен, изготавливаемые послойно на монтаже, не отличаются высокой индустриальностью строительно-монтажных работ. Стеновые металлические панели позволяют повысить качество ограждения, обеспечить его заводское изготовление, сократить сроки и трудоемкость монтажных работ.

Каркасные стеновые панели состоят из сварных каркасов и закрепленных на них обшивок. Несмотря на определенные сложности конструктивных решений, каркасные панели не требуют для изготовления специального оборудования и поэтому распространены в практике. При использовании в качестве обшивки плоских оцинкованных стальных листов панели выполняют с размерами, аналогичными размерам легобетонных стеновых панелей. Длина их 6 или 12 м, крепление выполняют непосредственно к колоннам. Предварительное напряжение обшивки панелей способствует включению их в работу на поперечный изгиб совместно с каркасом [3, 30].

Типовые каркасные панели с обшивками из профилированных листов состоят из стальной рамы (вертикальные стойки и горизон-

тальные ригели), к которой крепят внутреннюю и наружную обшивку из профилированных листов с утеплителем между ними (минераловатные или полужесткие плиты из стеклянного штапельного волокна). Ширина основных панелей для продольных и торцевых стен 6 м, высота устанавливается при проектировании от 2,4 до 12 м через 0,6 м (рис. 38, а, б). Панели монтируют на опорных консолях, приваренных к колоннам. Вертикальные швы заполняют брусками из стекло- или минераловатных плит и перекрывают нащельниками, горизонтальные — минеральной ватой, подкладками из герметичного шнура

Таблица 43. Номенклатура стальных оцинкованных холодногнутых профилей для стен

Марка профиля	Эскиз	Размеры, мм			Момент инерции I_x , см ⁴	Площадь сечения A , см ²	Масса профиля, кг		Завод-изготовитель
		H	B	t			1 м	1 м ²	
С 15-1000-0,8		15	1000	0,8	3,2	10,0	8,47	8,47	1; 2
С 18-1000-0,8		18	1000	0,8	4,1	10,0	8,5	8,5	3
С 10-899-0,8		10	899	0,8	1,16	8,0	6,8	7,5	4
С 44-1000-0,8		44	1000	0,8	23,7	10,0	8,5	8,5	3
С 50-749-0,8		50	749	0,8	14,5	8,0	6,8	9,1	4

Примечание. Заводы-изготовители: 1 — Орский ЗЛМК Минмонтажспецстроя СССР; 2 — Киреевский ЗОК Минмонтажспецстроя СССР; 3 — Челябинский ЗОПН Минтяжстроя СССР; 4 — Кузнецовский завод «Электроцинк» Минэнерго СССР.

и снаружи закрывают сливами из оцинкованной листовой стали. Панели в построечных условиях собирают из элементов заводского изготовления.

Клеевые панели состоят из облицовочных листов и жестких утеплителей, образующих средний слой и выполняющих теплоизоляционные и несущие функции, обеспечивая совместную работу обшивок. Типовые трехслойные панели (серия 1.432.2-17) изготавливают на технологических линиях непрерывного действия либо стеновым способом. Облицовочные листы выполняют из рулонной оцинкованной стали толщиной 0,8 мм, между ними заливают пенополиуретан с плотностью 55 кг/м³. Ширина панели 1000 мм, толщина 50, 60, 80 и 100 мм, длина 2,4...11,4 м через 0,6 м.

Вертикальный стык панелей решается в трех вариантах. Панели типа I (рис. 38, а) имеют с одной стороны выступ, с другой — паз, в

который вводится выступ смежной панели при монтаже, образуя стык типа шпунт. Панели типа II выполняют с одинаковыми кромками в виде выступающих кулачков, перекрываемыми нащельниками-вкладышами (рис. 38, *з*). Торцы панелей типа III разные — один в виде паза, другой — гребня, несимметричного по толщине панели и образующего стык в шпунт (рис. 38, *д*).

Трёхслойные панели располагают в стенах вертикально и крепят к ригелям фахверка. Цоколь стены выполняют из легкобетонных панелей толщиной, принятой по расчету, но не менее 250 мм.

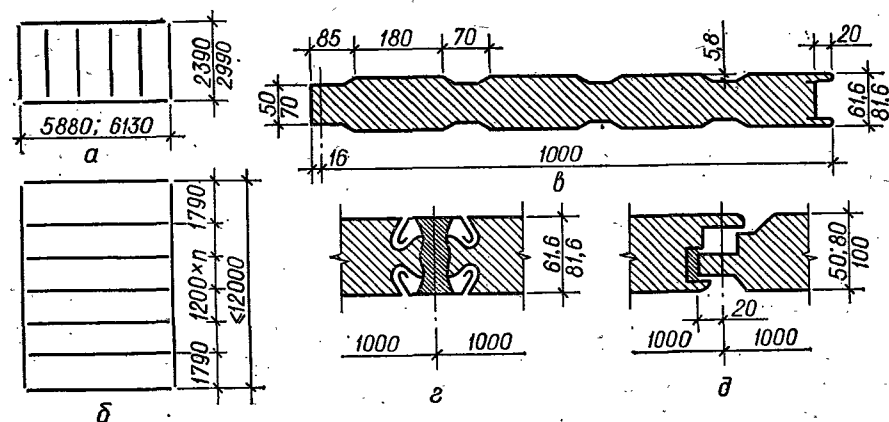


Рис. 38. Металлические стеновые панели:

а, б — схемы каркасов стальных панелей; *в* — трехслойная стеновая панель типа I; *г, д* — стыки панелей типа II и III.

Для стен с вертикальной разрезкой применяют также стеновые панели, образованные из двух плоских асбестоцементных листов, прикрепленных к каркасу из деревянных брусков либо из гнутых или экструзионных асбестоцементных швеллеров.

Конструктивное решение стен увязывают с конструкциями покрытия, принимая идентичные элементы для обоих ограждений. При горизонтальной развязке длины стеновых панелей и панелей покрытия назначают равными шагу основных колонн (6 или 12 м). Если шаг рам принят больше шага стропильных конструкций (при наличии подстропильных ферм), то длину стеновых панелей назначают равной длине плит покрытия, предусмотрев для их крепления устройство стенового фахверка.

4.4. ПРОДОЛЬНЫЙ И ТОРЦЕВОЙ ФАХВЕРК

Для крепления элементов стенового ограждения и передачи усилий от воспринимаемых ими нагрузок на основные несущие конструкции каркаса используется стеновой фахверк. Схему фахверка определяют тип стен (легко- или железобетонные панели, металлическое или асбестоцементное ограждение), места их расположения (продольные или торцевые, внешние или внутренние стены), наличие или отсутствие проемов.

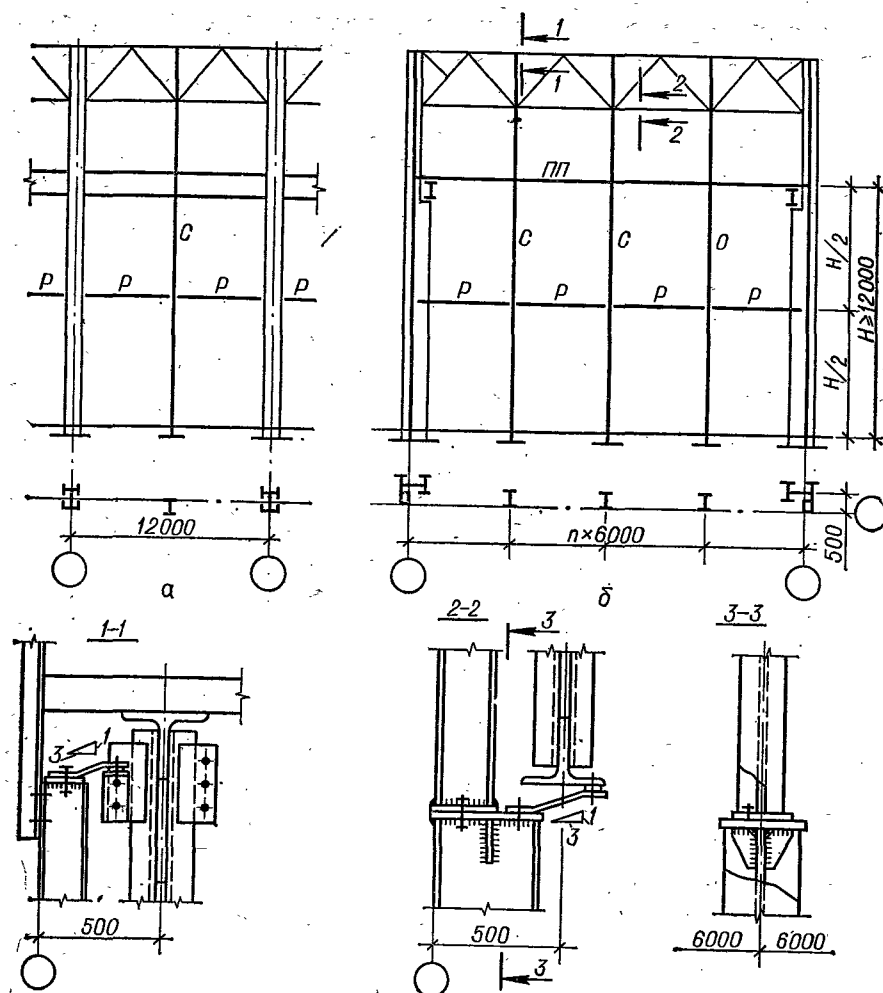


Рис. 39. Фахверк для панельных стен:

а — продольных; *б* — торцевых (С — стойка фахверка; Р — ригель; пп — переходная площадка).

При навесных или самонесущих панельных стенах с горизонтальной развязкой в плоскости продольных стен выбирают длину панелей по принятому в здании шагу поперечных рам (6 или 12 м) с креплением панелей к основным колоннам. Если длина стеновых панелей меньше шага рам, между основными колоннами устанавливают дополнительно стойки фахверка. При наличии в покрытии подстропильных ферм шаг фахверковых стоек соответствует шагу промежуточных стропильных конструкций (рис. 39, *а*).

Для крепления панелей торцевых стен против основных колонн устанавливают фахверковые колонны и стойки. Схема размещения их

согласовывается с разбивкой узлов нижних поясов ригелей рам (рис. 39, б). Расстояние между колоннами фахверка определяет размеры стеновых панелей, которые принимают одинаковой длины для продольных и торцевых стен.

Стойки фахверка проектируют из прокатных или сварных двутавров, спаренных швеллеров или из двух уголков, образующих замкнутое сечение. В отдельных случаях (при большой высоте) целесообразно применять фахверковые колонны сквозного и переменного по высоте сечения. Привязка стоек фахверка к продольным координационным осям здания принята 250 мм, к торцевым — 0.

В фундаментах стойки фахверка закрепляют шарнирно. Верхние их концы располагают ниже уровня нижних поясов ригелей поперечных рам (на 150 мм), в пределах высоты покрытия устанавливают оголовки коробчатого сечения из двух прокатных швеллеров. К конструкции покрытия фахверковые стойки крепят в уровне нижних и верхних поясов листовыми шарнирами, представляющими собой стальной лист толщиной 8...10 мм и шириной 200...400 мм. Такое решение не препятствует вертикальным перемещениям стропильных конструкций, а в горизонтальном направлении листовая шарнир является достаточно жестким, чтобы обеспечить передачу реакции стойки на связевую ферму (в уровне низа покрытия) и на жесткий диск (в уровне верхних поясов стропильных конструкций). Если стойки расположены между узлами связевой фермы, то узловая передача реактивных усилий обеспечивается установкой горизонтальных распределительных балок.

В высоких зданиях колонны и стойки фахверка раскрепляют в плоскости стены распорками, ветровыми балками или фермами, сокращающими расчетные длины колонн в направлении меньшей жесткости их сечения и передающими горизонтальные усилия от них на колонны поперечной рамы (рис. 39, а, б). Ветровые балки устанавливают в плоскости продольных стен на уровне крановых путей и используют как элементы тормозных конструкций. По торцевой стене ветровые балки располагают в том же уровне, благодаря чему они одновременно выполняют функции балок ремонтных и переходных площадок. Если отметка кранового рельса превышает 9,6 м, то необходимо дополнительно установить ветровую конструкцию по середине высоты фахверковых колонн.

Сечение ветровых балок выполняют из прокатных двутавров и швеллеров или из гнутых профилей. Для балок, воспринимающих горизонтальные и вертикальные нагрузки, сечения выполняют из составных двутавров.

В пределах температурного блока стойки продольного фахверка раскрепляют вертикальными одноплоскостными связями (см. рис. 19, г) в тех же местах, где организованы связи по основным колоннам здания.

При вертикально расположенном стеновом ограждении панели из стальных профилированных листов или из асбестоцементных плит крепят к горизонтальным ригелям, опирающимся на основные колонны каркаса здания. Ригели подразделяют на рядовые (на глухих участках стен), опорные (под оконным проемом в случае расположения

его выше верха цоколя), стыковые (на глухих участках стен в уровне горизонтальных швов и в местах парапетов) и цокольные (в местах сопряжения с цокольными панелями). Вертикальная нагрузка от массы стен передается на опорные и стыковые ригели, а горизонтальная от ветра — на каждый ригель. Расстояния между ригелями принимают равными 1,8...3,6 м. При необходимости ригеля в вертикальной плоскости (в плоскости наименьшей жесткости сечения) раскрепляют тяжами, что позволяет сократить расчетные пролеты ригелей при работе их на изгиб от вертикальных нагрузок до значений, равных расстоянию между тяжами. При шаге колонн 6 м тяжи размещают в середине, при шаге 12 м — в третях расстояний между колоннами (см. рис. 37).

4.5. ПЛОЩАДКИ

Для размещения технологического оборудования, организации его обслуживания и ремонта предусматривают устройство площадок, состоящих из балок, настила, ограждений и лестниц.

Площадки с небольшими нагрузками крепят к основным конструктивным элементам здания или к конструкциям, поддерживающим оборудование. Так, площадки для обслуживания монорельсов подвешивают к конструкциям покрытия, для проходов вдоль крановых путей используют тормозные конструкции, для ремонта мостовых кранов в торцах здания устраивают ремонтные площадки, балки которых совмещают с ветровыми конструкциями фахверка торцевой стены.

Площадки, воспринимающие нагрузки от размещенного на них тяжелого стационарного оборудования и подвижного состава, проектируют на отдельных колоннах, сетка расположения которых отвечает требованиям модульной координации размеров в строительстве. Колонны шарнирно закрепляют в фундаментах, а геометрическая неизменяемость и жесткость конструкции площадок обеспечиваются системой вертикальных связей. В ряде случаев колонны площадок заземляют на фундаментах.

В конструкциях рабочих площадок применяют сплошные настилы — стальной из плоской или рифленой стали, железобетонной (монолитный или из сборных плит) и сталежелезобетонный.

Материал несущего настила и его конструктивное решение (сплошной или решетчатый, съемный или стационарный) выбирают с учетом технологического назначения площадки, характера и значения действующей нагрузки, температурно-влажностного режима эксплуатации, степени агрессивности внутрицеховой среды и других факторов, включая экономические.

Для стального настила применяют плоские стальные листы толщиной 6...14 мм, привариваемые непосредственно к поясам балок. Исходя из несущей способности этих листов, расстояние между балками — пролет настила — принимают 0,6...1,6 м (рис. 40, а). При больших пролетах увеличение толщины не является рациональным, поэтому настил подкрепляют ребрами жесткости из уголков или

полосовой стали (рис. 40, б). Применение подобного решения в щитовом настиле (рис. 40, в) повышает степень заводской готовности конструкции и снижает трудозатраты на монтаже, сокращая его продолжительность.

При железобетонном настиле расстояние между балками принимают 1,5...3 м. Ориентировочные толщины стального настила и плоской железобетонной плиты при различных их пролетах приведены

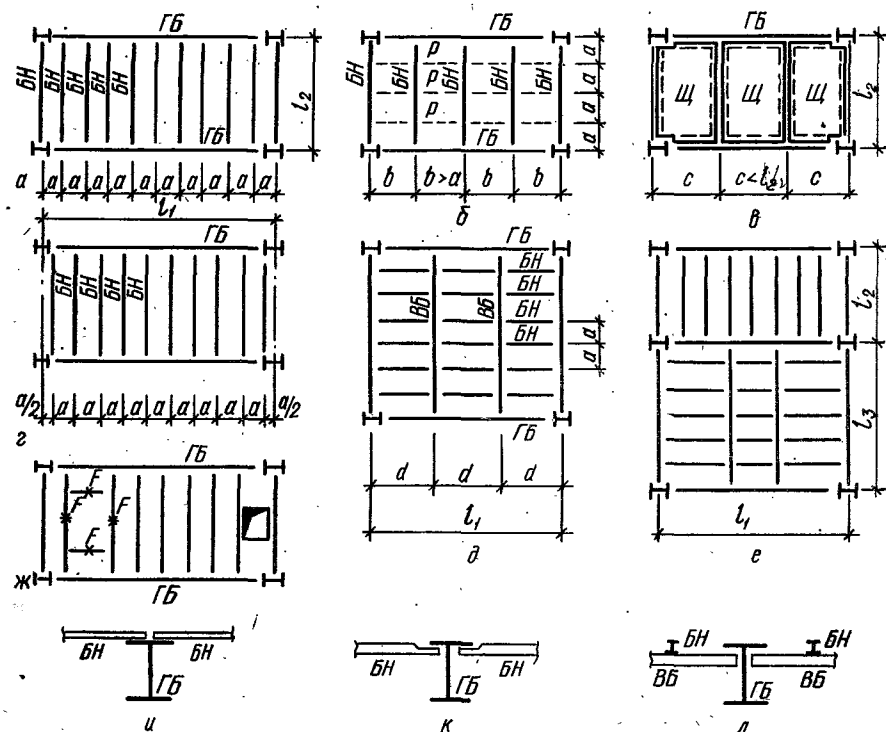


Рис. 40. Типы балочных клеток:

а...г — нормальный; д — усложненный; е — комбинированный в одном перекрытии; ж — с учетом размещения технологического оборудования; и — сопряжение балокэтажное; к — то же, в одном уровне; л — то же, пониженное (БН — балки настила; ВБ — вспомогательные балки; ГБ — главные балки; р — ребра; щ — щитовой настил).

в табл. 44 в зависимости от значений временной нормативной нагрузки на 1 м² перекрываемой площади.

В сталежелезобетонных настилах стальной лист при бетонировании выполняет функции опалубки, а затем включается в совместную работу с железобетоном, обеспечивая совместную работу настила и поддерживающих его балок. Система несущих балок komponуется исходя из значений и схемы приложенных нагрузок и генеральных размеров перекрываемой площади. Выбор схемы расположения балок в балочной клетке определяется технологическим заданием и технико-экономическими расчетами.

При равномерном распределении технологической нагрузки на пе-

рекритии применяют нормальный или усложненный тип балочных клеток. Нормальный включает главные и опирающиеся на них вспомогательные балки, непосредственно поддерживающие настил. При этом вспомогательные, называемые в этом случае балками настила, ориентируют перпендикулярно к главным (рис. 40, а...г). Усложненный тип образуют системой главных балок и двух видов вспомогательных (рис. 40, д). В этом случае балки настила — вспомогательные второго порядка — располагают параллельно главным и нагрузку от них передают на вспомогательные балки первого порядка.

Главные балки ориентируют в направлении большего шага колонн (продольного или поперечного), совмещая их оси с осями ко-

Таблица 44. Ориентировочные толщины стальных и железобетонных настилов

Временная нормативная нагрузка, МПа	Толщина стального настила, мм, при расчетном пролете, м						Толщина плоской железобетонной плиты, мм, при расчетном пролете, м		
	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,5...2	2...2,5	2,5...3
0,01...0,015	6	6	8	10	12	12	80	100	120
0,015...0,02	6	8	10	12	14	14	100	120	140
0,02...0,025	6	8	10	12	14	—	120	120	140
0,025...0,03	8	10	12	14	—	—	120	140	160
0,03...0,035	8	10	14	14	—	—	140	160	180

лонн. Главные балки проектируют разрезными с опиранием на колонны сверху через опорные ребра торцевые либо расположенные над полками сплошных или над стенками ветвей сквозных колонн.

Балки настила проектируют прокатными двутаврового или швеллерного (реже) сечения. Прокатные балки применяют в зависимости от нагрузки при пролетах до 8...9 м при нормальной и усложненной схемах балочной клетки, причем первая рациональна при малых пролетах балок настила и при железобетонном настиле. Если расстояние между главными балками превышает 9 м, экономической является усложненная схема с двумя-тремя вспомогательными балками. При различных расстояниях между главными балками рационально применение двух типов балочной клетки в одном перекрытии (рис. 40, е).

От схемы расположения балок зависит выбор типа сопряжения балок между собой. Наиболее простое в изготовлении и монтаже — этажное сопряжение (рис. 40, и), при котором балки опираются непосредственно одна на другую. Такое сопряжение целесообразно для нормального типа балочной клетки, однако требуется повышенная строительная высота перекрытия. При сопряжении в одном уровне (рис. 40, к) верхние пояса главных и вспомогательных балок первого порядка совмещаются на одной отметке, что позволяет в пределах заданного габарита перекрытия увеличить высоту главных балок. Такое решение используют в обоих типах балочных клеток. Пониженное сопряжение (рис. 40, л) характерно для усложненных схем балочной клетки, при этом верхние пояса балок настила, этажно опирающихся на вспомогательные, располагают в одном уровне с

верхним поясом главной балки, а вспомогательные примыкают к главной в пределах ее высоты. Несмотря на сложность и трудоемкость конструкции, такое сопряжение позволяет существенно сократить строительную высоту перекрытия.

Балки настила в плане размещают с постоянным шагом по длине поддерживающих их балок (главных или вспомогательных первого порядка), причем расстояние между ними определяется несущей способностью и жесткостью настила. При этом учитывают следующие закономерности: с уменьшением шага балок настила толщина настила и суммарный расход материалов на него и поддерживающие его балки уменьшаются, однако, начиная с определенного шага, сечения балок будут определяться не по условию несущей способности, а по условию требуемой жесткости. В этом случае может оказаться целесообразным увеличение шага балок настила.

Оси балок настила в балочной клетке нормального типа и вспомогательных первого порядка в усложненной схеме, расположенных у опорных частей главных балок, совмещают с координационными осями колонн для сокращения количества типоразмеров элементов настила, либо смещают с координационных на половину шага, что упрощает решение узлов сопряжения элементов в местах пересечения координационных осей, хотя и вызывает необходимость постановки дополнительных балок по краям перекрытия (рис. 40, з).

Балки настила можно проектировать разрезными или неразрезными. Неразрезные рекомендуются применять только при этажном сопряжении, если пролеты их отличаются между собой не более чем на 20 %, а общая длина не превышает 18 м (рис. 40, д). Аналогично выбирают схемы вспомогательных балок первого порядка, которые могут быть выполнены прокатными и составными. Шаг вспомогательных балок должен быть кратным пролету главных и составлять 2...5 м.

Учитывая значительные пролеты главных балок, их изготавливают составного сечения с членением на отпавочные элементы согласно условиям транспортировки. На монтаже отпавочные элементы объединяют в единую конструкцию сваркой либо высокопрочными болтами с накладками по поясам и стенке.

Помимо рабочих площадок с равномерно распределенной нагрузкой на перекрытии технологическим заданием могут быть определены места приложения сосредоточенных сил от стационарного оборудования, указаны пути передвижения напольного транспорта и прочие особенности, т. е. схема размещения отдельных, а иногда и всех балок в перекрытии будет обусловлена технологией: балки должны быть расположены под сосредоточенными силами (местами крепления оборудования), поддерживать проезды, обрамлять проемы и т. п. (рис. 40, ж).

Площадки около технологического оборудования могут иметь нерегулярную схему балочной клетки, располагаться в несколько ярусов по высоте, отличаться конфигурацией в плане, опираться на каркас здания, конструкции, поддерживающие оборудование, специальные колонны и на само оборудование. В последнем случае элементы площадок крепят так, чтобы обеспечивалась свобода температурных

деформаций оборудования — между настилом площадок и оборудованием сохранялся зазор, устанавливаемый технологическим заданием; балки крепят болтами, вставленными в отверстия овальной формы. Съёмные и сборно-разборные площадки проектируют в виде отдельных блоков и щитов.

4.6. РАСЧЕТ НАСТИЛОВ

Стальной настил рассчитывают как тонкую пластину, нагруженную поперечной нагрузкой, с соответствующим закреплением краев, которое зависит от конструктивного решения площадки. Выбор расчетной схемы настила обусловлен его характером работы, типом (сплошной или сквозной), способом соединения с балками (съёмный, несъёмный), другими особенностями.

Сплошной несъёмный настил технологических площадок приваривают к поддерживающим балкам и ребрам жесткости по контуру, при этом отношение толщины настила к меньшей из сторон пластины не превышает $1/100$. Эффективность работы такого настила в значительной мере зависит от способности воспринимать наряду с изгибными σ_x осевые растягивающие напряжения σ_y . Возникающий при этом распор $N = \sigma_y t$ значительно улучшает работу пластинки, уменьшая прогиб и изгибные напряжения, что весьма существенно при расчете тонких пластин, толщина которых определяется расчетом по жесткости.

Для восприятия гибким настилом распора N кромки его должны быть несмещаемыми в горизонтальном направлении, что обеспечивается конструктивными мероприятиями — постановкой ребер в крайних панелях площадки или уменьшением вдвое расстояния между крайними балками.

Без особой погрешности для практических целей [9] можно рассчитывать пластины в предположении неподвижности кромок даже в тех случаях, когда некоторая подвижность существует. При условии восприятия распора N в качестве расчетной схемы настила принимают гибкую пластину с защемленными от поворота и несмещаемыми кромками (рис. 41 а, б). При этом максимальные изгибные напряжения будут испытывать верхние волокна у краев пластины. Шарнирное соединение тонкой с опорными конструкциями практически неосуществимо, а схема с защемленными краями дает результаты несколько в запас прочности в сравнении с пластиной, края которой шарнирно оперты. Это объясняется тем, что в пластине с защемленными краями развиваются меньшие цепные напряжения, чем в пластине с шарнирно опертыми краями. Кроме того, цепные напряжения в меньшей мере влияют на опорные моменты, которые являются расчетными, чем на моменты в середине пролета.

В удобном для пользования виде с помощью таблиц задача расчета гибкой пластины решена только для некоторых случаев загрузки, в том числе для наиболее часто встречающегося, когда равномерно распределенная нагрузка действует по всей площади пластины. При этом различают случаи длинной пластины с отношением

большей стороны l_1 к меньшей l более двух и прямоугольной, когда $l_1/l \leq 2$.

В случае длинной пластины, что встречается в большинстве случаев, можно считать, что настил работает в условиях цилиндрического изгиба только вдоль короткой стороны.

Полные напряжения в такой пластине

$$\sigma_x = \sigma_{ox} + \sigma_{nx},$$

где σ_{ox} — осевые напряжения вдоль оси x ; σ_{nx} — изгибные напряжения вдоль оси x .

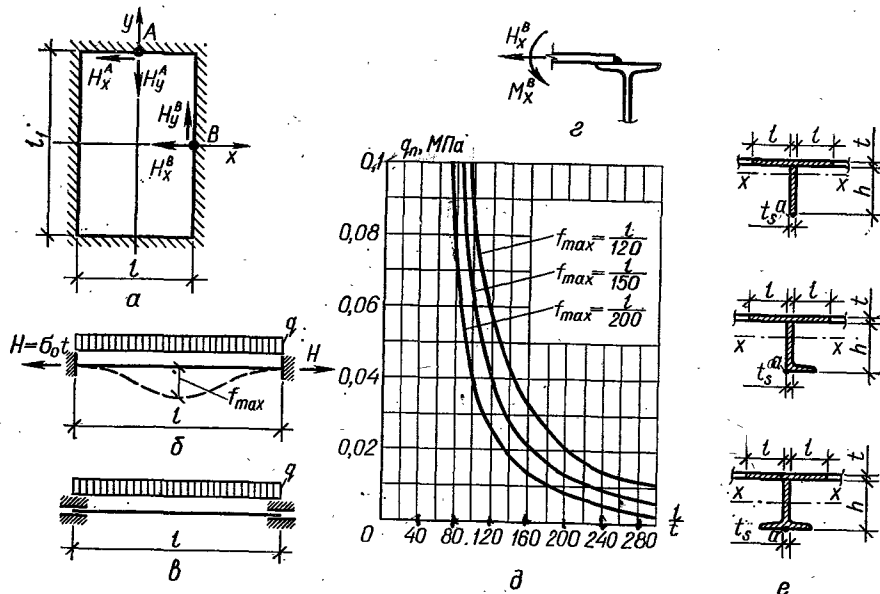


Рис. 41. К расчету стального настила:

а — схема пластины; б — расчетная схема гибкой пластины; в — расчетная схема пластины со свободно смещаемыми защемленными краями; г — усилия, действующие на сварной шов; д — предельная нагрузка гибкой пластинки с защемленными кромками по условию прогиба; е — укрепление пластинки ребрами.

Наибольшее распространение в практике получил расчет по упругой стадии работы материала. При этом предельная нагрузка при расчете по несущей способности определяется из условия достижения полным максимальным напряжением значения $R_y \gamma_c$.

Расчет удлиненных пластин с несмещаемыми защемленными краями по упругой стадии работы материала производят по формулам [9]: полные наибольшие напряжения на опоре

$$\sigma_x = (k_o + k_n) q \left(\frac{l}{t} \right)^2 = k_{он} q \left(\frac{l}{t} \right)^2 \leq R_y \gamma_c; \quad (4.1)$$

предельная распределенная нагрузка

$$q = k_n E_1 \left(\frac{t}{l} \right)^4; \quad (4.2)$$

максимальный прогиб в середине пластины

$$f_{\max} = k_d t \leq [f], \quad (4.3)$$

где коэффициент пластины

$$k_n = \frac{q_n}{\gamma_f E_1} \left(\frac{l}{t} \right)^4; \quad (4.4)$$

коэффициент деформации

$$k_d = \left(\frac{f}{l} \right) \frac{l}{t}; \quad (4.5)$$

Таблица 45. Коэффициенты для расчета длинных гибких пластин

k_n	k_n	k_o	$k_{он}$	k_d	k_n	k_n	k_o	$k_{он}$	k_d
0	0,5	0	0,5	0	91,25	0,3069	0,04475	0,3517	1,291
2,976	0,4979	0,007	0,5049	0,0924	105,47	0,2938	0,04442	0,3382	1,381
6,064	0,4919	0,01374	0,5056	0,1849	121,4	0,2815	0,04395	0,3255	1,473
9,373	0,4822	0,02	0,5022	0,2773	138,8	0,27	0,04336	0,3134	1,564
13,011	0,4696	0,02562	0,4952	0,3697	158,0	0,2593	0,04271	0,3021	1,654
17,09	0,4546	0,03047	0,4851	0,4621	179,2	0,2494	0,04197	0,2913	1,746
21,73	0,4381	0,03452	0,4726	0,5545	202,2	0,24	0,04121	0,2812	1,836
27,02	0,4207	0,03779	0,4585	0,6469	227,3	0,2313	0,04042	0,2717	1,926
33,07	0,403	0,04031	0,4433	0,7392	254,4	0,2231	0,03963	0,2628	2,017
40,0	0,3853	0,04219	0,4275	0,8314	283,8	0,2155	0,03883	0,2543	2,107
47,9	0,3681	0,0435	0,4116	0,9236	315,5	0,2083	0,03803	0,2464	2,197
56,87	0,3516	0,04433	0,3959	1,016	349,7	0,2016	0,03725	0,2389	2,286
67,02	0,3358	0,04476	0,3806	1,107	386,1	0,1953	0,03648	0,2317	2,376
78,45	0,3209	0,04488	0,3658	1,199	425,6	0,1893	0,03572	0,225	2,465

k_o, k_n — соответственно коэффициенты осевого растяжения и изгиба;

$$k_{он} = k_o + k_n; \quad E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2}; \quad \gamma - \text{коэф. Пуассона} = 0,30 \text{ для ст.$$

q_n — нормативная равномерно распределенная нагрузка; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке.

Зависимость предельного отношения пролета настила к толщине $[l/t]$ от нормативной нагрузки q_n при условии достижения предельного прогиба приведена на рис. 41, д.

Формулы (4.1..4.5) и график, приведенный на рис. 41, д, позволяют решать любые задачи, связанные с расчетом гибкого настила, важнейшей из которых является определение пролета настила l и его толщины t при заданных R_y, q_n, γ_f и $[f/l]$. Решая эту задачу, находят предельное отношение $[l/t]$ из условия требуемой относительной жесткости настила, по сортаменту принимают толщину его и вычисляют пролет $l = [l/t] t$. Затем по формуле (4.4) находят коэффициент k_n , принимают его в качестве аргумента и по табл. 45, используя линейную интерполяцию, находят соответствующие значения k_o, k_n и σ_x по формуле (4.1).

В случае необходимости прогиб f может быть уточнен по формуле (4.3), при этом k_d определяют по табл. 45, принимая в качестве аргумента значение коэффициента k_n , вычисленного по формуле (4.4).

$$h_a = 1 \cdot 10^{-5} \text{ кг/см}^2$$

$$\text{МПа} = 10^6 \text{ Па}$$

при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ (прогиб определяется от нормативной нагрузки). Такой подход к решению объясняется тем, что при нагрузках до 30 000 Па и предельном относительном прогибе $f/l = 1/150$ (см. табл. 40) [26]) прочность настила обеспечена и определяющим является расчет по жесткости.

Если края удлиненной пластины свободно смещаются, то в пластине возникают только напряжения изгиба σ_{nx} , а в качестве расчетной схемы принимают однопролетную балку с защемленными свободно смещающимися опорами, сечение которой образовано полосой настила единичной ширины (1 см или 1 м) и толщиной t (рис. 41, в). Максимальный отрицательный момент ($M = -ql^2/12$ при равномерно распределенной нагрузке) возникает, как и в случае гибкой пластины, на опоре.

В случае прямоугольной гибкой пластины ($l_1/l \leq 2$) с защемленными несмещаемыми краями расчет несколько усложняется. Наряду с напряжениями σ_x следует учитывать напряжения σ_y :

$$\sigma_y = \sigma_{oy} + \sigma_{ny};$$

При расчете по несущей способности в упругой стадии работы материала в качестве предельной принимают нагрузку, при которой приведенные напряжения достигают R_y . Тогда условие прочности настила

$$\sigma = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y} \leq R_y \gamma_c. \quad (4.6)$$

Расчет производят при известных размерах сторон пластины l , l_1 и толщины t .

Прогиб и полные фибровые напряжения в центре пластины:

$$\sigma_x = 4k_x E \left(\frac{t}{l} \right)^2; \quad (4.7)$$

$$f = \xi t; \quad \sigma_y = 4k_y E \left(\frac{t}{l} \right)^2.$$

Мембранные напряжения посередине краев пластины (в точках А и В):

$$\sigma_{ox}^B = 4k_{ox}^B E \left(\frac{t}{l} \right)^2; \quad \text{при } x = \pm \frac{l}{2}; \quad y = 0; \quad (4.8)$$

$$\sigma_{oy}^A = 4k_{oy}^A E \left(\frac{t}{l} \right)^2; \quad \text{при } x = 0; \quad y = \frac{l_1}{2}.$$

В формулах (4.7) и (4.8) коэффициенты ξ , k_x , k_y , k_{ox}^B , k_{oy}^A принимают по данным табл. 46 соответственно значениям безразмерного параметра нагрузки [2]:

$$\bar{q} = \frac{q l^4}{E t^4}; \quad (4.9)$$

для ряда отношений сторон пластины $\mu = l_1/l$.

Изгибные напряжения в точках А и В определяют из расчета жестких пластин (табл. 47). Для учета разгружающего влияния рас-

пора на опорные моменты расчет ведут от эквивалентной нагрузки $q_a < q$, которую определяют из условия равенства прогибов действительной гибкой и жесткой пластин. Такой подход приводит к результатам несколько в запас прочности, так как гибкая пластина является нелинейной системой, в которой напряжения растут медленнее, чем нагрузка.

Таблица 46. Коэффициенты для определения прогиба и напряжения в гибкой защемленной по контуру прямоугольной равномерно нагруженной пластине

$\bar{q}$	ξ	k_y	k_x	k_{oy}^A	k_{ox}^B	$\bar{q}$	k_y	k_x	k_{oy}^A	k_{ox}^B
$\mu = 1$						$\mu = 1,5$				
3,75						0,089	0,117	0,210	0,301	0,424
5,62	0,077	0,197	0,197	0,426	0,426	0,133	0,177	0,316	0,452	0,638
8,44	0,115	0,298	0,298	0,641	0,641	0,197	0,267	0,476	0,678	0,956
12,7	0,171	0,448	0,448	0,958	0,958	0,288	0,398	0,710	1,01	1,43
19,0	0,252	0,675	0,675	1,44	1,44	0,412	0,582	1,04	1,50	2,10
28,5	0,365	0,996	0,996	2,12	2,12	0,570	0,822	1,47	2,18	3,03
42,7	0,513	1,44	1,44	3,10	3,10	0,758	1,11	2,00	3,12	4,26
64,1	0,696	1,99	1,99	4,44	4,44	0,973	1,46	2,63	4,35	5,87
96,1	0,909	2,66	2,66	6,22	6,22	1,21	1,87	3,34	5,94	7,92
144,2	1,15	3,43	3,43	8,53	8,53	1,47	2,37	4,16	7,91	10,5
216,2	1,41	4,32	4,32	11,5	11,5	1,75	3,00	5,13	10,2	13,8
334,4	1,69	5,37	5,37	15,2	15,2	—	—	—	—	—
486,5	1,98	6,65	6,65	19,7	19,7	—	—	—	—	—
729,8	2,31	8,25	8,25	24,6	24,6	—	—	—	—	—
$\mu = 1,25$						$\mu = 2,0$				
3,75	0,074	0,129	0,178	0,302	0,370	0,103	0,093	0,235	0,281	0,468
5,62	0,110	0,195	0,270	0,454	0,555	0,153	0,140	0,354	0,422	0,703
8,44	0,164	0,295	0,407	0,682	0,835	0,225	0,210	0,530	0,632	1,05
12,7	0,242	0,443	0,612	1,02	1,25	0,326	0,310	0,783	0,942	1,56
19,0	0,351	0,656	0,906	1,51	1,85	0,459	0,447	1,13	1,39	2,27
28,5	0,495	0,946	1,31	2,22	2,71	0,623	0,622	1,56	2,01	3,13
42,7	0,674	1,31	1,82	3,20	3,87	0,813	0,838	2,08	2,84	4,50
64,1	0,882	1,75	2,44	4,51	5,40	1,03	1,10	2,69	3,90	6,14
96,1	1,11	2,27	3,15	6,22	7,39	1,26	1,43	3,39	5,20	8,22
144,2	1,37	2,86	3,97	8,39	9,92	1,52	1,85	4,21	6,73	10,9
216,2	1,64	3,59	4,92	11,1	13,1	—	—	—	—	—

В жестких пластинах напряжения (и моменты) пропорциональны нагрузке. Тогда эквивалентная расчетная нагрузка

$$q_a = q_{\text{эн}} \gamma_f,$$

где нормативная эквивалентная нагрузка

$$q_{\text{эн}} = \frac{fD}{C_1 l^4}; \quad (4.10)$$

цилиндрическая жесткость

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)};$$

C_1 — коэффициент, принимаемый по табл. 47; f — прогиб в центре гибкой пластины от нормативной нагрузки по формуле (4.7). Изгиб-

ные напряжения в точках A и B :

$$\sigma_{nx}^B = \frac{6M_x^B}{l^2}; \quad \sigma_{ny}^A = \frac{6M_y^A}{l^2}, \quad (4.11)$$

где M_x^B , M_y^A — изгибающие моменты в точках B и A , действующие в сечениях, нормальных к осям x и y , и вычисляемые по формулам табл. 47.

Полные фибровые напряжения, перпендикулярные к кромкам пластины, в точках A и B :

$$\sigma_x^B = \sigma_{ox}^B + \sigma_{nx}^B; \quad \sigma_y^A = \sigma_{oy}^A + \sigma_{ny}^A. \quad (4.12)$$

Т а б л и ц а 47. Коэффициенты для определения прогибов и изгибающих моментов равномерно нагруженной жесткой пластины, защемленной по контуру ($\nu = 0,3$)

$\mu = \frac{l_1}{l}$	C_1 ($x=0; y=\infty; f = C_1 q_n \frac{l^4}{D}$)	C_2 ($x = \frac{l}{2}; y=0; M_x = C_2 q l^2$)	C_3 ($x=0; y = \frac{l_1}{2}; M_y = C_3 q l^2$)
1,0	0,00126	-0,0513	-0,0513
1,1	0,00150	-0,581	-0,0583
1,2	0,00172	-0,0639	-0,0554
1,3	0,00191	-0,0687	-0,0563
1,4	0,00207	-0,0726	-0,0568
1,5	0,00220	-0,0757	-0,0570
1,6	0,00230	-0,0780	-0,0571
1,7	0,00238	-0,0799	-0,0571
1,8	0,00245	-0,0812	-0,0571
1,9	0,00249	-0,0822	-0,0571
2,0	0,00254	-0,0829	-0,0571
∞	0,00260	-0,0833	-0,0571

Кроме того, вследствие распора по краям пластины действуют напряжения, параллельные ее кромкам:

$$\sigma_x^A = \sigma_{ox}^A + \sigma_{nx}^A = 0,3\sigma_y^B; \quad \sigma_y^B = \sigma_{oy}^B + \sigma_{ny}^B = 0,3\sigma_x^A. \quad (4.13)$$

Окончательно прочность настила проверяют по формуле (4.6) в точке A , лежащей на длинной стороне с учетом выражений (4.12) и (4.13).

Так как расчет может быть выполнен только при известных размерах пластины l , l_1 и t , то расчет удобно начать с определения требуемой толщины настила из условия жесткости ($\frac{f}{l} \leq [\frac{f}{l}]$) при заданных l и l_1 . Для этого подставляя в безразмерный параметр нагрузки $\bar{q}$ по формуле (4.9) нормативную нагрузку q_n и варьируя толщиной настила t , определяя по табл. 46 относительный прогиб $\xi = f/t$, обеспечивающий выполнения условия $f \leq [f]$. Если при этом толщина настила будет получаться слишком большой, то следует скорректировать l или l_1 (обычно l).

Сварные угловые швы, прикрепляющие гибкий настил к балкам, должны быть рассчитаны по формулам параграфа 2.4 на одновременное воздействие распора H и изгибающего момента M с учетом всех компонентов напряженного состояния (рис. 41, а):

в точке B :

$$H_x^B = \sigma_{ox}^B t; \quad H_y^B = 0,3\sigma_{ox}^B t; \quad M_x^B = \sigma_{nx}^B \frac{t^2}{6}; \quad M_y^B = 0,3\sigma_{nx}^B \frac{t^2}{6}; \quad (4.14)$$

в точке A :

$$H_y^A = \sigma_{oy}^A t; \quad H_x^A = 0,3\sigma_{oy}^A t; \quad M_y^A = \sigma_{ny}^A \frac{t^2}{6}; \quad M_x^A = 0,3\sigma_{ny}^A \frac{t^2}{6}. \quad (4.15)$$

В случае длинной гибкой пластинки учитывают составляющие H_x^B и M_x^B (рис. 41, з), а в жестких защемленных пластинах составляющие M_x^B и M_y^A . Расчет производят при длине швов $l_w = 1$.

Если устойчивость балок настила обеспечена в соответствии с п. 1, а параграфа 5.3, то сварные швы, прикрепляющие настил к балкам, проверяют дополнительно на условную поперечную силу Q_{fic} , приходящуюся на единицу длины пояса балки,

$$q_{fic} = 3Q_{fic}/l. \quad (4.16)$$

Здесь l — длина прикрепляемой стороны пластины; Q_{fic} — условная поперечная сила, определяемая по формуле (6.26), в которой принимают $\varphi = 1$, а N определяют по формуле:

$$N = (A_f + 0,25A_w) R_y, \quad (4.17)$$

где A_f и A_w — соответственно площади сечения пояса и стенки балки, к которой приварен настил.

Съемный настил без ребер жесткости рассчитывают как свободно лежащую жесткую пластину по данным табл. 48. Мембранные напряжения в нем равны нулю. Максимальные изгибные напряжения в середине пластины:

$$\sigma_x = \frac{6M_x}{t^2}; \quad \sigma_y = \frac{6M_y}{t^2}, \quad (4.18)$$

где $M_x = C_5 q l^2$; $M_y = C_6 q l^2$ — изгибающие моменты в точке с координатами $x = 0$, $y = 0$.

Прогиб в середине пластины

$$f = C_4 q_n l^4 / D.$$

Расчет ребер жесткости. Расчетные усилия M и Q в ребрах жесткости, подкрепляющих настил, определяют как в однопролетной разрезной балке. Линейную нагрузку на ребро q собирают с прилегающих участков настила. Ребра жесткости выполняют из полосы, уголков (гнуемых или прокатных), а при больших нагрузках из тавров. При определении геометрических характеристик сечения (момента сопротивления W_x , момента инерции I_x) в состав сечения ребра жесткости включают участок настила шириной $l = 0,5 \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра (рис. 41, е).

Нормальные напряжения в ребре жесткости проверяют в точке a , наиболее удаленной от оси $x-x$, проходящей через центр тяжести сечения

$$\sigma = \frac{M}{W_x^a}.$$

В соответствии с п. 3 табл. 40 [26] прогиб ребра жесткости не должен превышать $l/250$. Сварные швы, прикрепляющие ребро жесткости

Таблица 48. Коэффициенты для определения прогибов и изгибающих моментов равномерно нагруженной жесткой пластины, свободно опертой по контуру ($\nu = 0,3$)

μ	C_4	C_5	C_6	μ	C_4	C_5	C_6
1,0	0,00406	0,0479	0,0479	1,8	0,00931	0,0948	0,0479
1,1	0,00485	0,0554	0,0493	1,9	0,00974	0,0985	0,0471
1,2	0,00564	0,0627	0,0501	2,0	0,01013	0,1017	0,0464
1,3	0,00638	0,0694	0,0503	3,0	0,01223	0,1189	0,0406
1,4	0,00705	0,0755	0,0502	4,0	0,01282	0,1235	0,0384
1,5	0,00772	0,0812	0,0498	5,0	0,01297	0,1246	0,0375
1,6	0,00830	0,0862	0,0492	6,0	0,01302	0,1250	0,0375
1,7	0,00883	0,0908	0,0486				

к настилу, рассчитывают на усилие сдвига ребра относительно настила

$$T = \frac{QS_x}{I_x},$$

где S_x — статический момент инерции ребра жесткости относительно нейтральной оси $x-x$ (рис. 41, e). При возможности следует применять односторонние сварные угловые швы.

У опоры ребра жесткости проверяют по касательным напряжениям, при этом в сечение включают только вертикальную стенку

$$\tau = \frac{3Q}{2th} \leq \gamma_c R_s.$$

Узловое соединение ребра жесткости с балкой рассчитывают на восприятие опорной реакции.

4.7. ВОРОТА

Ворота в производственных зданиях в зависимости от технологического назначения и габаритов могут быть: автомобильными, обеспечивающими пропуск всех видов современного безрельсового транспорта — автомобилей, трейлеров, автопогрузчиков и т. п.; железнодорожными; специальными.

Ворота производственных зданий для безрельсового и рельсового транспорта в большинстве случаев выполняют по типовым чертежам. Высоту проема для безрельсового транспорта назначают выше отметки перевозимого груза не менее чем на 200 мм, ширину — шире транспортного средства не менее чем на 600 мм в каждую сторону.

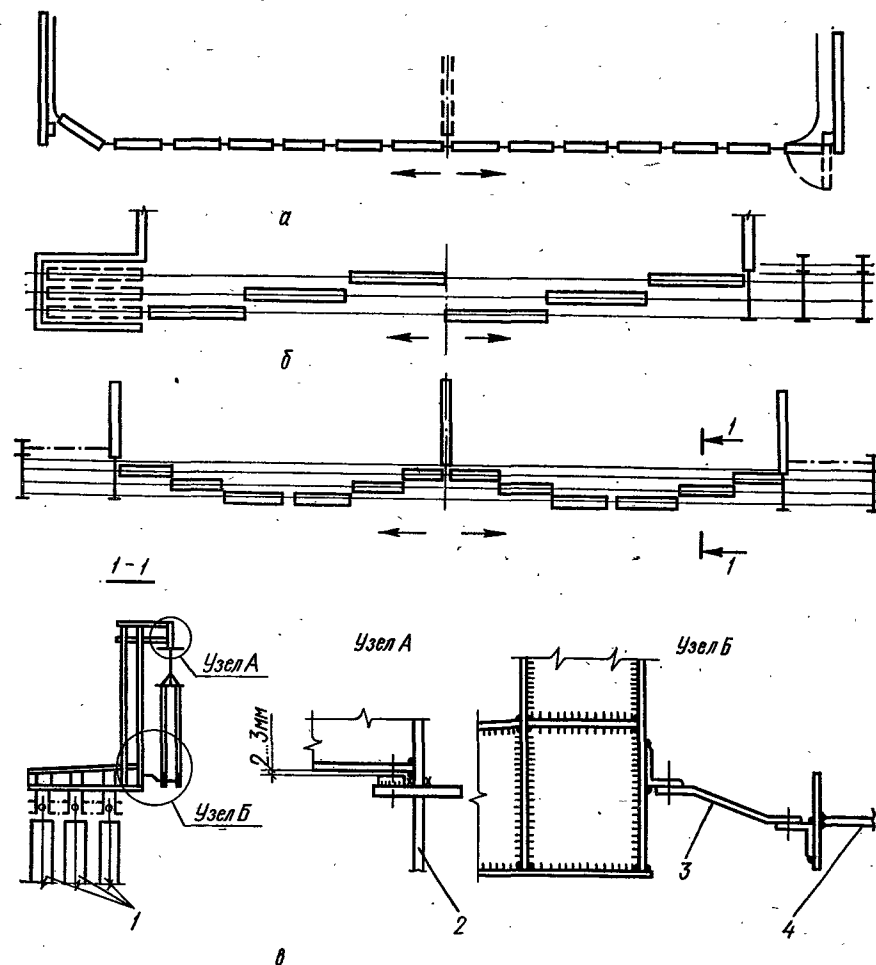


Рис. 42. Схемы расположения створок ворот большепролетных зданий: а — закатных; б — раскатных; в — перекатных; 1 — створки ворот; 2 — верхний пояс стропильной конструкции; 3 — листовой шарнир; 4 — нижний пояс стропильной конструкции.

Размеры минимального проема соответственно 2,4 и 2,0 м. Для железнодорожного транспорта нормальной колеи высоту проема принимают с превышением габаритной высоты подвижного состава на 300 мм, ширину — не менее 600 мм с каждой стороны состава.

Специальные ворота бывают закатными, раскатными, перекатными или гармоникообразными (складывающимися). В зависимости от типа ворота разбивают на отдельные створки шириной 2,5...20 м и высотой, равной высоте закрываемого проема. Снизу створки опирают на холостые или приводные тележки, обеспечивающие передвижение створок и передающие вертикальные и горизонтальные нагрузки от ворот на нижние направляющие, расположенные в полу здания либо

на самостоятельных фундаментах. Нижние направляющие выполняют в виде одного или нескольких рельсовых путей, по которым передвигаются створки. Рельсовые пути бывают прямолинейными либо криволинейными.

Закатные ворота состоят из последовательно соединенных между собой сцепками отдельных створок, образующих один (на проем) или два (на каждую половину проема) поезда (рис. 42, а). Малый радиус закругления (2...4 м) требует ограничения ширины каждой створки в пределах 3...4 м. Полное открытие проема обеспечивают устройством одной или двух дополнительных распашных створок, поворачивающихся относительно вертикальной оси. Закатные ворота применяют при пролетах 48...60 м и высоте створок 12...15 м.

Раскатные ворота устанавливают преимущественно в однопролетных зданиях шириной 48...108 м с неограниченной высотой и количеством створок 2, 4 и 6. Створки располагают ступенчато и по индивидуальным прямолинейным направляющим передвигают в противоположные стороны. При открывании проема створки шириной 12...18 м заводят в специальные закрытые или открытые карманы (рис. 42, б).

В двух- и многопролетных зданиях устройство карманов для створок ворот затруднено или вообще невозможно. В этих случаях предусматривают перекатные ворота, в которых створки движутся по прямолинейным направляющим и могут заходить друг за друга, переходя из одного пролета в другой (рис. 42, в).

У гармоникообразных ворот створки узкие (2,0...2,5 м) и высота не превышает 14 м. Створки располагают на одной нитке прямолинейных направляющих и связывают между собой по высоте системой шарниров и механизмов, позволяющих створкам складываться и одновременно перемещаться в разные стороны.

Конструкция ворот. Створки ворот всех типов состоят из металлического каркаса и обшивки. В отапливаемых зданиях створки утепляют при размерах не более $4,9 \times 5,4$ м по всей поверхности, а при больших размерах — только в нижней части, не превышающей трети высоты ворот.

Створки ворот шириной 3,7 м и более komponуют из укрупненных секций заводского изготовления с габаритными размерами, позволяющими перевозку по железной дороге (рис. 43, а).

Обшивка ворот с металлическим каркасом деревянная или металлическая, при необходимости с утеплением между внешней и внутренней обшивками. Широко распространены в качестве обшивок трехслойные панели. При значительных размерах створок рациональными являются мембранные обшивки из одного или двух стальных либо алюминиевых листов. Мембранную обшивку закрепляют с одной стороны каркаса створок, располагая на противоположной стороне систему стабилизирующих перекрестных тяжей (рис. 43, б).

Верхние опорные ролики при значительных перемещениях надворотной конструкции, к которой крепят верхние направляющие, выполняют бочкообразными, а в других случаях — плоскими (рис. 43, в). Сопряжение верхних направляющих и верхних роликов предотвра-

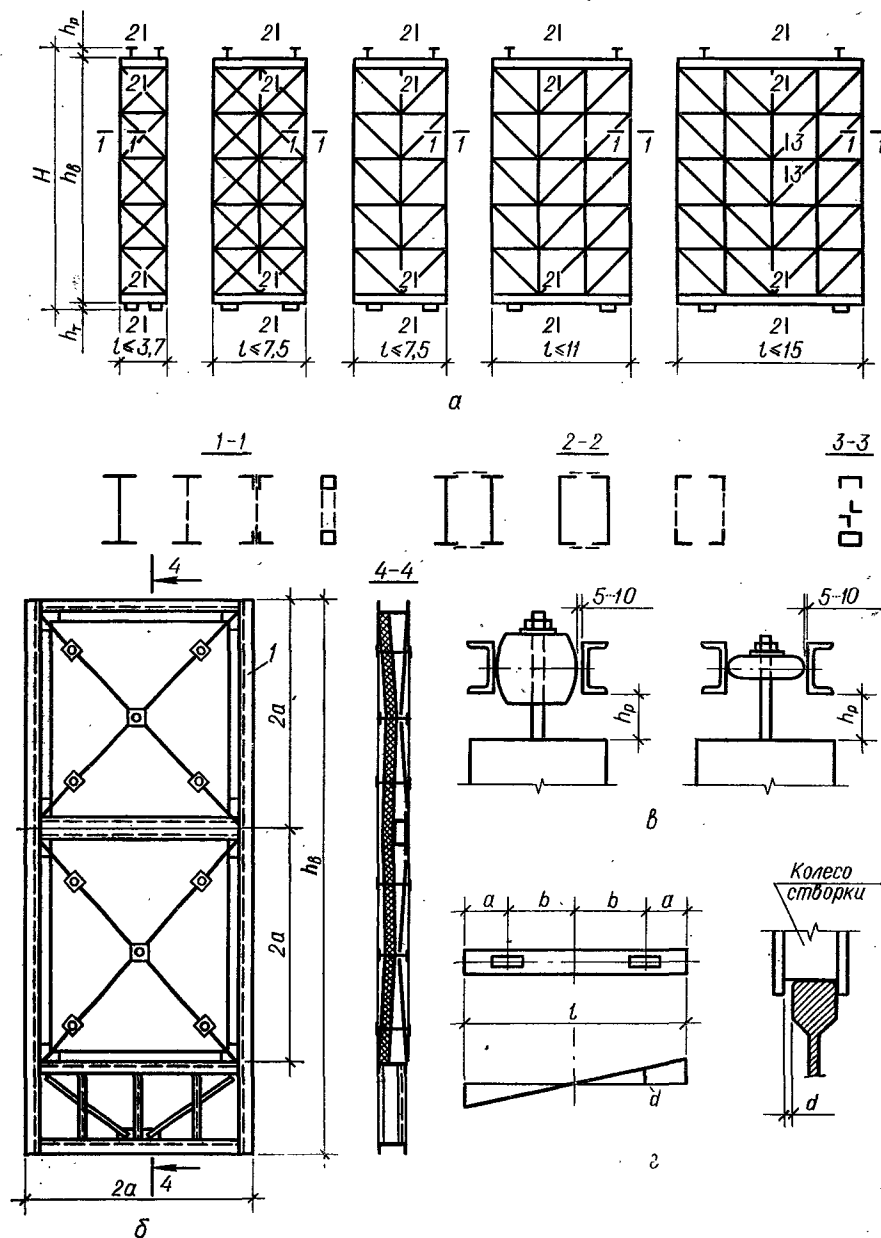


Рис. 43. Схемы створок ворот большепролетных зданий: а — каркасных с обычными обшивками; б — с мембранными обшивками; в — типы верхних роликов; г — расположение нижних тележек.

щает выпадение створок ворот при отклонении надворотной конструкции вверх, а также заклинивание створок при отклонении вниз. Соответствующие отклонения:

$$d_1 = 1,3(f_1 + f_2) - f_3; \quad d_2 = (1,3f_4 - f_5) + S,$$

где f_1 — отклонение надворотной конструкции вверх от нормативной ветровой нагрузки, вычисленной в соответствии с нормативными указаниями [13] как для зданий, постоянно открытых с одной стороны; f_2 — то же, от температурного воздействия (учитывают только для вантовых покрытий); f_3 — прогиб надворотной конструкции от массы с учетом коэффициента 0,9; f_4 — то же, от нормативных постоянной и временной нагрузок и от температурного воздействия; f_5 — строительный подъем; S — перемещение надворотной конструкции, вызванное осадкой фундамента.

Габаритные размеры нижних тележек определяют диаметры их колес, размеры приводных моторов и редукторов. Размеры тележек изменяются в пределах $h_T = 400 \dots 600$ мм, вследствие чего нижний горизонтальный ригель каркаса ворот должен отстоять от уровня направляющего рельса на указанное значение. Таким образом, высота створок ворот (рис. 43, а)

$$h_B = H - (h_p + h_T),$$

где h_p — больший из размеров d_1 или d_2 , определяющих зазор между верхом ворот и низом направляющих; H — расстояние между верхними и нижними направляющими.

При монтаже проектное значение зазоров ($h_p + h_T$) уменьшают на размер прогиба надворотной конструкции от собственного веса $f_{св}$.

Во избежание заклинивания створок при передвижении оси колес тележек и верхних роликов располагают на расстоянии $a = (1,6 \dots 1,8) l$ от наружных стоек створок, где l — ширина створки (рис. 43).

Конструкция верхних направляющих обеспечивает передачу горизонтальных усилий от верхних роликов на горизонтальные ветровые фермы. Для сокращения межферменного пространства и увеличения полезной площади цеха створки ворот и их направляющие выносят за пределы первой несущей фермы с закреплением к Z-образной раме (см. рис. 42). Нижние направляющие проектируют из сваренных в нитку железнодорожных рельсов.

Расчет конструкций ворот. Створки ворот рассчитывают на действие собственного веса и ветровой нагрузки. Вертикальные стойки каркаса и ригели из плоскости ворот рассматривают как сжато-изогнутые элементы. Элементы решетки воспринимают растягивающие усилия от вертикальных нагрузок, их сечения подбирают по предельной гибкости, принимая ее для основных и вспомогательных сжатых элементов соответственно равной 150 и 200, а для растянутых — 350. Элементы ворот выполняют из малоуглеродистой стали марки ВСтЗпс2. Применение иных марок сталей должно быть обосновано технико-экономическими расчетами. Заводские соединения — сварные, монтажные — на высокопрочных болтах или сварке.

Расчет створок с мембранными обшивками. Тонколистовую обшивку в пределах одной ячейки, образованной вертикальными стойками

и горизонтальными ригелями каркаса створки ворот, рассматривают как квадратную мембрану со стороной $2a$, пренебрегая ее малой жесткостью на изгиб. При прямоугольном опорном контуре за расчетный полупролет a принимают половину большей стороны прямоугольника. Элементы контура (ребра) считают гибкими в случае расположения мембранной обшивки с одной стороны и жесткими, если обшивку крепят с двух противоположных сторон. При этом условно принимают, что ребра не работают на изгиб в плоскости створки, так как нормальные цепные силы от обшивки взаимно уравниваются на ребрах.

Расчет обшивки на действие активного давления ветра и усилия предварительного напряжения, создаваемого натяжным болтом, выполняют в предположении работы только одной мембраны с расчетным закреплением на контуре. Если проверки в этом случае не выполняются или в работу включают оба полотнища, то расчет каждой мембраны с условиями закрепления на контуре ведут на половину действующих нагрузок.

Расчетную равномерно распределенную поверхностную нагрузку от ветра (активное давление q , отсос q_0), приходящуюся на единицу площади ворот, определяют в соответствии с нормативными указаниями [13] с учетом аэродинамического коэффициента и коэффициента, регламентирующего изменение скоростного напора по высоте. Значение силы F , создающей предварительное натяжение мембранной обшивки, устанавливают опытным путем. Ориентировочно можно принять $F = 8 \dots 8$ кН, в зависимости от размера стороны опорного контура мембраны, материала и вида (одно- или трехслойная) обшивки.

Максимальное нормальное напряжение в центре мембраны по периметру опорной шайбы стяжного болта, передающего усилие предварительного напряжения:

$$\sigma_{\mu} = 0,95 \sqrt{\frac{q_1^2 (a-d)^2 E}{t^2}} + 1,315 \sqrt{\frac{Q^2 (a-d)^2 E}{t^2}} \leq R_y \gamma_c;$$

$$q_1 = \frac{F}{4(a-d)^2} + \frac{F}{\pi^2 d^2} \sin^2 \frac{\pi d}{2a} + \frac{4q}{\pi^2};$$

$$Q = \frac{F}{(a-d)^2} + \frac{2F}{\pi^2 d^2} \left(1 + \cos^2 \frac{\pi d}{2a}\right) + \frac{2F}{\pi d(a-d)} \left(\cos \frac{\pi d}{2a} - 1\right) - \frac{4F}{\pi^2 d^2} + 0,208q, \quad (4.19)$$

где a и t — соответственно наибольший расчетный полупролет и толщина мембраны; d — половина диаметра опорной шайбы центрального натяжного болта, конструктивно равная $a/30$; E и R_y — соответственно модуль упругости и расчетное сопротивление материала мембраны.

Прочность обшивки по полю мембраны проверяют по формуле

$$\sigma_p = k_{\sigma} E \sqrt[3]{(q_2 + 0,529P)^2} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.20)$$

где $q_2 = \frac{qa}{Et}$; $P = \frac{F}{Eat}$ — относительные значения соответственно полной ветровой нагрузки и усилия предварительного натяжения; k_σ — коэффициент, зависящий от условий закрепления на контуре (табл. 49).

Наибольшие расчетные усилия в стабилизирующих устройствах — стяжных болтах и диагональных тросах — находят при совместном

Таблица 49. Схемы мембран с различными условиями опирания и значения коэффициентов k_σ , k_H , k_M , k_Π и k_c

Расчетная схема		k_σ	k_H		k_M	k_Π	k_c
№	Эскиз		для гибких ребер	для жестких ребер			
1		0,502	—	0,324	—	—	0,502
2		0,551	0,392	0,324	2,22	0,384	0,551
3		0,602	0,392	0,22	2,25	0,384	0,551
4		0,602	0,346	0,272	2,48	0,412	0,551
5		0,722	0,346	0,22	2,73	0,441	0,6
6		0,722	0,301	—	2,73	0,441	—

Примечание. 1 — жесткие ребра; 2 — гибкие ребра.

действию отрицательного давления ветра q_0 и усилия предварительного напряжения F . Усилия в стяжном болте N_b и тросах N_t при натяжении одним центральным стяжным болтом

$$N_b = F + \frac{4}{3} q_0 a^2; \quad N_t = \sqrt[3]{\frac{1}{32} N_b^2 E_k A_t}; \quad (4.21)$$

при стабилизации обшивки пятью болтами (см. рис. 43, б), что необходимо при размерах створок от 3×3 до 6×6 м,

$$N_{bo} = F + \frac{q_0 a^2}{2}; \quad (4.22)$$

$$N_t = 0,5 \sqrt[3]{E_k A_t \left(\frac{1}{4} N_{bo}^2 + 2 N_{b1}^2 \right)},$$

где E_k — модуль упругости элемента-каркаса, к которому закреплен трос; A_t — площадь сечения троса. Усилие в периферийном болте

$$N_{b1} = \frac{q_0 a^2}{2}. \quad (4.23)$$

Используя найденные по (4.21)...(4.23) усилия, определяют площади сечения стабилизирующих элементов, исходя из расчетных сопротивлений их материала на растяжение.

Прогиб мембраны под действием усилия предварительного напряжения F , приложенного в центре однослойной обшивки

$$f_0 = 0,8a \sqrt[3]{P}. \quad (4.24)$$

При определении прогиба трехслойной обшивки значение P , используемое в формуле (4.24), вычисляют при $F = 0,5N_b$. Прогиб от предварительного натяжения тяжей

$$f_t = \frac{l}{2} \sqrt[3]{\frac{P}{2E_k A_t}}. \quad (4.25)$$

Суммарный прогиб $f_0 + f_t$ не должен превышать толщины створки (высоты сечения основных несущих элементов каркаса), уменьшенной на 5 см (минимально допустимое расстояние между опорной шайбой, расположенной с внутренней стороны обшивки, до фасонки, на которой пересекаются диагональные тросы).

Предварительно напряженную мембрану крепят к стойкам и к крайним ригелям каркаса. Промежуточные ригели облегают мембранные обшивки без прикрепления к ним.

Если эксплуатационные нагрузки и усилие предварительного напряжения полностью воспринимает одна из обшивок, то для нее проектируют расчетный тип прикрепления, для другой — конструктивный.

Цепные силы одной прикрепленной мембраны вызывают в элементах каркаса (ребрах) сжимающие усилия, а также в гибких опорных ребрах — изгибающие моменты в плоскости ворот:

$$H_m = k_H a E t (q_2 + 0,529P)^{2/3}; \quad (4.26)$$

$$M = k_M \frac{E_k I_x}{a} (q_2 + 0,529P), \quad (4.27)$$

где k_H и k_M — коэффициенты (см. табл. 49), зависящие от расчетной схемы мембраны; I_x — момент инерции ребра в плоскости ворот.

Предварительное напряжение центрального болта через диагональные тросы также сжимает ребра. Если тросы примыкают к ребрам под углом 45° , то усилие в ребрах

$$N_t = 0,707 N_t' = 0,707 \sqrt[3]{\frac{F^2 E_k A_t}{32}}. \quad (4.28)$$

Подбор сечений элементов каркаса выполняют в соответствии с нормативными требованиями [26] по усилиям H_m , M и N_t , найденным по формулам (4.26)...(4.28) при одновременном действии положительного давления ветра q и усилия предварительного натяжения F . Для жестких ребер, к которым обшивка и тросы примыкают с двух сторон, значения H_m и N_t следует удвоить. При проверке устойчивости внецентренно-сжатых стоек каркаса в плоскости створки расчетную длину принимают равной расстоянию между ригелями, умноженному на коэффициент 0,7.

Соединения, прикрепляющие мембрану к ребрам, рассчитывают на цепные усилия, приходящиеся на единицу длины кромки мембраны:

для гибких ребер

$$p_r = k_u t E (q_2 + 0,529P)^{2/3}; \quad (4.29)$$

для жестких ребер

$$p_{ж} = k_c t E (q_2 + 0,529P)^{2/3}. \quad (4.30)$$

Крепление мембраны в средней трети длины гибкого ребра допускается рассчитывать на усилие, уменьшенное на 25 %, т. е. на $p_r^* = 0,75p_r$.

Глава 5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ БАЛОК И ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ

Расчетная схема балки должна соответствовать особенностям ее работы в конструкции. В зависимости от условий опирания различают балки разрезные, неразрезные и консольные (рис. 44). Самыми распространенными являются разрезные статически определимые

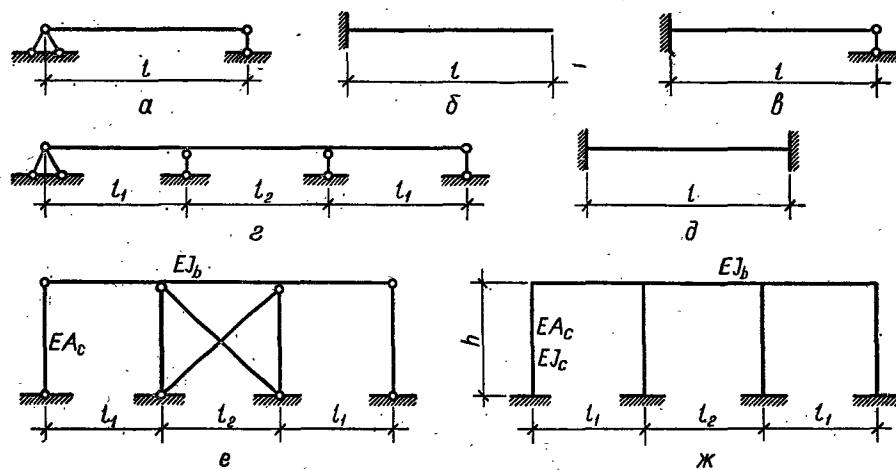


Рис. 44. Расчетные схемы балок:

а, б — статически определимых; в...ж — статически неопределимых.

балки. Их достоинства — нечувствительность к осадкам опор, простота изготовления и монтажа (рис. 44, а, б). Неразрезные балки легче разрезных на 10...12 %, менее деформативны, что существенно при малых нагрузках и больших пролетах. Их недостатки: некоторое увеличение опорного давления на средние колонны и необходимость уменьшения крайних пролетов (до 20 %) для выравнивания пролет-

ных и опорных моментов. По мере совершенствования методов расчета с учетом упругой податливости опор и неравномерной осадки основания неразрезные балки будут все шире применяться несмотря на некоторое увеличение трудоемкости их производства и монтажа.

Консольные балки (рис. 44, в, г) используют в переходных и посадочных площадках.

При установлении расчетной схемы балки определяют характер закрепления ее на опорах, размеры пролета, а также схему приложения и размер внешней нагрузки. В рабочих площадках разрезные и неразрезные балки сопрягают между собой и с опорными конструкциями шарнирно. Опирание разрезных балок принимают как на бесконечно жесткие опоры. В неразрезных балках в общем случае учитывают податливость опор. Для этого в расчетной схеме наряду с жесткостью балки EI_b задают длину и характеристику жесткости колонн при работе на сжатие EA_c (рис. 44, е), при рамном узле соединения балок с колоннами — дополнительно характеристику жесткости при работе на изгиб EI_c (рис. 44, ж). В случае равной загруженности пролетов и одинаковой жесткости опор, когда влияние податливости опор на распределение усилий незначительно, неразрезные балки рассчитывают как на опорах бесконечной жесткости, без учета увеличения податливости средних опор (рис. 44, г). По такой схеме рассчитывают неразрезные балки настила в усложненной схеме балочной клетки.

За расчетный пролет балок принимают расстояние между осями их опор. Более точно расчетный пролет может быть определен как расстояние между осями опорных элементов балки (опорных ребер, опорных фланцев).

Балки настила рабочих площадок загружают равномерно распределенной по длине нагрузкой, собранной с грузового пролета, равного сумме полупролетов от рассматриваемой до смежных балок. Если в перекрытии шаг балок принят постоянным, то грузовой пролет равен шагу. На вспомогательные и главные балки помимо равномерно распределенной нагрузки действуют сосредоточенные силы, приложенные в местах опирания вышележащих балок и равные их реакциям. При действии на балку более четырех сосредоточенных сил их можно заменить равномерно распределенной нагрузкой.

По расчетной схеме статическим расчетом определяют расчетные усилия (изгибающие и крутящие моменты, перерезывающие силы) и перемещения балки (прогибы, углы поворота). Расчетные усилия определяют во всех сечениях, где они достигают максимальных значений ($M_{\max}$, $Q_{\max}$), а также в сечениях, где их сочетание неблагоприятно для работы конструкции.

При расчете балок учитывают возможность работы материала в упругой или упруго-пластической областях. Перемещения конструкций (прогибы, углы поворота) определяют во всех случаях в предположении упругой работы стали. Расчетные усилия в разрезных балках не зависят от области работы материала, а в неразрезных при развитии пластических деформаций допускается определять расчетные изгибающие моменты с учетом перераспределения их в опорных

и пролетных сечениях. При этом неразрезные балки, опирающиеся на жесткие опоры и изгибаемые в плоскости наибольшей жесткости сечения, должны иметь постоянное сечение, размеры пролетов, отличающиеся друг от друга не более чем на 20 %, и воспринимать статическую нагрузку. Тогда при условии обеспечения общей и местной устойчивости [26] расчетный изгибающий момент

$$M = \alpha M_{\max}, \quad (5.1)$$

где $M_{\max}$ — наибольший изгибающий момент в пролете или на опоре, определяемый из расчета неразрезной балки в предположении упругой работы материала. Коэффициент перераспределения моментов

$$\alpha = 0,5 \left(1 + \frac{M_{ef}}{M_{\max}} \right). \quad (5.2)$$

Условный изгибающий момент M_{ef} :

а) в неразрезных балках со свободно опертыми концами (см. рис. 44, г)

$$M_{ef} = \max \left\{ \frac{M_1}{1 + \frac{a}{l_1}} \right\}; \quad (5.3) \quad M_{ef} = 0,5 M_2, \quad (5.4)$$

где $\max$ означает, что следует найти максимум всего следующего за ним выражения; M_1 , M_2 — наибольшие изгибающие моменты соответственно в крайнем и промежуточном пролетах, вычисленные как в свободно опертых однопролетных балках; a — расстояние от сечения, отвечающего положению момента M_1 , до крайней опоры; l_1 — длина крайнего пролета;

б) в однопролетных и неразрезных балках с защемленными концами (рис. 44, д)

$$M_{ef} = 0,5 M_3, \quad (5.5)$$

где M_3 — наибольший из моментов, вычисленных как в балках с шарнирами на опорах;

в) в балке с одним защемленным и другим свободно опертый концом (рис. 44, е) значение M_{ef} определяют по формуле (5.3).

Для других случаев неразрезных балок (упругие опоры, переменное сечение, подвижная нагрузка) методика расчета с учетом неупругих деформаций стали не разработана и расчетные усилия определяют в предположении упругих деформаций стали.

В большинстве случаев (жесткие опоры, статическая нагрузка) расчетные усилия и деформации в балках определяют по таблицам [25]. В сложных случаях расчет производят на ЭВМ.

5.2. РАСЧЕТ БАЛОК НА ПРОЧНОСТЬ

Балки рассчитывают в зависимости от работы стали в пределах упругих или с развитием пластических деформаций (в упругой или упруго-пластической областях). В общем случае проверке подлежат прочность сечений балки по нормальным и касательным напряжениям,

прочность стенки по местным и приведенным напряжениям. Необходимость той или иной проверки диктуется типом сечения балки, условиями сопряжения балок в балочной клетке с настилом и между собой. Проверки осуществляют по расчетным нагрузкам.

А. Расчет в пределах упругих деформаций. При изгибе в одной из главных плоскостей в сечениях на участках постоянной жесткости балки, где действуют максимальные изгибающие моменты $M_{\max}$ и перерезывающая сила $Q_{\max}$, проверяют нормальные и касательные

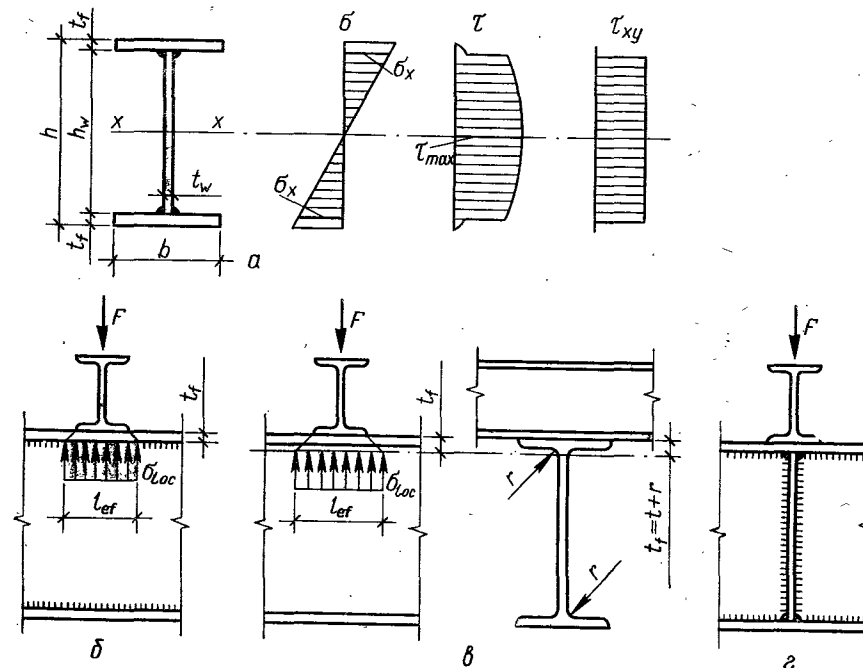


Рис. 45. К определению напряжений в балке:
а — нормальных и касательных; б...г — местных в стенке.

напряжения (рис. 45, а):

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{n.min}} \leq R_y \gamma_c; \quad (5.6)$$

$$\tau = \frac{Q_{\max} S}{I_x t_w} \leq R_s \gamma_c; \quad (5.7)$$

где $W_{n.min}$ и I_x — моменты соответственно сопротивления сечения нетто и инерции брутто относительно оси $x-x$ (в плоскости наибольшей жесткости сечения); S — статический момент половины сечения относительно оси $x-x$; t_w — толщина стенки сечения.

При ослаблении стенки регулярно расположенными отверстиями для болтов значение τ по формуле (5.7) умножают на коэффициент

$$\alpha = \frac{a}{a-d}, \quad (5.8)$$

где a — шаг отверстий; d — диаметр отверстия.

Для проверки прочности неподкрепленной стенки в местах приложения нагрузки к верхнему поясу при этажном сопряжении балок, а также в опорных сечениях балки, не укрепленных опорным ребром (рис. 45, б, в) местное напряжение

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c \quad (5.9)$$

где F — расчетная сосредоточенная сила (реакция вышележащей балки или опорная реакция рассчитываемой балки); l_{ef} — условная длина распределения нагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания.

При этажном опирании балок (рис. 45, б, в):

$$l_{ef} = b + 2t_f,$$

где b — ширина пояса вышележащей балки; t_f — толщина пояса рассчитываемой сварной балки или расстояние от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки прокатной балки; для прокатных балок она равна сумме средней толщины полки t , принятой по сортаменту, и радиуса закругления r .

Если условие (5.9) не выполняется, стенку балки под сосредоточенной силой укрепляют поперечным ребром жесткости (рис. 45, г). В этом случае местные напряжения в стенке балки отсутствуют ($\sigma_{loc} = 0$), а участок стенки с ребром жесткости рассчитывается как сжатая стойка (см. п. 13 параграф 5.4).

При сопряжении балок в одном уровне проверка условия (5.9) не производится, так как крепление примыкающих балок осуществляют через ребра жесткости и всегда $\sigma_{loc} = 0$.

Приведенные напряжения в стенке балки в уровне ее сопряжения с поясом

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_x \sigma_{loc} + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c, \quad (5.10)$$

где $\sigma_x \frac{M h_w}{2I_x}$ — нормальные напряжения в стенке на уровне поясных швов (на уровне начала внутреннего закругления стенки в прокатных балках); σ_{loc} — местные напряжения, определяемые по выражению (5.9); τ_{xy} — среднее касательное напряжение по сечению, вычисляемое с учетом формулы (5.8).

При проверке по (5.10) должно выполняться условие

$$\tau_{xy} = \frac{Q}{t_w h_w} \leq R_s \gamma_c, \quad (5.11)$$

где t_w и h_w — соответственно толщина и высота стенки.

Приведенные напряжения должны проверяться во всех сечениях с неблагоприятным сочетанием изгибающих моментов и перерезывающих сил в местах: приложения больших сосредоточенных сил при $\sigma_{loc} = 0$ и $\sigma_{loc} \neq 0$, изменения сечения балок и т. п. Напряжения σ_x и σ_{loc} определяются в одной и той же точке стенки балки и принимаются в формуле (5.10) каждое со своим знаком.

Если условие (5.10) не выполняется, стенку балки под сосредоточенной нагрузкой следует укрепить поперечным ребром жесткости.

Тогда $\sigma_{loc} = 0$ и

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c. \quad (5.10, a)$$

Проверки (5.6), (5.7), (5.9)...(5.11) относятся к расчету балок по прочности, поэтому в указанных формулах $\gamma_c = 1,1$.

При изгибе в двух главных плоскостях нормальные напряжения

$$\sigma = \frac{M_x}{I_{xx}} y \pm \frac{M_y}{I_{yy}} x \leq R_y \gamma_c, \quad (5.12)$$

где x и y — координаты рассматриваемой точки сечения относительно главных осей.

При этом касательные и приведенные напряжения по формулам (5.7) и (5.10) должны быть проверены в двух главных плоскостях изгиба в стенке и в полках балки. В полках балки с вертикальной осью симметрии приведенные напряжения вычисляют по формуле (5.10, а), а в качестве компонентов учитывают напряжения σ_x по формуле (5.12) от M_x и касательные напряжения τ по формуле (5.11) от Q_y .

Б. Расчет с учетом развития пластических деформаций. С учетом развития пластических деформаций следует рассчитывать балки несущие статическую нагрузку:

разрезные из стали с пределом текучести $R_{yn} < 580$ МПа (5900 кгс/см²), с формами сечений, указанными в табл. 66 [26];

неразрезные и заземленные постоянного двутаврового сечения, расчетные изгибающие моменты M в которых определены с учетом перераспределения в опорных и пролетных сечениях по выражению (5.1).

При изгибе в одной из главных плоскостей проверке подлежат напряжения

а) касательные в расчетных сечениях, где действует одновременно изгибающий момент M и поперечная сила Q ,

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_w} \leq 0,9 R_s; \quad (5.13)$$

б) нормальные в тех же сечениях и в сечениях с M_{max}

$$\sigma = \frac{M}{c_1 W_{n.min}} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.14)$$

где c_1 — коэффициент, принимаемый в пределах $1 \leq c_1 \leq c$ и учитывающий повышение несущей способности сечения за счет развития пластических деформаций.

При $\tau \leq 0,5 R_s$ $c_1 = c$,

при $0,5 R_s < \tau \leq 0,9 R_s$ $c_1 = 1,05 \beta c$,

где c — коэффициент, принимаемый по табл. 66 работы [26] в зависимости от типа сечения и соотношения площадей одной полки A_f и стенки A_w (для прокатных двутавров $A_f = t_f b$; $A_w = A - 2A_f$).

Коэффициент, ограничивающий развитие пластических деформаций в сечении при высоком уровне касательных напряжений ($\tau >$

$> 0,5R_s)$

$$\beta = \sqrt{\frac{1 - (\tau/R_s)^2}{1 - \alpha (\tau/R_s)^2}},$$

где α — коэффициент, равный 0,7 для двутаврового сечения, изгибаемого в плоскости стенки; $\alpha = 0$ для других типов сечений.

Таким образом, расчет с учетом развития пластических деформаций при высоких τ наиболее эффективен для двутавровых сечений;

в) касательные напряжения в сечениях (прежде всего опорных) балок, где $M = 0$, по формуле (5.11).

При наличии зоны чистого изгиба в формулу (5.14) вместо c_1 подставляют $c_{1m} = 0,5 (1 + c)$.

При изгибе в двух главных плоскостях учет развития пластических деформаций допускается только в разрезных балках, при этом касательные напряжения в сечениях, определяемые по формуле (5.13), должны удовлетворять условию $\tau \leq 0,5R_s$, нормальные напряжения проверяют по формуле:

$$\sigma = \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min}} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, \min}} \leq R_y \gamma_c \quad (5.15)$$

где M_x, M_y — абсолютные значения изгибающих моментов; c_x, c_y — коэффициенты, принимаемые по табл. 66 [26] в зависимости от типа сечения и отношения A_f/A_w .

В опорных сечениях балки ($M_x = 0, M_y = 0$) касательные напряжения вычисляют по формуле (5.11) от поперечных сил Q_x и Q_y в двух главных плоскостях.

При наличии зоны чистого изгиба вместо коэффициентов c_x и c_y в формуле (5.15) принимают:

$$c_{xm} = 0,5 (1 + c_x); \quad c_{ym} = 0,5 (1 + c_y).$$

При ослаблении стенки отверстиями для болтов значения касательных напряжений τ , определяемых по формулам (5.11) и (5.13), умножают на коэффициент α по формуле (5.8).

Расчет на прочность с учетом развития пластических деформаций балок переменного сечения по длине разрешается производить только для разрезных балок. При этом развитие пластических деформаций (расчет по формулам (5.14) и (5.15) допускается только в одном сечении с наиболее неблагоприятным сочетанием M и Q . В остальных сечениях должны выполняться проверки, как при расчете в области упругой работы стали.

5.3. ОБЩАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ БАЛОК

Потеря общей устойчивости балок заключается в нарушении плоской формы изгиба и возникновении крутильных деформаций. Наличие связей, препятствующих горизонтальному смещению сжатого пояса балки, а следовательно, появлению крутильных деформаций, повышает общую устойчивость балок.

1. Общая устойчивость балок, материал которых работает в об-

ласти упругих деформаций, при изгибе в одной из главных плоскостей всегда обеспечена и не требует проверки

а) если нагрузка передается через сплошной жесткий настил (стальной несъемный, железобетонный и т. п.), непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и также непрерывно с ним связанный;

б) если при закреплении сжатого пояса от горизонтальных перемещений в отдельных точках отношение расчетной длины балки l_{ef} к ширине сжатого пояса b не превышает значений, определяемых по табл. 8 [26] для балок симметричного двутаврового сечения и с более развитым сжатым поясом (ширина растянутого пояса не должна быть менее 0,75 ширины сжатого пояса).

За расчетную длину балки l_{ef} принимают расстояние между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений (узлами продольных или поперечных связей, прикрепления вспомогательных балок); при отсутствии связей $l_{ef} = l$, где l — пролет балки. За расчетную длину консоли принимают $l_{ef} = l$ при отсутствии закрепления сжатого пояса на конце консоли в горизонтальной плоскости или расстояние между точками закрепления сжатого пояса в горизонтальной плоскости при закреплении пояса на конце и по длине консоли.

2. Для обеспечения общей устойчивости балок, рассчитываемых с учетом развития пластических деформаций, необходимо, чтобы были выполнены требования п. 1, а либо наибольшие значения отношения расчетной длины балки к ширине сжатого пояса l_{ef}/b , определяемые по табл. 8 [26] были уменьшены умножением на коэффициент

$$\delta = 1 - \frac{0,7 (c_1 - 1)}{c - 1}.$$

Коэффициенты c и c_1 определяются по указаниям параграфа 5.2.

3. При невыполнении указанных требований общая устойчивость балок, материал которых работает в упругой стадии, проверяется по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_b W_c} \leq R_y \gamma_c \quad (5.16)$$

где W_c — момент сопротивления сжатого пояса; γ_c — см. табл. 3; φ_b — коэффициент, принимаемый в зависимости от коэффициента φ_1 : при $\varphi_1 \leq 0,85$ $\varphi_b = \varphi_1$; при $\varphi_1 > 0,85$ $\varphi_b = 0,68 + 0,21 \varphi_1 \leq 1,0$. Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии

$$\varphi_1 = \Psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y}, \quad (5.17)$$

где Ψ — коэффициент, принимаемый по табл. 77 и 78 [26] в зависимости от характера нагрузки (сосредоточенная или распределенная), количества закреплений сжатого пояса в пролете и параметра α , вычисляемого по формулам:

а) для прокатных двутавров

$$\alpha = 1,54 \frac{I_t}{I_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2,$$

где l_{ef} — расчетная длина балки или консоли, определяемая в соответствии с п. 1, б; h — полная высота балки; I_t — момент инерции сечения при кручении;

б) для сварных двутавров из трех листов

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_1}{h_o b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a t^3}{b_f t_1^3} \right),$$

где t — толщина стенки; b_f и t_1 — ширина и толщина пояса балки; h_o — расстояние между осями поясов; a — размер, равный $0,5h_o$.

Для балок двутаврового сечения с одной осью симметрии коэффициент ϕ_b определяют по приложению 7, п. 2 [26]. Если условие (5.16) не выполняется, то увеличивают ширину сжатого пояса балки либо уменьшают его свободную длину постановкой дополнительных связей, что приводит к увеличению ϕ_b .

5.4. МЕСТНАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ ПОЯСОВ И СТенок БАЛОК

Расчетными размерами поясов (полок) балок являются толщина пояса t и расчетная ширина свеса b_{ef} , высота окаймляющего полку ребра a_{ef} и его толщина t_s (рис. 46).

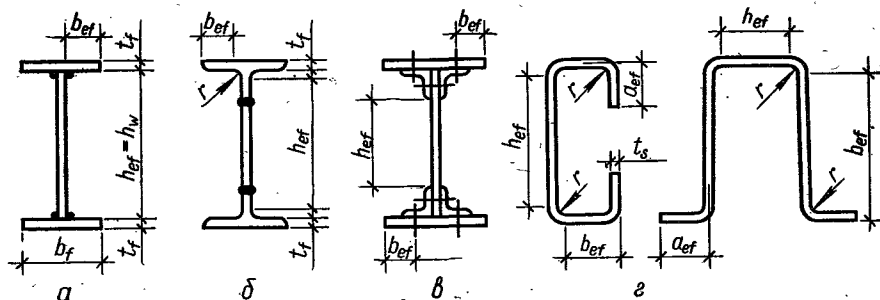


Рис. 46. Расчетные размеры элементов сечения балок:

а — сварного составного; б — составного с использованием прокатных профилей; в — составного на высокопрочных болтах; г — из гнутых профилей.

Толщина пояса равна толщине поясного листа в балках сварного составного сечения и на высокопрочных болтах, в случае выполнения пояса из пакета листов (в балках на высокопрочных болтах) — суммарной толщине листов, образующих пояс; в прокатных и холодногнутом профилеях толщину принимают по сортаменту.

Расчетная ширина свеса поясов b_{ef} равна: в сварных сечениях — от грани стенки до края поясного листа; в прокатных профилеях — от начала внутреннего закругления до края полки $0,5(b_f - t_w) - r$; в гнутых профилеях — от края выкружки стенки до края полки; в балках на высокопрочных болтах — от оси поясного болта до края полки (рис. 46, в). Высота ребра a_{ef} , окаймляющего полку, измеряется от ее оси.

Для обеспечения местной устойчивости полок в балках отношение ширины свеса сжатого пояса b_{ef} к толщине t не должно превышать значений, принимаемых по данным табл. 30 [26].

В гнутых элементах высота окаймляющего полку ребра: при изгибе, центральном и внецентренном сжатии

$$a_{ef} \geq 0,3b_{ef};$$

при внецентренном сжатии для сечений, усиленных планками

$$a_{ef} \geq 0,2b_{ef}.$$

Толщина ребра

$$t_s \geq 2a_{ef} \sqrt{R_y/E}.$$

Местная устойчивость полок прокатных элементов всегда обеспечена и может не проверяться.

Местная устойчивость стенки балок зависит от характера ее напряженного состояния, вида нагрузки и условной гибкости стенки, определяемой по формуле:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{R_y/E}, \quad (5.18)$$

где t_w — толщина стенки; h_{ef} — расчетная высота стенки (см. рис. 46), равная: в сварных балках — высоте стенки h_w ; в балках с поясными соединениями на высокопрочных болтах — расстоянию между ближайшими к оси балки краями поясных уголков; в балках, составленных из прокатных профилей — расстоянию между началом внутренних закруглений; в гнутых профилеях — расстоянию между краями выкружек.

Устойчивость стенок может быть обеспечена только при $\bar{\lambda}_w \leq 6$.

1. Устойчивость стенок балок обеспечена при любом напряженном состоянии (σ , σ_{loc} , τ), если $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$ при отсутствии подвижной нагрузки и $\bar{\lambda}_w \leq 2,2$ при наличии подвижной нагрузки.

Если условная гибкость стенки выше указанных значений, то для обеспечения местной устойчивости ее следует укреплять ребрами жесткости по одной из следующих схем (рис. 47):

поперечными основными с шагом a , поставленными на всю высоту стенок;

поперечными основными и продольным в сжатой зоне;

поперечными основными, продольным и короткими поперечными, расположенными между сжатым поясом и продольным ребром, с шагом a_1 .

2. При условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w \leq 6$ и отсутствии подвижной нагрузки устойчивость стенки может быть обеспечена основными ребрами. Такое решение является предпочтительным для балок высотой до 2 м (рис. 47, а, б). При $\bar{\lambda}_w > 6$, кроме основных поперечных устанавливают продольное ребро жесткости на расстоянии $h_1 = (0,25 - 0,3) h_{ef}$ от сжатого пояса с тем, чтобы условная гибкость стенки нижнего отсека не превышала 6 (рис. 47, в, г). Продольные ребра включаются в работу сечения балки на изгиб. При отсутствии продольных ребер балки с $6 < \bar{\lambda}_w \leq 13$ относят к классу балок с гибкой стенкой и рассчитывают в соответствии с указаниями параграфа 5.11.

Короткие поперечные ребра жесткости увеличивают трудоемкость изготовления балок и поэтому их применяют при подвижной нагрузке в сварных составных балках, прежде всего подкрановых. В балочных клетках нормального типа при частом расположении балок настила (с шагом приблизительно 1 м) и сопряжениях в одном уровне или в балках, проектируемых с учетом развития пластических деформаций приэтажном сопряжении, основные поперечные ребра могут быть размещены с максимальным шагом a , а между ними в сжатой зоне —

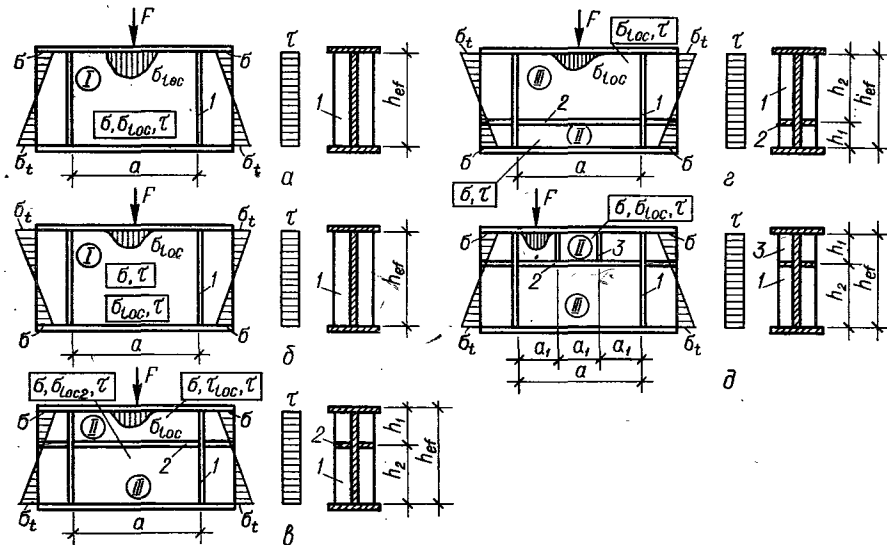


Рис. 47. Схемы укрепления стенок балок ребрами жесткости: а, б — основными поперечными 1; в, г — основными поперечными 1 и продольными 2; д — основными поперечными 1, продольными 2 и короткими 3; I...III типы отсеков; σ — сжимающие и σ_{loc} — растягивающие напряжения.

короткие ребра с шагом a_1 , равным шагу балок настила. Короткие ребра устанавливают только совместно с продольным (рис. 47, д).

3. Основные поперечные ребра жесткости располагают с постоянным шагом по длине балки, а расстояние между ними не должно превышать $a \leq 2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $a \leq 2,5h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$. Увеличение указанных расстояний между ребрами до $a = 3h_{ef}$ возможно при условии, что стенка балки удовлетворяет проверкам по формулам (5.20), (5.26), (5.30) и общая устойчивость балки обеспечена выполнением требований по п. 1, а или 1, б (см. параграф 5.3), причем значения l_{ef}/b для сжатого пояса не должны превышать значений, определяемых по формулам табл. 8 [26] для нагрузки, приложенной к верхнему поясу. Основные поперечные ребра устанавливают в местах приложения больших сосредоточенных грузов и на опорах.

В случае изготовления балки из нескольких отправочных марок ребра жесткости нельзя располагать в местах укрупнительных узлов. При двух отправочных марках их ставят симметрично относительно середины балки. Если сопряжение вспомогательных балок

с главной принято в одном уровне, для их крепления ребра жесткости ставят в месте примыкания каждой из них. Для обеспечения условия $\sigma_{loc} = 0$ таким же образом расставляют ребра жесткости при этажном сопряжении в балках, проектируемых с учетом развития пластических деформаций. Для балок, работающих в упругой стадии, постановка ребер жесткости под каждой силой не обязательна, так как в этом случае проверку местной устойчивости стенок можно выполнить с учетом наличия местных напряжений $\sigma_{loc} \neq 0$ (рис. 45, б).

Ребра жесткости сварных балок удаляют от стыков стенки на расстояние не менее 10 толщин стенки. В местах пересечения стыковых швов стенки балки с продольным ребром жесткости швы, прикрепляющие ребро, не доводят до стыкового шва на 40 мм с каждой стороны. При проектировании стыка на высокопрочных болтах поперечные ребра жесткости расставляют так, чтобы имела возможность размещения стыковых накладок. Продольное ребро в этом месте не предусматривают (рис. 55, в).

4. Местную устойчивость стенки балки с поперечными основными ребрами жесткости, расставленными конструктивно в соответствии с п. 3 не проверяют, если при выполнении условия (5.10) $\bar{\lambda}_w$ не превышает значений: 3,5 — при отсутствии местных напряжений в балках с двусторонними поясными швами; 3,2 — то же, в балках с односторонними поясными швами; 2,5 — при наличии местного напряжения, в балках с двусторонними поясными швами.

Односторонние поясные швы применяют в балках при условии выполнения требований, изложенных в параграфе 5.6. В остальных случаях в зависимости от фактического напряженного состояния местная устойчивость стенки балки проверяется для каждого отсека, ограниченного поясами балки и ребрами жесткости. В зависимости от схемы подкрепления стенки ребрами различают такие типы отсеков (см. рис. 47):

I — между верхним и нижним поясами балки при подкреплении стенки только поперечными основными ребрами;

II — в сжатой зоне балки между сжатым поясом и продольным ребром;

III — между растянутым поясом и продольным ребром.

Указанные типы отсеков характеризуются различным напряженным состоянием, а потому расчет их ведут по-разному. При этом для отсеков типа II и III не имеет значения, какие поперечные ребра обрамляют их по краям — основные или короткие.

5. Расчет на устойчивость стенок балок (отсеков) выполняют с учетом всех компонентов их напряженного состояния (σ , σ_{loc} , τ), которые вычисляют по сечению брутто.

Сжимающее нормальное напряжение в уровне расчетной границы стенки (сопряжения ее со сжатым поясом или продольным ребром жесткости), принимаемое со знаком плюс,

$$\sigma = \frac{M}{I_x} y. \quad (5.19)$$

Среднее касательное напряжение и местное напряжение σ_{loc} определяют соответственно по (5.11) и (5.9).

Используемые в формулах (5.19) и (5.11) значения расчетных для отсека изгибающего момента и перерезывающей силы принимают равными средним значениям M и Q , найденным: в пределах отсека при $a \leq h_{ef}$; в пределах наиболее напряженного участка отсека длиной h_{ef} при $a > h_{ef}$; на участке отсека, где усилие имеет один знак, если M или Q в пределах отсека меняют знак. Величину y в (5.19) принимают равной расстоянию от нейтральной оси $x-x$ до расчетной сжатой кромки отсека.

6. Расчет на устойчивость отсеков типа I (см. рис. 47, а, б) балок симметричного сечения, материал которых работает в пределах упругих деформаций, следует выполнять по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (5.20)$$

Таблица 50. Коэффициент c_{cr} для сварных балок

δ	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geq 3,0$
c_{cr}	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

где γ_c — принимается по табл. 3; σ , σ_{loc} и τ — напряжения, определяемые согласно указаниям п. 5 с подстановкой в (7.19) значения $y = 0,5h_{ef}$.

При отсутствии местного напряжения ($\sigma_{loc} = 0$) нормальные критические напряжения в (5.20)

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (5.21)$$

Коэффициент c_{cr} для сварных балок принимают по данным табл. 50 в зависимости от значения δ

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3, \quad (5.22)$$

где b_f и t_f — соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки; β — коэффициент, равный ∞ при непрерывном опирании настила на сжатый пояс балки, к которому приложена нагрузка, и 0,8 в прочих случаях.

Для балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах $c_{cr} = 33,3$.

Критические касательные напряжения во всех случаях напряженного состояния для отсеков трех типов

$$\tau_{cr} = 1,03 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}, \quad (5.23)$$

где $\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t} \sqrt{R_y/E}$; d — меньшая из сторон отсека (h_{ef} или a , a_1); μ — отношение большей стороны пластины к меньшей.

При наличии местного напряжения ($\sigma_{loc} \neq 0$) значение критических нормальных σ_{cr} и местных $\sigma_{loc,cr}$ напряжений определяют в зависимости от того, к сжатому или растянутому поясу приложена сосредоточенная нагрузка, а также с учетом соотношения размеров проверяемого отсека.

Когда сосредоточенная нагрузка приложена к сжатому поясу: а) при $a/h_{ef} \leq 0,8$ σ_{cr} определяют по (5.21)

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2}, \quad (5.24)$$

где $\bar{\lambda}_a = \frac{a}{h_{ef}} \sqrt{R_y/E}$; c_1 — коэффициент, принимаемый по табл. 23 [26]

в зависимости от отношения a/h_{ef} и значения δ , вычисляемого для сварных балок по формуле (5.22), а для балок на высокопрочных болтах принимаемого равным $\delta = 10$;

б) при $a/h_{ef} > 0,8$ и отношении σ_{loc}/σ больше значений, указанных в табл. 24 [26], $\sigma_{loc,cr}$ определяют по (5.24), с использованием при $a/h_{ef} > 2$ значения $a = 2h_{ef}$. При этом

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (5.25)$$

где коэффициент c_2 принимают по табл. 25 [26] в зависимости от отношения a/h_{ef} ;

в) при $a/h_{ef} > 0,8$ и отношении σ_{loc}/σ не более значений, приведенных в табл. 24 [26], σ_{cr} определяют по (5.21), $\sigma_{loc,cr}$ — по формуле (5.24) с подстановкой в нее и в табл. 23 [26] значения $a/2$ вместо a .

При приложении сосредоточенной силы к растянутому поясу (например, вблизи опор неразрезных балок), необходимо выполнить две проверки по формуле (5.20): в растянутой зоне стенки с учетом σ_{loc} и τ (здесь $\sigma = 0$) и в сжатой зоне стенки с учетом σ и τ . В этом случае $\sigma_{loc,cr}$ определяют по формуле (5.24), причем для нахождения значений коэффициента δ в формулу (5.22) подставляют толщину t_f и ширину b_f нагруженного растянутого пояса. Критические напряжения σ_{cr} и τ_{cr} определяют по формулам (5.21) и (5.23).

По вычисленным значениям σ , τ , σ_{loc} для рассматриваемого отсека и критическим напряжениям σ_{cr} , τ_{cr} , $\sigma_{loc,cr}$ проверяется выполнение условия (5.20). В случае невыполнения условия стенку укрепляют ребром жесткости под сосредоточенным грузом и производят проверку при $\sigma_{loc} = 0$. Если в этом случае проверка не будет выполняться, следует перекомпоновать сечение либо изменить расстановку ребер жесткости, уменьшив размеры отсеков.

7. Расчет на устойчивость отсеков типа I балок асимметричного сечения (с более развитым сжатым поясом), материал которых работает в пределах упругих деформаций, ведут как для балок симметричного сечения с внесением следующих изменений:

при определении $\bar{\lambda}_w$ в формулах (5.21) и (5.25) и δ по формуле (5.22) значение h_{ef} принимают равным удвоенному расстоянию от нейтральной оси до расчетной сжатой границы отсека;

при $a/h_{ef} > 0,8$ и $\sigma_{loc} \neq 0$ выполняют оба расчета, указанные в пп. 6, б и 6, в независимо от значения σ_{loc}/σ .

8. Расчет на устойчивость отсеков типа II балок симметричного сечения, материал которых работает в пределах упругих деформаций, выполняется по формуле:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cr.1}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc.cr.1}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr.1}} \right)^2 \leq \gamma_c. \quad (5.26)$$

Компоненты напряженного состояния σ , σ_{loc} и τ определяют по указаниям п. 5 у наиболее сжатой кромки пластинки в уровне ее сопряжения со сжатым поясом. Высота пластин типа II составляет $h_1 = (0,25 \dots 0,3) h$, а поэтому они находятся под воздействием только сжимающих нормальных напряжений.

При $\sigma_{loc} = 0$ нормальные критические напряжения при любых размерах отсека

$$\sigma_{cr.1} = \frac{4,76}{1 - h_1/h_{ef}} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_1^2}. \quad (5.27)$$

В случае $\sigma_{loc} \neq 0$ нормальные критические напряжения определяют в зависимости от размеров сторон пластины:

а) при $\mu_1 = a/h_1 \leq 2$ (или $a_1/h_1 \leq 2$)

$$\sigma_{cr.1} = \frac{1,19\Psi}{1 - h_1/h_{ef}} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_1^2}; \quad (5.28)$$

$$\sigma_{loc.cr.1} = (1,24 + 0,476\mu_1) \Psi \frac{R_y}{\bar{\lambda}_a^2}, \quad (5.29)$$

где $\Psi = \left(\mu_1 + \frac{1}{\mu_1} \right)^2$; $\bar{\lambda} = \frac{h_1}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$; $\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$;

б) при $\mu_1 = a/h_1 > 2$ (или $a_1/h_1 > 2$) $\sigma_{cr.1}$ и $\sigma_{loc.cr.1}$ определяют по формулам (5.28) и (5.29), принимая $a = 2h_1$ и $\mu_1 = 2$.

Касательные критические напряжения τ_{cr} во всех случаях определяют по формуле (5.23) с подстановкой в нее действительных размеров проверяемой пластины.

9. Расчет на устойчивость отсеков типа III балок симметричного сечения, материал которых работает в пределах упругих деформаций, ведут по формуле:

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma(1 - 2h_1/h_{ef})}{\sigma_{cr.2}} + \frac{\sigma_{loc.2}}{\sigma_{loc.cr.2}} \right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr.2}} \right)^2} \leq \gamma_c, \quad (5.30)$$

$$\text{где} \quad \sigma_{cr.2} = \frac{5,43}{(0,5 - h_1/h_{ef})^2} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (5.31)$$

$\sigma_{loc.cr.2}$ — по формуле (5.24) и табл. 23 [26] при $\delta = 0,8$, заменяя значение отношения a/h_{ef} значением $a/(h_{ef} - h_1)$; $\tau_{cr.2}$ — по формуле (5.23) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластины.

В пластинах типа III эпюра нормальных напряжений σ по высоте меняет знак: в уровне сопряжения с растянутым поясом, к которому

могут быть приложены сосредоточенные грузы, действуют растягивающие напряжения, которые препятствуют потере устойчивости. В уровне примыкания к продольному ребру действуют сжимающие напряжения, однако они не велики, а влияние местных напряжений от сосредоточенных сил, приложенных к сжатому поясу, ослаблено пластиной типа II (рис. 47, в...д).

Проверка таких пластин по формуле (5.30) должна всегда проводиться для сжатой зоны с учетом σ и τ , определяемым по формулам (5.19) и (5.9), и $\sigma_{loc.2} = 0,4\sigma_{loc}$, если сосредоточенная нагрузка приложена к сжатому поясу.

Растянутую зону пластин типа III рассчитывают по формуле (5.20) только в том случае, если к растянутому поясу приложены сосредоточенные грузы, принимая $\sigma = 0$. Расчет ведут с учетом компонентов $\sigma_{loc.2} = \sigma_{loc}$ и τ .

10. Расчет на устойчивость отсеков типов II и III балок асимметричного сечения с более развитым сжатым поясом выполняется как и в случае симметричного сечения по пп. 8 и 9 с внесением в них следующих изменений:

а) в формулы (5.27), (5.28) и (5.13) вместо h_1/h_{ef} подставляют $\alpha h_1/2h_{ef}$;

б) в формулу (5.31) вместо $(0,5 - h_1/h_{ef})$ подставляют $\left(\frac{1}{\alpha} - \frac{h_1}{h_{ef}} \right)$,

где $\alpha = \frac{\sigma - \sigma_t}{\sigma}$; σ_t — краевое растягивающее напряжение у расчетной границы отсека, принимаемое со знаком минус.

В случае развитого растянутого (ненагруженного) пояса расчет на устойчивость при одновременном действии напряжений σ и τ производится по формуле (90) работы [26].

11. В балках симметричного сечения, рассчитываемых с учетом развития пластических деформаций, для обеспечения местной устойчивости стенки отсека типа I при отсутствии местных напряжений ($\sigma_{loc} = 0$) и при $\tau \leq 0,9R_s$; $A_f/A_w \geq 0,25$; $2,2 < \lambda_w \leq 6$ должно выполняться условие:

$$M_{ef} \leq R_y \gamma_c h_{ef}^2 t_w (A_f/A_w + \alpha). \quad (5.32)$$

12. В сварных двутавровых балках конструкций групп 2, 3 и 4 применяют односторонние ребра жесткости (рис. 48, а), в остальных случаях — парные симметричные. В балках с односторонними поясными швами (см. параграф 5.6) односторонние ребра жесткости располагают со стороны стенки, противоположной расположению односторонних поясных швов.

Ребра жесткости выполняют из листовой стали, реже из горячекатаных уголков, приваренных полкой к стенке. Последнее решение применяют при прикреплении к ребру примыкающей балки, передающей значительную опорную реакцию. Односторонние ребра из уголков допускается прикреплять и пером (рис. 48, з).

Ребра жесткости прикрепляют к стенке непрерывными угловыми швами, катеты которых в нерасчетных швах принимают конструктивно, при передаче сосредоточенных нагрузок (например, реакции

примыкающей балки) — по расчету с учетом требований, изложенных в параграфе 2.4. Для крепления поперечных и продольных ребер жесткости допускается использовать односторонние угловые швы.

В балках, несущих статическую нагрузку, ребра жесткости приваривают и к поясам. При этом торцы вертикальных ребер должны иметь скосы с размерами 40×40 мм [14] (рис. 48, б, в). Исключение составляют нижние торцы опорных ребер с противоположной расположению односторонних поясных швов стороны.

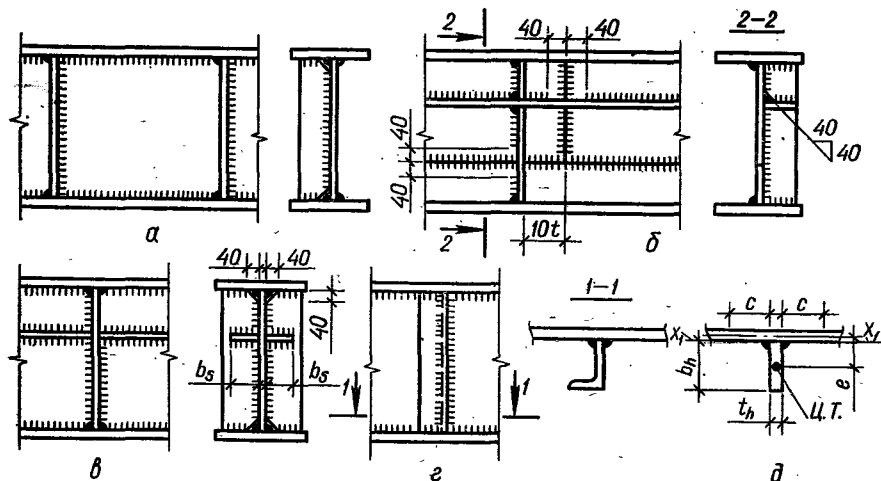


Рис. 48. Ребра жесткости балок:

а — односторонние из листов; б — взаимное расположение ребер жесткости и стыков стенки; в — парные из листов; г — односторонние из уголков; д — к расчету ребра как стойки.

При укреплении стенки только поперечными основными ребрами жесткости их размеры должны удовлетворять следующим условиям: ширина выступающей части парного симметричного ребра

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм;}$$

то же, одностороннего

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{24} + 50 \text{ мм;}$$

толщина ребра

$$t_h \geq 2b_h \sqrt{R_y/E}.$$

(5.33)

13. Поперечные основные ребра жесткости, расположенные в месте приложения к верхнему поясу сосредоточенной нагрузки F , рассчитывают как стойку, включая в ее сечение ребра жесткости и участок стенки шириной $c = 0,65t \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра и принимая расчетную длину условной стойки l_{ef} равной высоте стенки (рис. 48, д). При этом парные ребра рассчитывают как центрально-сжатую стойку, а одностороннее ребро — как внецентренно-сжатую,

нагруженную силой F , приложенной с эксцентриситетом, равным расстоянию от срединной плоскости стенки до центра тяжести расчетного сечения стойки.

Момент инерции ребра I_h из одиночного уголка, приваренного пером к стенке (рис. 48, е), определяют относительно оси $x_1 - x_1$, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки. Величина I_h не должна быть меньше момента инерции парного симметричного ребра из листовой стали размерами $b_h \times t_h$

$$I_h \geq \frac{t_h (t_w + 2b_h)^3}{12}.$$

В случае укрепления стенки поперечными ребрами жесткости и одним продольным моменты инерции сечений ребер жесткости должны быть не менее:

$$\text{поперечного } I_h = 3h_{ef}t^3;$$

$$\text{продольного — по данным табл. 26 работы [26].}$$

Моменты инерции для односторонних ребер вычисляют относительно оси $x_1 - x_1$, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки. При этом минимальные размеры ширины выступающей части поперечных b_h и продольных b_s ребер жесткости принимают не менее значений, найденных по формулам (5.33).

5.5. РАСЧЕТ НА ЖЕСТКОСТЬ

Вертикальные прогибы балок определяют от нормативных нагрузок (усилий) без учета ослабления сечений отверстиями для болтов. Расчет сводится к определению относительного прогиба балки и сравнению полученного значения с предельным, указанным в табл. 51.

В случае равномерно распределенной нагрузки или при значительном количестве (более четырех) сосредоточенных сил проверку для однопролетной балки, свободно лежащей на двух опорах, выпол-

Таблица 51. Относительные прогибы

Элементы конструкций	Относительные прогибы элементов (к пролету l)
1. Балки рабочих площадок производственных зданий:	
при наличии рельсовых ширококолейных путей	1/600
то же, узкоколейных	1/400
главные балки	1/400
прочие балки и косоуры лестниц	1/250
2. Стальной настил:	
перекрытия	1/150
профилированный	1/150
3. Балки и фермы покрытий и чердачных перекрытий:	
несущие подвесное подъемно-транспортное оборудование	1/400
без подвесного оборудования	1/250
4. Прогоны	1/200
5. Элементы фахверка:	
ригели	1/300
прогоны остекления	1/200

няют по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{M_{n,\max} l}{9,6EI_x} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (5.34)$$

где $M_{n,\max}$ — максимальный изгибающий момент от нормативной нагрузки; l — пролет балки; I_x — момент инерции сечения; $[f/l]$ — предельный относительный прогиб, принимаемый по табл. 51.

Относительный прогиб защемленных балок или отдельных пролетов неразрезных балок с постоянными сечениями, симметричными относительно оси наибольшей жесткости, при действии произвольной нагрузки можно определять по приближенной формуле:

$$\frac{f}{l} = \frac{f_1}{l} - \frac{0,6 (M_{n,\text{оп}}^{\text{л}} + M_{n,\text{оп}}^{\text{пр}}) l}{9,6EI_x} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (5.35)$$

где $M_{n,\text{оп}}^{\text{л}}$ и $M_{n,\text{оп}}^{\text{пр}}$ — изгибающие моменты соответственно на левой и правой опоре рассматриваемого пролета от нормативной нагрузки; $[f_1/l]$ — относительный прогиб шарнирно опертой разрезной балки пролетом l , найденный по формуле (5.34).

5.6. ПОЯСНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ В СОСТАВНЫХ БАЛКАХ

Основной способ соединения поясов составной балки со стенкой — сварка, хотя возможно соединение на высокопрочных болтах (рис. 49). В сварных составных балках поясные швы выполняют двусторонними и односторонними.

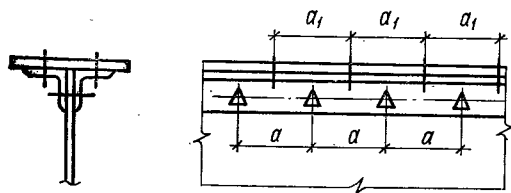


Рис. 49. К расчету поясных соединений на высокопрочных болтах.

Применение односторонних угловых швов допускается в случаях, не противоречащих общим требованиям к сварным соединениям (см. параграф 2.4) при выполнении следующих условий: нагрузка статическая и приложена симметрично относительно вертикальной оси поперечного сечения балки; общая устойчивость балки обеспечена в соответствии с указаниями п. 1 (см. параграф 5.3), а именно применением сплошного жесткого настила, непрерывно опирающегося на сжатый пояс балки и надежно с ним связанного; в местах приложения к поясу балки сосредоточенных нагрузок установлены поперечные ребра жесткости ($\sigma_{loc} = 0$); материал балок работает в пределах упругих деформаций; при проверке устойчивости стенки значения левых частей формул (5.20), (5.26) или (5.30) не превышают $0,9\gamma_c$.

В остальных случаях применяют двусторонние поясные швы, в том числе в ригелях рамных конструкций у опорных узлов, в изгибаемых элементах, рассчитываемых с учетом развития пластических деформаций и т. п.

Сварные поясные швы с проваром на всю толщину стенки считаются равнопрочными со стенкой и расчету не подлежат.

Поясные соединения (сварные и на высокопрочных болтах) в случае $\sigma_{loc} = 0$ — при равномерно распределенной нагрузке, а также неподвижной сосредоточенной, приложенной к верхнему поясу в местах расположения ребер жесткости, рассчитывают на продольное усилие сдвига пояса относительно стенки (на единицу длины балки):

$$T = \frac{QS}{I_x}, \quad (5.36)$$

где I_x — момент инерции сечения балки брутто (без учета ослабления отверстиями для высокопрочных болтов); $S = Ay$ — статический момент брутто сдвигаемой площади сечения A относительно нейтральной оси; y — расстояние от центра тяжести сдвигаемой площади сечения до нейтральной оси $x-x$.

В сварных балках A равняется площади поясного листа ($A = A_f$), в балках на высокопрочных болтах — суммарной площади поясного листа (пакета листов) и поясных уголков при расчете болтов, присоединяющих пояс к стенке, и площади поясного листа (пакета листов) при расчете болтов, соединяющих поясные листы с поясными уголками.

Геометрические характеристики принимают по сечению, где действует $Q_{\max}$ (на опорах).

В случае $\sigma_{loc} \neq 0$ — при подвижной нагрузке или неподвижных сосредоточенных силах, приложенных к верхнему поясу в сечениях, не подкрепленных ребрами жесткости, расчет ведут на равнодействующую усилия T , определяемого по формуле (5.36), и вертикального давления V :

$$T_1 = \sqrt{T^2 + V^2}; \quad (5.37) \quad V = F/l_{ef}; \quad (5.38)$$

где V — давление на единицу длины балки от сосредоточенного груза F ; l_{ef} — условная длина распределения нагрузки, принимаемая по формуле (5.9).

В формуле (5.37) усилия T и V вычисляют в одном и том же сечении балки.

При неподвижных сосредоточенных силах в качестве расчетного усилия принимают большее из двух значений: T , найденное по формуле (5.36) в сечении на опоре при $Q = Q_{\max}$ и $\sigma_{loc} = 0$, или T_1 — по формуле (5.37) в сечении, ближайшем к опоре, где $\sigma_{loc} \neq 0$.

В сварных балках требуемый катет угловых поясных швов определяют по формуле (2.13) с $n = 1$ при односторонних и $n = 2$ при двусторонних швах. Поясные швы должны удовлетворять конструктивным требованиям (см. параграф 2.4).

В балках на высокопрочных болтах требуемый шаг поясных болтов (см. рис. 49) при нагрузке:

$$\text{неподвижной } (\sigma_{loc} = 0) \quad a \geq \frac{T}{kQ_{bh}\gamma_c}; \quad (5.39)$$

$$\text{подвижной} \quad a \geq \frac{\sqrt{T^2 + \alpha^2 V^2}}{kQ_{bh}\gamma_c}, \quad (5.40)$$

где Q_{bh} — расчетное усилие, воспринимаемое одним высокопрочным болтом и определяемое по формуле (2.37); k — количество плоскостей сдвига; α — коэффициент, принимаемый равным 0,4 при нагрузке по верхнему поясу балки, в которой стенка пристроена к верхнему поясу, а при отсутствии пристройки стенки или при нагрузке по нижнему поясу $\alpha = 1$.

При неподвижной сосредоточенной нагрузке на нижнем поясе балки сварные швы и высокопрочные болты, прикрепляющие этот пояс к стенке, рассчитывают как при подвижной нагрузке, независимо от наличия ребер жесткости в местах приложения грузов.

Болты, соединяющие поясные листы с поясными уголками, при любой нагрузке (подвижной и неподвижной), рассчитывают на усилие сдвига T , определяемое по формуле (5.36). Шаг их a_1 , по расчету больше чем шаг поясных болтов a , прикрепляющих поясные уголки к стенке, однако из условий удобства изготовления его часто принимают равным шагу поясных болтов. Диаметр болтов, прикрепляющих поясные листы к уголкам, можно принимать меньше диаметра поясных болтов. На практике принимают рекомендуемый диаметр болта, увязывая его с диаметрами отверстий, которые могут быть образованы в поясных уголках, а затем находят шаг болтов по формуле (5.39). Шаг болтов по длине балки постоянный. При больших пролетах в средней части балок, где действует небольшая перерезывающая сила, может быть другой, меньший шаг.

Поясные болты размещают таким образом, чтобы шаг их в продольном и поперечном направлении не противоречил конструктивным требованиям, изложенным в табл. 23.

5.7. ОПОРНЫЕ ЧАСТИ БАЛОК

При опирании балок на нижележащие конструкции сверху или через опорные столики опорные сечения балок воспринимают опорные реакции как активные силы большой интенсивности.

Конструктивные решения опорных частей балок зависят от материала (бетон, кирпич, сталь) и конструктивного решения нижележащей конструкции, а также опорной реакции.

При небольших опорных реакциях (в прокатных балках небольшой высоты) участки балки над опорой могут воспринимать опорную реакцию без укрепления их опорными ребрами. В этом случае стену балки над опорой проверяют на устойчивость по формуле:

$$\sigma = \frac{F}{t_w B \varphi} \leq R_y \gamma_c. \quad (5.41)$$

где F — опорная реакция рассматриваемой балки; B — условная длина участка стенки, включаемого в работу при проверке устойчивости опорной части балки; t_w — толщина стенки балки; φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 72 [26] в зависимости от гибкости условной стойки высотой $0,7h$; h — полная высота балки. Гибкость условной стойки сечением $B \times t_w$

$$\lambda = \frac{0,76h}{i} = \frac{0,7h \sqrt{12}}{t_w}.$$

Условную длину участка стенки B определяют в зависимости от схемы опирания балки (рис. 50, а). При разрезной балке (на крайней опоре) $B = a + h/4$, для средних опор неразрезной $B = a + h/2$, где a — длина опирания.

Минимальная длина опирания балки, необходимая для обеспечения прочности неподкрепленной стенки, $a = F/R_y t_w$.

Исходя из формулы (5.41) минимальная длина опирания балки при схеме:

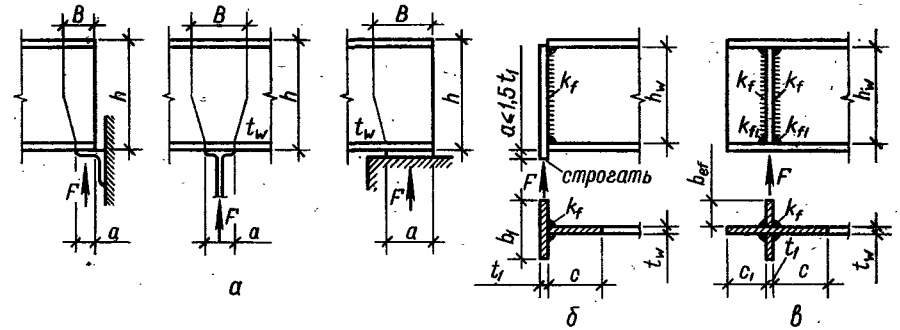


Рис. 50. К расчету опирания балок:

а — без укрепления ребрами; б — с торцевым опорным ребром; в — с внутренним опорным ребром.

разрезной

$$a \geq \frac{F}{t_w \varphi R_y \gamma_c} - \frac{h}{4}; \quad (5.42)$$

неразрезной

$$a \geq \frac{F}{t_w \varphi R_y \gamma_c} - \frac{h}{2}. \quad (5.43)$$

При невыполнении условия (5.41) участки стенки балки над опорой укрепляют опорными ребрами, схемы устройства которых приведены на рис. 50, б, в.

При разрезной схеме прокатных и сварных балок предпочтение отдают решению с торцевым опорным ребром, достоинством которого являются четкая передача реакции, а также универсальность, позволяющая осуществить опирание на нижележащие конструкции сверху и сбоку (рис. 50, б). Решение с внутренним опорным ребром применяется в неразрезных балках, на крайних опорах крановых путей, а также в некоторых случаях опирания на стальные и железобетонные колонны (рис. 50, в).

В первом случае нижние торцы опорных ребер должны быть остrogаны, во втором — плотно пригнаны или приварены к нижнему поясу балки (к поясному уголку в балках на высокопрочных болтах).

Опорные ребра вне зависимости от их конструктивного решения рассчитывают по смятию торцевой поверхности по формуле:

$$\sigma = \frac{F}{b_1 t_1} \leq R_p \gamma_c, \quad (5.44)$$

где b_1 и t_1 — ширина и толщина опорного ребра.

Обычно задают толщину опорного ребра $t_1 = 14...20$ мм и затем по формуле (5.44) определяют требуемую ширину опорного ребра b_1 , которая не должна приниматься менее 180...200 мм.

Торцевое опорное ребро рассчитывают на смятие при условии, что выступающая ниже пояса часть ребра $a \leq 1,5t_1$, принимаемая 15...20 мм. Если $a > 1,5t_1$, расчет ведут по расчетному сопротивлению материала ребра сжатию и вместо R_p в формулу (5.44) подставляют R_y .

Участок балки над опорой рассчитывают на продольный изгиб из плоскости стенки, как условный центрально-сжатый стержень, на действие опорной реакции — по формуле (6.6). В расчетное сечение этого стержня включают ребра жесткости и участки стенки балки шириной не более $c = 0,65t_w \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра (рис. 50, б, в). Тогда расчетная площадь сечения условного стержня

$$A_{ef} = t_1 b_1 + 0,65t_w^2 \sqrt{E/R_y} + c_1 t_w, \quad (5.45)$$

где c_1 — принимается равной своему действительному значению, но не более c (при торцевом опорном ребре $c_1 = 0$).

Расчетная длина стойки равна высоте стенки h_w . Гибкость условного стержня для определения коэффициента продольного изгиба φ по табл. 72 [26]

$$\lambda = \frac{h_w}{\sqrt{I_x/A_{ef}}};$$

где I_x — момент инерции сечения условного стержня относительно оси стенки.

Для обеспечения местной устойчивости ширина свеса опорного ребра b_{ef} к толщине стенки t_w не должна превышать значений, определяемых по табл. 29 [26].

В сварных балках угловые швы, прикрепляющие опорное ребро к стенке, рассчитывают на восприятие опорной реакции. Высоту катета сварных швов k_f определяют по формулам (2.13) с подстановкой в них: длины сварного шва $l_w = h_w$; количества швов $n = 2$ при торцевом ребре и $n = 4$ при внутреннем. В этом случае должно выполняться условие $l_w \leq 85\beta_f k_f$. Если условие не выполняется, то необходимо пересчитать катет шва так, чтобы опорную реакцию воспринимал участок шва с расчетной длиной $85\beta_f k_f$ от низа балки.

Горизонтальные швы, прикрепляющие внутреннее опорное ребро к нижней полке (рис. 50, в), в случае пригонки торцов к полке назначают конструктивно с минимальными катетами k_{f1} по табл. 22. Если торцы не пригнаны, швы рассчитывают на восприятие опорной реакции по формуле (2.13).

5.8. ПОДБОР СЕЧЕНИЯ БАЛОК ИЗ ГОРЯЧЕКАТАНЫХ И ГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ

Подбор сечения балки из прокатного (двутавр, швеллер) или гнутого профиля заключается в определении геометрических характеристик сечения, обеспечивающих прочность и жесткость конструкции, и нахождении по сортаменту соответствующего номера профиля.

При плоском изгибе требуемый момент сопротивления сечения в плоскости наибольшей жесткости определяют из условия прочности:

$$W_{n,min}^{tr} = \frac{M}{cR_y\gamma_c}, \quad (5.46)$$

где M — расчетный изгибающий момент; $\gamma_c = 1,1$.

Коэффициент c , регламентирующий развитие пластических деформаций, при работе стали в упругой области равен единице. Если расчет балки ведут с учетом развития пластических деформаций, то на стадии подбора сечения принимают $c \approx 1,12$ для двутавров по ГОСТ 8239—72; $c \approx 1,1$ для двутавров типа Б и $c = 1,07—1,09$ для двутавров типа Ш по ГОСТ 26020—83. Для других типов сечений коэффициент c задают на основании табл. 66 [26] при отношении A_f/A_w , характерном для выбранного профиля.

Требуемый момент инерции сечения, определяемый из условия необходимой жесткости балки в предположении упругой работы материала, что допускается во всех случаях, при равномерно распределенной или близкой к ней нагрузке

$$I_x^{tr} = \frac{5M_n l}{48E} \left[\frac{l}{f} \right]; \quad (5.47)$$

где M_n — наибольший изгибающий момент в балке от нормативной нагрузки; l/f — предельный относительный прогиб, принимаемый по табл. 51.

При косом изгибе требуемый момент сопротивления в плоскости наибольшей жесткости

$$W_n^{tr} = \frac{M_x}{c_x R_y \gamma_c} \left(1 + \frac{M_y W_{xc}}{M_x W_{yc}} \right), \quad (5.48)$$

где M_x и M_y — расчетные изгибающие моменты, действующие соответственно относительно осей x — x и y — y сечения балки; отношения c_x/c_y предварительно задают по данным табл. 66 [26], а W_x/W_y — по сортаменту. При подборе сечения, материал которого работает в упругой области, $c_x = c_y = 1$.

Учет развития пластических деформаций наиболее эффективен в балках из гнутых профилей, при косом изгибе и при изгибе в плоскости полок швеллеров и двутавров (относительно оси y — y).

Исходя из геометрических характеристик, по сортаменту устанавливают номер профиля и проверяют подобранное сечение в соответствии с требованиями параграфов 5.2., 5.3. и 5.5. Местная устойчивость полок и стенок прокатных профилей, работающих на изгиб, всегда обеспечена и может не проверяться.

5.9. ОПТИМИЗАЦИЯ И КОМПОНОВКА СЕЧЕНИЯ СОСТАВНЫХ БАЛОК

Важнейшим параметром, влияющим на экономичность сечения балки, является ее высота, которая определяется из условий прочности и жесткости и должна вписываться в строительную высоту перекрытия. Высота балки, соответствующая минимуму ее массы, называется оптимальной.

Оптимальная высота балки:
из условия прочности

$$h_R = k_{\lambda i} \sqrt[3]{W \lambda_w} \quad (5.49)$$

или в зависимости от толщины стенки

$$h_R = k_{ti} \sqrt{W/t_w} \quad (5.50)$$

где $W = M/R_y \gamma_c$ — требуемый момент сопротивления сечения; $\lambda_w = h_w/t_w$ — гибкость стенки; $k_{\lambda i}$, k_{ti} — коэффициенты, определяемые в зависимости от области работы материала:

в области упругих деформаций:

$$k_{\lambda 1} = \sqrt[3]{\frac{3}{3\Psi_w/\Psi_f - 1}}; \quad (5.51) \quad k_{t1} = \sqrt{\frac{3}{3\Psi_w/\Psi_f - 1}}; \quad (5.52)$$

при учете развития пластических деформаций:

$$k_{\lambda 2} = \sqrt[3]{\frac{2}{2\Psi_w/\Psi_f - 1}}; \quad (5.53) \quad k_{t2} = \sqrt{\frac{2}{2\Psi_w/\Psi_f - 1}}. \quad (5.54)$$

Здесь: Ψ_w , Ψ_f — строительные коэффициенты стенки и поясов соответственно, учитывающие увеличение массы против теоретической вследствие дискретности сортамента, а также конструктивного оформления балки (ребер жесткости и т. п.).

Значения коэффициентов $k_{\lambda i}$ и k_{ti} в зависимости от отношения Ψ_w/Ψ_f приведены в табл. 52. Для большинства сварных балок постоянного сечения по длине принимают средние значения $\Psi_w/\Psi_f = 1,05 \dots 1,1$. В сварных балках переменного сечения масса поясов несколько меньше теоретической, определенной по $M_{\max}$, за счет уменьшения площади сечения поясов у опор. Можно принять в среднем $\Psi_w/\Psi_f = 1,10 \dots 1,15$. В балках с поясными соединениями на высокопрочных болтах $\Psi_w/\Psi_f \approx 1,25$, так как масса поясов выше теоретической приблизительно на 10...15 %, что обусловлено ослаблением их сечения отверстиями для болтов и наличием поясных уголков, материал которых несколько смещен к нейтральной оси балки. Сечение стенки также ослаблено отверстиями для болтов, но в меньшей степени.

Оптимальной высоте соответствует минимальная приведенная (с учетом строительных коэффициентов) площадь сечения балки. При расчете на прочность в пределах упругих деформаций стали

$$A_{\min 1} = \xi_1 \sqrt[3]{\frac{18W^2}{\lambda_w}}, \quad (5.55)$$

с учетом развития пластических деформаций

$$A_{\min 2} = \xi_2 \sqrt[3]{\frac{13,5W^2}{\lambda_w}}, \quad (5.56)$$

где ξ_1 , ξ_2 — коэффициенты, учитывающие увеличение площади сечения двутавра против теоретической за счет неточности подбора сечения и наличия подкрепляющих элементов:

$$\xi_1 = \sqrt[3]{0,5\Psi_f^2(3\Psi_w - \Psi_f)}; \quad \xi_2 = \sqrt[3]{\Psi_f^2(2\Psi_w - \Psi_f)}.$$

Эффективность учета развития пластических деформаций характеризуется отношением $\nu = A_{\min 2}/A_{\min 1} \leq 1$

$$\nu = \sqrt[3]{2 \frac{2\Psi_w/\Psi_f - 1}{3\Psi_w/\Psi_f - 1}} \sqrt[3]{\frac{3}{4} \frac{\lambda_{w1}}{\lambda_{w2}}}, \quad (5.57)$$

где λ_{w1} и λ_{w2} — гибкости стенок балок, рассчитываемых соответственно в упругой области работы стали и с учетом развития пластических деформаций.

При рациональном проектировании должно выполняться условие $\lambda_{w2} \leq \lambda_{w1}$. Влияние строительных коэффициентов Ψ_w и Ψ_f на величину

Таблица 52. Значение коэффициентов $k_{\lambda i}$ и k_{ti}

Условия работы материала	Коэффициент	Отношение Ψ_w/Ψ_f					
		1,25	1,20	1,15	1,10	1,05	1,00
В области упругих деформаций	$k_{\lambda 1}$	1,029	1,049	1,070	1,093	1,117	1,145
	k_{t1}	1,044	1,074	1,107	1,142	1,181	1,225
С учетом развития пластических деформаций	$k_{\lambda 2}$	1,101	1,126	1,154	1,186	1,221	1,260
	k_{t2}	1,155	1,195	1,240	1,291	1,348	1,414
Независимо от области работы стали	$k_{\lambda 3}$	0,923	0,937	0,951	0,966	0,982	1,00
	k_{t3}	0,899	0,916	0,935	0,954	0,976	1,00

ν незначительно и им можно пренебречь. Как следует из выражения (5.57), расчет с учетом развития пластических деформаций приведет к уменьшению площади сечения балки, если $\lambda_{w2} > \frac{3}{4} \lambda_{w1}$. Максимальная эффективность от учета развития пластических деформаций достигается в случае $\lambda_{w2} = \lambda_{w1}$, при этом уменьшение площади сечения (теоретическое) $\nu = 0,9086$ или приблизительно 9 % в сравнении с балкой, материал которой работает упруго. В действительности эффект будет еще меньше, так как при учете развития пластических деформаций оптимальная высота балки больше и, следовательно, выше строительный коэффициент стенки Ψ_w .

Оптимальная высота балки из условия обеспечения требуемой жесткости

$$h_f = k_{\lambda 3} \sqrt[4]{\frac{5}{8} \frac{M_n I \lambda_w}{E} \left[\frac{l}{f} \right]} \quad (5.58)$$

или в зависимости от толщины стенки

$$h_f = k_{t3} \sqrt[4]{\frac{5}{8} \frac{M_n I}{E t_w} \left[\frac{l}{f} \right]}, \quad (5.59)$$

где $k_{\lambda 3}$, k_{t3} — коэффициенты, определяемые по упругой стадии работы:

$$k_{\lambda 3} = \sqrt[4]{\frac{2}{3\Psi_w/\Psi_f - 1}}; \quad k_{t3} = \sqrt[4]{\frac{2}{3\Psi_w/\Psi_f - 1}}. \quad (5.60)$$

Значения коэффициентов $k_{\lambda 3}$ и $k_{\lambda 2}$ в зависимости от отношения Ψ_w/Ψ_f приведены в табл. 52. Оптимальной высоте балки по условию жесткости соответствует минимальная площадь сечения

$$A_{\min, f} = \xi_3 \sqrt{\frac{10M_n l}{9E\lambda_w} \left[\frac{l}{f} \right]}, \quad (5.61)$$

где

$$\xi_3 = \sqrt{0,5 (3\Psi_w/\Psi_f - 1)}.$$

Границей, указывающей на необходимость компоновки сечения балки по условиям прочности или жесткости, является минимальная высота балки, предельно обеспечивающая выполнение обоих условий при полном использовании расчетного сопротивления стали R_y :

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{R_y \gamma_c l}{E} \frac{M_n}{M} \left[\frac{l}{f} \right]. \quad (5.62)$$

Если $h_R > h_{\min}$, то сечение балки компонуют по условию прочности, принимая высоту балки $h = h_R \geq h_{\min}$. Если $h_R < h_{\min}$, то высоту балки принимают равной оптимальной по условию жесткости h_f или близкой к ней, но не менее $h_{\min}$.

Удобно также при проектировании определить требуемую площадь сечения балки по условиям прочности (5.55) или (5.56) и жесткости (5.61), а затем скомпоновать сечение по большей из них.

На стадии компоновки сечения высота балки h отождествляется с высотой стенки h_w , которая должна соответствовать размерам листовой стали по сортаменту (ГОСТ 1903—74 и ГОСТ 82—70).

Толщина стенки балки определяется из условия работы ее на срез: при упругой работе стали

$$t_w = \frac{1,2Q_{\max}}{h_w R_s \gamma_c}; \quad (5.63)$$

при учете развития пластических деформаций

$$t_w = \frac{Q_{\max}}{h_w R_s \gamma_c}. \quad (5.64)$$

При высоте балки, равной h_R или h_f , прочность стенки при работе на срез обеспечена. Поэтому для повышения эффективности сечения толщину стенки t_w принимают минимально возможной с тем, чтобы условная гибкость ее была близка к предельно допустимой ($\lambda_w \leq 6$)

$$t_{w, \min} = \frac{h_w}{6} \sqrt{R_y/E}. \quad (5.65)$$

Площадь сечения поясов балки

$$A_f = \frac{W}{h_w} - \frac{t_w h_w}{6}. \quad (5.66)$$

Поясные листы рекомендуется принимать из универсальной стали по ГОСТ 82—70. Из условия обеспечения общей устойчивости балки и для равномерного распределения напряжений по сечению пояса его ширину назначают в пределах $\frac{h}{5} \leq b_f \leq \frac{h}{3}$.

При компоновке сечения пояса должны быть соблюдены требования обеспечения местной устойчивости в соответствии с табл. 30 [26].

Минимальная толщина неокаймленного пояса из листа в сварных балках (принимая $b_f \approx 2b_{ef}$):

при упругой работе стали

$$t_f \geq \sqrt{\frac{A_f}{V E/R_y}}; \quad (5.67)$$

при учете развития пластических деформаций:

при $\frac{h_{ef}}{t_w} > 2,7 \sqrt{E/R_y}$

$$\sqrt{\frac{A_f t_w}{0,22 h_{ef}}} \leq t_f \leq \sqrt{\frac{A_f}{V E/R_y}}; \quad (5.68)$$

при $h_{ef}/t_w \leq 2,7$

$$t_f \geq \sqrt{\frac{A_f}{0,6 V E/R_y}}; \quad (5.69)$$

где h_{ef} — расчетная высота стенки балки; t_w — толщина стенки балки.

5.10. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СПЛОШНЫХ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК

Подкрановые балки выполняют по разрезной или неразрезной схеме и рассчитывают на прочность, устойчивость и жесткость, а при количестве циклов нагружения за весь срок эксплуатации свыше 10^6 и на выносливость.

Рекомендуемые типы сечений подкрановых балок приведены на рис. 12. Балки сварного составного сечения могут иметь более развитый верхний пояс.

В проектной практике подкрановые балки с тормозной конструкцией рассчитывают в предположении, что вертикальные нагрузки воспринимаются только сечением подкрановой балки, а горизонтальные — тормозной конструкцией, в состав которой входит верхний пояс подкрановой балки (рис. 51, а).

Нормальные напряжения в подкрановых балках проверяют по формулам:

для верхнего волокна (в точке В)

$$\sigma_B = \frac{M}{W_{xn}^B} + \frac{M_T}{W_{yn}^B} \leq R_y \gamma_c; \quad (5.70)$$

для нижнего волокна

$$\sigma_n = \frac{M}{W_{xn}^n} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.71)$$

где W_{xn}^B , W_{xn}^n — соответственно моменты сопротивления нетто верхнего и нижнего волокон балки относительно оси x — x ; W_{yn}^B — момент сопротивления для точки В относительно оси y — y тормозной балки,

состоящей из верхнего пояса подкрановой балки, горизонтального листа и окаймляющего элемента (швеллера).

При расчете подкрановых балок на прочность коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$.

Касательные напряжения и сдвигающие усилия для расчета сварных швов, прикрепляющих пояса к стенке и к тормозному листу, также определяют в предположении раздельной работы вертикальной и горизонтальной балок. Окаймляющий элемент тормозной балки

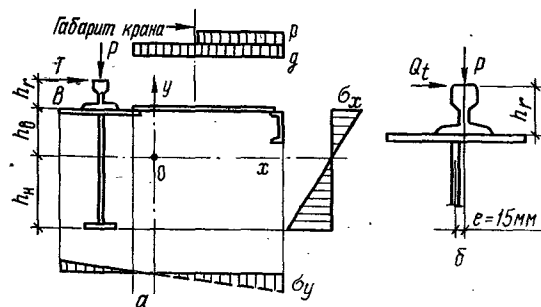


Рис. 51. К определению напряжений в сплошных подкрановых балках:
а — расчетное сечение; б — смещение рельса с оси стенки.

работает в условиях косоугольного изгиба. В нем проверяют напряжения от горизонтальной крановой нагрузки и вертикальных нагрузок — собственного веса g и полезной технологической p (рис. 51, а).

Горизонтальный лист тормозной балки рассчитывают в соответствии с правилами расчета настилов (см. параграф 4.6).

В случае тормозной конструкции в виде фермы нормальные напряжения в верхнем волокне балки проверяют с учетом возникающего продольного усилия:

$$\sigma_b = \frac{M}{W_{xn}} + \frac{N}{\varphi A_f} + \frac{M'}{W_{yn}} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.72)$$

где N — расчетное продольное усилие в верхнем поясе балки; A_f — площадь сечения брутто верхнего пояса балки; φ — коэффициент продольного изгиба верхнего пояса из плоскости балки при расчетной длине, равной расстоянию между узлами тормозной фермы d ; $M' = 0,9 \frac{T_k d}{4}$ — местный изгибающий момент в верхнем поясе балки в горизонтальной плоскости от давления катка крана T_k ; W_{yn} — момент сопротивления верхнего пояса относительно вертикальной оси.

Местные напряжения в стенке балки от давления катка крана $P_{\max}$ определяют по формуле:

$$\sigma_{loc.y} = \frac{\gamma_f P_{\max}}{t l_{ef}} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.73)$$

где γ_f — коэффициент увеличения вертикальной сосредоточенной нагрузки на отдельное колесо мостового крана, учитывающий неравно-

мерное распределение нагрузок между колесами и динамический характер нагрузки, равный для кранов:

Весьма тяжелого режима работы с жестким подвесом груза	1,6
То же, с гибким подвесом груза	1,4
Тяжелого режима работы	1,3
Для остальных	1,1

Условная длина распределения нагрузки от колеса на стенку

$$l_{ef} = c \sqrt[3]{I_f / t_w}, \quad (5.74)$$

где c — коэффициент, принимаемый равным 3,25 для сварных и прокатных балок и 4,5 для балок на высокопрочных болтах; I_f — общий момент инерции пояса балки и кранового рельса в случае приварки рельса швами, обеспечивающими их совместную работу, и сумма собственных моментов инерции пояса балки и рельса при других способах прикрепления рельса.

Приведенные напряжения в стенках подкрановых балок (за исключением балок, рассчитываемых на выносливость с количеством циклов нагружений $2 \cdot 10^6$ и более) проверяют по формуле (5.10), заменяя в ней σ_{loc} на $\sigma_{loc.y}$ по формуле (5.73), а также коэффициент 1,15 на коэффициент 1,3 при расчете опорных сечений неразрезных балок.

Подкрановые балки, эксплуатируемые с количеством циклов нагружения $2 \cdot 10^6$ и более, следует проектировать из стали с пределом текучести R_{yp} до 430 МПа. В сжатой зоне стенок таких балок должны выполняться условия прочности:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{(\sigma_x + \sigma_{loc.x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{loc.x}) \sigma_{loc.y} + \sigma_{loc.y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc.xy})^2} \leq \beta R_y, \quad (5.75)$$

$$\sigma_x + \sigma_{loc.x} \leq R_y; \quad (5.76) \quad \sigma_{loc.y} + \sigma_{fy} \leq R_y; \quad (5.77)$$

$$\tau_{xy} + \tau_{loc.xy} + \tau_{fy} \leq R_s, \quad (5.78)$$

где σ_x и τ_{xy} — нормальные и касательные напряжения, определяемые как и в формуле (5.10); $\sigma_{loc.y}$ — вычисляется по формуле (5.73); $\sigma_{loc.x} = 0,25 \sigma_{loc.y}$; $\tau_{loc.xy} = 0,3 \sigma_{loc.y}$; $\sigma_{fy} = \frac{2M_t t}{I_f}$; $\tau_{fy} = 0,25 \tau_{xy}$; β — коэффициент, принимаемый равным 1,3 для расчета сечений на опорах неразрезных балок и 1,15 в остальных случаях. Здесь $I_f = I_t + \frac{b_f t_f^3}{3}$ — сумма собственных моментов инерции кручения рельса и пояса; t_f и b_f — соответственно толщина и ширина верхнего (сжатого) пояса балки; M_t — местный крутящий момент, возникающий в стенке балки вследствие эксцентричного расположения рельса относительно стенки (рис. 51, б)

$$M_t = \gamma_f P_{\max} e + 0,75 Q_t h_r,$$

где e — условный эксцентриситет, принимаемый равным 15 мм; Q_t — поперечная расчетная горизонтальная сила, вызываемая перекосами

мостового крана и непараллельностью крановых путей, принимаемая согласно работы [13]; h_r — высота кранового рельса.

Подкрановые балки, запроектированные без тормозной конструкции (балки или фермы), необходимо проверить на общую устойчивость по формуле (5.16). При определении φ в расчет вводят ширину верхнего сжатого пояса балки. В случае балки с более развитым верхним поясом, когда сечение имеет только одну вертикальную ось симметрии, φ_b определяют в соответствии с п. 2 приложения 7 [26]. В неразрезных балках при отсутствии горизонтальных связей по нижнему менее развитому поясу общую устойчивость проверяют и при установке кранов, вызывающей сжатие в нижнем поясе. Для этого краны устанавливают в пролеты, смежные с рассчитываемым.

Таблица 53. Относительные прогибы балок и ферм крановых путей

Режим работы крана	///
Легкий (включая ручные краны, тельферы и тали)	1/400
Средний	1/500
Тяжелый и весьма тяжелый	1/600

Прогибы подкрановых конструкций в вертикальной плоскости определяют от одного крана при действии нормативных нагрузок $P_{\max}^n$ по формулам параграфа 5.5, при этом наибольший относительный прогиб не должен превышать значений, указанных в табл. 53.

Проверка на местную устойчивость элементов подкрановой балки (стенки и поясов) производится как для обычных балок (см. параграф 5.4). При этом в формулы (5.20) и (5.26) вместо σ_{loc} подставляют $\sigma_{loc.y}$ по формуле (5.73), а $\sigma_{loc.2}$ в формуле (5.30) принимают равным $0,4\sigma_{loc.y}$.

В балках под краны легкого и среднего режимов работы допускается применять двусторонние и односторонние поперечные ребра жесткости с приваркой их к стенке и к верхнему (сжатому) поясу (рис. 48). При кранах тяжелого и весьма тяжелого режимов работы применяют двусторонние ребра жесткости, при этом поперечные ребра не приваривают к поясам балки. Торцы их должны быть плотно пригнаны к верхнему поясу балки, а в случае балок с количеством циклов нагружения $2 \cdot 10^6$ и более — дополнительно остроганы. Поперечные ребра не доводят до нижнего пояса на 40...100 мм. Ширина выступающей части двустороннего ребра должна быть не менее 90 мм.

В подкрановых балках сварные поясные швы выполняют только двусторонними. Расчет поясных швов производят в соответствии с параграфом 5.6, как в обычных балках. При этом верхние поясные швы рассчитывают с учетом местного вертикального давления колес крана на единицу длины шва $V = \sigma_{loc.y} t_w$, где $\sigma_{loc.y}$ определяют по формуле (5.73).

При количестве циклов нагружения $2 \cdot 10^6$ и более верхние поясные швы выполняют с полным проваром, т. е. равнопрочными с основным металлом.

Подкрановые балки с количеством циклов $1 \cdot 10^6$ и более рассчитывают на выносливость согласно раздела 9 работы [26]. Если количество циклов нагружения составляет $2 \cdot 10^6$ и более, то верхнюю зону стенки сварной подкрановой балки рассчитывают на выносливость по формуле:

$$0,5 \sqrt{\sigma_x^2 + 0,36 \tau_{xy}^2} + 0,4 \sigma_{loc.y} + 0,5 \sigma_{fy} \leq R_v, \quad (5.79)$$

где R_v — расчетное сопротивление усталости, принимаемое для всех марок стали равным 75 МПа — для сжатой верхней зоны стенки, 65 МПа — для растянутой (опорные сечения неразрезных балок).

5.11. БАЛКИ С ГИБКОЙ СТЕНКОЙ

К балкам с гибкой стенкой (БГС) относятся изгибаемые элементы, несущая способность которых определяется с учетом работы стенки в закритической стадии после потери устойчивости. Их применение рационально при пролетах 12 м и более, прежде всего при действии сравнительно небольших нагрузок, когда сечения балок komponуют по условию обеспечения требуемой жесткости, а не прочности.

В соответствии с требованиями [26] применение разрезных балок с гибкой стенкой симметричного двутаврового сечения разрешается только под статические нагрузки. Используемая при этом сталь должна иметь предел текучести до 430 МПа (4400 кгс/см²).

Различают балки с гибкой стенкой, подкрепленной основным поперечными ребрами жесткости в пролете (рис. 52), и с гладкой (только опорные ребра).

В БГС с ребрами жесткости условную гибкость стенки допускается принимать в пределах $6 \leq \bar{\lambda}_w \leq 13$. Размеры ребер жесткости определяют как для обычных балок по формуле (5.33), максимальное расстояние между ребрами $a_{\max} = 2h_{ef}$. Расстановка ребер жесткости

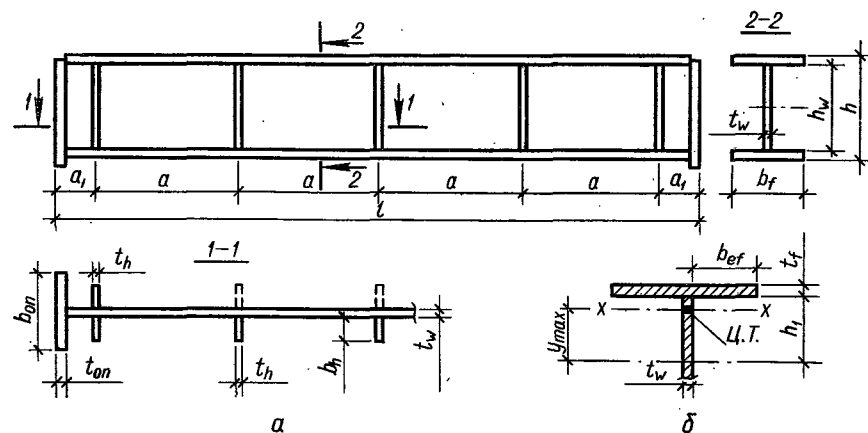


Рис. 52. Балка с гибкой стенкой:

а — схема расположения ребер жесткости; б — к определению $W_{\min}$.

соответствует требованиям, изложенным в параграфе 5.4, дополнительно на расстоянии a_1 от опорного ребра устанавливают двустороннее ребро. Расстояние a_1 должно быть не менее ширины ребра b_h и не более $1,3t_w \sqrt{E/R_y}$. В остальных сечениях применяют односторонние ребра (рис. 52, а).

Предельное значение изгибающего момента M_u , воспринимаемого сечением БГС с ребрами жесткости

$$M_u = WR_y, \quad (5.80)$$

где W — момент сопротивления балки с гибкой стенкой

$$W = A_f h_w + 0,85 \frac{t_w h_w^2}{\bar{\lambda}_w} \left(1 - \frac{1}{\bar{\lambda}_w}\right). \quad (5.81)$$

Предельное значение перерезывающей силы

$$Q_u = R_s t_w h_w \left[\frac{\tau_{cr}}{R_s} + 3,3 \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{R_s}\right) \frac{\beta \mu}{1 + \mu^2} \right], \quad (5.82)$$

где τ_{cr} и μ — соответственно критическое касательное напряжение и отношение размеров отсека стенки (см. параграф 5.4).

Коэффициент β зависит от параметра

$$\alpha = \frac{8W_{\min}}{t_w h_w^2 a^2} (h^2 + a^2), \quad (5.83)$$

где $W_{\min} = I_x / y_{\max}$ — минимальный момент сопротивления таврового сечения, образованного сжатым поясом балки и примыкающим к нему участком стенки высотой $h_1 = 0,5t_w \sqrt{E/R_y}$ (см. рис. 52, б); I_x — момент инерции таврового сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения; $y_{\max}$ — расстояние от центра тяжести сечения до наиболее удаленного волокна; a — шаг ребер жесткости.

При $\alpha \leq 0,03$

$$\beta = 0,05 + 5\alpha \geq 0,15; \quad (5.84)$$

при $0,03 < \alpha \leq 0,1$

$$\beta = 0,11 + 3\alpha \geq 0,4. \quad (5.85)$$

Прочность сечений БГС с ребрами жесткости, в которых действуют изгибающий момент M и перерезывающая сила Q , проверяют по формуле:

$$\left(\frac{M}{M_u}\right)^4 + \left(\frac{Q}{Q_u}\right)^4 \leq 1. \quad (5.86)$$

Поперечные ребра жесткости с примыкающими участками стенки длиной по $c = 0,65t_w \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра образуют расчетное сечение стержня, сжатого силой

$$N = 3,3R_s t_w h_w \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{R_s}\right) \frac{\beta \mu}{1 + \mu^2}. \quad (5.87)$$

Величину N принимают не менее значения сосредоточенной силы, приложенной над ребром.

Устойчивость такого стержня при симметричном двустороннем ребре проверяют как при центральном сжатии, при одностороннем ребре — как при внецентренном сжатии с эксцентриситетом e , равным расстоянию от оси стенки до центра тяжести расчетного сечения (см. рис. 48, д). В обоих случаях расчетная длина $l_{ef} = h_w (1 - \beta) \leq 0,7h_w$.

При условной гибкости стенки, принятой в пределах $7 \leq \bar{\lambda}_w \leq 10$, и равномерно распределенной нагрузке (или близкой к ней, например, при числе приложенных сосредоточенных грузов 5 и более), симметричной относительно плоскости стенки, разрешается применять балки с гибкой стенкой, не укрепленной ребрами жесткости в пролете. Условие несущей способности таких балок записывают так:

$$M \leq R_y W \delta, \quad (5.88)$$

где M — максимальный расчетный изгибающий момент в балке.

Момент сопротивления сечения

$$W = A_f h_w + \frac{1,4t_w h_w^2}{\bar{\lambda}_w} \left(1 - \frac{1}{\bar{\lambda}_w}\right). \quad (5.89)$$

Коэффициент, учитывающий влияние поперечной силы на несущую способность балки

$$\delta = 1 - \frac{5,6A_f h_w}{A_w l}. \quad (5.90)$$

Принятые размеры сечения БГС должны удовлетворять условию:

$$0,025 \leq \frac{A_f h}{A_w l} \leq 0,1. \quad (5.91)$$

Для обеспечения местной устойчивости сжатого пояса отношение ширины свеса b_{ef} к толщине t_f не должно превышать $0,38 \sqrt{E/R_y}$. В балках, не укрепленных ребрами жесткости, $t_f \geq 0,3 \bar{\lambda}_w t_w$.

Во всех случаях местные напряжения в стенке, определяемые по выражению (5.9), не должны превышать $0,75R_y$.

Расчет опорных ребер выполняют как для обычных балок (см. параграф 5.4).

При определении относительного прогиба балок с гибкой стенкой момент инерции поперечного сечения брутто необходимо уменьшать умножением на коэффициент $\alpha_f < 1$. Тогда при равномерно распределенной нагрузке формула (5.34) примет вид:

$$\frac{f}{l} = \frac{M_{n,\min} l}{9,6E\alpha_f I_x} \leq \left[\frac{f}{l}\right], \quad (5.34, a)$$

где $\alpha_f = 1,2 - 0,033\bar{\lambda}_w$ — для БГС с ребрами жесткости; $\alpha_f = 1,2 - 0,033\bar{\lambda}_w - \frac{h}{l}$ — для БГС без ребер.

Компоновку сечения БГС начинают с определения высоты балки. Оптимальная высота, соответствующая минимуму массы балки при действии максимального изгибающего момента M ,

$$h_R = k_\lambda \sqrt[3]{\frac{W \bar{\lambda}_w}{\delta} \sqrt{E/R_y}}. \quad (5.92)$$

Подставляя в формулу (5.92) значение $\bar{\lambda}_w$ по формуле (5.18), получим значение h_R в зависимости от толщины стенки

$$h_R = k_t \sqrt{\frac{W}{t_w \delta}}, \quad (5.93)$$

где δ — коэффициент, принимаемый равным 1 для БГС с ребрами жесткости и 0,68 для БГС без ребер; $W = M/R_y$ — требуемый момент сопротивления сечения; k_λ и k_t — коэффициенты, учитывающие влияние гибкости стенки и конструктивного оформления балки на высоту h .

Таблица 54. Значения коэффициентов k_λ и k_t в БГС с ребрами жесткости

Ψ_w/Ψ_f	Коэффициент	Условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$				
		6	8	10	12	13
1,0	k_λ	1,094	1,071	1,057	1,047	1,044
	k_t	1,144	1,108	1,087	1,072	1,066
1,1	k_λ	1,050	1,030	1,018	1,010	1,007
	k_t	1,075	1,046	1,028	1,015	1,011
1,2	k_λ	1,012	0,995	0,985	0,978	0,975
	k_t	1,018	0,993	0,997	0,967	0,963

Для БГС с ребрами жесткости:

$$k_\lambda = \sqrt[3]{\frac{\Psi_f}{\Psi_w \left[1 - \frac{1,7}{\Psi_w \bar{\lambda}_w} \left(1 - \frac{1}{\bar{\lambda}_w} \right) \right]}}; \quad (5.94)$$

$$k_t = \sqrt[3]{\frac{\Psi_f}{\Psi_w \left[1 - \frac{1,7}{\Psi_w \bar{\lambda}_w} \left(1 - \frac{1}{\bar{\lambda}_w} \right) \right]}}. \quad (5.95)$$

В БГС без ребер жесткости:

$$k_\lambda = \sqrt[3]{\frac{\Psi_f}{\Psi_w \left[1 - \frac{2,8}{\Psi_w \bar{\lambda}_w} \left(1 - \frac{1}{\bar{\lambda}_w} \right) \right]}}; \quad (5.96)$$

$$k_t = \sqrt[3]{\frac{\Psi_f}{\Psi_w \left[1 - \frac{2,8}{\Psi_w \bar{\lambda}_w} \left(1 - \frac{1}{\bar{\lambda}_w} \right) \right]}}. \quad (5.97)$$

Значения коэффициентов k_λ и k_t приведены в табл. 54 и 55. В БГС с ребрами жесткости принимают отношение $\Psi_w/\Psi_f \approx 1,15 \dots 1,2$ (несколько выше, чем в обычных балках), а в БГС без ребер — 1,0...1,05.

Минимальная высота балки с гибкой стенкой, обеспечивающая требуемую жесткость при полном использовании несущей способности

материала ($\sigma = R_y$), определяется по формуле (5.62) с введением в знаменатель коэффициента $\alpha_f < 1$.

Если $h_R < h_{\min}$, то следует перейти к компоновке сечения по условию обеспечения требуемой жесткости. Тогда оптимальная высота

$$h_f = k_{\lambda 3} \sqrt[4]{\frac{5WR_y l \lambda_w M_n}{8\alpha_f E M} \left[\frac{l}{f} \right]} \quad (5.98)$$

или (в зависимости от толщины стенки)

$$h_f = k_{t3} \sqrt[3]{\frac{5WR_y l}{8\alpha_f E t_w} \left[\frac{l}{f} \right] \frac{M_n}{M}}, \quad (5.99)$$

где $k_{\lambda 3}$ и k_{t3} — коэффициенты, принимаемые по табл. 52.

Таблица 55. Значения коэффициентов k_λ и k_t в БГС без ребер жесткости

Ψ_w/Ψ_f	Коэффициент	Условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$			
		7	8	9	10
1,0	k_λ	1,150	1,130	1,114	1,102
	k_t	1,234	1,201	1,176	1,156
1,1	k_λ	1,097	1,080	1,067	1,056
	$-k_t$	1,149	1,122	1,102	1,086

При использовании формулы (5.98) гибкость стенки λ_w необходимо задавать предварительно. Если нет ограничений на высоту балки, то при проектировании стремятся к достижению максимально возможной гибкости стенки, так как при этом масса балки уменьшается.

В балках с гибкой стенкой, воспринимающих небольшие нагрузки, решающей является компоновка сечения по условию жесткости.

Выбор оптимальной высоты балки по формулам (5.92) и (5.98) возможен при выполнении условия (5.86) для крайнего отсека, где действует преимущественно перерезывающая сила. В балках с поясами из листовой стали коэффициент β в формуле (5.82) равен 0,15 и значение предельной перерезывающей силы Q_u по формуле (5.82) помимо марки стали и условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w$ зависит от отношения размеров отсека μ . Меняя шаг ребер жесткости, можно получить требуемую несущую способность крайнего отсека по перерезывающей силе.

После определения высоты балки уточняют толщину стенки t_w и определяют требуемую площадь сечения пояса A_f , исходя из формул (5.81) и (5.89). Для обеспечения местной устойчивости пояса его толщина должна удовлетворять условию:

$$t_f \geq \sqrt{\frac{A_f}{0,76 \sqrt{E/R_y}}}. \quad (5.100)$$

Подобранное с учетом конструктивных требований сечение проверяют на прочность и жесткость по выражениям (5.86) и (5.34, а).

Если устойчивость стенки в опорном отсеке при расчете по формуле (5.20) обеспечена, то постановка дополнительного двустороннего ребра вблизи опор не требуется. В этом случае опорный отсек работает как в обычной балке.

В балках с гибкой стенкой сварные соединения, в том числе и при-крепляющие промежуточные и опорные ребра, выполняют двусторон-ними угловыми швами.

5.12. БАЛКИ С ПЕРФОРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

Балки с перфорированной стенкой получают разрезкой стенки дву-тавра по зигзагообразной линии с последующим совмещением и свар-кой встык разрезанных частей по выступающим кромкам стенки (рис. 53), в результате чего высота исходного двутавра может быть повышена в 1,5 раза, что, в свою очередь, приводит к повышению не-

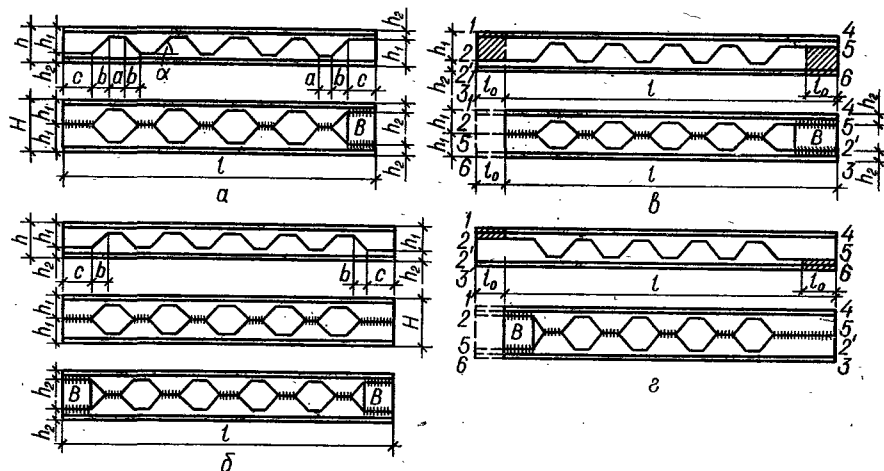


Рис. 53. Схемы компоновки перфорированных двутавров:

а — при несимметричном раскрое; б — при симметричном раскрое без отходов; в, г — с симметричным расположением отверстий относительно середины (В — вставка).

сущей способности и жесткости перфорированного профиля без уве-личения площади сечения. Простота и однотипность технологических операций при изготовлении перфорированных профилей делают их перспективными для автоматизированного изготовления.

В балочных конструкциях исходный двутавр раскраивают симме-трично относительно продольной оси параллельно полкам (рис. 53). При этом получают перфорированный профиль с параллельными пол-ками и одинаковыми геометрическими характеристиками сечения по длине.

Для получения перфорированного элемента переменной высоты по длине с разными геометрическими характеристиками раскрой ис-ходного двутавра осуществляют относительно продольной оси, на-клонно расположенной к полкам (рис. 54, а) [5].

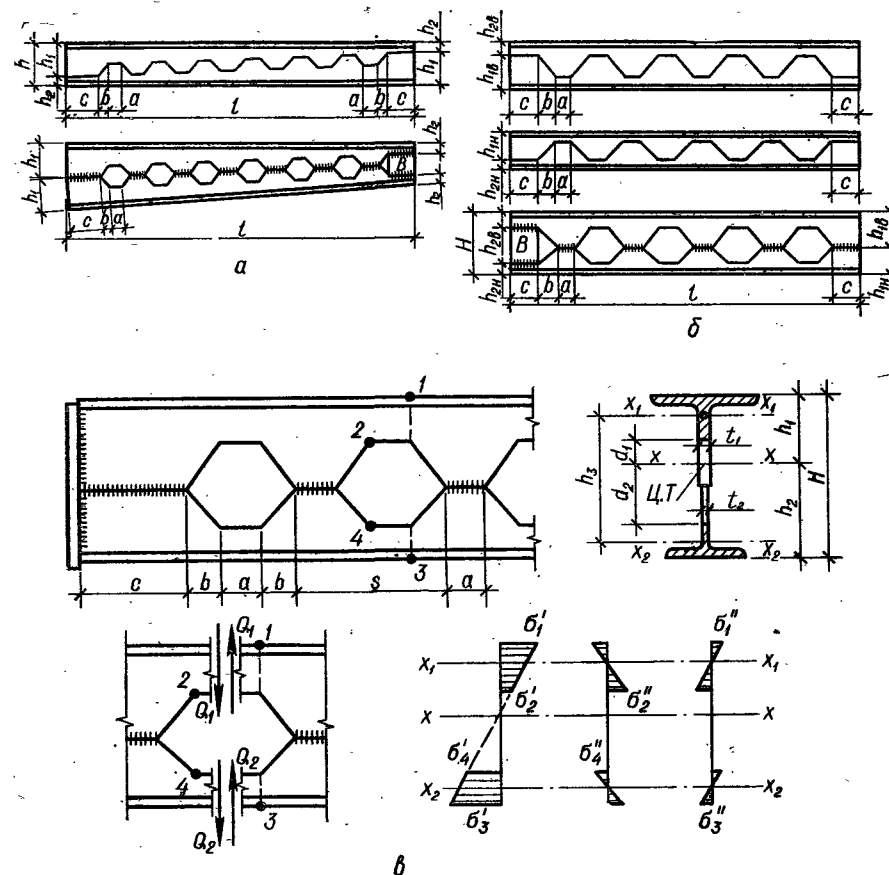


Рис. 54. К расчету перфорированных двутавров:

а — переменной высоты; б — бистандартного двутавра; в — расчетная схема (В — вставка).

Экономичность сквозного двутавра и трудоемкость его изготовле-ния зависит от возможности использовать исходную заготовку без отходов, что в свою очередь определяется принятой схемой роспуска исходного двутавра.

При равномерно распределенной нагрузке отверстия по длине балки могут располагаться произвольно.

В этом случае используют несимметричную схему роспуска исходного двутавра относительно середины длины (рис. 53, а). При этом все перфорированные двутавры получают одного типа, без отходов, со вставкой на одном конце. Отверстия в таких двутаврах расположены несимметрично относительно середины длины.

При симметричном роспуске относительно середины длины перфо-рированные двутавры без отходов могут быть образованы двух типов из каждой пары исходных двутавров — без вставок на концах и со вставками на обоих концах (рис. 53, б). Отверстия в перфорированных

двутаврах обоих типов расположены симметрично, однако на разных расстояниях относительно середины длины.

При сосредоточенных грузах, которые располагаются регулярно и симметрично относительно середины, раскрой балки должен быть выполнен таким образом, чтобы сосредоточенные грузы находились над сплошными участками стенки. Для этого длина заготовки исходного двутавра должна быть больше расчетного пролета l компоновки балки на размер $l_0 = a + b$, а схема раскройки заготовки принимается симметрично относительно середины пролета готовой балки.

Выбирая начальное положение линии раскройки, можно получить требуемое расположение отверстий, симметричное относительно середины пролета (рис. 53, в, г). При этом участки длиной l_0 каждой из составных частей идут в отход, а на одном конце балки устраивается вставка из листа.

Экономически целесообразным решением является компоновка перфорированного бистального двутавра, в котором нижняя часть, работающая на растяжение, принимается из низколегированной стали, а верхняя, работающая на сжатие, — из низкоуглеродистой. Верхняя часть такого сечения выполняется из профиля большего номера, чем нижняя, имеет более широкую полку, а это положительно сказывается на общей устойчивости при изгибе. Кроме того, лучше обеспечивается устойчивость стенки верхнего сжатого тавра. Компоновка бистального перфорированного двутавра показана на рис. 54, б.

Рекомендуемые параметры роспуска: $a \geq 90$ мм; $\alpha = 40 \dots 70^\circ$; $h_1 = \xi h$; $h_2 = (1 - \xi) h$, $\xi = 0,6 \dots 0,75$ (обычно принимают $\xi = 0,75$). Длина сплошного участка у опорного сечения $c \geq 250$ мм.

Между сосредоточенными силами необходимо располагать целое число отверстий

$$n_0 = \frac{l_0}{s},$$

где l_0 — расстояние между сосредоточенными силами; $s = 2a + 2b$ — расстояние между центрами перемычек; $b = (h - 2h_2) \operatorname{ctg} \alpha = (2\xi - 1) h \operatorname{ctg} \alpha$.

Выбор параметров роспуска при заданном расстоянии l_0 может быть направлен на поиск либо необходимого количества отверстий n_0 , либо значения a , соответствующего целому числу n_0 . В первом случае достаточно принять, что $a = b$ и $\alpha = 45^\circ$. Тогда $s = 4b$, $b = = (2\xi - 1) h$ и

$$n_0 = \frac{l_0}{4(2\xi - 1)h} \quad (5.101)$$

Во втором случае, принимая $\alpha = 45^\circ$ и задавая значение n_0 , получают

$$a = \frac{l_0 - 2n_0h(2\xi - 1)}{2n_0} \quad (5.102)$$

Полученные по формулам (5.101) и (5.102) значения уточняют с соответствующей корректировкой остальных параметров.

Расчет перфорированных балок на прочность с достаточной для практических целей точностью производится по приближенной теории, в соответствии с которой нормальные напряжения в местах расположения отверстий вызываемые совместным действием изгибающего момента M и перерезывающей силы Q (рис. 54, в). Дополнительные напряжения σ_i от перерезывающей силы Q определяются как в безраскосных фермах, полагая моменты в перемычках в сечении по оси отверстия равными нулю. При этом принимают, что сила Q распределяется между составляющими таврами пропорционально их жесткости. В соответствии с этой расчетной схемой нормальные напряжения проверяют в наиболее напряженных точках на участке расположения отверстия:

точка 1

$$\sigma_1 = \frac{Mh_1}{I_x} + \frac{Q_1 a}{2W_{1.\max}} \leq R_{y1}\gamma_c;$$

точка 2

$$\sigma_2 = \frac{Md_1}{I_x} + \frac{Q_1 a}{2W_{1.\min}} \leq \frac{R_{u1}\gamma_c}{\gamma_u}; \quad (5.103)$$

точка 3

$$\sigma_3 = \frac{Mh_2}{I_x} + \frac{Q_2 a}{2W_{2.\max}} \leq R_{y2}\gamma_c;$$

точка 4

$$\sigma_4 = \frac{Md_2}{I_x} + \frac{Q_2 a}{2W_{2.\min}} \leq \frac{R_{u2}\gamma_c}{\gamma_u}.$$

Здесь M — изгибающий момент в сечении, где расположена рассматриваемая точка; Q_1 и Q_2 — поперечные силы, воспринимаемые тавровыми сечениями; I_x — момент инерции сечения балки с отверстием относительно оси $x-x$; $W_{1.\max}$ и $W_{1.\min}$ — наибольший и наименьший моменты сопротивления верхнего таврового сечения; $W_{2.\max}$ и $W_{2.\min}$ — то же, нижнего таврового сечения; R_{y1} , R_{u1} , R_{y2} , R_{u2} — расчетные сопротивления проката для верхнего и нижнего таврового сечений, выполняемых согласно нормативным указаниям [26] из стали с пределом текучести до 580 МПа (5900 кгс/см²).

Величины Q_1 и Q_2 определяют в зависимости от действующей в сечении по оси отверстия поперечной силы Q и моментов инерции I_1 и I_2 верхнего и нижнего тавровых сечений относительно собственных осей, параллельных полкам:

$$Q_1 = Q \frac{I_1}{I_1 + I_2}; \quad Q_2 = Q \frac{I_2}{I_1 + I_2}.$$

В моностальных балках с одинаковыми сечениями верхних и нижних тавров достаточно проверить напряжения только в двух точках одного из тавров. Характеристики тавровых сечений и моностальных перфорированных двутавров при коэффициенте раскройки $\xi = 0,75$ приведены в табл. 56.

Таблица 56. Сквозные двутавры из двутавров по ГОСТ 26020—83

Исходный двутавр	Характеристика тавров высотой $h_T = 0,25h$						Характеристики сквозного двутавра				
	h_T , мм	A_T , см ²	I_{xT} , см ⁴	W_{xTmax} , см ³	W_{xTmin} , см ³	Z , см	H , мм	на участке с отверстием		на участке без отверстия	
								I_x , см ⁴	W_x , см ³	A , см ²	W_x , см ³
10 Б1	25,0	4,13	1,32	2,42	0,68	0,55	150,0	402,6	53,68	12,37	60,3
12 Б1	29,4	4,40	2,28	3,86	0,97	0,59	176,0	600,1	68,04	13,26	76,58
12 Б2	30,0	5,28	2,21	3,55	0,93	0,62	180,0	746,2	82,92	15,85	93,15
14 Б1	34,3	5,39	3,42	5,32	1,22	0,64	206,1	1013	98,30	16,00	109,9
14 Б2	35,0	6,57	3,90	5,48	1,40	0,71	210,0	1267	120,7	19,72	135,6
16 Б1	39,2	6,52	5,96	8,16	1,86	0,73	235,5	1603	136,1	19,32	152,0
16 Б2	40,0	8,04	7,13	8,87	2,23	0,80	240,0	2032	169,3	24,09	190,0
18 Б1	44,2	7,89	8,00	10,0	2,21	0,80	265,5	2471	186,1	23,38	208,0
18 Б2	45,0	9,59	12,58	14,23	3,48	0,88	270,0	3078	228,0	28,72	255,5
20 Б1	50,0	11,44	15,80	16,22	3,92	0,97	300,0	4535	302,3	34,09	338,5
23 Б1	57,5	13,23	24,80	23,02	5,31	1,08	345,0	6973	404,2	39,35	452,2
26 Б1	64,5	14,07	35,90	29,79	6,84	1,21	387,0	9336	482,5	43,10	546,1
26 Б2	65,2	15,93	36,23	30,03	6,81	1,21	391,5	10 826	553,0	47,53	619,4
30 Б1	74,0	16,67	72,12	53,27	11,9	1,35	444,0	14 631	659,0	50,50	742,4
30 Б2	74,75	18,85	58,03	44,16	9,42	1,31	448,5	16 918	754,4	55,64	841,3
35 Б1	86,5	19,40	88,90	57,02	12,5	1,56	519,0	23 263	896,4	60,26	1020
35 Б2	87,2	21,91	96,46	61,93	13,5	1,56	523,5	26 753	1022	66,51	1152
40 Б1	98,0	23,76	148,1	81,09	18,6	1,83	588,0	36 432	1239	74,97	1420
40 Б2	99,0	27,43	165,3	90,20	20,5	1,83	594,0	42 943	1446	84,57	1641
45 Б1	110,7	29,48	240,7	115,8	26,8	2,08	664,5	57 675	1736	93,51	1993
45 Б2	111,7	33,59	261,3	124,8	28,8	2,09	670,5	66 895	1995	104,7	2275
50 Б1	123,0	35,67	365,5	156,0	36,7	2,34	738,0	85 916	2328	114,6	2867
50 Б2	124,0	39,99	380,1	164,6	37,7	2,31	744,0	98 132	2638	125,6	3017
55 Б1	135,7	43,79	535,7	210,6	48,6	2,54	814,5	128 740	3161	139,2	3633
55 Б2	136,7	48,70	553,6	218,4	49,7	2,54	820,5	145 404	3544	152,1	4043
60 Б1	148,2	52,06	775,4	274,5	64,6	2,82	889,5	182 183	4096	166,4	4719
60 Б2	149,2	57,23	813,4	287,5	67,2	2,83	895,5	203 024	4534	180,1	5190
70 Б1	172,7	61,62	1331	384,9	96,3	3,46	1036	290 975	5615	206,2	6599
70 Б2	174,2	70,02	1424	420,8	101	3,38	1045	337 587	6458	227,2	7488
80 Б1	197,7	74,90	2301	557,1	147	4,13	1186	460 978	7770	256,6	9232
80 Б2	199,5	85,37	2397	598,5	150	4,00	1197	537 283	8977	282,5	10 500
90 Б1	223,2	90,06	3519	735,2	201	4,79	1339	703 652	10 506	314,1	12 588
90 Б2	225,0	101,3	3811	818,1	214	4,66	1350	807 910	11 969	342,1	14 129
100 Б1	247,5	107,3	5194	981,5	267	5,29	1485	1 030 940	13 885	373,0	16 611
100 Б2	249,5	122,0	5928	1133	301	5,23	1497	1 194 720	15 962	413,7	18 876
100 Б3	251,5	136,7	6177	1188	310	5,20	1509	1 361 950	18 051	454,5	21 162
100 Б4	253,2	150,9	6708	1267	335	5,30	1519	1 521 220	20 023	499,4	23 429

Касательные напряжения в перемычках на уровне сопряжения тавров проверяются по формуле, дающей результаты несколько в запас прочности:

$$\tau = \frac{Q_s}{t_2 h_3 a} \leq R_{sl} \gamma_c, \quad (5.104)$$

где Q — перерезывающая сила в сечении по оси перемычки; t_2 — толщина стенки меньшего тавра; R_{sl} — расчетное сопротивление срезу стенки тавра из малоуглеродистой стали.

В разрезных балках проверку по формуле (5.104) достаточно провести для сечения, где расположена вторая перемычка от опоры. Соответственно этому поперечная сила Q должна вычисляться для сечения на расстоянии $(c + s - 0,5a)$ от опоры.

Проверку прочности сечений на участках балки без отверстий выполняют как для сплошных балок; в случае действия сосредоточенных сил местные и приведенные напряжения проверяют соответственно по формулам (5.9) и (5.10). Если эти условия не выполняются, то в сечениях необходимо установить ребра жесткости.

Касательные напряжения в опорном сечении бистальной балки

$$\tau = \frac{QS}{It_1} \leq R_{sl} \gamma_c, \quad (5.105)$$

где Q — перерезывающая сила на опоре; S — статический момент площади сечения, лежащей выше нейтральной оси, относительно этой оси; R_{sl} — расчетное сопротивление стенки верхнего тавра срезу.

Расчет на общую устойчивость перфорированных балок ведут в соответствии с указаниями параграфа 5.3 как для прокатных балок сплошного сечения с подстановкой в расчетные формулы геометрических характеристик сечения с отверстием. В случае моносталяного двутавра необходимые геометрические характеристики принимаются по табл. 56. Расчет перфорированных балок на общую устойчивость не следует производить при выполнении требований п. 1 параграфа 5.3.

В сечениях балки без отверстий при условной гибкости стенки

$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} > 2,5$ для обеспечения местной устойчивости стенки устанавливают поперечные (односторонние или парные) ребра жесткости, размеры которых принимают согласно рекомендациям п. 12 параграфа 5.4. Местная устойчивость стенки верхних внецентренно-сжатых тавров в сечениях с отверстиями обеспечена, если при $1 < b_f/h_{ef} \leq 2$ отношение ее расчетной высоты к толщине не превышает значений, определяемых по формуле:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = 0,498 \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - \frac{b_f}{h_{ef}}} \right) \sqrt{E/R_y}, \quad (5.106)$$

где h_{ef} — расчетная высота стенки тавра, принимаемая равной расстоянию от обреза кромки до начала внутреннего закругления стенки.

Опорные ребра балок с перфорированной стенкой ставят при гибкости стенки $h_{ef}/t_w > 40$ (где t_w — меньшая толщина стенки) и проектируют по указаниям параграфа 5.7.

При определении прогиба балок в расчет вводят момент инерции сечения с отверстием I_x . Если $l/h_{ef} \geq 12$, то величину I_x уменьшают умножением на коэффициент 0,95.

Подбор сечения моно- и бистальных балок с перфорированной стенкой заключается в определении номера исходных двутавров по условиям обеспечения прочности и жесткости.

Требуемый момент сопротивления балки на участке с отверстием находят по сечению, где действует M_{max} и перерезывающая сила $Q = 0$. Из выражений (5.103) для определения напряжений в точках 1 и 3:

$$W_1^{tp} = \frac{I_x}{h_1} = \frac{M_{max}}{R_{y1} \gamma_c}; \quad W_2^{tp} = \frac{I_x}{h_2} = \frac{M_{max}}{R_{y2} \gamma_c}. \quad (5.107)$$

Требуемый момент инерции сечения балки на участке с отверстием из условия обеспечения требуемой жесткости при равномерно

распределенной или близкой к ней нагрузкам определяют по формуле:

$$I_x^{\text{тр}} = \frac{5M_n l}{0,95 \cdot 48E} \left[\frac{l}{f} \right]. \quad (5.108)$$

По полученным значениям $W_1^{\text{тр}}$, $W_2^{\text{тр}}$, $I_x^{\text{тр}}$, используя данные табл. 56, принимают исходные двутавры и komponуют сечение. После уточнения размеров раскроя a и b полученное сечение должно быть проверено.

Для эффективного использования несущей способности бистальных сечений стремятся к тому, чтобы отношение площадей сечения нижнего A_2 и верхнего A_1 тавров было обратно пропорционально отношению их расчетных сопротивлений: $A_2/A_1 \approx R_{y1}/R_{y2}$.

5.13. СТЫКИ БАЛОК

Заводские стыки прокатных профилей или листов, образующих сечение балки, выполняют сварными, монтажные — на болтах, в том числе на высокопрочных. В балках сварного составного сечения заводские стыки поясных листов и стенки рекомендуется осуществлять встык с полным проваром, размещая их в разных сечениях по длине балки. Стыки прокатных балок при статических нагрузках выполняют на листовых накладках (рис. 55, а). В невысоких балках изгибающий момент в стыке полностью передают через накладку по поясам, площадь сечения которых определяют по формуле:

$$A_{\text{нп}}^{\text{тр}} = \frac{M}{h R_y \gamma_c}, \quad (5.109)$$

где h — расстояние между осями накладок.

Прикрепление накладок к поясам рассчитывают на усилие в них $N_b = M/h$. С целью уменьшения влияния сварочных напряжений сварные швы не доводят до оси стыка на 25 мм с каждой стороны.

Поперечную силу, действующую в месте расположения стыка, воспринимают накладки на стенке. Их суммарная толщина должна быть не менее толщины стенки, ширину назначают конструктивно равной 150...200 мм. Вертикальные угловые швы, прикрепляющие накладки к стенке, рассчитывают на поперечную силу по выражению (2.13) при длине швов $l_w = l_{\text{нс}} - 1$ см.

Стыки на накладках просты в изготовлении и не требуют разделки кромок, однако являются концентраторами напряжений. Поэтому при подвижных нагрузках применяют соединение балок встык (рис. 55, б) с полным проваром. Момент, воспринимаемый таким стыком,

$$M_{\text{ст}} = W R_{wy} \gamma_c. \quad (5.110)$$

При применении физических методов контроля качества швов расчетное сопротивление сварных швов растяжению R_{wy} равно расчетному сопротивлению материала балки R_y . При отсутствии таких методов контроля $R_{wy} = 0,85 R_y$ и тогда изгибающий M момент, действующий в сечении, где расположен стык, может быть больше $M_{\text{ст}}$. Это следует учитывать при назначении места стыка по длине балки.

Монтажные стыки балок располагают в середине или симметрично относительно середины пролета, что обусловлено стремлением проектировать одинаковые отправочные элементы. Монтажные стыки на болтах (рис. 55, в) выполняют с накладками, размещая их по три на каждом поясе и две на стенке. Суммарная толщина накладок должна превышать толщину перекрываемого элемента сечения.

Болты, прикрепляющие поясные накладки, рассчитывают по усилию $N_f = A_{fn} R_y$, которое может быть воспринято поясом при усло-

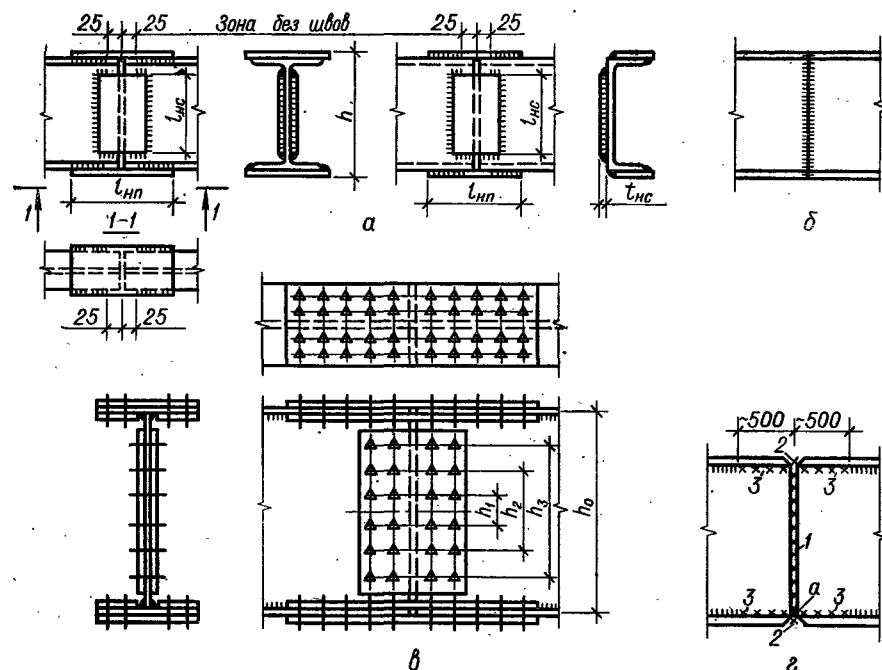


Рис. 55. Стыки балок:

а — заводские прокатных профилей на накладках; б — то же, встык; в — монтажные составных балок на высокопрочных болтах; г — то же, на сварке.

вии полного использования несущей способности стали (A_{fn} — площадь сечения нетто пояса балки). Необходимое количество болтов определяют по выражению (2.33) с использованием наименьшего из значений N_b , найденных по условию работы на срез по формуле (2.34) или на смятие по формуле (2.35) для болтов нормальной или повышенной точности, или величины Q_{bh} по формуле (2.37) для высокопрочных болтов.

После расстановки болтов с учетом их размещения с минимальными шагами проверяют ослабленное отверстием сечение пояса балки. При высокопрочных болтах проверку выполняют по выражению (2.39), принимая в качестве продольного усилия в поясах

$$N = \frac{M}{h_o} \left(1 - \frac{l_w}{l_x} \right), \quad (5.111)$$

где I_x, I_w — соответственно моменты инерции всего сечения и стенки относительно нейтральной оси сечения; h_0 — расстояние между осями поясов.

При болтах нормальной и повышенной точности в каждом ослабленном сечении должно быть выполнено условие

$$N \leq A_{fn} R_y. \quad (5.112)$$

Стык стенки рассчитывают на совместное действие перерезывающей силы Q_n и части изгибающего момента, воспринимаемого стенкой $M_w = M I_w / I_x$. Наибольшее усилие N , возникающее в наиболее удаленном от центра тяжести соединения болте от M_w , определяют по формуле (2.40). Поперечную силу условно считают распределенной равномерно на все болты, расположенные на половине накладки: $V = Q/n$. Тогда для крайних болтов должно быть выполнено условие нормальной и повышенной точности

$$S_b = \sqrt{N^2 + V^2} \leq N_b \gamma_c. \quad (5.113)$$

высокопрочных

$$S_b \leq Q_{bh} \gamma_c. \quad (5.114)$$

При расчете стыка стенки количество вертикальных и горизонтальных рядов болтов задают предварительно, а затем корректируют при необходимости. По высоте накладки болты размещают на равных расстояниях, не нарушая требований табл. 23. Размеры накладок определяют конструктивно, исходя из условий размещения найденного количества болтов.

Сварные монтажные стыки балок выполняют при специальном обосновании. Такие стыки осуществляют стыковыми швами с полным проваром без использования накладок (рис. 55, з). Если на монтаже не применяют физические методы контроля качества швов, то стык нижнего (растянутого) пояса выполняют косым. При угле наклона скоса к оси балки менее 65° (соотношение сторон скоса 1 : 2) стык является равнопрочным с основным металлом и расчетом не проверяется. В этом случае проверке подлежат напряжения, возникающие в растянутой зоне стенки балки на уровне поясных швов (в точке a на рис. 55, з)

$$\sigma_w^a = \frac{M h_w}{2 I_x} \leq R_{wy} \gamma_c.$$

Если в стыке балки действует поперечная сила, то напряжение в точке a определяют с учетом совместного действия M и Q по выражению (2.9), полагая $\sigma_{wy} = 0$.

При устройстве монтажного стыка с целью снижения сварочных напряжений в первую очередь сваривают поперечные стыковые швы стенки и поясов 1 и 2, дающие наибольшую поперечную усадку. Последними сваривают продольные угловые швы 3 (рис. 55, з).

5.14. УЗЛЫ СОПРЯЖЕНИЯ БАЛОК

Узлы сопряжения балок с балками и балок с колоннами выполняют на монтаже, и в соответствии с нормативными указаниями [26] их следует проектировать на болтах, в том числе на высокопрочных.

Болты нормальной и грубой точности применяют в узлах сопряжения балок, не подвергающихся воздействию динамических нагрузок и изготовленных из стали с пределом текучести $R_{yn} \leq 380$ МПа (3900 кг/см²). Узлы сопряжения балок из стали с $R_y > 380$ МПа (3900 кг/см²), а также рассчитываемых на выносливость и под желез-

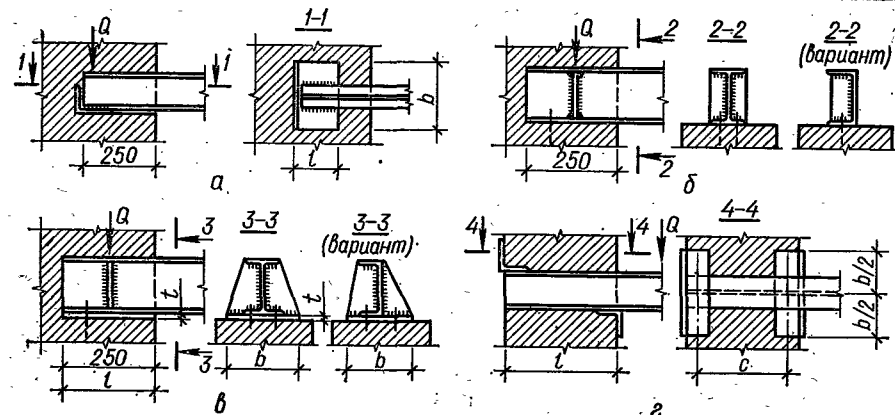


Рис. 56. Опираие балок на кирпичные стены:

• а...в — шарнирное; з — с защемлением.

нодорожные составы, следует осуществлять на высокопрочных болтах или на сварке. Сварные соединения допускаются только при соответствующем обосновании.

Конструктивное решение узлов сопряжения должно обеспечивать работу конструкций в соответствии с расчетной схемой, быть технологичным в изготовлении и на монтаже. По конструктивному признаку различают шарнирные узлы, передающие только опорную реакцию, и жесткие, воспринимающие еще и опорный момент.

Узлы опирания балок на кирпичные стены приведены на рис. 56. При небольших опорных реакциях (до 60 кН) опирание осуществляют непосредственно на кирпичную кладку через опорный уголок, который служит для увеличения площади передачи давления (рис. 56, а). При значительных опорных реакциях применяют железобетонные подушки (рис. 56, б) с непосредственным опиранием на них балок либо с опиранием через стальную плиту (рис. 56, в). Необходимая площадь опирания и размеры опорной плиты в плане определяют из условия работы бетона на сжатие, а толщины полок балок и плиты — из условия работы их на изгиб от реактивного давления подушки аналогично базам центрально-сжатых колонн (см. раздел 6).

При жестком защемлении балок, например, для консольных балок переходных площадок (рис. 56, г), наряду с опорной реакцией дейст-

вует изгибающий момент. Несущая способность такого узла лимитируется достижением сжимающими напряжениями под полкой нижнего опорного уголка расчетного сопротивления кирпичной кладки сжатию.

Наиболее технологичное сопряжение балок между собой — этажное, применимое при любых нагрузках. Фиксация положения вышележащей балки осуществляется болтами грубой или нормальной точ-

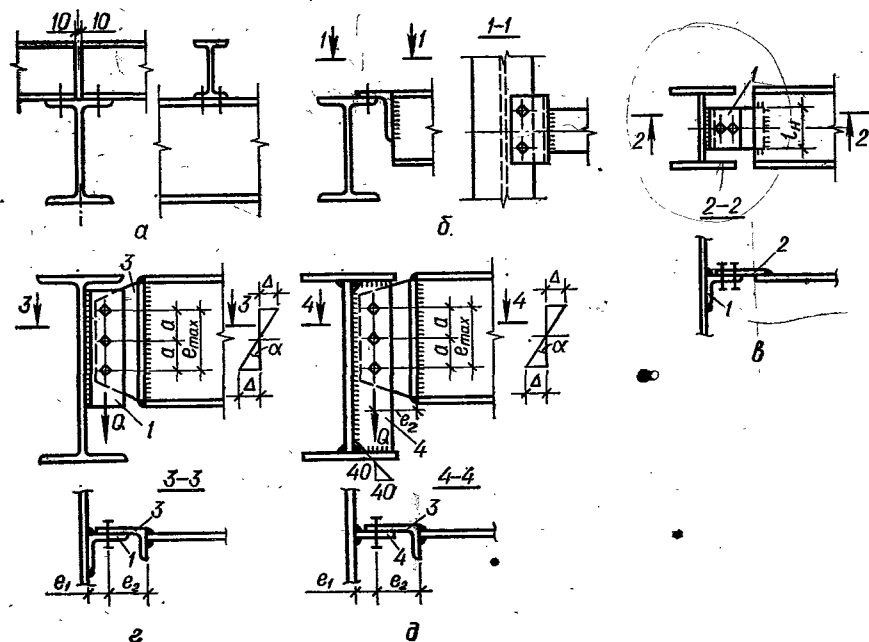


Рис. 57. Узлы шарнирного сопряжения балок:
а — этажное; б...д — в одном уровне; 1 — коротыши; 2, 3 — соединительные элементы соответственно из уголков, из листа; 4 — ребро жесткости.

ности, поставленными конструктивно. Если опорная реакция вышележащей балки превышает 100 кН, то во избежание возможного отгиба верхнего пояса нижележащей балки предусматривают в этом месте ребро жесткости, верхний торец которого пригнан к верхнему поясу (рис. 57, а).

Конструктивные решения узлов сопряжения балок в одном уровне более разнообразны. Наиболее удобно при производстве работ опирание на верхний пояс через опорный уголок (рис. 57, б). Однако опорная реакция примыкающей балки ограничена отгибом полки опорного уголка или пояса нижележащей балки.

В месте расположения ребер жесткости сопряжение балок на болтах (рис. 57, в...д) способно воспринимать значительные реакции. Расчет болтов производят по опорной реакции, увеличенной на 20% с учетом возможного неравномерного распределения усилий между болтами. При болтах нормальной и повышенной точности необходимое

их количество определяется из условия работы на смятие, поэтому уменьшение расчетного числа болтов может быть достигнуто увеличением толщин элементов, через которые проходят болты. Применение в качестве соединительных элементов неравнобоких уголков (рис. 57, г, д) более предпочтительно по сравнению с листовой накладкой (рис. 57, в). В этом случае усилие со стенки балки передается на уголок по ее оси и угловые швы работают при симметричном нагружении, что снижает концентрацию напряжений в швах и уменьшает закручивание элементов.

При отсутствии в сечении ребер жесткости сопряжение балок может быть осуществлено через уголковые коротыши (рис. 57, г), длина которых соответствует высоте примыкающей балки.

Расчетное количество болтов размещают в один ряд по направлению действия опорной реакции. При малой высоте соединяемых элементов и небольшом количестве болтов они могут быть размещены в горизонтальном направлении (рис. 57, в).

Сечение соединительных элементов (коротыша и уголка) необходимо проверить на срез с учетом ослабления сечения отверстиями для болтов:

$$\tau = \frac{3Q\alpha}{2ht} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.115)$$

где α — коэффициент, определяемый в соответствии с указаниями к формуле (5.8); t и h — толщина и высота сечения.

Узлы рассматриваемого типа являются шарнирными, а следовательно, болтовое соединение не должно препятствовать свободе поворота опорного сечения. Для этого горизонтальное смещение отверстия крайнего болта Δ не должно превышать некоторой величины δ , в качестве которой принимают нормативную разницу между диаметрами отверстий и болтов ($\delta = 2$ мм):

$$\Delta = \frac{e_{\max}}{2} \operatorname{tg} \alpha \leq \delta, \quad (5.116)$$

где α — угол поворота опорного сечения; $e_{\max}$ — расстояние между крайними болтами.

Для малых α можно принять $\operatorname{tg} \alpha \approx \alpha$. Тогда горизонтальное смещение крайнего болта, находящегося на расстоянии $0,5e_{\max}$ от нейтральной оси

$$\Delta = \frac{e_{\max}}{2} \alpha \leq \delta.$$

Учитывая, что при равномерно распределенной нагрузке $\alpha = 3,2 \frac{f}{l}$, получим условие, при выполнении которого болты воспринимают только опорную реакцию:

$$\Delta = 1,6e_{\max} \frac{f}{l} \leq \delta. \quad (5.117)$$

Для балок настила $f/l = 1/250$ и $\delta = 0,2$ см. Тогда $e_{\max} = 31,2$ см. Отсюда следует, что в случае прогиба балки, равного предельному,

шарнирное сопряжение рассматриваемого типа может быть осуществлено для двутавров не выше N40. Для расширения области применения шарнирных узлов на болтах нормальной и грубой точности можно предусматривать увеличение δ .

Сварные угловые швы, прикрепляющие ребра жесткости или коротыши к стенке главной балки, а также соединительные уголки к примыкающей балке, рассчитывают по выражению (2.20) на совместное действие опорной реакции Q и изгибающего момента $M = Qe_t$,

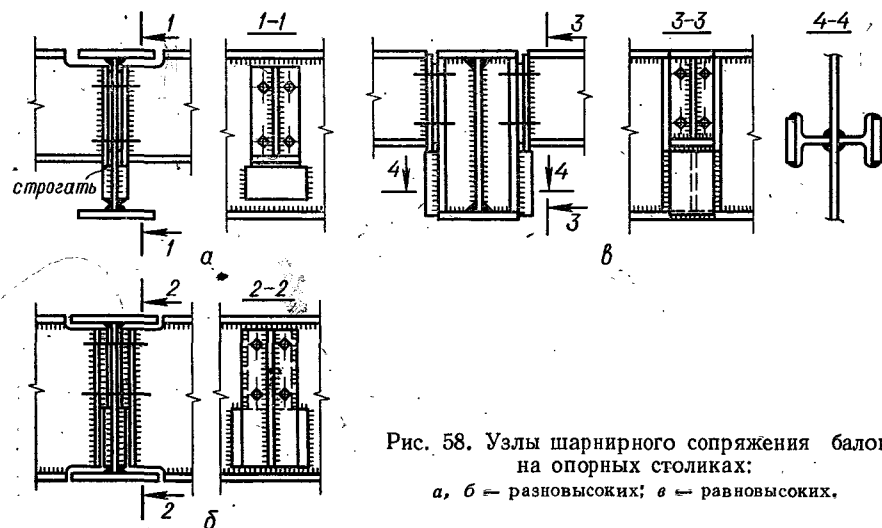


Рис. 58. Узлы шарнирного сопряжения балок на опорных столиках:
а, б — разновысоких; в — равновысоких.

где e_t (e_1 или e_2) — расстояние от оси болтового соединения до рассчитываемых угловых швов (рис. 57, а, б). В случае выполнения ребер жесткости из уголков расчетным считают только шов по обуху, принимая катет шва по перу конструктивно по данным табл. 22.

При $\Delta > \delta$ угол свободного поворота опорного сечения составит $\alpha_1 = 2\delta/e_{\max}$, что меньше угла α при шарнирном опирании ($\alpha = 2\Delta/e_{\max}$). Рассматривая $\alpha = \alpha - \alpha_1$ как отрицательный угол поворота, можно определить изгибающий момент M_6 , который необходимо воспринять болтовым соединением,

$$M_6 = \frac{3El\bar{\alpha}}{l}, \quad (5.118)$$

где l — длина примыкающей балки.

В общем случае болтовое соединение необходимо рассчитать на совместное действие Q и M_6 с учетом продольной силы N . При этом усилие, приходящееся на наиболее удаленный от оси соединения болт,

$$N_6 = \sqrt{\left(\frac{Q}{n}\right)^2 + \left(\frac{N}{n} + \frac{M_{e_{\max}}}{\sum e_t^2}\right)^2}. \quad (5.119)$$

При больших опорных реакциях, а также в случаях, когда $\Delta > \delta$, шарнирные узлы сопряжения балок целесообразно проектировать

с опорными столиками, воспринимающими опорные реакции (рис. 58). Сварные швы, прикрепляющие опорные столики к стенкам главных балок, рассчитывают на срез от $1,5Q$ (коэффициент 1,5 введен для учета возможной неравномерной передачи опорной реакции). Болты в этих узлах ставят конструктивно для фиксации положения элементов, однако при наличии в балке растягивающей продольной силы болты рассчитывают, а опорные ребра балок проверяют на отгиб. Свобода поворота опорного сечения обеспечивается податливостью опорных ребер и полок ребер жесткости.

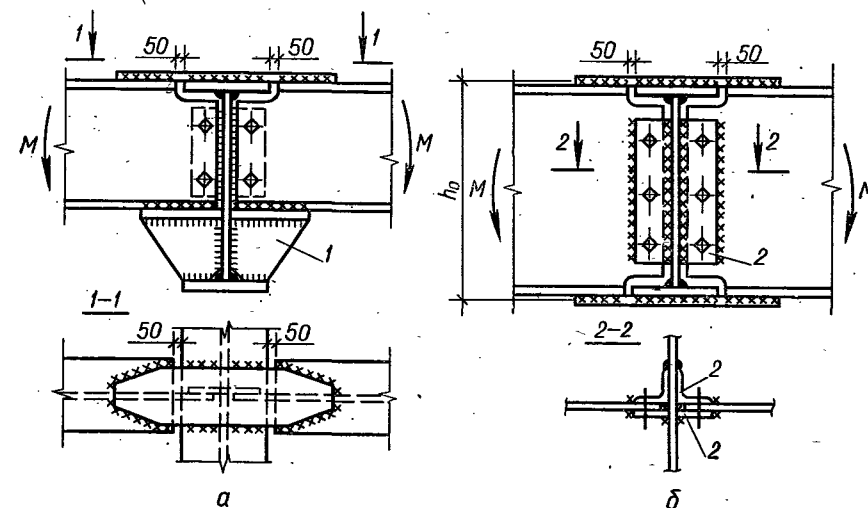


Рис. 59. Узлы жесткого сопряжения балок:
а — разновысоких; б — равновысоких; 1 — опорный столик; 2 — уголкового и листовая накладки.

В жестких узлах сопряжения неразрезных второстепенных балок с главными (рис. 59) вертикальная опорная реакция передается на главную балку через опорный столик, если балки разной высоты, либо через ребро жесткости (коротыш) при балках одинаковой высоты, а опорный изгибающий момент M воспринимается соединительными накладками. Расчетное усилие в накладке определяют, исходя из расстояния между осями накладок h ($N_n = M/h$), требуемая площадь сечения накладки $A_n = N_n/R_y\gamma_c$. Длина накладки зависит от длины прикрепляющих ее сварных швов или размещения необходимого количества высокопрочных болтов, рассчитываемых на усилие N_n . Верхняя полка столика для этого должна быть соответствующим образом развита вдоль примыкающей балки и приварена к стенке главной балки из условия восприятия силы N_n .

В жестких узлах опорная реакция может передаваться также на ребро жесткости через болты или сварку.

6.1. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ДЛИН КОЛОНН

1. Расчетная длина колонн постоянного сечения или отдельных участков ступенчатых колонн

$$l_{ef} = \mu l_c \quad (6.1)$$

где l_c — геометрическая длина колонны (или участка) постоянного сечения; μ — коэффициент расчетной длины, вычисляемый в зависимости от условий закрепления концов колонн и характера нагрузки.

Для колонн постоянного сечения с четко определенными условиями закрепления концов (несмещаемые шарниры, полное защемление, свободный верхний конец и т. п.) коэффициент μ принимают по

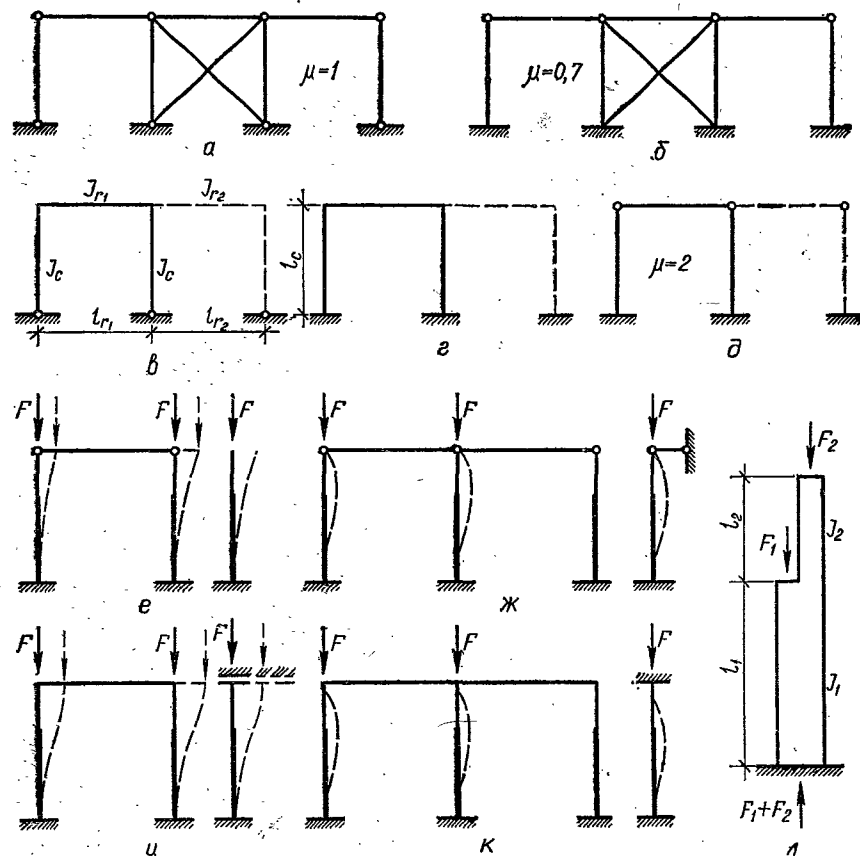


Рис. 60. К определению расчетной длины колонн: а — в связевой системе; б — в рамно-связевой системе; в...д — в рамных системах с колоннами постоянного сечения; е, и — в однопролетных рамах со ступенчатыми колоннами; ж, к — то же, в многопролетных рамах; л — обозначения для расчета.

Таблица 57. Коэффициенты μ колонн и стоек постоянного сечения

Схема закрепления концов и вид нагрузки		Коэффициент μ	Схема закрепления концов и вид нагрузки		Коэффициент μ
Номер	Эскиз		Номер	Эскиз	
1		1,0	5		1,0
2		0,7	6		2,0
3		0,5	7		0,725
4		2,0	8		1,12

табл. 57. Схемы 1 и 2 табл. 57 характерны для колонн рабочих площадок при условии, что верхний конец закреплен от горизонтального смещения системой вертикальных связей по колоннам. Для этого в пределах длины площадки должна быть предусмотрена связевая панель (рис. 60, а, б).

2. Если геометрическая неизменяемость системы обеспечивается за счет рамности (связи по колоннам отсутствуют), то значение коэффициента μ определяют с учетом действительной жесткости ригелей, примыкающих к колоннам.

При жестком сопряжении колонн постоянного сечения одноэтажных рам с ригелями и при приложении нагрузки в уровне верхних узлов коэффициенты расчетной длины μ определяют с учетом жесткости примыкающих ригелей при закреплении колонн в фундаментах:

шарнирном (рис. 60, в)

$$\mu = 2 \sqrt{1 + \frac{0,38}{n}}; \quad (6.2)$$

жестком (рис. 60, г)

$$\mu = \sqrt{\frac{n + 0,56}{n + 0,14}}. \quad (6.3)$$

В формулах (6.2) и (6.3)

$$n = \frac{l_c}{I_c} \left(\frac{I_{r1}}{l_{r1}} + \frac{I_{r2}}{l_{r2}} \right),$$

где I_c , l_c — соответственно момент инерции и геометрическая длина рассчитываемой колонны; I_{r1} , I_{r2} , l_{r1} , l_{r2} — соответственно моменты инерции сечения и длины ригелей, примыкающих к колонне.

Таблица 58. Коэффициенты μ рамных колонн постоянного сечения

Закрепление нижнего конца колонны в фундаменте	Значение n							
	0	0,2	0,3	0,5	1	2	3	≥ 10
Жесткое	2	1,5	1,4	1,28	1,17	1,09	1,06	1,0
Шарнирное	—	3,4	3,0	2,64	2,35	2,18	2,12	2,0

При шарнирном сопряжении ригеля с колонной в формуле (6.3) принимают $n = 0$, тогда $\mu = 2$. Значения коэффициентов μ , найденных по формулам (6.2) и (6.3) при различных n , приведены в табл. 58.

При неравномерном распределении нагрузки между колоннами и наличии жесткого диска покрытия (жесткой кровли, продольных связей ферм), связывающего поверху все колонны, значение μ , рассчитанное по формулам (6.2) и (6.3), следует уменьшить для наиболее нагруженной колонны умножением на $\sqrt{\frac{\Sigma N I_c}{N_c \Sigma I}}$, но не менее чем на 0,7. Здесь ΣN и ΣI — соответственно сумма расчетных усилий и моментов инерции сечений всех колонн рассматриваемой рамы и четырех соседних рам (по две с каждой стороны); N_c и I_c — соответственно расчетное усилие и момент инерции сечения рассматриваемой колонны.

3. При расчете ступенчатых колонн с участками постоянного сечения коэффициенты расчетной длины определяют для каждого участка в отдельности. При этом делают ряд упрощающих допущений.

Полагают, что рама загружается только силами, сосредоточенными в ее узлах.

Определяют расчетные длины колонн для комбинации нагрузок, дающей наибольшие значения продольных сил на отдельных участках колонн, и полученные значения μ используют для других комбинаций нагрузок.

В однопролетных рамах обе колонны считаются загруженными критическими силами, что позволяет не учитывать поддерживающего

влияния колонн друг на друга. В качестве расчетной схемы колонны принимается стержень, защемленный внизу и со свободным верхним концом при шарнирном опирании ригеля на колонну и закрепленным только от поворота при жестком опирании ригеля на колонну (рис. 60, е, и).

В многопролетных рамах (с числом пролетов два и более) предполагается, что критической силой загружены и могут потерять устойчивость только часть колонн. При наличии жесткого диска покрытия или продольных связей, связывающих поверху все колонны и обеспечивающих пространственную работу каркаса, рассчитываемая колонна рассматривается как стержень с несмещаемым верхним концом при шарнирном или жестком соединении его с ригелем (рис. 60, ж, к).

Таблица 59. Коэффициенты μ одноступенчатых колонн

Условия закрепления верхнего конца колонны	Коэффициенты μ_1 для нижнего участка при		Коэффициенты μ_2 для верхнего участка
	$0,3 > \frac{I_2}{I_1} \geq 0,1$	$0,1 > \frac{I_2}{I_1} \geq 0,05$	
Свободный конец	2,5	3,0	3,0
Закрепленный только от поворота	2,0	2,0	3,0
Неподвижный, шарнирно опертый конец	1,6	2,0	2,5
Неподвижный, закрепленный от поворота	1,2	1,5	2,0

Для нижнего (подкранового) участка одноступенчатых колонн, жестко закрепленных в фундаментах, коэффициент расчетной длины в плоскости рамы μ_1 определяют в зависимости от параметров:

$$n = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2}; \quad \alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}}; \quad \beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2},$$

где I_1 , I_2 — соответственно моменты инерций нижнего и верхнего участков колонны; l_1 , l_2 — соответственно длина нижнего и верхнего участков колонны; $F_1 + F_2$ — расчетное максимальное сжимающее усилие в нижней части колонны; F_2 — усилие в верхней части колонны, соответствующее расчетному $F_1 + F_2$ (рис. 60, л).

При расчете однопролетных рам коэффициенты μ_1 определяют: при верхнем конце, свободном от закреплений, по табл. 67 работы [26]; при верхнем конце, закрепленном от поворота и при возможности его свободного смещения, — по табл. 68 работы [26].

Для одноступенчатых колонн многопролетных рам с несмещаемым верхним концом, шарнирно опертом или закрепленном от поворота, для нижнего участка колонны

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta - 1)}{\beta}}, \quad (6.4)$$

где μ_{12} , μ_{11} — коэффициенты расчетной длины нижнего участка соответственно при $F_1 = 0$ и $F_2 = 0$.

Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} при шарнирном опирании верхнего конца принимают по табл. 69 работы [26]; при неподвижном, закрепленном от поворота — по табл. 70 работы [26].

Для верхних участков колонн коэффициент расчетной длины в плоскости рамы

$$\mu_2 = \mu_1/\alpha_1 \leq 3. \quad (6.5)$$

Коэффициенты расчетных длин одноступенчатых колонн, для которых выполняются условия $l_2/l_1 \leq 0,6$ и $\beta \geq 3$, с достаточной степенью точности можно определять по данным табл. 59. Для двухступенчатых колонн их определяют по формулам приложения 6 работы [26].

4. Коэффициенты расчетной длины колонн (участков колонн) постоянного сечения из плоскости рамы при наличии вертикальных связей по колоннам в продольном направлении принимают на основе расчетных схем, учитывающих фактические условия закрепления концов колонн (схемы 1 и 2 табл. 57). При этом коэффициент расчетной длины μ нижних участков ветвей ступенчатых решетчатых колонн из плоскости рам (от опорных плит баз до ближайших распорок или подкрановых балок) принимают равным 0,8. Для остальных участков колонны $\mu = 1$.

6.2. ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

Центрально-сжатая колонна как конструктивный элемент состоит из оголовка, непосредственно воспринимающего нагрузку от вышележащих конструкций; стержня, передающего нагрузку от оголовка к базе; базы, закрепляющей стержень в фундаменте в соответствии с принятой расчетной схемой и равномерно распределяющей нагрузку на фундамент (рис. 61).

В центрально-сжатых колоннах, применяемых в рабочих площадках, конструктивное решение оголовка и опирающейся конструкции должно обеспечивать передачу нагрузки строго по центру тяжести сечения. Это достигается устройством торцевых опорных ребер в разрезных балках и центрирующей подкладки в неразрезных (рис. 61, а, б).

При внутренних опорных ребрах в разрезных балках колонна работает как центрально-сжатая в том случае, если реакции балок равны. При отсутствии временной нагрузки на одной из опирающихся балок колонна испытывает внецентренное сжатие (рис. 61, в).

Длину колонны l_c принимают равной расстоянию от верха фундамента до верха плиты оголовка. Нагрузка на центрально-сжатую колонну передается в виде опорных реакций вышележащих конструкций.

В зависимости от действующей нагрузки и высоты колонны стержень ее проектируют сплошного или сквозного постоянного по высоте сечения. В производственных зданиях широко применяют сплошнотенчатые колонны из прокатных двутавров типа К по ГОСТ 26020—83 или сварного составного сечения. Они технологичны в изготовлении. При небольших продольных усилиях и высоте свыше 6 м рациональны сквозные колонны из двух прокатных швеллеров полками внутрь или из двух двутавров.

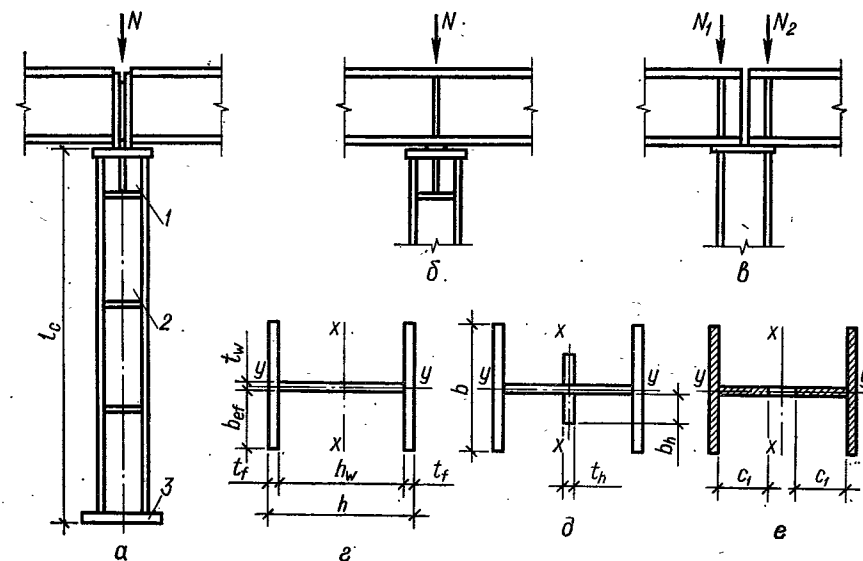


Рис. 61. Сплошнотенчатая центрально-сжатая колонна: а — конструктивная схема; б, в — схемы передачи нагрузки; г...е — варианты расчетных сечений; 1 — оголовок; 2 — стержень; 3 — база.

1. Расчет и конструирование стержня сплошнотенчатых колонн. Стержень сплошной колонны, не имеющий ослабления сечения, рассчитывают на устойчивость по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c, \quad (6.6)$$

где A — площадь сечения стержня колонны брутто; γ_c — принимают по табл. 3; φ — коэффициент продольного изгиба.

Значения φ в зависимости от условной гибкости стержня $\bar{\lambda}$ и расчетного сопротивления стали R_y :

при $0 < \bar{\lambda} \leq 2,5$

$$\varphi = 1 - (0,073 - 5,53 R_y/E) \bar{\lambda} \sqrt{\bar{\lambda}}; \quad (6.7)$$

при $2,5 < \bar{\lambda} \leq 4,5$

$$\varphi = 1,47 - 13,0 \frac{R_y}{E} - \left(0,371 - 27,3 \frac{R_y}{E}\right) \bar{\lambda} + \left(0,0275 - 5,53 \frac{R_y}{E}\right) \bar{\lambda}^2; \quad (6.8)$$

при $\bar{\lambda} > 4,5$

$$\varphi = \frac{332}{\bar{\lambda}^2 (51 - \bar{\lambda})}. \quad (6.9)$$

Здесь

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad \lambda = \frac{l_{ef}}{i}, \quad (6.10)$$

где λ — гибкость стержня; l_{ef} — расчетная длина стержня колонны, определяемая в соответствии с параграфом 6.1; i — радиус инерции сечения.

Расчет на устойчивость должен быть произведен относительно центральных осей сечения стержня $x — x$ и $y — y$ (рис. 61, з), для чего вычисляют гибкости:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}; \quad (6.11)$$

где λ_x, λ_y — гибкости стержня колонны в плоскостях, перпендикулярных к осям соответственно $x — x$ и $y — y$; i_x, i_y — радиусы инерции сечения относительно осей соответственно $x — x$ и $y — y$.

Коэффициент продольного изгиба φ в формуле (6.6) определяют по максимальной из гибкостей — λ_x или λ_y .

При этом λ не должны превышать предельных гибкостей $\lambda_{пр}$, которые вычисляют для колонн:

$$\lambda_{пр} = 180 - 60\alpha; \quad (6.12)$$

второстепенных

$$\lambda_{пр} = 210 - 60\alpha. \quad (6.12, a)$$

Коэффициент

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \quad (6.13)$$

и принимается не менее 0,5.

Численные значения φ для ряда значений R_y могут быть определены по табл. 72 [26].

Короткие колонны, имеющие ослабление сечения, дополнительно проверяют на прочность

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \gamma_c, \quad (6.14)$$

где A_n — площадь сечения нетто.

В формулы (6.6) и (6.14) подставляют минимальные значения R_y , соответствующие элементам сечения наибольшей толщины.

Местная устойчивость стенки и полок центрально-сжатых колонн, выполняемых из прокатных двутавров типа К по ГОСТ 26020—83, всегда обеспечена и проверке не подлежит.

Для обеспечения местной устойчивости стенки двутавровой колонны сварного составного сечения, а также из двутавров типа Б и Ш по ГОСТ 26020—83 должны быть выполнены условия:

при $\bar{\lambda} \leq 0,8$

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad (6.15)$$

при $\bar{\lambda} > 0,8$

$$(0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} \geq \frac{h_{ef}}{t_w} \leq 2,9 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где $\bar{\lambda}$ — максимальная фактическая гибкость колонны; h_{ef}, t_w — расчетные высота и толщина стенки колонны, определяемые как для балок в соответствии с параграфом 5.4.

Если условия не выполнены и увеличение толщины стенки нежелательно, то можно:

а) укрепить стенку по середине продольным ребром жесткости (рис. 61, д). При этом предельное значение h_{ef}/t_w по формулам может быть увеличено в β раз. Коэффициент β определяют при $I_{sl}/h_{ef}^3 t_w \leq 6$ по формуле:

$$\beta = 1 + 0,4 \frac{I_{sl}}{h_{ef}^3 t_w} \left(1 - 0,1 \frac{I_{sl}}{h_{ef}^3 t_w} \right), \quad (6.16)$$

где I_{sl} — момент инерции сечения продольного ребра относительно оси $y — y$, если ребро парное, и относительно ближайшей грани стенки, если ребро одностороннее.

Минимальные размеры продольных ребер необходимо принимать, как для основных поперечных ребер балок (см. п. 12 параграфа 5.4), а площадь сечения их включать в расчетное сечение колонны.

б) если h_{ef}/t_w превышает предельные значения $[h_{ef}/t_w]$ не более чем в 1,5 раза, допускается ввести в расчет участок стенки с предельными размерами, определенными по формуле (6.15). Тогда в формулу (6.6) подставляют $A = 2A_f + 2c_1 t_w$, где $c_1 = 0,5 [h_{ef}/t_w] t_w$ (рис. 61, е).

Для обеспечения местной устойчивости полки двутаврового сварного составного сечения отношение расчетной ширины неподкрепленного свеса b_{ef} к толщине полки t_f должно удовлетворять условию

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,10\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (6.17)$$

При определении b_{ef}/t_f по формуле (6.17) принимают $\bar{\lambda} = 0,8$ в случае $\bar{\lambda} < 0,8$ и $\bar{\lambda} = 4$ в случае $\bar{\lambda} \geq 4$.

При назначении сечения колонн по предельной гибкости допускается увеличивать наибольшие значения h_{ef}/t_w по формулам (6.15) и b_{ef}/t_f по формуле (6.17), умножая их на коэффициент $\sqrt{R_y \varphi / \sigma}$, где $\sigma = N/A$, но не более чем на 1,25. При этом значение h_{ef}/t_w для стенки двутаврового сечения не должно превышать $3,2 \sqrt{E/R_y}$.

Стенки сплошных колонн при $h_{ef}/t_w \geq 2,2 \sqrt{E/R_y}$ укрепляют поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5...3) h_{ef}$ одно от другого. На каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер. Минимальные размеры ребер жесткости принимают как в балках (см. п. 12 параграфа 5.4).

Поясные сварные швы в центрально-сжатых колоннах назначают конструктивно в соответствии с параграфом 2.4.

Подбор сечения стержня центрально-сжатой колонны начинают с определения расчетных длин колонны $l_{ef,x}$ и $l_{ef,y}$, а также определения требуемой площади сечения A из формулы (6.6). Для этого предварительно задаются гибкостью колонны λ в пределах 60...80, а R_y принимают для толщин стали $t = 20...30$ мм. По принятой гибкости

вычисляют требуемые радиусы инерции сечения $i_x = l_{ef,x}/\lambda$, $i_y = l_{ef,y}/\lambda$ (табл. 60) и соответствующие им ориентировочные размеры двутавра, $b \approx i_y/0,24$; $h \approx i_x/0,42$.

Чтобы площадь сечения стержня была минимальной, колонна должна быть равноустойчивой в плоскостях $x-x$ и $y-y$. Это достигается при $\lambda_x = \lambda_y$. Если расчетные длины колонны $l_{ef,x}$ и $l_{ef,y}$ одинаковы, то должны быть одинаковы i_x и i_y . Тогда в двутавровых колоннах получаем размеры сечения $b \approx 2h$, что не всегда удобно в конструктивном отношении. Поэтому на практике в центрально-сжатых колоннах применяются сечения, у которых $b \approx h$. При этом в случае $l_{ef,x} = l_{ef,y}$ расчет двутавра ведут только в плоскости $x-x$ и определяют

Таблица 60. Приближенные значения радиусов инерции для различных типов сечений

Радиус инерции					
i_x	$0,43h$	$0,41h$	$0,38h$	$0,38h$	$0,21h$
i_y	$0,24b$	$0,52b$	$0,44b$	$0,60b$	$0,21b$

ширину полки b , принимая затем высоту сечения h равной или несколько большей b .

При компоновке сечения сначала назначают толщину стенки возможно минимальной по условию местной устойчивости (6.15):

при $\bar{\lambda} \leq 0,8$

$$t_w \geq h_w \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

при $\bar{\lambda} > 0,8$

$$t_w \geq \frac{h_w}{(0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}}, \text{ но не менее } \frac{h_w}{2,9 \sqrt{E/R_y}}.$$

Затем вычисляют требуемую площадь полки $A_f = 0,5 (A - t_w h_w)$ и ее минимальную толщину с учетом местной устойчивости

$$t_f \geq \sqrt{\frac{A_f}{(0,36 + 0,10\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}}}. \quad (6.18)$$

Полученное сечение корректируют в соответствии с имеющимися размерами стали по ГОСТ 82—70 и проверяют расчетом.

Изложенный способ подбора сечения обладает тем недостатком, что его результат зависит от значения принятой гибкости. При неудачном назначении λ приходится сделать несколько корректировок для получения рационального сечения.

Прямой метод подбора рационального сечения центрально-сжатого двутавра, свободный от указанного недостатка, позволяет получить минимальную площадь сечения [8].

Таблица 61. Рациональные значения $\alpha = A_f/A$ для колонн двутаврового сечения

s	Условная гибкость $\bar{\lambda}$			
	0,8	2,0	3,175	4,0
1,0	0,439	0,458	0,465	0,461
1,8	0,353	0,390	0,405	0,397
2,0	0,333	0,373	0,389	0,380

Порядок вычислений следующий:

1. По табл. 61 задаются параметром $\alpha = \frac{A_f}{A}$ при соответствующем значении $s = l_{ef,x}/l_{ef,y}$. При постоянном s параметр α незначительно меняется в области наиболее часто встречающихся гибкостей $\bar{\lambda}$, равных 2...4, что упрощает задачу. При $s = 1$ скомпонованный двутавр будет иметь размеры $b \approx 2h$. Такое сечение при малых нагрузках может оказаться нетехнологичным в изготовлении. В этом случае при компоновке двутавра с размерами $b \approx h$ следует принимать $s \approx 1,8$.

2. При известных R_y , N и γ_c

$$\xi = \frac{l_{ef,y}}{0,408\alpha} \left(\frac{R_y \gamma_c}{N} \right)^{\frac{1}{2}}. \quad (6.19)$$

По табл. 62, используя линейную интерполяцию, находят соответствующие ему значения λ и ϕ .

Таблица 62. Коэффициенты продольного изгиба ϕ для подбора сечений центрально-сжатых элементов λ_f и ξ

Гибкость λ	Расчетное сопротивление R_y , МПа											
	200			240			280			320		
	ϕ	λ_f	ξ	ϕ	λ_f	ξ	ϕ	λ_f	ξ	ϕ	λ_f	ξ
10	0,988	—	—	0,987	—	—	0,985	—	—	0,984	—	—
20	0,967	27,1	105,9	0,962	25,8	103,5	0,959	23,5	99,1	0,955	22,3	96,6
25	0,953	28,1	135,8	0,946	26,1	131,3	0,942	24,5	127,6	0,936	23,3	124,7
30	0,939	29,1	167,0	0,931	27,1	161,9	0,924	25,5	157,7	0,917	24,3	154,3
40	0,906	31,1	234,4	0,894	29,1	228,2	0,883	27,5	223,3	0,873	26,3	219,4
50	0,869	33,1	308,6	0,852	31,1	302,1	0,836	29,5	297,1	0,822	28,3	293,2
60	0,827	35,1	390,9	0,805	33,1	396,2	0,785	31,5	380,3	0,766	30,3	377,2
70	0,782	37,1	482,2	0,754	35,1	477,6	0,724	33,5	476,4	0,687	32,3	479,8
80	0,734	39,1	584,0	0,686	37,1	588,3	0,641	35,5	595,6	0,602	34,3	603,6
90	0,665	41,1	707,6	0,612	39,1	719,4	0,565	37,5	733,5	0,522	36,3	750,2
100	0,599	43,1	848,4	0,542	41,1	870,8	0,493	39,5	895,4	0,448	38,3	924,3
110	0,537	45,1	1008,2	0,478	43,1	1044,5	0,427	41,2	1080,9	0,381	38,6	1106,6
120	0,479	47,1	1190,1	0,419	44,5	1237,2	0,366	41,2	1273,6	0,321	38,6	1315,2
130	0,425	48,8	1392,7	0,364	44,5	1437,9	0,313	41,2	1491,9	0,276	38,6	1536,6
140	0,376	48,8	1594,6	0,315	44,5	1664,6	0,272	41,2	1723,6	0,240	38,6	1774,6
150	0,328	48,8	1829,3	0,276	44,5	1903,4	0,239	41,2	1970,1	0,211	38,6	2027,8

3. Вычисляют минимально необходимую площадь сечения

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} \quad (6.20)$$

4. По найденному λ вычисляют предельно допустимые значения $\lambda_w = h_w/t_w$ по формулам (6.15) и $\lambda_f = 2b_{ef}/t_f$ по формуле (6.17). После этого уточняют необходимое значение параметра

$$\alpha = \frac{1}{3\sqrt{1 + 0,222s^2\lambda_f/\lambda_w} - 1} \quad (6.21)$$

5. Компонуют сечение, для чего определяют теоретически необходимые:

площадь стенки $A_w = (1 - 2\alpha) A$;

площадь пояса $A_f = 0,5 (A - A_w)$;

ширину пояса $b_f = \sqrt{\lambda_f A_f}$;

высоту стенки $h_w = \sqrt{\lambda_w A_w}$;

толщину пояса $t_f = A_f/b_f$;

толщину стенки $t_w = A_w/h_w$.

Полученные размеры уточняют в соответствии с сортаментом и проверяют полученное сечение.

2. Расчет и конструирование стержня сквозных колонн. Стержень сквозных центрально-сжатых колонн образуется из двух одинаковых по площади ветвей, соединенных между собой решеткой. В центрально-сжатых колоннах наиболее широко применяется безраскосная решетка (планки), которая в наибольшей степени отвечает требованию технологичности изготовления (рис. 62). Планки проектируют из листов или (при больших нагрузках) отрезков швеллеров полками наружу. Только при большом расстоянии между ветвями ($b > 800$ мм), когда безраскосная решетка становится слишком тяжелой, применяют раскосную решетку (см. рис. 64).

Стержень сквозной колонны рассчитывают на общую устойчивость по формуле (6.6), при этом коэффициент продольного изгиба φ при потере устойчивости в плоскости, перпендикулярной материальной оси $x - x$, определяют как в сплошной колонне, а при потере устойчивости в плоскости, перпендикулярной сквозной оси $y - y$, вычисляют в зависимости от приведенной гибкости λ_{ef} , учитывающей вид соединительной решетки и ее жесткость.

В случае безраскосной решетки приведенную гибкость вычисляют в зависимости от значения безразмерного параметра n , характеризующего относительную жесткость ветвей на участке между планками и самих планок:

$$n = \frac{I_{B1} b}{I_{S1} l} \quad (6.22)$$

где I_{B1} — момент инерции сечения ветвей относительно собственной оси I—I; I_{S1} — момент инерции сечения одной планки относительно собственной оси $x_1 - x_1$; l — расстояние между осями планок (рис. 62, б).

При небольшой жесткости планок ($1/n < 5$)

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_1^2(1 + n)} \quad (6.23)$$

В случае $1/n \geq 5$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (6.24)$$

Здесь λ_y — гибкость стержня колонны в плоскости, перпендикулярной к оси $y - y$, вычисляемая как для сплошной колонны; λ_1 —

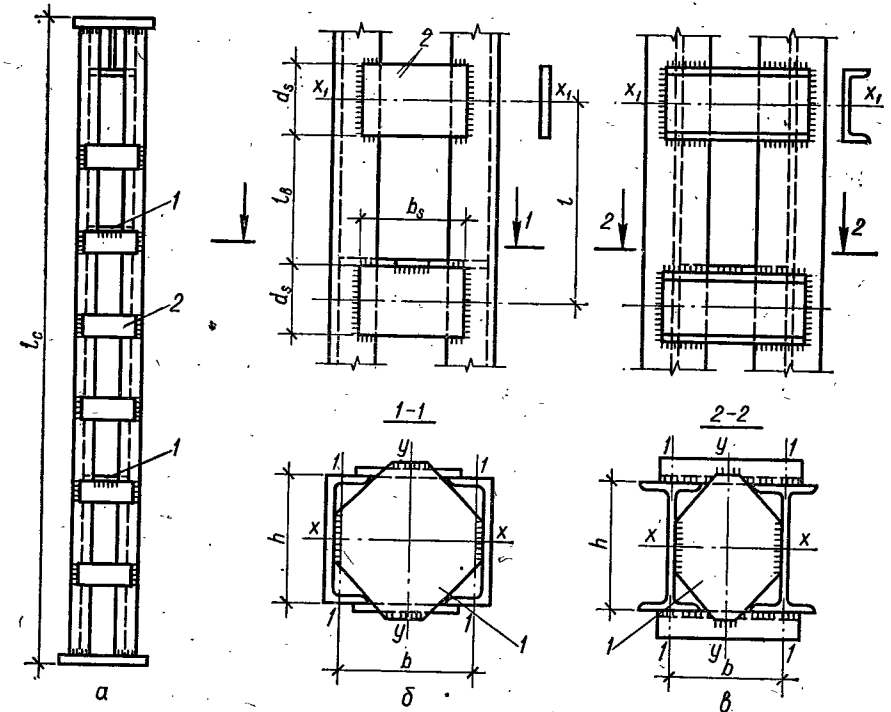


Рис. 62. Сквозная колонна на планках:
а — конструктивная схема; б, в — расчетные схемы.

гибкость ветви при изгибе в плоскости, перпендикулярной к оси I—I на участке между приваренными планками,

$$\lambda_1 = \frac{l_b}{i_1} \quad (6.25)$$

где i_1 — радиус инерции ветви относительно собственной оси I—I; l_b — расстояние между планками в свету.

В колоннах с планками гибкость отдельных ветвей λ_1 на участке между планками не должна превышать 40. При этом должно выполняться условие $\lambda_1 \leq \lambda_x$.

В случае раскосной решетки условную гибкость стержня λ_{ef} в плоскости, перпендикулярной к сквозной оси $y - y$, определяют в соответствии с параграфом 6.4.

Элементы соединительной решетки (планки, раскосы и стойки) и их прикрепление к ветвям рассчитывают на усилия, возникающие в них от условной поперечной силы Q_{fic} , которую принимают постоянной по всей длине колонны:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}, \quad (6.26)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый в плоскости соединительных элементов по λ_{ef} .

Условная поперечная сила распределяется поровну между элементами решетки, лежащими в двух плоскостях, и полностью воспринимается решеткой, лежащей в одной плоскости.

В планках от условной поперечной силы возникают усилия: изгибающий момент в плоскости планки

$$M_s = \frac{Q_s l}{2}; \quad (6.27)$$

перерезывающая сила

$$F_s = \frac{Q_s l}{b}, \quad (6.28)$$

где Q_s — условная поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани (при двух плоскостях планок $Q_s = Q_{fic}/2$).

Сварные угловые швы, прикрепляющие планки к ветвям колонны, рассчитывают на совместное действие усилий в планке M_s и F_s по формулам параграфа 2.4.

Расчет раскосной решетки ведут на усилия, возникающие в ней от условной перерезывающей силы Q_{fic} в соответствии с указаниями параграфа 6.4.

3. Компонировка сечения сквозных колонн с планками. Компонировку сечения начинают с определения наименьшего номера прокатного профиля (швеллера, двутавра), предельно удовлетворяющего условию устойчивости (6.6) при выпучивании стержня в плоскости, перпендикулярной материальной оси $x - x$. Для этого предварительно задаются коэффициентом продольного изгиба φ при гибкостях λ в интервале 60...90 и определяют требуемые ориентировочные площадь сечения ветви A_b и радиус инерции сечения относительно оси $x - x$:

$$A_b^{TP} = \frac{N}{2\varphi R_y \gamma_c}; \quad i_x^{TP} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda}.$$

Полученные значения A_b^{TP} и i_x^{TP} используют для подбора сечения ветви с минимально возможной площадью по сортаменту.

Задаваясь затем гибкостью отдельной ветви в плоскости, перпендикулярной к собственной оси I—I ($\lambda_1 \leq 40$, $\lambda_1 \leq \lambda_x$), и шириной планки $d_s = 20...30$ см, находят количество планок m на колонне:

$$m \geq \frac{l_c}{\lambda_1 i_1 + d_s} - 1.$$

Полученное значение округляют до целого в большую сторону и находят длину ветви $l_b = \frac{l_c}{m+1} - d_s$ и гибкость ее $\lambda_1 = l_b/i_1$.

При известной площади сечения колонны $A = 2A_b$ из формулы (6.6) находят значение коэффициента продольного изгиба φ , по табл. 72 [26] соответствующие ему значение λ_{ef} и требуемую гибкость колонны:

$$\lambda_y^{TP} = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2}; \quad (6.29)$$

При этом полагают, что параметр $1/n \geq 5$ [см. формулу (6.22)], что встречается в большем числе случаев. Вычислив требуемые радиус инерции и момент инерции сечения колонны относительно оси $y - y$ ($i_y^{TP} = l_{ef,y}/\lambda_y^{TP}$, $I_y^{TP} = (i_y^{TP})^2 A$), определяют расстояния между осями ветвей (рис. 62):

$$b = 2 \sqrt{\frac{I_y^{TP} - 2I_{b1}}{A}}. \quad (6.30)$$

Принятый размер b должен обеспечивать необходимый (≥ 100 мм) зазор между кромками полок ветвей.

Длина планки b_s назначается таким образом, чтобы нахлестка планки на каждую ветвь была не менее $5t$, где t — наименьшая толщина соединяемых элементов. Толщина планок из листов t_s назначается конструктивно 6...12 мм с тем, чтобы выполнялись условия: $t_s \approx (1/10...1/25) d_s$, $b_s/t_s \leq 50$. Для обеспечения работы колонны как безраскосной фермы планки должны обладать достаточной изгибной жесткостью относительно собственной оси $x_1 - x_1$, поэтому ширина планки d_s принимается в пределах (0,5...0,8) b . Подобранный и скопированный таким образом сечение подлежит проверке.

4. Компонировка сечения сквозных колонн с раскосной решеткой. Подбор сечения стержня колонны и проверка устойчивости в плоскости $y - y$, перпендикулярной к материальной оси, выполняется как для сквозной колонны с планками. При известной площади сечения колонны, полученной из расчета в плоскости $y - y$, из формулы (6.6) находят требуемое значение коэффициента φ для обеспечения устойчивости в плоскости $x - x$ и соответствующие ему значения Q_{fic} по формуле (6.26) и λ_{ef}^{TP} по табл. 72 [26].

Ориентировочную площадь сечения раскоса определяют в предположении угла наклона раскоса к ветви $\gamma \approx 45^\circ$

$$A_d^{TP} = \frac{Q_{fic}}{n \sin \gamma \gamma_c \varphi_d R_y}. \quad (6.31)$$

В формуле (6.31) n — количество плоскостей решетки, $\gamma_c = 0,75$, коэффициентом продольного изгиба φ_d задаются в пределах 0,7...0,9, Требуемая гибкость колонны

$$\lambda_y^{TP} = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \alpha \frac{A^{TP}}{A_{d1}}}, \quad (6.32)$$

где $\lambda_{ef} = \lambda_{ef}^{TP}$, коэффициент $\alpha = 28,3$ [по формуле (6.54)] при $b = l$, $A_{d1} = n A_d^{TP}$.

Расстояние между осями ветвей b определяют как в колонне с планками по формуле (6.30).

После определения b уточняют схему раскосной решетки, расчетную длину раскоса и его сечение в соответствии с сортаментом и проверяют подобранное сечение.

6.3. СПЛОШНОСТЕНЧАТЫЕ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

Сплошностенчатые колонны бескрановых зданий и зданий с подвесными кранами, а также постоянного по высоте сечения при мостовых кранах малой грузоподъемности ($Q \leq 20$ т) и верхние (надкрановые) участки ступенчатых колонн проектируют из одного двутавра

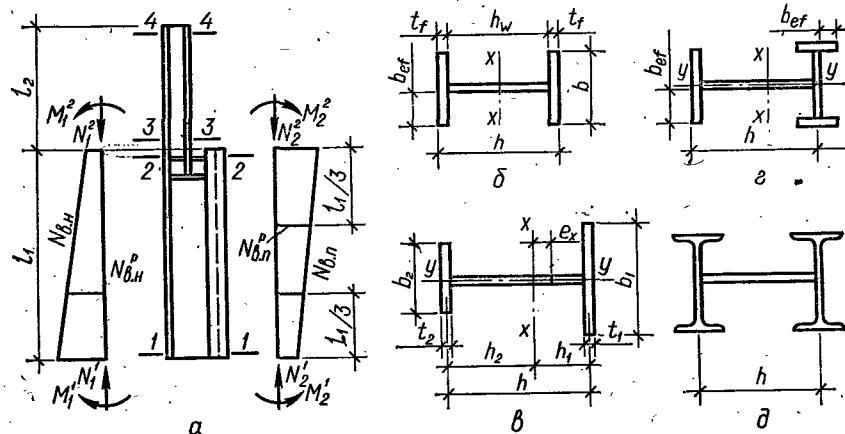


Рис. 63. К расчету сплошностенчатой внецентренно-сжатой колонны: а — схемы и эпюры продольных усилий в наружной $N_{в.н}$ и подкрановой $N_{п.к}$ ветвях; б, д — варианты симметричных сечений; в, е — то же, несимметричных.

симметричного сечения. При этом предпочтение отдают прокатным двутаврам типа Ш по ГОСТ 26020—83. При невозможности подобрать сечение из прокатного профиля, а также при соответствующем обосновании применяют составное сварное сечение (рис. 63, б). Нижние участки ступенчатых колонн с целью снижения трудоемкости изготовления также целесообразно проектировать симметричного сечения из трех листов универсальной стали. Однако, если расчетные изгибающие моменты разных знаков значительно отличаются по абсолютному значению, что бывает в колоннах по крайним рядам зданий, для нижних участков колонн рациональным будет двутавровое сечение с несимметричными полками по ширине и толщине (рис. 63, в). При больших усилиях komponуют сечение из листов и двутавров (рис. 63, г, д). Высоту сечения принимают равной ширине соответствующей части колонны, которую назначают в соответствии с правилами компоновки поперечника (см. параграф 2.3).

Расчетные комбинации усилий для рамных колонн составляют по результатам статического расчета поперечника для характерных сечений колонны. В большинстве случаев для колонн без мостовых кранов достаточно двух сечений — в уровнях сопряжения с ригелем и

опирания на фундамент, а для колонн с мостовыми кранами — четырех сечений (рис. 63, а).

1. Расчет сплошностенчатых колонн или участков колонн постоянного сечения выполняют в зависимости от приведенного относительного эксцентриситета

$$m_{ef} = \eta m. \quad (6.33)$$

Здесь η — коэффициент влияния формы сечения, определяемый по табл. 73 [26]; m — относительный эксцентриситет;

$$m = e \frac{A}{W_c}, \quad (6.34)$$

где $e = \frac{M}{N}$ — эксцентриситет; W_c — момент сопротивления для наиболее сжатого волокна; A — площадь сечения брутто.

Расчетные значения продольной силы N и изгибающего момента M принимают для одного и того же сочетания нагрузок в сечении, в котором M равно наибольшему моменту: для колонн постоянного сечения рамных систем — в пределах длины колонны; для ступенчатых колонн — на длине рассчитываемого участка постоянного сечения.

В случае отсутствия ослабления сечения и одинаковых значений изгибающих моментов, принимаемых в расчетах на прочность и устойчивость, при значении $m_{ef} > 20$ колонны постоянного сечения рассчитывают на прочность, а при $m_{ef} \leq 20$ — на устойчивость в плоскости действия момента.

При этом должны быть рассмотрены всевозможные сочетания усилий и установлены наиболее невыгодные из них. Если для одних сочетаний усилий $m_{ef} \leq 20$, а для других $m_{ef} > 20$, то колонна должна рассчитываться на прочность и на устойчивость.

2. Расчет на прочность внецентренно-сжатых колонн, выполненных из стали с пределом текучести R_{yn} до 580 МПа, не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, при $\tau \leq 0,5 R_s$ разрешается вести с учетом развития пластических деформаций по формуле:

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (6.35)$$

где N , M_x — абсолютные значения соответственно продольной силы и изгибающего момента относительно оси $x-x$ при наиболее неблагоприятном их сочетании; n , c_x — коэффициенты, принимаемые по табл. 66 [26]; $W_{xn, \min}$ — минимальный момент сопротивления сечения нетто относительно оси $x-x$. Коэффициент условий работы γ_c согласно табл. 3 при расчете на прочность принимают равным 1,1 для сплошностенчатых прокатных и составных сварных колонн из стали с пределом текучести R_{yn} до 440 МПа, несущих статическую нагрузку. Для прочих случаев $\gamma_c = 1,0$ за исключением колонн общественных зданий, где $\gamma_c = 0,95$.

В других случаях внецентренно-сжатые колонны рассчитывают на прочность в пределах упругих деформаций по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{I_{xn}} y \leq R_y \gamma_c, \quad (6.36)$$

где I_{xn} — момент инерции сечения нетто относительно оси x — x ; y — координата рассматриваемой точки сечения относительно оси x — x .

3. Расчет внецентренно-сжатых колонн на устойчивость выполняют в плоскости действия момента (плоская форма потери устойчивости) и из плоскости действия момента (изгибно-крутильная форма потери устойчивости).

Расчет на устойчивость колонн (участков) постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, выполняют по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c, \quad (6.37)$$

где φ_e — коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии; A — площадь сечения стержня брутто. Коэффициент φ_e для сплошностенчатых стержней определяют по табл. 74 [26] в зависимости от условной гибкости стержня $\bar{\lambda}$ по формуле (6.10) и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} по формуле (6.33).

Внецентренно-сжатые колонны сплошностенчатого сечения из стали с пределом текучести R_{yn} свыше 580 МПа и с резко несимметричным сечением (площади полок разнятся в 2 и более раза) кроме расчета на устойчивость по формуле (6.37) проверяют на прочность по формуле:

$$\left| \frac{N}{A_n} - \frac{M}{\delta W_{nt}} \right| \leq \frac{R_u \gamma_c}{\gamma_u}, \quad (6.38)$$

в которой момент сопротивления сечения нетто W_{nt} вычисляют для растянутого волокна, а коэффициент $\delta = 1 - N\lambda^2/\pi^2 EA$, где λ — гибкость стержня в плоскости изгиба.

Расчет внецентренно-сжатых сплошностенчатых колонн на устойчивость из плоскости действия момента при изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($I_y > I_x$), совпадающей с плоскостью симметрии, производят независимо от значения m_{ef} , по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c, \quad (6.39)$$

где φ_y — коэффициент продольного изгиба при потере устойчивости в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба y — y , определяемый по табл. 72 [26] по $\lambda_y = l_{ef,y}/i_y$; c — коэффициент, принимаемый в зависимости от значения относительного эксцентриситета m_x , который вычисляют по формуле (6.34).

При определении m_x за расчетный момент M_x принимают: для стержней с шарнирно-закрепленными от смещения перпендикулярно к плоскости действия момента концами — максимальный момент в пределах средней трети длины, но не менее половины наибольшего момента по длине стержня; для стержней с одним зашпеленным, а другим свободным концом — момент в заделке, но не менее момента в сечении, отстоящего на треть длины стержня от заделки.

Момент M_x вычисляют для сочетания нагрузок, соответствующего расчетному моменту M при расчете по формулам (6.36) или (6.37).

Коэффициент c вычисляют по формулам:

$$\text{при } m_x \leq 5 \quad c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x}; \quad (6.40)$$

$$\text{при } m_x \geq 10 \quad c = \frac{1}{1 + m_x \varphi_y / \varphi_b}; \quad (6.41)$$

при $5 < m_x < 10$

$$c = c_5 (2 - 0,2 m_x) + c_{10} (0,2 m_x - 1), \quad (6.42)$$

где α и β — коэффициенты, принимаемые по табл. 10 [26]; φ_b — коэффициент, определяемый по п. 3 параграфа 5.3 как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса; c_5 — величина, найденная по

Т а б л и ц а 63. Предельные значения h_{ef}/t

Относительный эксцентриситет	Условная гибкость стержня	
	$\bar{\lambda} \leq 0,8$	$\bar{\lambda} > 0,8$
$m \leq 0,3$	$\sqrt{E/R_y}$	$(0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}$ но не более $2,9 \sqrt{E/R_y}$
$m \geq 1$	$1,3 \sqrt{E/R_y}$	$(0,9 + 0,5\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}$ но не более $3,1 \sqrt{E/R_y}$

формуле (6.40) при $m_x = 5$; c_{10} — то же, по формуле (6.41) при $m_x = 10$.

При гибкости $\lambda_y > \lambda_c = 3,14\sqrt{E/R_y}$ коэффициент c принимают для стержней замкнутого сечения не выше единицы, двутаврового сечения с двумя осями симметрии не выше значений, определяемых по формуле:

$$c_{\max} = \frac{2}{1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\frac{M_x}{Nh} \right)^2}}, \quad (6.43)$$

$$\text{где } \delta = \frac{4\rho}{\mu}; \quad \rho = \frac{I_x + I_y}{Ah^2};$$

$$\mu = 2 + 0,156 \frac{I_t}{Ah^2} \lambda_y^2; \quad I_t = 0,433 \Sigma b_i t_i^3.$$

Здесь b_i и t_i — соответственно ширина и толщина листов, образующих сечение; h — расстояние между осями поясов.

Для стержней двутавровых сечений с одной осью симметрии $c_{\max}$ не выше значений, определяемых по формуле:

$$c_{\max} = \frac{2}{1 + \delta B + \sqrt{(1 - \delta B)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\alpha_x - \frac{e_x}{h} \right)^2}}, \quad (6.44)$$

где
$$\delta = \frac{4\rho}{\mu}; \quad \rho = \frac{I_x + I_y}{Ah^2} + \alpha_x^2;$$

$$\mu = \frac{8I_1 I_2}{I_y^2} + 0,156 \frac{I_t}{Ah^2} \lambda_y^2; \quad B = 1 + \frac{2\beta}{\rho} \frac{e_x}{h}; \quad \alpha_x = \frac{h_t I_t - h_2 I_2}{I_y h};$$

$e_x = M_x/N$ — эксцентриситет приложения сжимающей силы относительно оси x — x , принимаемый со своим знаком (на рис. 63, e e_x показан со знаком «плюс»).

Здесь: h, h_1, h_2, b_1, b_2 — размеры, показанные на рис. 63, $e; I_1, I_2$ — моменты инерции соответственно большего и меньшего поясов относительно оси y — $y; I_t = 0,417 \Sigma b_i t_i^3$.

$$\beta = \left\{ 0,417 - 0,035 \left(\frac{b_1}{h} \right) \left[1 + \frac{b_1}{h} - 0,072 \left(\frac{b_1}{h} \right)^2 \right] \right\} (2n - 1);$$

$$n = \frac{I_1}{I_1 + I_2};$$

4. Для обеспечения местной устойчивости стенки внецентренно-сжатой колонны при плоской форме потери устойчивости [расчет по формуле (6.37)] отношение расчетной высоты стенки h_{ef} к ее толщине t принимают не более значений, определяемых по формулам табл. 63.

При значениях относительного эксцентриситета $0,3 < m < 1$ предельные отношения h_{ef}/t определяют линейной интерполяцией между значениями h_{ef}/t при $m = 0,3$ и $m = 1$. Если сечение подобрано по предельной гибкости или со значительным недонапряжением, предельные значения h_{ef}/t увеличивают умножением на коэффициент $\sqrt{R_y \varphi_e / \sigma}$, где $\sigma = N/A$, но не более чем на 1,25. При этом значения h_{ef}/t не должны превышать $3,2 \sqrt{E/R_y}$.

Для обеспечения местной устойчивости стенки внецентренно-сжатой колонны, рассчитываемой на прочность по формулам (6.35) или (6.36), а также на устойчивость из плоскости действия момента по формуле (6.39), предельное отношение h_{ef}/t определяют в зависимости от значения

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma}, \quad (6.45)$$

где σ — наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки, принимаемое по формуле $\sigma = N/A + M h_w / 2I$; σ_1 — соответствующее напряжение у противоположной расчетной границы стенки. Для симметричного двутавра коэффициент α удобно выразить через относительный эксцентриситет m_x :

$$\alpha = \frac{2m_x h_w / h}{1 + m_x h_w / h}. \quad (6.46)$$

При $\alpha \leq 0,5$ предельное значение h_{ef}/t принимают по табл. 63, вычислив для этого значение m_x по формуле (6.34). Для симметричного двутавра

$$m_x = \frac{\alpha}{2h_w/h - \alpha h_w/h}. \quad (6.47)$$

В случае $\alpha \geq 1$ предельное значение h_{ef}/t определяют по формуле:

$$\frac{h_{ef}}{t} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1) E}{\sigma (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{E/R_y}, \quad (6.48)$$

где $\beta = 1,4(2\alpha - 1) \frac{\tau}{\sigma}$ (здесь $\tau = Q/th$ — среднее касательное напряжение в рассматриваемом сечении).

Если $0,5 < \alpha < 1$, то принимают линейную интерполяцию между значениями h_{ef}/t , вычисленными при $\alpha = 0,5$ и $\alpha = 1$.

Для обеспечения местной устойчивости пояса колонн, рассчитываемых на прочность или устойчивость, отношение ширины неокайменного свеса b_{ef} к толщине должно удовлетворять условию (6.17), как при расчете центрально-сжатой колонны. В случае окаймления пояса ребром предельное отношение b_{ef}/t определяют по табл. 29 [26] (рис. 63, z).

Если при расчете на прочность по формуле (6.35) отношение $N/A_n R_y \leq 0,1$, то местная устойчивость сечения должна обеспечиваться как в изгибаемых элементах. Для этого отношение ширины свеса полки к толщине не должно превышать значений, определяемых по табл. 30 [26], а в стенке колонны должно выполняться условие (5.32).

Если внецентренно-сжатая колонна рассчитывается только на устойчивость по формулам (6.37) и (6.39), то расчетное (меньшее) значение h_{ef}/t определяется, как правило, по формулам табл. 63, что в некоторых случаях приводит к толстостенному и неудобному сечению. В этом случае допускается проектировать сечения, для которых значения h_{ef}/t превышают получаемые по табл. 63. При этом в расчет вводят два крайних участка стенки шириной c_1 по $0,85 t \sqrt{E/R_y}$, считая от границ расчетной высоты, что учитывается только при определении площади сечения A для расчета по формулам (6.37) и (6.39). Гибкость стержня λ определяют при полной площади сечения. Можно укрепить стенку внецентренно-сжатой колонны продольным ребром жесткости с моментом инерции $I_{sl} \geq 6h_{ef} t^3$, расположенным посередине стенки, но это усложнит изготовление колонны. В таких случаях наиболее нагруженную часть стенки между поясом и ребром рассчитывают как самостоятельную пластину по формулам табл. 63 и в зависимости от значения α по формуле (6.48); площадь сечения продольного ребра вводят в расчетное сечение.

5. Компонировку сечения стержня сплошной внецентренно-сжатой колонны начинают с установления расчетной схемы и определения расчетной длины колонны или участка постоянного сечения в плоскости изгиба $l_{ef,x}$ в соответствии с параграфом 6.1. Для этого определяют наибольшее значение продольной сжимающей силы $N_{\max} = F_1 + F_2$ в нижнем сечении колонны и соответствующее этой комбинации усилий значение $N = F_2$ в верхнем сечении (рис. 60, a).

При расчете колонн симметричного сечения (двутаврового из листов или с использованием прокатных двутавров) требуемую площадь сечения определяют по приближенной формуле (используется комби-

нация усилий, дающая наибольшее значение):

$$A^{TP} = \frac{N}{R_{\gamma\gamma c}} \left[1,25 + (2,2 \dots 2,8) \frac{e}{h} \right]. \quad (6.49)$$

При расчете нижних участков ступенчатых колонн, которые могут выполняться несимметричного сечения, для уточнения площади сечения ветвей используют приведенные продольные усилия в них, которые определяют по формуле:

$$N_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{h}. \quad (6.50)$$

В сплошных колоннах в качестве расчетного N_b^p принимают наибольшее приведенное продольное усилие в пределах средней трети длины ветви. При этом допускается использование двух различных комбинаций усилий в сечениях 1—1 и 2—2 (рис. 63, а) для каждой из ветвей. Требуемую площадь сечения ветви определяют по приближенной формуле:

$$A_b^{TP} = \frac{N_b^p}{R_{\gamma\gamma c k}} - 0,5 t_w^2 \sqrt{E/R_{\gamma}}, \quad (6.51)$$

где k — коэффициент, принимаемый равным 0,8...0,9 (в среднем 0,85); t_w — толщина стенки, принимаемая ориентировочно равной $h/(80 \dots 120)$. Высоту сечения ветвей (полок) b принимают в пределах (0,3... 0,5) h . Размеры сечения должны обеспечивать возможность применения автоматической сварки.

Руководствуясь величинами A^{TP} и A_b^{TP} , komponуют сечение с учетом обеспечения местной устойчивости и проверяют его. В прокатных внецентренно-сжатых двутаврах местная устойчивость полок всегда обеспечена и проверке не подлежит.

6.4. СКВОЗНЫЕ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

Сквозные внецентренно-сжатые колонны проектируют с раскосной решеткой из одиночных уголков, а в некоторых случаях с целью сокращения длины ветви между узлами дополнительно предусматривают стойки (рис. 64, а, б). Только в бескрановых зданиях и зданиях с подвесными кранами при высоте колонн до 10 м может оказаться рациональной безраскосная решетка (планки). Конструктивное решение стержня внецентренно-сжатой колонны с планками выполняют аналогично центрально-сжатой колонне (см. рис. 62). В случаях, когда фактическая поперечная сила больше условной Q_{fc} по формуле (6.26), ветви внецентренно-сжатых колонн не рационально соединять. Для увеличения крутильной жесткости стержня решетку располагают в двух плоскостях, однако возможно расположение раскосной решетки только в одной плоскости по оси симметрии $x-x$ (рис. 64, д).

При небольших усилиях широко применяются сечения колонн с ветвями из двутавров типа Б по ГОСТ 26020—83, если подобрать сечение ветви из прокатных двутавров невозможно, то применяют сварные двутавры из трех листов универсальной стали (рис. 64, и).

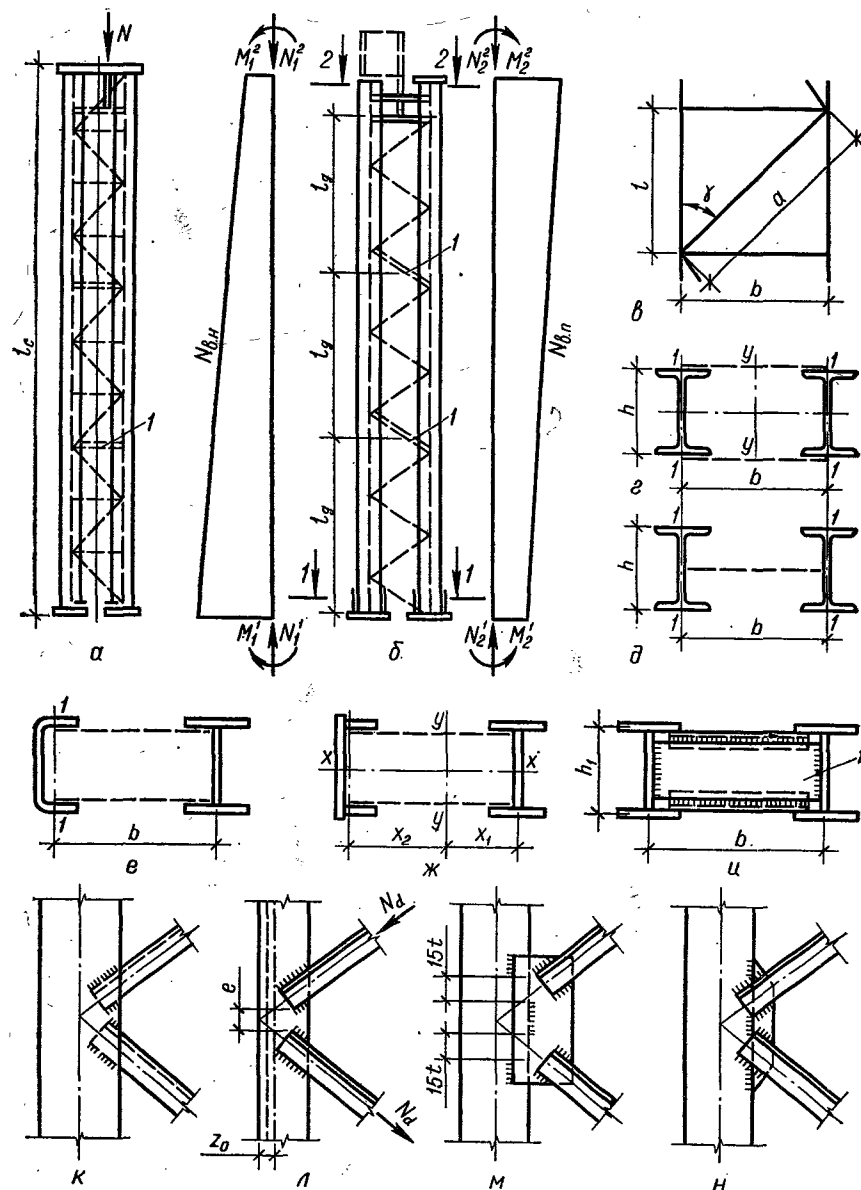


Рис. 64. К расчету внецентренно-сжатой колонны с раскосной решеткой:
а, б — схемы решетки; а — геометрические параметры решетки; г...и — варианты сечений;
к...н — варианты прикрепления решетки к ветвям.

Колонны средних рядов, а также легкие колонны крайних рядов с целью снижения трудоемкости изготовления проектируют симметричного сечения. При больших расчетных усилиях, а также когда крепление стенового ограждения к полкам двутавра затруднено, наружные колонны с целью снижения массы проектируют с несимметричным сечением. Наружную ветвь в этом случае выполняют в виде горячекатаного или холодногнутого швеллера, а для тяжелых колонн возможно применение сварного швеллера (рис. 64, е, ж).

1. Расчет стержня внецентренно-сжатой колонны или участка постоянного сечения осуществляют в зависимости от приведенного эксцентриситета

$$m = e \frac{Aa}{I_y}, \quad (6.52)$$

где A — площадь сечения обеих ветвей колонны; a — расстояние от главной оси сечения, перпендикулярной к плоскости изгиба, до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви.

При вычислении эксцентриситета $e = M/N$ расчетные значения M и N принимают как при расчете сплошной колонны (см. п. 1 параграфа 6.3).

Если $m \leq 20$, то стержень рассчитывают на общую устойчивость в плоскости изгиба по формуле (6.37). Коэффициент снижения расчетного сопротивления при внецентренном сжатии φ_e в этом случае определяют в зависимости от относительного эксцентриситета m по формуле (6.52) и условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda \sqrt{R_y/E}$ по табл. 75 [26].

В случае безраскосной решетки (планок) приведенную гибкость вычисляют по формулам (6.23) или (6.24) в зависимости от значения параметра n по формуле (6.22). При этом должны быть соблюдены все требования по расчету колонн с безраскосной решеткой, изложенные в п. 2 параграфа 6.2.

При раскосной решетке и достаточно большом количестве отсеков (участков между узлами) условная гибкость стержня в плоскости изгиба, параллельной плоскостям расположения планок и перпендикулярной к сквозной оси $y - y$,

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}}. \quad (6.53)$$

Здесь $A_{d1} = 2A_d$ — площадь сечения раскосов, расположенных в двух плоскостях (если решетка расположена только в одной плоскости по оси симметрии $x - x$ (рис. 64, д), то принимают $A_{d1} = A_d$, где A_d — площадь сечения одного раскоса);

$$\alpha = 10 \frac{a^3}{b^2 l}, \quad (6.54)$$

a — длина раскоса; b, l — соответственно расстояние между осями ветвей и узлами решетки (рис. 64, е).

В колоннах с раскосной решеткой гибкость отдельных ветвей на участке между узлами длиной l должна быть не более 80 и не должна

превышать приведенную гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$

$$80 \geq \lambda_1 \leq \bar{\lambda}_{ef}.$$

При малом числе участков между узлами колонны по конструктивной схеме являются стержневыми системами типа ферм, в которых несущая способность определяется, главным образом, устойчивостью ветвей на участках между узлами. Расчет таких колонн на продольную сжимающую силу правильно вести с учетом взаимодействия отдельной ветви и всего стержня в целом по деформированной схеме, принимая во внимание начальные несовершенства. В связи со сложностью такого расчета поступают следующим образом. Если гибкость ветви на участке между узлами $\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{R_y/E} \geq 3,2$, то при проверке по формуле (6.37) вместо расчетного сопротивления R_y принимают $\varphi_1 R_y$, где φ_1 — коэффициент продольного изгиба для гибкости $0,7 \lambda_1$, а коэффициент φ_e определяют при указанном выше расчетном сопротивлении в зависимости от приведенной гибкости стержня $\bar{\lambda}_{ef}$. В случае гибкости отдельной ветви $\bar{\lambda}_1 \leq 2,7$ значение φ_1 принимают равным 1,0, а в интервале $2,7 < \bar{\lambda}_1 < 3,2$ — по линейной интерполяции между 1,0 и значением φ_1 , отвечающим $\bar{\lambda}_1 = 2,2$. При этом могут быть сняты требования в части ограничения гибкостей отдельных ветвей между узлами.

Ветви сквозных внецентренно-сжатых колонн проверяют на устойчивость в плоскости рамы, параллельной плоскости соединительной решетки, а также из плоскости рамы.

Приведенные сжимающие усилия в ветвях колонн

$$N_b = N \frac{x}{b} + \frac{M}{b}, \quad (6.55)$$

где x — расстояние от центра тяжести сечения до оси ветви, противоположной рассматриваемой; M, N — расчетные изгибающий момент и продольная сила наиболее невыгодного сочетания усилий.

В колоннах симметричного сечения $x = b/2$.

При проверке устойчивости ветви в плоскости, параллельной плоскости решетки (относительно собственной оси $I-I$), расчетную длину ветви принимают равной расстоянию между узлами раскосной решетки l (рис. 64, е) или расстоянию между внутренними гранями планок l_b (рис. 64, в).

При расчете ветвей на устойчивость из плоскости рамы относительно оси симметрии $x - x$, параллельной плоскости решетки, полагают, что соединительная решетка и промежуточные поперечные диафрагмы не обладают достаточной поперечной жесткостью и поэтому не обеспечивают совместную работу ветвей. Расчетную длину ветвей в этом направлении $l_{ef,x}$ принимают в соответствии с п. 4 параграфа 6.1.

Полагают, что колонна работает как ферма с параллельными поясами. Поэтому ветви колонн с раскосной решеткой рассчитывают как центрально-сжатые стержни по формуле (6.6). Ветви колонн с планками (безраскосной решеткой) проверяют как центрально-сжатые только из плоскости рамы, а в плоскости — как внецентренно-сжатые сплошностенчатые элементы по формуле (6.37). При этом сжимающие

усилия в ветви принимают по формуле (6.55), а соответствующее N_v значение изгибающего момента для вычисления m_{ef} определяют по формуле (6.27) при расчетном значении перерезывающей силы Q .

Ветви двутаврового сечения сквозных колонн с решеткой, расположенной в одной плоскости (рис. 64, д), следует дополнительно проверить на устойчивость при крутильной форме потери устойчивости. Эту проверку заменяют проверкой ветви по формуле (6.6), в которой коэффициент φ принимают в функции гибкости ветви λ_1 :

$$\lambda_1 = \frac{\mu l_d}{i_1} \quad (6.56)$$

Таблица 64. Коэффициент β

m	2	3	4	5	6	7
β	0,500	0,333	0,293	0,276	0,268	0,263

Коэффициент расчетной длины в этом случае

$$\mu = \frac{2i_0}{h_1 \sqrt{1 + \frac{K^2 l_d^2}{\pi^2}}}$$

где

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_x^2}; \quad K^2 = \frac{4GI_k}{l_1^2 EI_1}$$

l_d — расстояние между диафрагмами (при отсутствии диафрагм — полная длина ветви); I_k — момент инерции сечения ветви при свободном кручении; I_1 — момент инерции ветви относительно оси $l-l$; G — модуль сдвига.

Необходимый момент инерции диафрагм

$$I_d^d = \frac{\pi^2 I_1 b h_1^4}{16 \beta l_d^3 i_0^2} \left(1 + \frac{K^2 l_d^2}{\pi^2} \right), \quad (6.57)$$

где b и h_1 — расстояния между осями и поясами ветвей; β — см. табл. 64 в зависимости от значения $m = l_c/l_d$.

Элементы соединительной решетки (планки, раскосы и стойки) и их прикрепление к ветвям рассчитывают на усилия, возникающие в них от расчетной перерезывающей силы Q , которую принимают равной большей из двух сил — действительной, возникающей от нагрузок, и условной поперечной Q_{fic} по формуле (6.26).

Изгибающий момент и перерезывающую силу в планках определяют по формулам (6.27) и (6.28), а усилия в элементах раскосной решетки находят как в ферме с параллельными поясами. Тогда продольное усилие в раскосе от поперечной силы

$$N_d = \frac{Q_s}{\sin \gamma}, \quad (6.58)$$

где γ — угол наклона раскоса к ветви; $Q_s = Q/n$, n — количество плоскостей решетки; Q — расчетная перерезывающая сила.

Аналогично находят усилия в стойках

$$N_v = Q_s. \quad (6.59)$$

Раскосы и стойки выполняют из одиночных уголков и рассчитывают на устойчивость как центрально-сжатый стержень по формуле (6.6), причем коэффициент продольного изгиба φ вычисляют в функции наибольшей гибкости $\lambda = l/i_{\min}$, где l — длина раскоса или стойки, $i_{\min}$ — наименьший радиус инерции уголка. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,75$ учитывает прикрепление уголка к ветвям одной полкой.

Оси элементов раскосной решетки стремятся центрировать на оси ветвей (см. рис. 64, к), а соединение раскосов и стоек с ветвями выполнять без дополнительных фасонки. В случае швеллерных сечений с узкой полкой возможно центрирование осей решетки на обуху (см. рис. 68, л). В этом случае следует проверить прочность ветви с учетом изгибающего момента $M = Qe$, где Q — расчетное значение перерезывающей силы, а эксцентриситет $e = 2z_0 \operatorname{ctg} \gamma$. Сварные угловые швы, прикрепляющие элементы решетки к ветвям, рассчитывают по формулам (2.13) или (2.14) с учетом распределения усилия на швы по обуху и перу. При невозможности прикрепить решетку непосредственно к ветвям применяют узловые фасонки, а швы, прикрепляющие фасонку к ветвям, назначают по расчету. При небольшой расчетной длине угловых швов, прикрепляющих фасонку внахлестку, их располагают с двух сторон фасонки вдоль колонны в виде отдельных участков в шахматном порядке, при этом расстояние между концами прерывистых швов не должно превышать 15 толщин фасонки (см. рис. 64, м, н).

В конструкциях, возводимых в климатических районах I_1 , I_2 , II_1 и II_2 , а также при применении ручной дуговой сварки швы должны быть непрерывными по всей длине фасонки.

Для придания пространственной жесткости отправочные элементы сквозных колонн с решетками в двух плоскостях укрепляют сплошными диафрагмами из листов, располагаемыми у концов отправочного элемента. В сквозных колоннах с соединительной решеткой в одной плоскости диафрагмы располагают не реже, чем через 4 м. При прохождении внутри колонны технологических коммуникаций применяют решетчатые диафрагмы.

2. Подбор сечения и конструирование стержня сквозной колонны. Исходя из принятой при компоновке рамы ширины сечения колонны b и длины рассчитываемого участка колонны l_c устанавливают схему соединительной решетки. Раскосы располагают под углом $\gamma \approx 40^\circ \dots 50^\circ$ с таким расчетом, чтобы длина панели l была одинакова по длине колонны. Допускается изменять размер панели только в нижней части колонны, примыкающей к базе. Узлы крепления раскосов и стоек к ветвям должны быть увязаны с узлами крепления опорных столиков панелей и примыкающих балок. Для лучшего включения в работу обеих ветвей колонны верхний раскос центрируют на точку пересечения низа подкрановой траверсы и оси подкрановой ветви. Для разбив-

ки схемы решетки высоту траверсы принимают равной 0,5...0,8 ширины нижней части колонны b_n .

В случае безраскосной решетки расстояние между планками намечают после подбора сечения ветвей и проверки их на устойчивость из плоскости изгиба. Расчет начинают с определения двух невыгоднейших комбинаций расчетных усилий M и N , вызывающих наибольшие приведенные сжимающие усилия (6.55) в подкрановой $N_{в.п}$ и наружной $N_{в.н}$ ветвях.

Так как положение центра тяжести в колоннах с несимметричным сечением заранее неизвестно, то при определении приведенных усилий в ветвях на первом этапе принимают $x = b/2$.

Требуемую площадь сечения ветвей определяют, как в центрально-сжатом стержне по приведенным усилиям

$$A_{в}^{тр} = \frac{N_{в}}{\varphi R_{y\gamma c}}. \quad (6.60)$$

Для обеспечения общей устойчивости колонны из плоскости изгиба высоту сечения ветвей h принимают в пределах (0,3...0,5) b и (1/20...1/30) l_y , где l_y — расстояние между точками закрепления колонны из плоскости изгиба. Эти размеры сечения соответствуют гибкости ветви $\lambda_x \approx 60...90$.

В соответствии с требуемой площадью подбирают сечения ветвей по сортаменту из прокатных профилей или komponуют составное сечение. В последнем случае учитывают условия обеспечения местной устойчивости элементов сечения как при центральном сжатии. Затем уточняют положение центра тяжести сечения, приведенные усилия в ветвях по формуле (6.55) и рассчитывают ветви на устойчивость в плоскости изгиба и из плоскости изгиба по формуле (6.6). В случае безраскосной решетки намечают расстояние между планками из условия, чтобы гибкость ветви не превышала 40.

После нахождения условной перерезывающей силы $Q_{ис}$ по формуле (6.26) сравнивают ее с действительной от расчетных нагрузок, при большей из них находят усилие в раскосе по формуле (6.58) и подбирают площадь его сечения. Наконец, проверяют выполнение условия (6.37), если по формуле (6.52) $m \leq 20$.

Расчет планок и их прикрепления к ветвям выполняют по условиям (6.27) и (6.28).

6.5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ КОЛОНН

1. Стыки колонн. Заводские стыки элементов колонн из листовой стали выполняют встык с полным проваром, а из профильной стали — с листовыми накладками аналогично стыкам в прокатных балках (см. рис. 59). При этом сварные швы не доводят до стыка на 25 мм с каждой стороны или обеспечивают зазор в стыке не менее 50 мм.

Монтажные стыки колонн применяют только при необходимости членения колонны на отправочные марки по условиям транспортировки. Стыки отдельных ветвей, а также сплошных колонн выполняют сварными или на высокопрочных болтах.

Сварные стыки осуществляют встык с полным проваром, а для выверки и закрепления стыкуемых элементов в проектном положении при сварке применяют специальные фиксаторы из уголков (рис. 65, а). Предпочтительными являются стыки на высокопрочных болтах (рис. 65, б). Площадь накладок в стыке назначают равной площади стыкуемых элементов, а количество высокопрочных болтов рассчитывают на то же сочетание усилий, что и саму колонну.

Стыки ступенчатых колонн располагают в уровне сопряжения верхней части колонны с нижней и выполняют преимущественно сварными (см. рис. 71).

2. Проем для прохода в стенке колонны. Проем для прохода в стенке колонны устраивают в зданиях с тяжелым режимом работы кранов

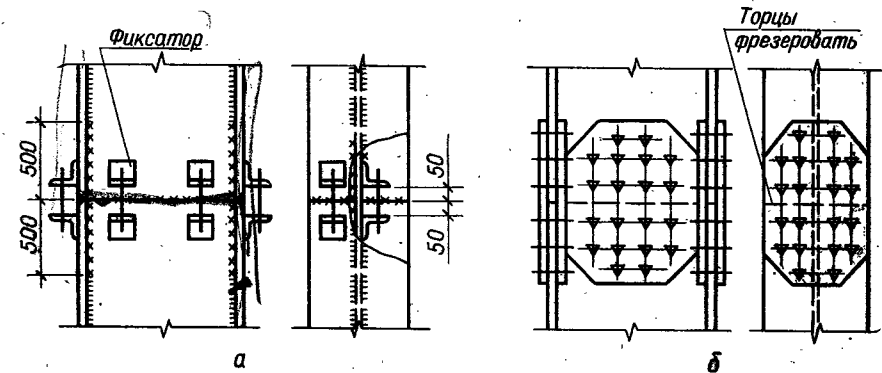


Рис. 65. Монтажные стыки колонн:
а — сварной; б — на высокопрочных болтах.

в тех случаях, когда габариты кранов не позволяют организовать проход вне стенки (рис. 66). Размеры проема в свету принимают не менее 400 мм по ширине и 1800 мм по высоте, ослабленный участок колонны усиливают вертикальными и горизонтальными листами. Вертикальные ребра выполняют из двух листов, приваренных к стенке с подваркой края шва (рис. 66, в). В некоторых случаях усиление производят одним листом, который заводится «в вилку» на стенку колонны и приваривается угловыми швами (рис. 66, г). В этом случае вертикальное ребро состоит из двух частей и стыкуется в середине высоты проема.

Ослабленное сечение рассчитывают на то же сочетание усилий, что и саму колонну (колонна равнопрочна по всей длине) либо определяют расчетные комбинации усилий M , N и Q по верхнему и нижнему сечению проема.

В месте проема колонна работает как внецентренно-сжатый стержень с жесткими планками. При этом в ветвях колонны возникают расчетные усилия (рис. 66, б):

$$\text{продольная сила } N_{в} = \frac{N}{2} + \frac{M}{b_0};$$

$$\text{изгибающий момент } M_{в} = \frac{Qh_{пр}}{4}.$$

Сечение ветви проверяют как внецентренно-сжатый стержень на устойчивость в плоскости действия момента относительно собственной оси 1—1 по формуле (6.37) и из плоскости действия момента по формуле (6.39). Гибкость ветви определяют при расчетной длине, равной высоте проема $h_{пр}$. Сварные швы на участке l_1 (рис. 66, а) рассчитывают по равнопрочности с вертикальными ребрами.

3. Подкрановые траверсы и консоли. В ступенчатых колоннах для передачи усилий от верхней части колонны к нижней и опирания подкрановых балок применяют одноступенчатые траверсы (рис. 67). Для получения достаточной жесткости высота траверсы конструктивно

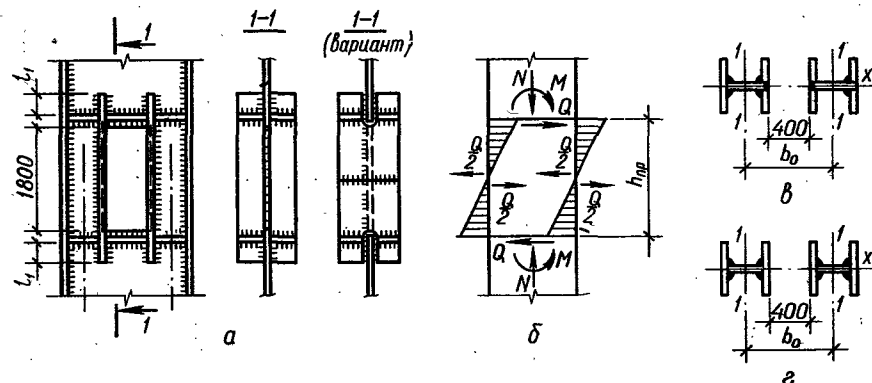


Рис. 66. Прорез для прохода в колонне:

а — конструктивное решение; б — расчетная схема; в, г — схемы укрепления вертикальными ребрами.

равна 0,5...0,8 ширины нижней части колонны, местная устойчивость стенки траверсы обеспечивается устройством горизонтальных поясов. При этом для удобства наложения монтажных швов верхний пояс смещают вниз на 100...150 мм от верхней кромки обреза.

В качестве расчетной схемы траверсы принимают однопролетную балку, опертую на ветви подкрановой части колонны (рис. 67, б, г). Для упрощения расчета и несколько в запас прочности считают, что усилия от верхней части колонны передаются на траверсу только через полки.

$$N_{п} = \frac{N}{2} \pm \frac{M}{b_0},$$

где M и N — расчетные усилия в уровне уступа в верхней части колонны (сечение 3—3) при невыгодном сочетании; b_0 — расстояние между осями ветвей верхней части колонны.

Нагрузка от давления подкрановых балок на колонну D_{max} передается на траверсу через распределительные плиты, толщину которых принимают не менее 25...30 мм. Поверхность плит выполняют острогнанной, торцы подкрановой ветви фрезеруют. Линейная нагрузка от D_{max} на траверсу (рис. 67, б)

$$q = \frac{D_{max}}{b_s + 2t},$$

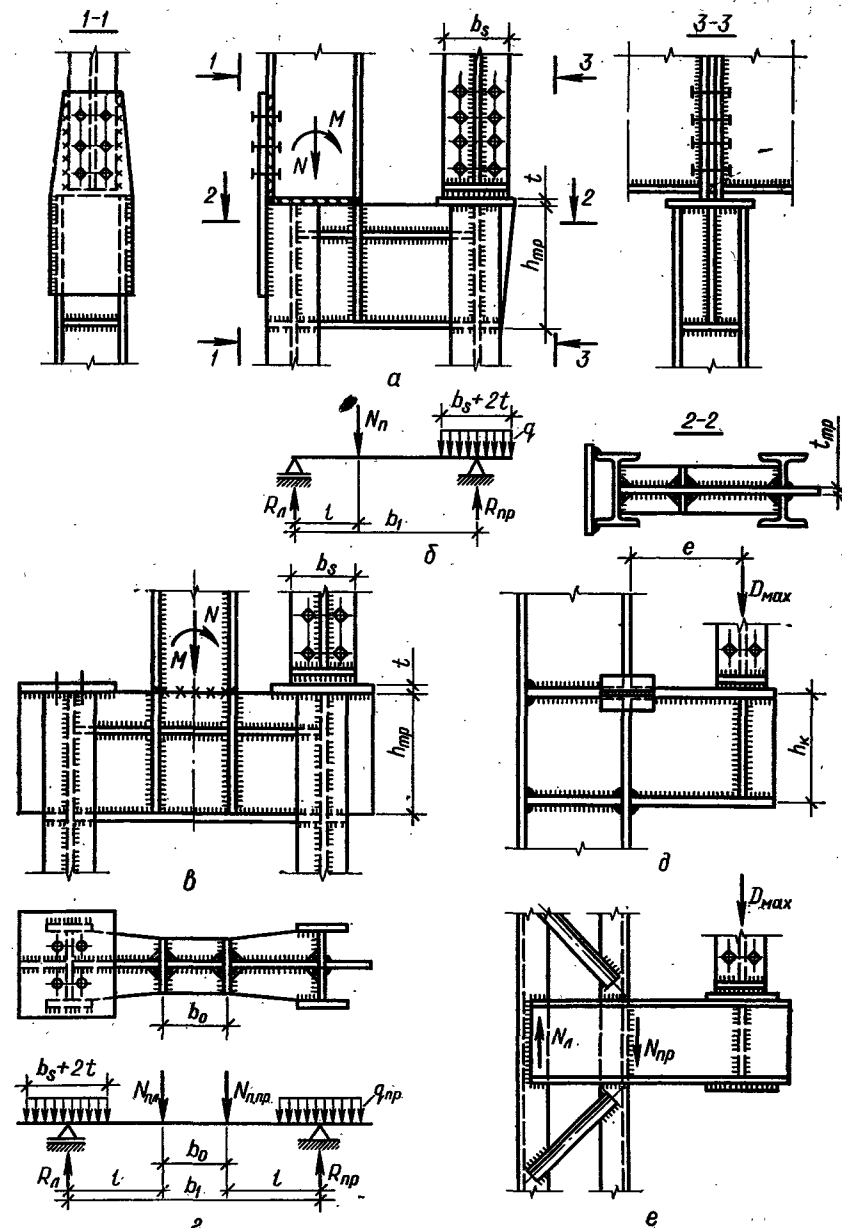


Рис. 67. Подкрановые траверсы и консоли колонн:

а, в — конструкция траверсы колонны соответственно крайнего ряда и среднего; б, г — расчетные схемы траверс; д, е — подкрановая консоль соответственно сплошной колонны и сквозной.

где b_s — ширина опорного ребра подкрановых балок; t — толщина распределительной плиты.

Минимальную толщину стенки траверсы принимают по условию работы ее на смятие:

$$t_{тр} \geq \frac{D_{\max}}{(b_s + 2t) R_p} \quad (6.61)$$

Сечение траверсы проверяют по нормальным и касательным напряжениям

$$\sigma = \frac{M_{тр}}{W_{тр}} \leq R_y \gamma_c; \quad \tau = \frac{1,5Q_{тр}}{t_{тр} h_{тр}} \leq R_s \gamma_c.$$

В расчетное сечение траверсы вводят обычно только стенку траверсы.

Расчетный изгибающий момент в траверсе $M_{тр}$ определяют как в разрезной двухопорной балке (рис. 67, б, г). Максимальная поперечная сила

$$Q_{тр} = R + kD_{\max},$$

где R — опорная реакция траверсы на рассматриваемой опоре (левой R_l или правой $R_{пр}$); $D_{\max}$ — максимальное давление подкрановых балок на этой же опоре; k — коэффициент, учитывающий возможную неравномерность передачи давления от подкрановых балок, равный 0,6.

Сварные угловые швы, прикрепляющие траверсы к ветвям, рассчитывают на восприятие опорных реакций траверсы, а прикрепляющие вертикальные ребра к стенке — на действие приведенных усилий $N_{пр}$. Для более надежного соединения в стенке подкрановой ветви делают прорезь, куда заводят траверсу и приваривают ее четырьмя угловыми швами, рассчитываемыми на суммарную реакцию, равную $R_{тр} = R + D_{\max}$.

В колоннах постоянного по высоте сечения опирание подкрановых балок осуществляют на подкрановые консоли. В колоннах сплошного сечения консоли проектируют одноступенчатыми в виде двутавра и приваривают к полке колонны (рис. 67, д). Верхнюю полку консоли, на которую опирается подкрановая балка, для лучшего распределения давления и предотвращения отгиба делают несколько толще, чем нижнюю. Сечение консоли и сварные швы, прикрепляющие консоль к колонне, рассчитывают на одновременное действие изгибающего момента $M = D_{\max}e$ и срез силой $D_{\max}$ (рис. 67, д). При этом в запас прочности полагают, что изгибающий момент воспринимается только поясами, а перерезывающая сила — стенкой консоли. Аналогичное допущение делают и при расчете сварных швов. Для увеличения длины сварных швов, прикрепляющих верхний пояс консоли к колонне и работающих на растяжение, предусматривают накладки.

Стенку колонны в месте расположения консоли укрепляют ребрами жесткости, толщину которых принимают равной толщине полок консоли, и приваривают сварными швами, рассчитанными на усилие $H = M/h_k$ (рис. 67, д).

В сквозных колоннах консоли выполняют из двух швеллеров (рис. 67, е). Усилия в сварных швах, прикрепляющих швеллеры к вет-

вям, определяют по правилу рычага, а саму консоль проверяют на изгиб и на срез.

4. Базы колонн. Конструкция базы должна обеспечивать равномерную передачу нагрузки от колонны на фундамент и принятое в расчетной схеме соединение колонн с фундаментами — жесткое или шарнирное, а также простоту монтажа колонн.

По конструктивному решению различают базы колонн в виде плоских плит (рис. 68, а) и с траверсами (рис. 68, б, в). На конструктивное

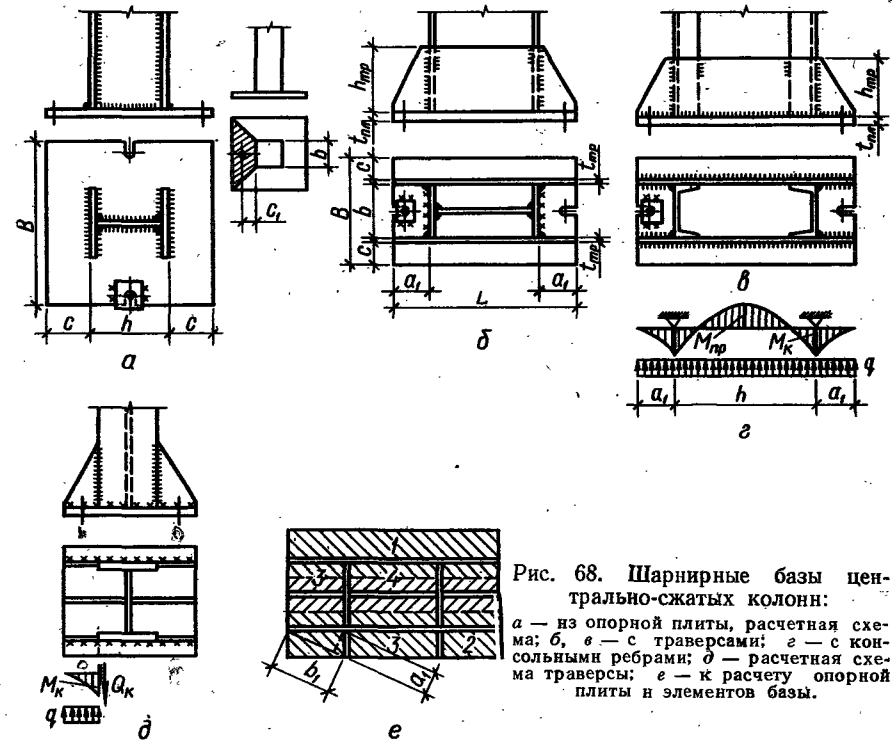


Рис. 68. Шарнирные базы центрально-сжатых колонн:
а — из опорной плиты, расчетная схема; б, в — с траверсами; г — с консольными ребрами; д — расчетная схема траверсы; е — к расчету опорной плиты и элементов базы.

решение баз влияет способ монтажа колонн. В настоящее время наибольшее распространение получил так называемый способ безвыверочного монтажа, при котором колонны с фрезерованными торцами устанавливают на заранее выверенные и подлитые бетоном опорные плиты со строганой верхней поверхностью. Менее широко, преимущественно в случае легких колонн, применяют установку их вместе с приваренной опорной плитой на стальные подкладки толщиной 40...60 мм с последующей подливкой цементным раствором. Такой способ монтажа используют также в тех случаях, когда отсутствует оборудование для строжки торцов и усилие от стержня на опорную плиту передается через сварные швы.

Базы центрально-сжатых колонн с шарнирным опиранием на фундамент крепятся фундаментными болтами, проходящими непосред-

венно через опорную плиту, а некоторая свобода поворота опорного сечения обеспечивается малой изгибной жесткостью опорной плиты. Фундаментных болтов достаточно два, а их диаметр назначают конструктивно равным 20...30 мм.

Для удобства монтажа отверстия в плите для пропуска болтов делают в 1,5 раза больше диаметра болтов. Эти отверстия закрывают шайбами из листовой стали толщиной 16...20 мм, которые приваривают к плите.

Самыми простыми в конструктивном отношении являются базы, состоящие из одной плиты, максимальная толщина которой не должна превышать 60...80 мм (рис. 68, а). В таких базах усилия передаются всегда через фрезерованный торец колонны на строганую поверхность плиты, а сварные швы, прикрепляющие плиту к стержню, выполняются на заводе или на монтаже (в зависимости от способа монтажа) и рассчитываются на усилие 15...20 % от расчетного в колонне.

При больших нагрузках с целью уменьшения толщины опорной плиты в конструкцию базы вводят траверсы (рис. 68, б, в), а также ребра и диафрагмы (рис. 68, г).

Размеры опорной плиты центрально-сжатой колонны определяют в предположении, что расчетное усилие в колонне N распределяется равномерно базой колонны по всей площади контакта с фундаментом. В соответствии с этим требуемая площадь опорной плиты обуславливается прочностью бетона фундамента

$$A_{пл}^{тр} = \frac{N}{R_{см}}, \quad (6.62)$$

где $R_{см}$ — расчетное сопротивление бетона при местном смятии;

$$R_{см} = \gamma R_{пр}^6.$$

Здесь $R_{пр}^6$ — призмная прочность бетона; $\gamma = \sqrt{A_{ф}/A_{пл}}$ — коэффициент, учитывающий увеличение прочности бетона при местном смятии в зависимости от отношения площадей фундамента $A_{ф}$ и опорной плиты $A_{пл}$, но принимаемый не более 1,5.

Если база рассчитывается до проектирования фундамента, то принимают $\gamma = 1,2$. Для фундаментов применяют бетоны марок 100, 150 и 200, призмная прочность которых $R_{пр}^6$ соответственно равна 4,4; 6,5; 8, МПа. При больших усилиях увеличивают $R_{см}$ местным армированием верхней части фундаментов сварными сетками. Опорная плита базы работает на изгиб как пластина, нагруженная равномерно распределенным по площади контакта отпором фундамента и опертая на элементы базы колонны.

Размеры плиты в плане определяют в зависимости от конструкции базы. В центрально-сжатых колоннах с базой, состоящей только из плиты, плиту обычно принимают квадратной со стороной $B = \sqrt{A_{пл}^{тр}}$ или близкой к квадратной. Точный расчет такой плиты, учитывающий пространственную работу, сложен. Поэтому расчет ведут в запас прочности по изгибающему моменту в консольном участке плиты:

$$M = \sigma_{ф} A c_1,$$

где $\sigma_{ф} = N/A_{пл}$ — напряжения в бетоне под плитой; A — площадь трапеции, заштрихованная на рис. 68, а; c_1 — расстояние от центра тяжести трапеции до расчетного сечения. Толщина плиты

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6M}{bR_y\gamma_c}}, \quad (6.63)$$

где b — ширина полки колонны; γ_c — принимают в зависимости от толщины плиты по п.13 табл. 3.

Если плита получается слишком толстой (свыше 80 мм), то следует увеличить марку бетона для уменьшения площади плиты и, следовательно, размеров свесов либо принять базу с траверсами.

Т а б л и ц а 65. Коэффициенты α для расчета на изгиб плит, опертых по четырем сторонам

b/a	1,1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	Более 2
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	---	---------

α 0,048 0,055 0,063 0,069 0,075 0,081 0,086 0,091 0,094 0,098 0,100 0,125

Ширина базы с траверсами (рис. 68, б, в)

$$B = b \text{ (или } h) + 2t_{тр} + 2c,$$

где b и h — размеры колонны; $t_{тр}$ — толщина траверсы, принимаемая предварительно равной 8...10 мм; c — ширина свеса плиты, принимаемая не более 100...120 мм. После этого находят длину плиты $L = A_{пл}^{тр}/B$. В опорной плите выделяют участки, отличающиеся размерами и характером опирания на элементы базы: консольные 1, опертые по двум сторонам 2, опертые по трем сторонам 3, опертые по четырем сторонам 4 (рис. 68, в).

Каждый из участков рассчитывают на изгиб как пластину с шарнирно-опертыми краями. Максимальный изгибающий момент для каждого участка на единицу длины

$$M = \sigma_{ф} \alpha d^2,$$

где d — размер участка; α — коэффициент, принимаемый в зависимости от соотношения размеров сторон участка. Для консольного участка $d = c$, $\alpha = 1/2$. Для участка, опертого по четырем сторонам $d = a$, коэффициент α определяют по табл. 65 в зависимости от соотношения сторон b/a (a — длина короткой стороны участка, b — длинной).

Для участка, опертого по трем сторонам $d = a_1$, коэффициент α принимают по табл. 65 в зависимости от отношения b_1/a_1 (b_1 — длина закрепленной стороны, перпендикулярной свободному краю длиной a_1). При $b_1/a_1 < 0,5$ расчет ведут как для консольного участка с вылетом b_1 .

При расчете участка, опертого по двум сторонам, принимают размер d равным длине перпендикуляра a_1 , опущенного из угла пересечения опертых сторон на диагональ длиной b_1 , а коэффициент α определяют по табл. 66 в зависимости от отношения b_1/a_1 .

Толщину плиты рассчитывают по большему из моментов на отдельных участках:

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6M}{R_y \gamma_c}} \quad (6.64)$$

При расчете стремятся, чтобы требуемые толщины плиты на разных участках были близки друг к другу. Этого достигают, изменяя размеры s и a_1 , а также постановкой, в случае необходимости, диафрагм и ребер.

Высоту траверсы $h_{тр}$ определяют из условия прикрепления ее к стержню колонны сварными угловыми швами по формулам (2.14), полагая при этом, что действующее в колонне усилие N равномерно распределяется между всеми швами.

Траверсу проверяют на изгиб и на срез, рассматривая ее как однопролетную балку с опорами в местах расположения сварных швов

Т а б л и ц а 66. Коэффициенты α для расчета на изгиб плит, опертых по трем или двум сторонам

a_1/b_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	2	Более 2
α	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

(рис. 68, д) и нагруженную линейной нагрузкой $q = \sigma_{\phi} B/2$. При этом в расчетное сечение включают только вертикальный лист с размерами $t_{тр}$ и $h_{тр}$.

Высоту консольных ребер также определяют из условия прикрепления их сварными швами к стержню колонны или к траверсе, но с учетом напряжений в швах от изгиба и перерезывающей силы в соответствии с гл. 2. Нагрузку на консольное ребро собирают с прилегающих участков плиты (рис. 68, е).

При жестком сопряжении с фундаментами базы внецентренно-сжатых сплошных колонн, а также центрально-сжатых (в том числе и сквозных) проектируют с траверсами, а усилия, возникающие в фундаментных болтах, передают на траверсы через анкерные плитки (рис. 69, а). В легких внецентренно-сжатых колоннах, когда в опорном сечении от расчетных нагрузок не возникают растягивающие напряжения, возможно также применение базы только из опорной плиты (рис. 68, а). Во внецентренно-сжатых колоннах количество анкерных болтов не менее четырех, а площадь их сечения определяют расчетом.

В бескрановых зданиях, зданиях с подвесными и мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно с целью экономии стали отметку верха фундамента назначают равной минус 150 мм. Для возможности установки цокольных стеновых панелей в таких зданиях базы крайних колонн проектируют с обрезанными траверсами с внешней стороны, а оси болтов смещают внутрь колонны (рис. 69, б).

При внецентренном сжатии напряжения в бетоне под опорной плитой распределяются неравномерно по линейному закону. Наибольшие и наименьшие напряжения возникают в бетоне по краям плиты,

перпендикулярным плоскости изгиба (рис. 69, в):

$$\sigma_{\phi, \max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} \leq R_{см}; \quad \sigma_{\phi, \min} = \frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2}, \quad (6.65)$$

где B и L — ширина и длина плиты.

Расчет плиты ведут на сочетание усилий M и N , вызывающих максимальное сжатие в бетоне $\sigma_{\phi, \max}$. При этом ширину плиты B принимают по конструктивным соображениям так же, как и при центрально-

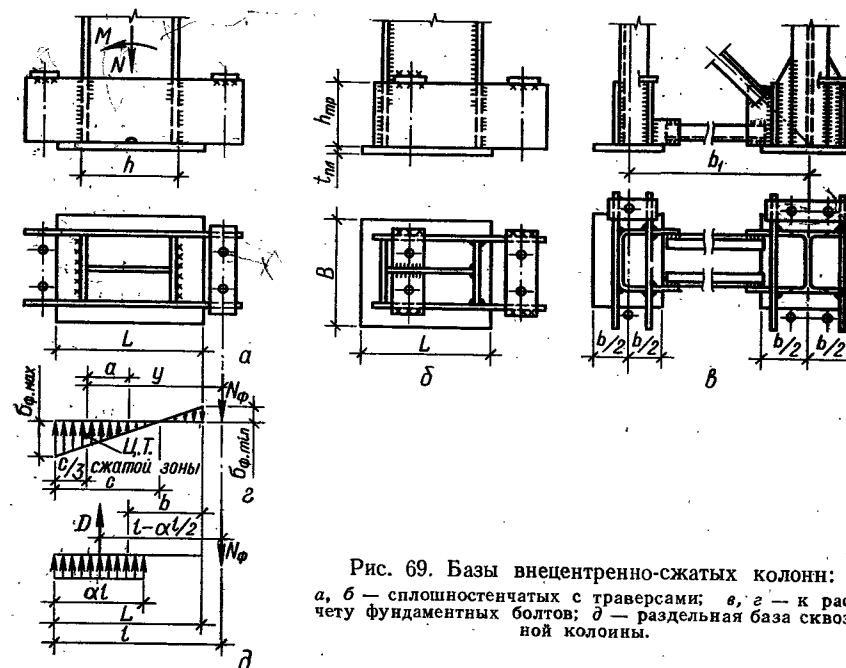


Рис. 69. Базы внецентренно-сжатых колонн: а, б — сплошнотелчатых с траверсами; в, г — к расчету фундаментных болтов; д — раздельная база сквозной колонны.

ном сжатии, а необходимую длину плиты находят по формуле:

$$L \geq \frac{N}{2BR_{см}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR_{см}}\right)^2 + \frac{6M}{BR_{см}}} \quad (6.66)$$

Толщину опорной плиты определяют из расчета характерных участков плиты на изгиб по формуле (6.62), нагрузку для каждого участка принимают равной наибольшему отпору фундамента для рассматриваемого участка в соответствии с эпюрой σ_{ϕ} (рис. 69, в).

Необходимо учитывать, что для разных участков наиболее опасными могут оказаться различные сочетания усилий M и N .

Расчет траверс, консольных ребер и диафрагм ведут, как и при центральном сжатии, а нагрузку на них определяют в зависимости от грузовой площади и напряжения в бетоне фундамента σ_{ϕ} .

Фундаментные болты во внецентренно-сжатых колоннах подразделяют на конструктивные и рабочие. Если на эпюре напряжений

в бетоне под опорной плитой имеется зона отрицательных (растягивающих) напряжений, то анкерные болты устанавливаются по расчету.

Растягивающее усилие N_Φ , которое должно быть воспринято фундаментными болтами, определяют, составляя условие равновесия относительно центра тяжести сжатой зоны бетона (рис. 69, в)

$$M - Na - N_\Phi y = 0$$

$$\text{Откуда } N_\Phi = \frac{M - Na}{y} \quad (6.67)$$

Требуемая площадь сечения фундаментных болтов, устанавливаемых с одной стороны базы

$$A_{ba} = \frac{N_\Phi}{R_{ba}} \quad (6.68)$$

Расчетные сопротивления фундаментных болтов растяжению принимают по табл. 18 в зависимости от марки стали болтов и их диаметра. Фундаментные болты рассчитывают на «анкерную» комбинацию усилий с наибольшим изгибающим моментом и наименьшей сжимающей силой (сжимающая продольная сила разгружает болты), при этом постоянные нагрузки учитывают с коэффициентом надежности по нагрузке 0,9.

При проектировании стремятся к минимальному количеству болтов с каждой стороны колонны, так как при большом количестве болтов усилия в них могут распределяться неравномерно, кроме того, усложняется монтаж. С этой целью увеличивают диаметр болтов, расчетное сопротивление, а также расстояние между осями их.

Для уменьшения площади сечения анкерных болтов можно определять также усилия в них с учетом развития пластических деформаций в бетоне. В этом случае, считая распределение напряжений в бетоне под плитой равномерным (рис. 69, з), растягивающее усилие в болтах

$$N_\Phi = D - N, \quad (6.69)$$

где D — отпор сжатой зоны бетона;

$$D = \alpha l B R_{пр}^6$$

Здесь αl — длина сжатой зоны бетона под плитой.

Коэффициент α определяют из условия равновесия $\Sigma M = 0$ относительно оси фундаментных болтов

$$N_b + M - D \left(l - \frac{\alpha l}{2} \right) = N(b + e) - \alpha l B R_{пр}^6 \left(l - \frac{\alpha l}{2} \right) = 0$$

$$\text{Отсюда } \alpha = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_b}{R_{пр}^6 l^2 B}}, \quad (6.70)$$

где $M_b = N(e + b)$; $e = M/N$.

Базы сплошных внецентренно-сжатых колонн проектируют преимущественно симметричными с целью упрощения изготовления.

Базы сквозных внецентренно-сжатых колонн проектируют раздельными под каждую ветвь, рассматривая их как внецентренно-сжатые жестко закрепленные в фундаменте стойки (рис. 69, д). При этом

расчетное усилие в фундаментных болтах равно растягивающему усилию в ветвях колонны

$$N_b = -N \frac{x}{b_H} + \frac{M}{b_H}$$

при невыгоднейшей комбинации усилий M и N (x — расстояние от центра тяжести сечения колонны до ветви, противоположной рассматриваемой).

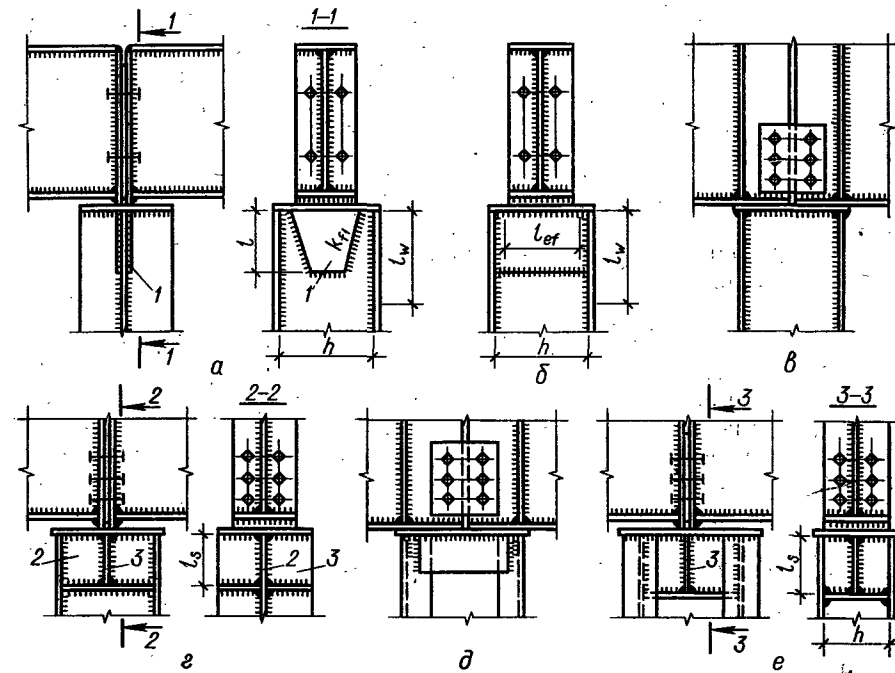


Рис. 70. Оголовки колонн:

а, б — с передачей нагрузки на стенку; в, д — то же, на полки; е, ж — то же, на ребра; з — накладки; 2 — диафрагма; 3 — консольные ребра.

Для всех конструкций баз эффективной является передача усилий через фрезерованные торцы колонн, траверс и ребер на строганую поверхность плиты. В этом случае стержень колонны прикрепляется к плите сварными швами, рассчитанными на поперечную силу и горизонтальную составляющую усилия в вертикальной связи (в связевой панели).

В базах с необработанными поверхностями (при отсутствии оборудования) сварные швы, прикрепляющие элементы базы к плите, определяют расчетом. Опорные плиты без колонн, к которым крепят вертикальные связи, приваривают к закладным деталям из швеллеров, заложеным в фундаменте.

5. Узлы сопряжения ригелей с колоннами. Различают два вида сопряжения ферм и балок с колоннами — опирание сверху и примыкание сбоку.

При опирании сверху узлы сопряжения выполняют шарнирными, стержень колонны завершают оголовком. Наиболее распространенные конструкции оголовков приведены на рис. 70. Усилия от ферм или балок передаются на колонну через плиту оголовка, толщина которой назначается конструктивно 20...30 мм. Для исключения работы плиты на изгиб нагрузку от опорных ребер балок (ферм) передают через плиту непосредственно на элементы стержня колонны — стенку или полки сплошных колонн и стенку ветвей сквозных колонн (рис. 70, а... в, д) или на вертикальные ребра, приваренные к стенке сплошной колонны или ветвям сквозной колонны (рис. 70, г, е).

Толщину элемента колонны (стенки, полки, ребра), находящегося непосредственно под опорным ребром ригеля, принимают не менее чем по условию работы на смятие:

$$t \geq \frac{N}{l_{ef} R_p}; \quad (6.71)$$

где N — расчетное сминающее усилие; l_{ef} — расчетная длина площадки смятия (рис. 70, б)

$$l_{ef} = b + 2t, \quad (6.72)$$

где b — ширина опорного ребра ригеля; t — толщина плиты оголовка.

Если действительная толщина стенки сплошной колонны меньше необходимой по формуле (6.71), ее можно усилить приваркой листовых накладок на участке длиной $l \geq 0,6h$, где h — высота стенки колонны (рис. 70, а). Толщину накладок t_n назначают таким образом, чтобы суммарная толщина накладок и стенки удовлетворяла условию (6.71). Накладки приваривают к стенке колонны сплошными угловыми швами с катетом k_{fl} , рассчитанным на восприятие усилия

$$N' = \frac{2A_n}{2A_n + A_w},$$

где A_n — сминаемая площадь сечения одной накладки; A_w — сминаемая площадь сечения участка стенки колонны длиной l_{ef} .

Толщина накладок не должна приниматься слишком малой во избежание потери устойчивости накладки. Возможно также увеличить толщину стенки колонны на участке $l \approx 0,6h$ (рис. 70, б).

Ширину вертикальных консольных ребер назначают не менее половины ширины опорного ребра ригеля (рис. 70, г, е). Длину вертикальных ребер и диафрагм l_s определяют из условия прикрепления их к стержню колонны сварными угловыми швами и принимают не менее $0,6h$, где h — высота стенки сплошной или минимальный размер сечения сквозной колонны.

Сварные угловые швы, прикрепляющие диафрагмы к стержню колонны, рассчитывают на срез расчетным усилием N , а прикрепляющие ребра к диафрагмам — дополнительно на действие изгибающего момента $M = Nl_{ef}/8$.

В колоннах составного двутаврового сечения поясные швы на участке ниже плиты оголовка длиной $l_w \leq 85\beta_f k_f$ должны быть двусто-

ронными и рассчитаны на усилие в колонне N . Требуемый катет шва

$$k_{f2} \geq \sqrt{\frac{N}{2 \cdot 85 \cdot \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}}. \quad (6.73)$$

Широко применяют оголовки, в которых усилие передается от строганой поверхности плиты на фрезерованные торцы стержня колонны и диафрагм. В этом случае сварные угловые швы, прикрепляющие плиту к оголовку принимают конструктивно минимальными по табл. 22, а если в верхнем сечении действует перерезывающая сила, то швы про-

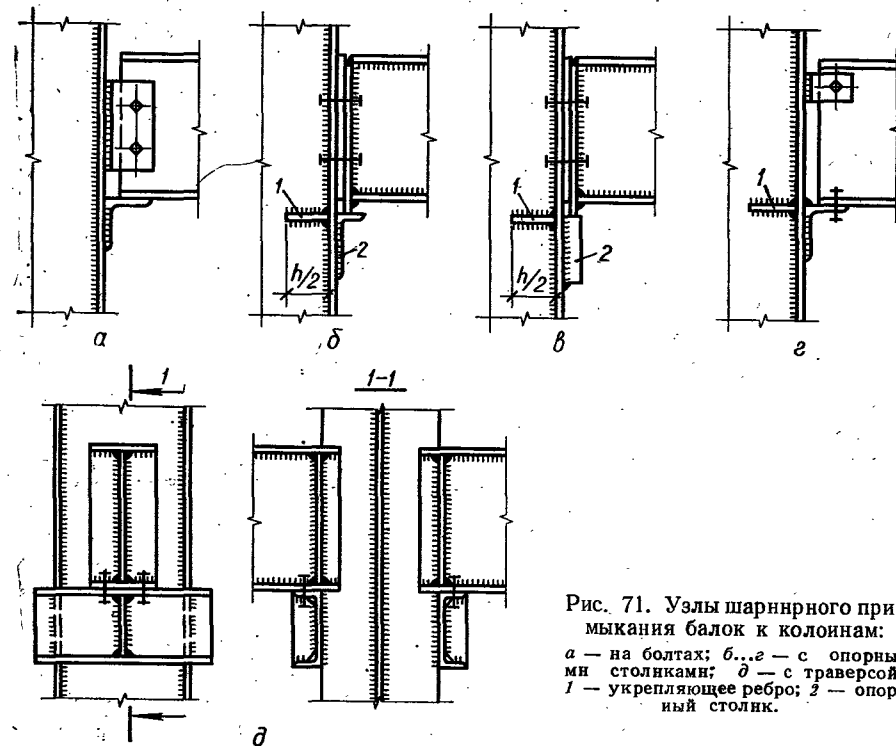


Рис. 71. Узлы шарнирного примыкания балок к колоннам:
а — на болтах; б...г — с опорными столиками; д — с траверсой; 1 — укрепляющее ребро; 2 — опорный столик.

веряют на эту силу. При необработанных торцах расчету подлежат угловые швы, расположенные непосредственно под опорным ребром ригеля. Катет их определяют по формуле (2.14), при длине швов $l_w = l_{ef}$ по формуле (6.72).

Узлы опирания ригелей (балок) на колонну сбоку бывают шарнирными и жесткими. Конструкция и расчет узлов опирания стропильных ферм покрытия рассмотрены в гл. 7. Узлы опирания сбоку балок рабочих площадок на колонны приведены на рис. 71. Шарнирные узлы опирания на полки сплошных колонн осуществляют на болтах и на опорных столиках. Расчет болтов, а также прикрепления опорных столиков к колонне ведется аналогично расчету этих элементов в узлах сопряжения балок (см. параграф 5.14). Столики применяют из угол-

ков, иногда с частично обрезанной горизонтальной полкой, и из листов. При тонких полках колонны ($t_i < 0,7t$, где t_i — толщина полки колонны, а t — толщина опорного ребра балки) стенку колонны в уровне столика укрепляют ребром жесткости шириной $h/2$, где h — высота стенки колонны. При наличии в балке продольной растягивающей силы N ее учитывают при расчете болтов (сжимающую силу в этом случае не учитывают), а опорное ребро и полки колонны проверяют на отгиб.

При небольших опорных реакциях R , когда опорные ребра в прокатных балках отсутствуют, опирание может производиться непосредственно через нижнюю полку на опорный столик из уголка (рис. 71, з). В этом случае толщину полки опорного уголка определяют из условия ее работы на изгиб. Изгибающий момент у внутренней кромки полки составляет $M = R \frac{b-l}{2}$, а требуемая толщина полки

$$t \geq \sqrt{\frac{6M}{R_y \gamma_c}}, \quad (6.74)$$

где b — ширина верхней полки столика; t — толщина полки уголка; l — длина опорного столика.

Для уменьшения изгибающего момента в корне полки и следовательно ее толщины горизонтальную полку столика можно обрезать до размера, предельно обеспечивающего устойчивость опорного участка стенки балки по формуле (5.42), но не менее 100 мм. Длину уголка l принимают равной ширине полки опирающейся балки плюс 40 мм.

Сварные швы, прикрепляющие столик к колонне, располагают по вертикальным кромкам и по обушке. При действии в узле нормальной силы N считают, что она воспринимается только сварным швом по обушке опорного уголка, а болты крепления балки к опорному уголку и ответные ребра в колонне становятся расчетными.

Шарнирные узлы опирания балок на двутавровые колонны, когда ось балки ориентирована перпендикулярно стенке колонны, осуществляют на траверсах из швеллеров или двутавров (рис. 71, д). Расчет прикрепления траверс к полкам колонны ведут так же, как и опорных столиков, а сами траверсы рассчитывают на изгиб и на срез. Толщину стенок траверсы проверяют на смятие.

Рамные узлы сопряжения балок с колоннами применяют двух типов — с фланцами (рис. 72, а, б) и на накладках (рис. 72, в, г). В обоих типах узлов эффективно применение высокопрочных болтов.

Если несущая способность фланцевых узлов в ряде случаев может быть ограничена несущей способностью болтов, то узлы на накладках всегда обеспечивают передачу опорного момента, равного несущей способности балки. Расчет и проектирование фланцев выполняют в соответствии с работой [17]. В рамных фланцевых узлах фланец выполняет роль опорного ребра ригеля, которое передает вертикальную опорную реакцию на столик, и одновременно работает на изгиб, обусловленный растягивающими усилиями в болтах (рис. 72, а). Нейтральная ось при повороте таких узлов проходит на уровне нижнего пояса балки, а поэтому растягивающее усилие, возникающее в болтах i -го

ряда, пропорционально расстоянию от болтов до нижнего пояса

$$N_i = \frac{M h_i}{\sum h}, \quad (6.75)$$

где M — расчетный изгибающий момент; h_i — расстояние от нижнего пояса до i -го ряда болтов.

Максимальное растягивающее усилие, воспринимаемое одним болтом крайнего, наиболее удаленного ряда,

$$N_b^{\max} = \frac{M h_{\max}}{m \sum h^2},$$

где m — количество болтов в ряду.

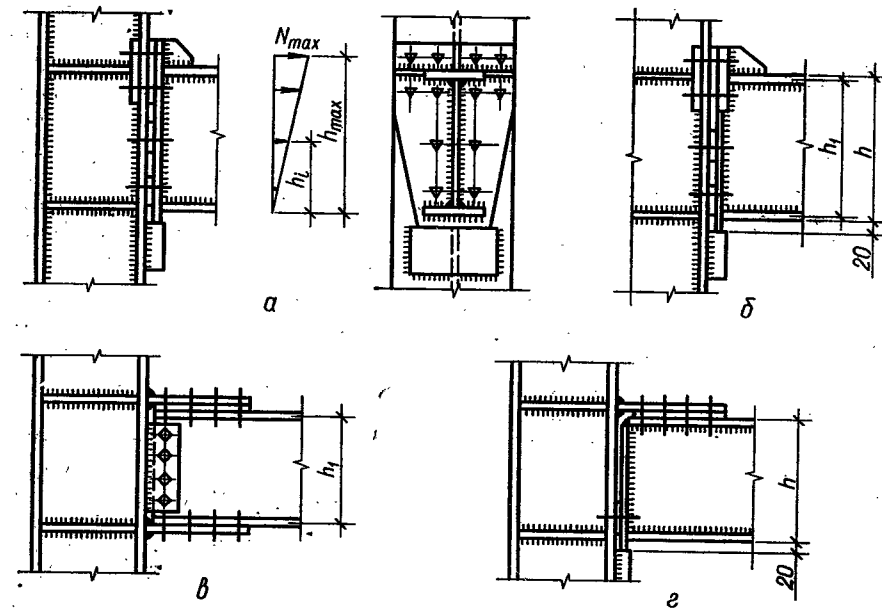


Рис. 72. Узлы жесткого примыкания балок к колоннам:
а, б — на фланцах; в, г — на накладках.

В таких узлах болты в нижней и средней части ригеля работают не эффективно и расстояние между ними по высоте часто принимают конструктивно максимально возможным.

Поэтому в высоких ригелях рациональным конструктивным решением является такое, когда опорное ребро участвует только в передаче опорной реакции на столик, а изгибаемый фланец располагается в верхней части ригеля таким образом, что ось пояса проходит в середине фланца по высоте (рис. 72, б). В этом случае изгибающий момент воспринимают только болты, проходящие через фланец, и растягивающее усилие, приходящееся на один болт

$$N_b = \frac{M}{n h_1}, \quad (6.76)$$

где h_1 — расстояние между осями поясов; n — количество болтов, проходящих через фланец.

В рамных узлах на накладках вертикальная опорная реакция передается через высокопрочные болты (рис. 72, в) или через опорное ребро на столик (рис. 72, г). Опорный изгибающий момент M воспринимается только болтами, проходящими через пояса и накладки. Усилие, действующее в накладке, определяют по формуле $N_n = M/h_1$, а требуемая площадь сечения накладки нетто

$$A_n = \frac{N_n}{R_y \gamma_c}.$$

Длину накладки назначают по условию размещения необходимого количества болтов. Сварные угловые швы, прикрепляющие накладки к полкам колонны, рассчитывают на усилие N_n . Стенки колонн в местах примыкания накладок или поясов ригелей в узлах с фланцами укрепляют ребрами жесткости. Прикрепление верхних ребер к колоннам рассчитывают на усилия, передающиеся с поясов ригелей при одностороннем примыкании и на разность этих усилий при двустороннем примыкании ригелей.

Нижние ребра, сжатые силой N_n , рассчитывают на устойчивость по формуле (6.6), включая в расчетное сечение прилегающие участки стенки шириной $0,65t\sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра.

Рамные узлы на накладках применяют в колоннах из прокатных профилей. В колоннах сварного составного сечения такие узлы допускаются только при гарантированном подтверждении отсутствия расслоения металла в полке колонны в месте примыкания накладки, воспринимающей растягивающее усилие.

При проектировании в первую очередь следует стремиться применить рамные узлы на фланцах, где высокопрочные болты работают на растяжение как обеспечивающие максимальное удобство монтажа. Узлы на накладках, где высокопрочные болты обеспечивают трение между поверхностями соединяемых элементов, требуют большей точности изготовления, более трудоемки на монтаже, а поэтому их следует применять в тех случаях, когда восприятие расчетного изгибающего момента высокопрочными болтами невозможно или затруднено.

В колоннах с односторонними поясными швами в узлах крепления связей, балок, распорок и других элементов в зоне передачи усилия применяют двусторонние поясные швы, выходящие за контуры прикрепляемого элемента (узла) на длину не менее $30k_f$ с каждой стороны. При этом поясные швы, находящиеся в районе расположения опорного столика на длине $l_w \leq 85\beta_f k_f$, проверяют расчетом, катет шва на этом участке

$$k_f \geq \sqrt{\frac{RA_w}{2 \cdot 85\beta_f^2 R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}}, \quad (6.77)$$

где A , A_w — соответственно площади сечения колонны и стенки; R — вертикальная опорная реакция.

Глава 7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ

7.1. СКВОЗНЫЕ РИГЕЛИ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ КАРКАСА

Сквозные ригели поперечных рам каркаса производственного здания рассчитывают в соответствии с принятой их конструктивной схемой, характером сопряжения с колоннами, действующими на покрытие нагрузками, а также с учетом типа сечений отдельных элементов. В общем случае определение расчетных усилий в элементах сквозных ригелей (стропильных ферм) ведут с помощью ЭВМ, рассматривая ригель как составной элемент поперечной рамы каркаса (см. параграф 3.8). Нет

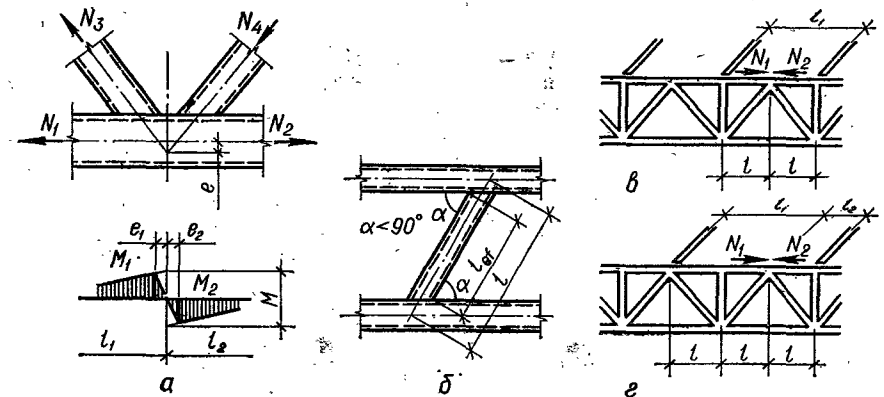


Рис. 73. К расчету ферм:

а — распределение изгибающих моментов в узле с расцентровкой осей элементов решетки; б — расчетная длина элементов решетки из замкнутых гнутосварных профилей; в — к определению расчетных длин поясов из плоскости соответственно при креплении стержня через узел и при нерегулярном раскреплении.

В предположении наличия в узлах идеальных шарниров элементы ферм работают только на осевые усилия. Это допущение справедливо для ферм с элементами из уголков и тавров, а также из труб, двутавров и замкнутых профилей при отношении диаметра пояса (высоты профиля) к длине панели не более $1/10$ для конструкций, эксплуатируемых в климатических районах $\Pi_4, \dots, \Pi_{12}$ и $1/15$ — I_1, I_2, Π_2 и Π_3 . При большем отношении распределение внутренних усилий между элементами ферм следует определять с учетом жесткости узлов и учитывать при этом возникающие в стержнях изгибающие моменты. Необходимость учета дополнительных изгибающих моментов возникает также при наличии расцентровки осей стержней в узлах или при внеузловой передаче внешних нагрузок. В первом случае изгибающие моменты определяют в узлах как произведения разности усилий в элементах пояса, примыкающих к узлу ($\Delta N = N_1 - N_2$), на значение расцентровки e (рис. 73, а), а во втором — в пролетных и опорных сечениях многопролетной балки на упруго прогибающихся опорах.

При наличии узлового эксцентриситета изгибающий момент, действующий в i -м стержне узла,

$$M_i = \frac{M \cdot n_i}{\sum n_j}, \quad (7.1)$$

где $M = \Delta N \cdot e$ — узловой изгибающий момент; $n_i = \frac{EI_i}{l_i}$ — погонная жесткость i -го стержня; I_i и l_i — соответственно момент инерции сечения и длина i -го стержня; $\sum n_j$ — сумма погонных жесткостей всех по длине стержней, сходящихся в узле.

Если величина n в элементах пояса значительно больше, чем в элементах решетки, то условно считают, что узловой момент следует распределить только между элементами пояса. Тогда:

$$M_1 = M \frac{l_1 - e_1}{l_1 + l_2} \cdot \frac{l_2}{l_1}; \quad (7.2) \quad M_2 = M \frac{l_2 - e_2}{l_1 + l_2}, \quad (7.3)$$

где M_1 и M_2 , l_1 и l_2 , e_1 и e_2 — соответственно изгибающие моменты, длины панелей и смещения равнодействующего усилия по оси пояса (рис. 73, а) каждого из двух примыкающих к узлу элементов пояса.

В фермах из труб узловые эксцентриситеты допускается не учитывать, если при постоянном сечении пояса все эксцентриситеты расположены по одну сторону его оси и не превышают $0,2d$, где d — диаметр пояса. В фермах с элементами из замкнутых гнуто-сварных профилей не учитывают эксцентриситеты, не превышающие $0,25$ высоты пояса.

Изгибающие моменты от поперечной нагрузки, приложенной к поясам, допускается определять приближенно:

пролетный момент в крайней панели

$$M_{кр} = \frac{ql^2}{10}; \quad (7.4)$$

пролетный момент в промежуточных панелях

$$M_{пр} = \frac{ql^2}{12}; \quad (7.5)$$

узловые изгибающие моменты

$$M = \frac{ql^2}{18}, \quad (7.6)$$

где q — линейная распределенная нагрузка; l — длина соответствующей панели.

Если к узлу примыкают пояса разной длины, то узловой момент принимают равным среднему значению узловых моментов, найденных по формуле (7.5) при соответствующих значениях l [22].

Помимо расчета ферм на эксплуатационные нагрузки необходимо дополнительно проверить их в монтажном положении при частичном загрузении верхнего пояса элементами кровли. Несмотря на то, что в этом случае расчетные усилия меньше, чем в процессе эксплуатации, на монтаже возможна потеря устойчивости сжатого пояса из плоскости фермы вследствие отсутствия необходимого раскрепления его в этом направлении. Для соблюдения требуемой гибкости (табл.

67) устанавливают временные (на период монтажа) распорки между фермами. Используемая при проверке монтажная нагрузка включает собственный вес ферм и плит покрытия.

Относительные прогибы ферм от нормативной нагрузки не должны превышать предельных, равных $1/400$ для ферм, несущих подвесное подъемно-транспортное или технологическое оборудование, и $1/250$

Таблица 67. Предельные гибкости и расчетные длины элементов ферм

Номер	Наименование	Расчетная длина при направлении продольного изгиба		Усилие	Предельная гибкость $[\lambda]$ при действии нагрузок	
		в плоскости фермы	из плоскости фермы		статической	динамической
1	Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции	l	l_1	Сжатие Растяжение	180 400	— 60α 250
2	Верхние пояса, не закрепленные во время монтажа	l	l_1 или по формулам (7.7)... (7.9)	Сжатие	220 (после завершения монтажа — по п.1)	
3	Прочие элементы решетки	$0,8l$	l	Сжатие Растяжение	210 400	— 60α 350
4	То же, для ферм из одиночных уголков и ферм с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	$0,9l$	l	Сжатие	210	— 60α
5	То же, для ферм с поясами из замкнутых профилей с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	$0,9l$	$0,9l$	Растяжение	400	350
6	Стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых элементов и другие незагруженные элементы	$0,8l$	l	Сжатие	200	

для других ферм. Для конструкций, изготавливаемых со строительным подъемом, максимальный вертикальный прогиб определяют как разность полного прогиба и значения строительного подъема, равного прогибу от постоянной и длительной временной нагрузок для ферм пролетами свыше 36 м и прогибу от суммарной нормативной нагрузки плюс $1/200$ пролета для ферм с параллельными поясами, независимо от их пролета.

Расчетные длины элементов сквозных стропильных конструкций назначают с учетом влияния примыкающих в узлах ферм стержней,

Т а б л и ц а 68. Коэффициенты расчетной длины μ_{12} и μ_{11} для стержней

Эскиз	$\frac{I_2}{I_1}$	$I_2 :$							
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	
N_2 L_2 I_2 N_1 L_1 I_1	0,04	1,23	2,0	2,83	3,62	4,37	5,07	5,82	
	0,06	1,17	1,7	2,38	2,99	3,61	4,2	4,75	
	0,08	1,15	1,55	2,09	2,64	3,17	3,65	4,2	
	0,10	1,13	1,45	1,93	2,4	2,86	3,31	3,79	
	0,20	1,11	1,32	1,55	1,86	2,2	2,5	2,78	
	0,3	1,1	1,25	1,44	1,66	1,89	2,14	2,37	
	0,4	1,1	1,23	1,39	1,56	1,74	1,94	2,14	
	0,5	1,1	1,22	1,36	1,5	1,66	1,84	1,99	
	1,0	1,1	1,2	1,3	1,41	1,5	1,6	1,7	
	L_2 I_2 L_1 I_1 $N_1 + N_2$	0,04	1,01	1,04	1,29	1,68	2,23	2,74	3,21
0,06		1,01	1,04	1,16	1,48	1,87	2,28	2,66	
0,08		1,01	1,04	1,12	1,34	1,67	2,0	2,35	
0,1		1,01	1,04	1,1	1,23	1,54	1,83	2,14	
0,2		1,01	1,03	1,07	1,15	1,28	1,45	1,64	
0,3		1,01	1,03	1,07	1,12	1,21	1,33	1,48	
0,4		1,01	1,03	1,06	1,11	1,18	1,28	1,39	
0,5		1,01	1,03	1,06	1,11	1,17	1,25	1,34	
1,0		1,01	1,03	1,06	1,1	1,15	1,2	1,25	

препятствующих продольному изгибу стержня, теряющего устойчивость. При этом расчетные длины, а следовательно, и гибкости стержней определяют для двух направлений, где возможна потеря устойчивости: в плоскости (l_{efx} и λ_x) и из плоскости (l_{efy} и λ_y) фермы. Для определения расчетных длин элементов в плоскости фермы исходят из геометрической длины стержня l , равной расстоянию между центрами смежных узлов. Из плоскости фермы расчетные длины определяют расстояния l_1 между узлами закрепления поясов связями, приваренными ребрами железобетонных плит, а для элементов решетки — расстояния между узлами фермы (табл. 67). Исключение составляют промежуточные раскосы ферм из замкнутых гнутосварных профилей, для которых расчетная длина l_{ef} в плоскости и из плоскости фермы равна расстоянию между вершинами острых углов примыкания к поясам, спроектированному на ось раскоса (рис. 73, б). Для этих же ферм расчетные длины стоек со сплюсненными концами определяют при коэффициенте расчетной длины $\mu = 1$.

Для элементов с переменными по длине усилиями расчетные длины из плоскости фермы определяют таким образом:

при раскреплении стержня через узел (рис. 73, в) и значениях сжимающих усилий $N_1 > N_2$

$$l_{ef} = l_1 \left(0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1} \right), \quad (7.7)$$

причем проверку устойчивости выполняют по большему из двух усилий — N_1 ;

переменного сечения с шарнирно опертыми концами

t_1							
0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
$\mu_{12} (N_1 = 0)$							
6,55	7,15	7,85	8,96	10,3	11,6	12,6	13,7
5,32	5,93	6,4	7,5	8,5	9,53	10,5	11,2
4,62	5,15	5,62	6,42	7,3	8,3	9,0	9,8
4,2	4,62	5,0	5,82	6,63	7,32	8,07	8,73
3,08	3,31	3,66	4,14	4,73	5,24	5,77	6,24
2,6	2,83	3,02	3,5	3,93	4,33	4,77	5,16
2,31	2,51	2,71	3,08	3,44	3,89	4,13	4,49
2,15	2,31	2,47	2,81	3,12	3,42	3,75	4,08
1,8	1,9	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
$\mu_{11} (N_2 = 0)$							
3,7	4,2	4,63	5,52	6,3	7,15	7,85	8,75
3,05	3,45	3,84	4,55	5,24	5,95	6,55	7,15
2,68	3,02	3,34	3,98	4,55	5,15	5,72	6,2
2,44	2,74	3,02	3,58	4,06	4,63	5,06	5,57
1,84	2,05	2,26	2,64	3,02	3,39	3,7	4,02
1,63	1,79	1,94	2,25	2,56	2,83	3,11	3,35
1,52	1,64	1,77	2,03	2,28	2,54	2,73	3,0
1,44	1,55	1,66	1,89	2,09	2,33	2,53	2,74
1,32	1,39	1,46	1,61	1,75	1,89	2,03	2,17

при нерегулярном раскреплении верхнего пояса переменного сечения (например, в процессе монтажа) и $N_1 > N_2$ (рис. 73, а) для каждого участка с постоянным усилием (сечением)

$$l_{ef1} = \mu_1 l_1; \quad l_{ef2} = \mu_2 l_2, \quad (7.8)$$

где по-анalogии с одноступенчатыми колоннами

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{1f}(\beta - 1)}{\beta}}; \quad \mu_2 = \frac{\mu_f}{\alpha_f};$$

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}}; \quad \beta = \frac{N_f + \lambda_2}{N_2}.$$

Значения коэффициентов μ_{11} и μ_{12} приведены в табл. 68 в зависимости от соотношений l_2/l_1 и l_2/l_1 , где l_1 и l_2 , l_1 и l_2 — моменты инерции сечений из плоскости фермы и геометрические длины соответствующих участков пояса.

Если $N_2 = 0$, то расчетную длину определяют только для загруженной части:

$$l_{ef1} = \mu_{11} l_1. \quad (7.9)$$

Гибкости стержней

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \leq [\lambda]; \quad \lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} \leq [\lambda]. \quad (7.10)$$

Значения радиусов инерции i_x и i_y принимают по сортаментам используемых профилей с учетом ориентации сечений относительно

рассматриваемых в расчете плоскостей. Для элементов из одиночных уголков радиус инерции определяют относительно оси наименьшей жесткости уголка ($i = i_{\min}$) при расчетной длине элемента $l_{ef} \geq 0,9l$ и относительно оси уголка, перпендикулярной или параллельной плоскости фермы, в остальных случаях.

Предельные гибкости $[\lambda]$ сжатых стержней, установленные для уменьшения влияния случайных эксцентриситетов (погибей, искривлений и др.), определяют в зависимости от коэффициента $\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y} \geq 0,5$, отражающего уровень расчетных напряжений. В необходимых случаях — при наличии эксцентриситетов приложения силы либо местных изгибающих моментов — вместо коэффициента φ принимают φ_e .

Для растянутых элементов значения $[\lambda]$ установлены с целью предотвращения их провисания под собственным весом и под действием случайных поперечных сил. При статических нагрузках гибкость растянутых стержней достаточно проверить только в вертикальной плоскости, а в горизонтальной проверка необходима для нижних поясов ферм в зданиях, оборудованных мостовыми или подвесными кранами. Требуемую гибкость этих поясов обеспечивают соответствующим закреплением их промежуточных узлов при помощи растяжек. Для элементов конструкций, рассчитываемых на выносливость либо с учетом коэффициентов динамичности, предельные гибкости следует принимать как для случая динамической нагрузки.

Если в процессе эксплуатации какой-либо элемент воспринимает усилия разных знаков (растяжение — сжатие), то его следует рассчитывать на оба усилия и принимать большее из двух полученных сечений. Однако конструирование стержня необходимо вести исходя из требований, предъявляемых к сжатым элементам.

Подбор сечений стержней ферм выполняют в соответствии с их напряженным состоянием и с учетом коэффициентов условий работы γ_c (см. табл. 3). Требуемые геометрические характеристики поперечного сечения определяют по условиям обеспечения прочности или устойчивости, а также предельной гибкости.

Требуемая площадь сечения растянутого стержня

$$A^{tr} = \frac{N}{R_y \gamma_c}, \quad (7.11)$$

причем при наличии ослабления, например, отверстиями под болты, полученное значение A^{tr} следует увеличить на 10...15 % с уточнением площади сечения нетто после конструирования.

При определении требуемой площади сечения центрально-сжатого стержня по формуле

$$A^{tr} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} \quad (7.12)$$

значение коэффициента продольного изгиба φ принимают по предварительно назначенной гибкости: для поясов и опорных раскосов $\lambda = 80...100$, а для элементов решетки $\lambda = 100...120$. В обоих случаях

радиус инерции сечения находят исходя из предварительно назначенных значений гибкостей λ_x и λ_y , которые должны быть меньше предельных:

$$i_x^{tr} = \frac{l_{efx}}{\lambda_x}; \quad i_y^{tr} = \frac{l_{efy}}{\lambda_y}. \quad (7.13)$$

Для внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов следует использовать рекомендации, изложенные в параграфе 6.3.

Исходя из найденных по формулам (7.11) и (7.13) или (7.12) и (7.13) характеристик, по сортаменту определяют номер соответствующего профиля либо komponуют составное сечение. При этом следует руководствоваться следующими соображениями:

общее количество типоразмеров сечений для одной фермы пролетом до 36 м не должно превышать 6...8;

изменение сечения поясов следует предусматривать не более одного раза в фермах пролетами 24 м и более, сохраняя при меньших пролетах постоянное сечение поясов, подобранное по большему усилию;

при изменении сечения поясов высоту профиля целесообразно сохранять постоянной, варьируя его толщиной или шириной;

не рекомендуется применять в одной ферме профили одного типа-размера, отличающихся либо толщиной, либо маркой стали;

при выборе профилей стремятся использовать более тонкие из них; минимальная толщина прокатных элементов 5, для труб и замкнутых прямоугольных профилей 3 мм.

Элементы стропильных ферм проектируют из различных прокатных либо гнутых профилей. Сечения из парных уголков применяют для поясов ферм и для стержней решетки. Если расчетные длины пояса в плоскости $l_{ef,x}$ и из плоскости фермы $l_{ef,y}$ равны между собой, то целесообразно компоновать сечение из двух неравнополочных уголков, составленных большими полками вместе. Этот же тип сечения применяют при наличии местного изгиба в поясах. При $2l_{ef,x} = l_{ef,y}$ неравнополочные уголки, составленные меньшими полками вместе, более рациональны. Если ширина уголка не превышает 100 мм, то сечение пояса komponуют из двух равнополочных уголков независимо от соотношения расчетных длин $l_{ef,x}$ и $l_{ef,y}$. Для элементов решетки используют равнополочные уголки, образующие тавровые (для раскосов) или крестовые (для стоек) сечения. Уголки менее 50 × 5 применять не рекомендуется.

Совместная работа двух уголков между узлами фермы обеспечивается постановкой между уголками прокладок, размеры которых назначают конструктивно: толщина их равна толщине принятых в ферме фасонки, ширина — 60...100 мм, длина — на 20...30 мм больше ширины полки уголка. Расстояние между прокладками в сжатых стержнях не должно превышать $40i$, в растянутых — $80i$, где i — радиус инерции одного уголка относительно оси, параллельной плоскости расположения накладок. Толщину узловых фасонки, размещаемых между уголками в узлах, назначают по наибольшему усилию в стержнях решетки — в опорном раскосе (табл. 69). Толщину фасонки назначают одинаковой для всей фермы, однако при больших

пролетах допускается разница между толщинами фасонки в смежных узлах не более 4 мм.

Сечения элементов из одиночных уголков располагают таким образом, чтобы одна из полок была расположена в плоскости фермы, а другая — перпендикулярно ей. Возможна ориентация полок уголка пояса под углом 45° к вертикальной плоскости. В связи с этим крепление элементов решетки выполняют либо непосредственно к полкам уголков пояса, либо к фасонкам. В обоих случаях смещение центров тяжести уголков поясов и опорных раскосов в вертикальной плоскости не должно превышать толщины полки наиболее толстого уголка.

Т а б л и ц а 69. Толщины узловых фасонки ферм

Усилие в элементах решетки, кН	Толщина фасонки, мм	Усилие в элементах решетки, кН	Толщина фасонки, мм
до 150	6	1001...1400	16
151...200	8	1401...1800	18
201...400	10	1801...2200	20
401...600	12	2201...2600	22
601...1000	14	2601...3000	25

Высота сечений поясов из тавров составляет ориентировочно $1/15 \dots 1/20$ длины панели. Положение оси, проходящей через центр тяжести сечения тавра, на которую центрируют оси примыкающих элементов решетки, принимают по сортаменту. Используют тавры высотой, равной 0,25 высоты исходных двутавров. Тогда расстояние от грани полки до центра тяжести тавра приблизительно равно сумме толщины полки и радиуса закругления в сопряжении полки со стенкой.

Высота поясов из труб, гнутосварных профилей и широкополочных двутавров не должна превышать $1/10$ длины панели. В фермах из труб отношение диаметров поясов и элементов решетки должно быть менее 3. Толщины труб принимают в пределах $1/35 \dots 1/45$ диаметров для поясов и до $1/30$ диаметров для раскосов и стоек. При использовании в одной ферме труб одинакового диаметра, но с разными толщинами, разность толщин должна быть не менее 1,5 мм. Трубы диаметром менее 50 мм применять не рекомендуется. Во избежание взаимного пересечения трубчатых элементов решетки их оси могут быть смещены с центров узлов (кроме опорных), а образовавшиеся в результате этого эксцентриситеты должны быть учтены при расчете ферм.

Размеры гнутосварных профилей для элементов ферм подбирают с учетом обеспечения местной устойчивости стенок профилей. В этой связи отношение расчетной высоты стенки, определяемой расстоянием между закруглениями сечения, к толщине должно быть не более 45 для поясов и не более 60 для элементов решетки. Ширина поясного элемента по условию примыкания стержней решетки в узлах должна превышать ширину раскосов и стоек на $3(t_f + t)$ в каждую сторону, где t_f и t — соответственно толщина пояса и раскоса. Для всех эле-

ментов ферм применяют обычно квадратные сечения, а при наличии изгибающих моментов в поясах — прямоугольные профили, ориентируя их большей жесткостью в плоскости изгиба. Отношение минимального поперечного размера сечения элемента решетки к ширине пояса не должно быть менее 0,6.

7.2. УЗЛЫ СКВОЗНЫХ РИГЕЛЕЙ

Соответствие конструктивного решения ферм их расчетным схемам обеспечивается правильным конструированием узлов сопряжения стержней ферм между собой и с примыкающими к узлам другими элементами каркаса. Особенности конструирования обусловлены принятыми типами сечений стержней, способом их соединения между собой, характером сопряжения на опорах.

Конструирование узлов начинают с вычерчивания осей всех элементов, сходящихся в узле, которые должны пересекаться в одной точке за исключением случаев, когда расцентровка осей предусмотрена расчетом. В сварных конструкциях с вычерченными осями совмещают оси элементов, проходящие через центры тяжести их поперечных сечений с округлением расстояний z_0 , принятых по сортаменту, до размеров, кратных 5 мм. Если примыкающие к узлу элементы крепят на болтах, то по указанным осям располагают риски болтов.

Заводские стыки поясов. Изменение сечения поясных элементов осуществляют на расстоянии 300...500 мм от центра узла (рис. 74, б ж; 76, б), смещая стык в сторону меньшего сечения. По высоте стыкуемые элементы допускается смещать не более чем на 1,5 % высоты профиля. При большем смещении необходимо учесть возникающие вследствие этого изгибающие моменты.

Элементы пояса из парных уголков стыкуют с зазором не менее 50 мм, перекрывая стык накладками из листовой стали или уголков. Сечение накладок и прикрепляющие их угловые швы рассчитывают по усилию, действующему в панели фермы, где расположен стык. При проектировании поясов из тавров переход от одного сечения к другому выполняют с помощью Т-образной вставки переменной высоты (рис. 74, ж). Вертикальный лист вставки приваривают встык к стенкам тавров, а горизонтальный — располагают на полках, обеспечивая разделение с каждой стороны стыка угловых швов необходимой длины. Аналогично могут быть решены и заводские стыки поясных уголков и тавров одинакового типоразмера.

Трубы и замкнутые гнутосварные профили одинакового поперечного сечения соединяют встык на остающемся подкладном кольце. Стык считают равнопрочным основному металлу, если соединение выполнено прямыми швами при $R_{wy} = R_y$ или косыми швами при $R_{wy} < R_y$, где R_{wy} и R_y — соответственно расчетные сопротивления стыкового шва и основного металла.

Если равнопрочность соединения не обеспечена (неточность подгонки торцов труб, неполный провар и т. п.), то необходимо рассчитать его на осевое усилие по формуле

$$\frac{N}{\pi D t} \leq R_{wy} \gamma_a, \quad (7.14)$$

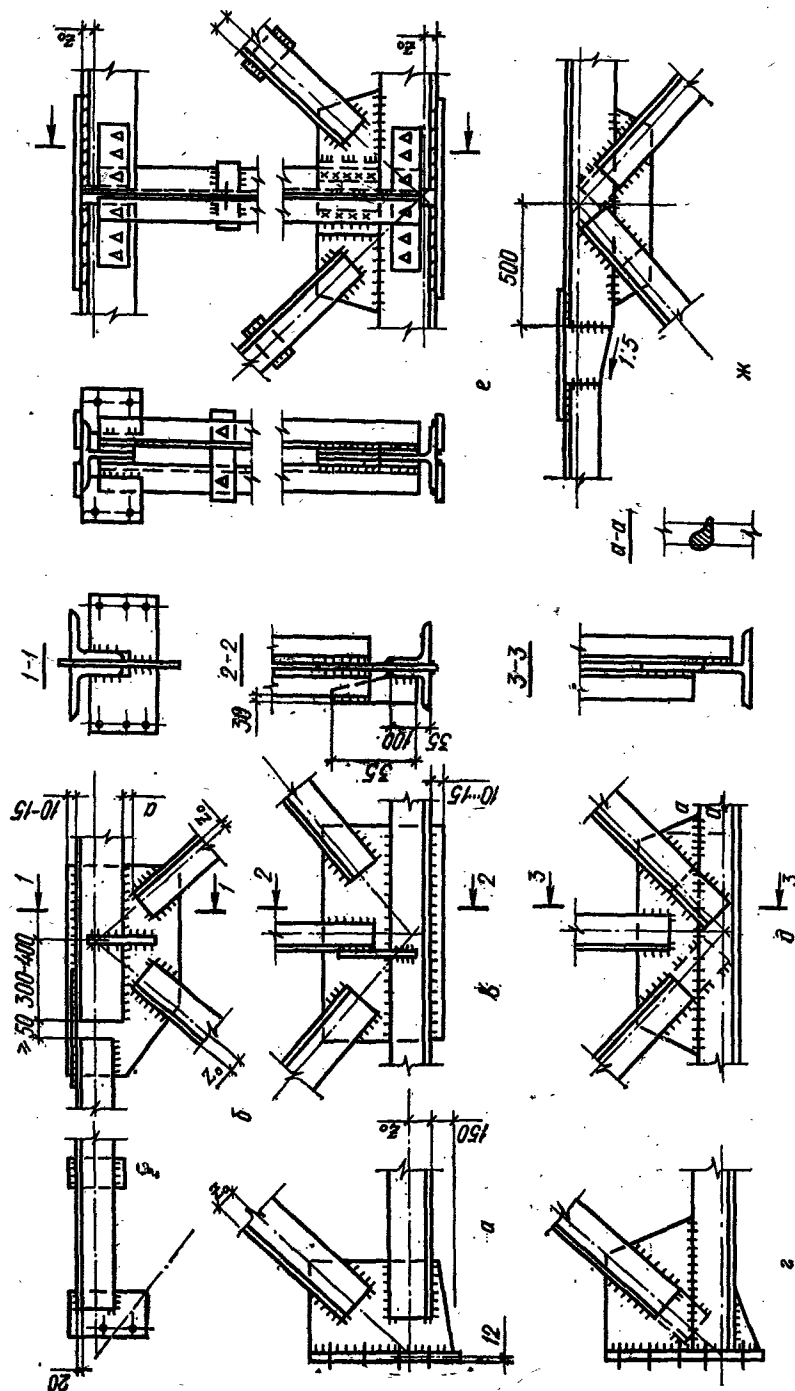


Рис. 74. Узлы ферм с элементами из уголков и тавров:
а, б — опорные; в, ж — заводские стыки поясов; г, д — стыки поясов; е, ж — монтажные.

где N — действующее усилие в поясе; D — средний диаметр трубы с меньшей толщиной стенки t .

В стыках, усиленных парными кольцевыми накладками, вырезаемым из трубы такого же диаметра, но толщиной, увеличенной на 20 %, рассчитывают угловые швы. Для увеличения длин швов в накладке предусматривают фигурные вырезы: два выреза при диаметре трубы до 140 мм и четыре — для труб большего диаметра. В этих случаях длина сварного шва

$$l_w \approx 2n \sqrt{a^2 + \left(\frac{\pi D}{2n}\right)^2}, \quad (7.15)$$

где n — число вырезов по периметру трубы; a — глубина фигурного выреза вдоль оси пояса; D — диаметр трубы пояса.

Сжатые стыковые соединения замкнутых сечений различных размеров рационально выполнять через торцевую прокладку (рис. 75, б). Стыки растянутых стержней следует располагать в сечениях, где расчетные напряжения ниже $0,85R_y$.

Промежуточные узлы. Узловые сопряжения в фермах из парных уголков решают на фасонках, расположенных между уголками. Фасонки могут быть использованы и при других типах сечений поясов, если элементы решетки выполняют из уголков.

В сварных фермах фасонки крепят к поясным уголкам фланговыми швами, по возможности выпуская фасонки за обушки на 10...15 мм (рис. 74, б, в). В местах опирания прогонов или ребер железобетонных плит покрытия фасонки не доводят до обушков на 5...10 мм и в этом месте не заваривают.

В фермах с поясами из тавров раскосы выполняют из парных уголков одинаковой длины со смещением из концов вдоль продольной оси. Такое решение вызвано технологическими соображениями и в результате каждый уголок приваривается в одном из узлов к стенке тавра и к узловой фасонке, а в другом — только к узловой фасонке (рис. 74, г, д, ж). Для возможности наложения фланговых швов крепления раскосов фасонку приваривают к стенке тавра встык, обеспечивая полный провар разделкой кромки фасонки и подваркой с противоположной стороны на участках, свободных от раскосов.

Размеры и форму фасонки определяют размещением сварных швов необходимой длины, стремясь выбрать очертание фасонки наиболее простым. Уголки решетки крепят к фасонкам фланговыми швами по обушку и перу с выводом каждого шва на торец элемента на длину 20 мм. Обычно резку элементов решетки выполняют нормально к их оси, но иногда (особенно при крупных профилях) в целях сокращения размеров фасонки допускают и косыерезы. Расстояния между примыкающими к узлу стержнями фермы сохраняют равным $a = 6t - 20$ мм (где t — толщина фасонки, мм), но не более 80 мм.

При решетке из одиночных уголков можно избежать устройства фасонки. Так, в фермах с перекрестной решеткой (см. рис. 8, в) соединение решетки с поясами выполняют дуговой точечной сваркой с принудительным сквозным проплавлением, что позволяет крепить уголки непосредственно к стенкам тавров, располагая точки в один или два

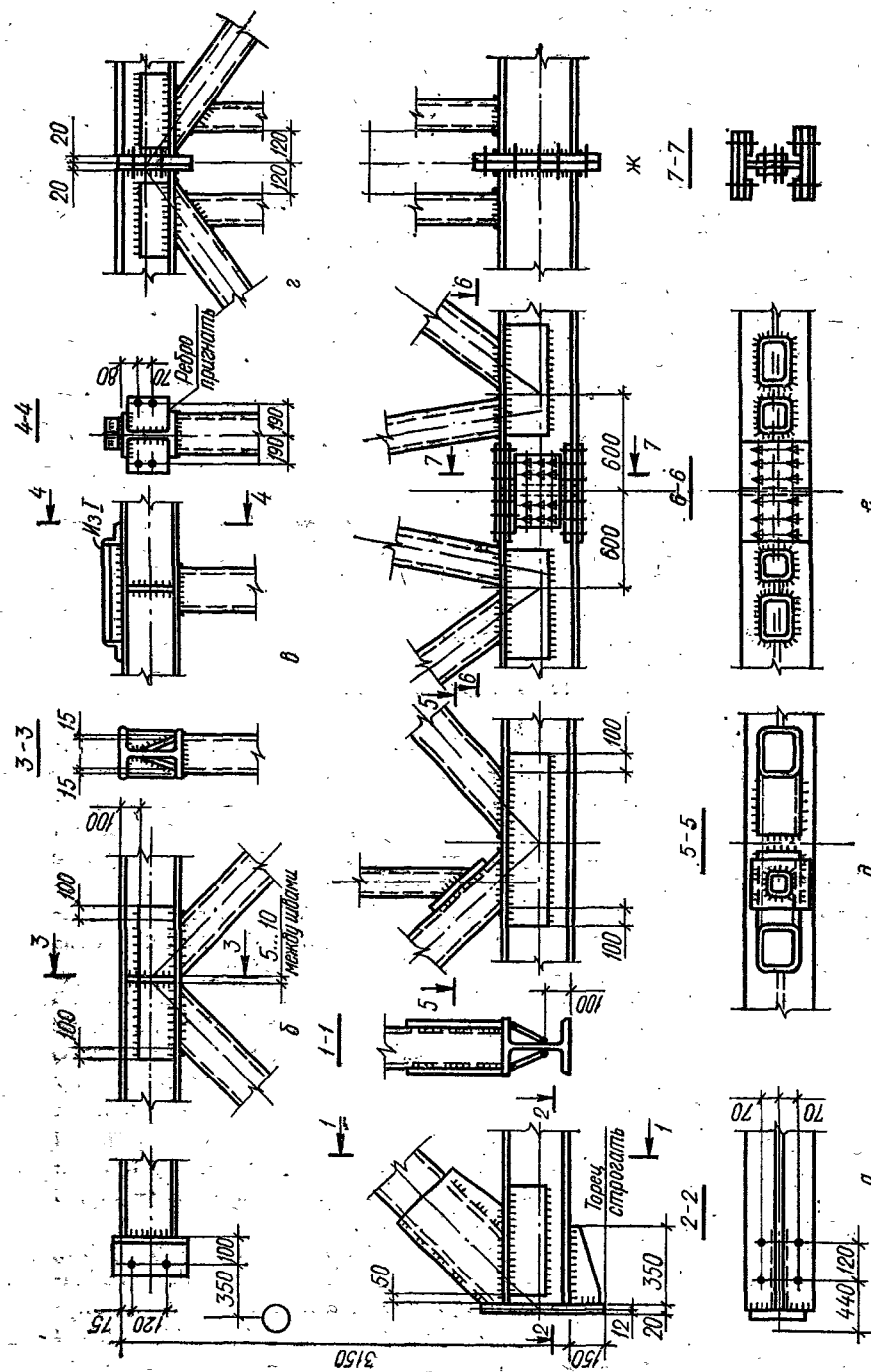


Рис. 75. Узлы ферм с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из замкнутых гнутосварных профилей:
 а — опорный; б, в — верхнего пояса; д — нижнего пояса; ж — монтажные.

ряда параллельно оси раскоса. Допускается также приварка уголка одним фланговым (по обушке) и лобовым швом.

Угловые швы в узлах рассчитывают на усилия, действующие в элементах решетки, с учетом количества профилей, составляющих их поперечное сечение. Швы, прикрепляющие пояс к фасонке, рассчитывают на разность усилий в смежных панелях поясов: $\Delta N = N_1 - N_2$. Если к узлу приложена сосредоточенная нагрузка F , то расчет ведут на равнодействующую сил: $\sqrt{(\Delta N^2) + F^2}$.

Исходя из толщин свариваемых деталей назначают катет шва, а затем по формуле (2.14) находят суммарную длину швов. Распределение шва по обушке и перу выполняют обратно пропорционально расстояниям от оси стержня до крайних волокон поперечного сечения: для равнополочных уголков соответственно 0,7 и 0,3; для неравнополочных, закрепленных меньшей стороной, — 0,75 и 0,25; для неравнополочных, закрепленных большей стороной, — 0,68 и 0,32 суммарной длины шва.

На те же усилия рассчитывают и болтовые соединения элементов в узлах, определяя требуемое количество болтов отдельно для каждого элемента. Выбранные размеры фасонки должны обеспечить размещение всех болтов с учетом их расположения в один или два ряда по ширине полки уголка.

Применение гнутосварных профилей и труб в качестве элементов решетки позволяет избежать устройства фасонки и присоединять их непосредственно к поясам впритык. Учитывая возможность концентрации местных напряжений и во избежание двойной резки концов стержней, целесообразно в узле стыковать не более двух элементов решетки, сохраняя между их смежными кромками расстояние, достаточное для размещения поперечных сварных швов (рис. 74, б; 75, б; 76, б). При наличии третьего примыкающего элемента его крепят не к поясам, а к раскосам, преимущественно к растянутым (рис. 75, д; 76, в).

В поясах из широкополочных двутавров узлы усиливают постановкой парных наклонных ребер, длина которых не менее чем на 100 мм в каждую сторону должна превышать расстояние между наружными кромками раскосов. При передаче на верхний пояс значительных сосредоточенных сил (например, при опирании железобетонных плит пролетом 12 м) и при толщине стенки двутавра 8 мм и менее в узлах устанавливают поперечные ребра с пригонкой их к нижней полке двутавра (рис. 75, б, в).

Аналогичное усиление верхних поясов ребрами, накладками и т. п. предусматривают в фермах из труб и гнутосварных профилей. Узлы этих ферм выполняют без фасонки с обеспечением плотности сварных швов во избежание проникновения во внутренние полости замкнутых профилей влаги и пыли, вызывающих коррозию. В этой связи стыки и открытые торцы поясов так же должны быть закрыты заглушками с плотными наружными швами.

Примыкание к плоским граням поясов раскосов из гнутосварных профилей обеспечивают косым резом торца элемента с углом наклона, равным углу наклона раскоса. Для сопряжения трубчатых элементов

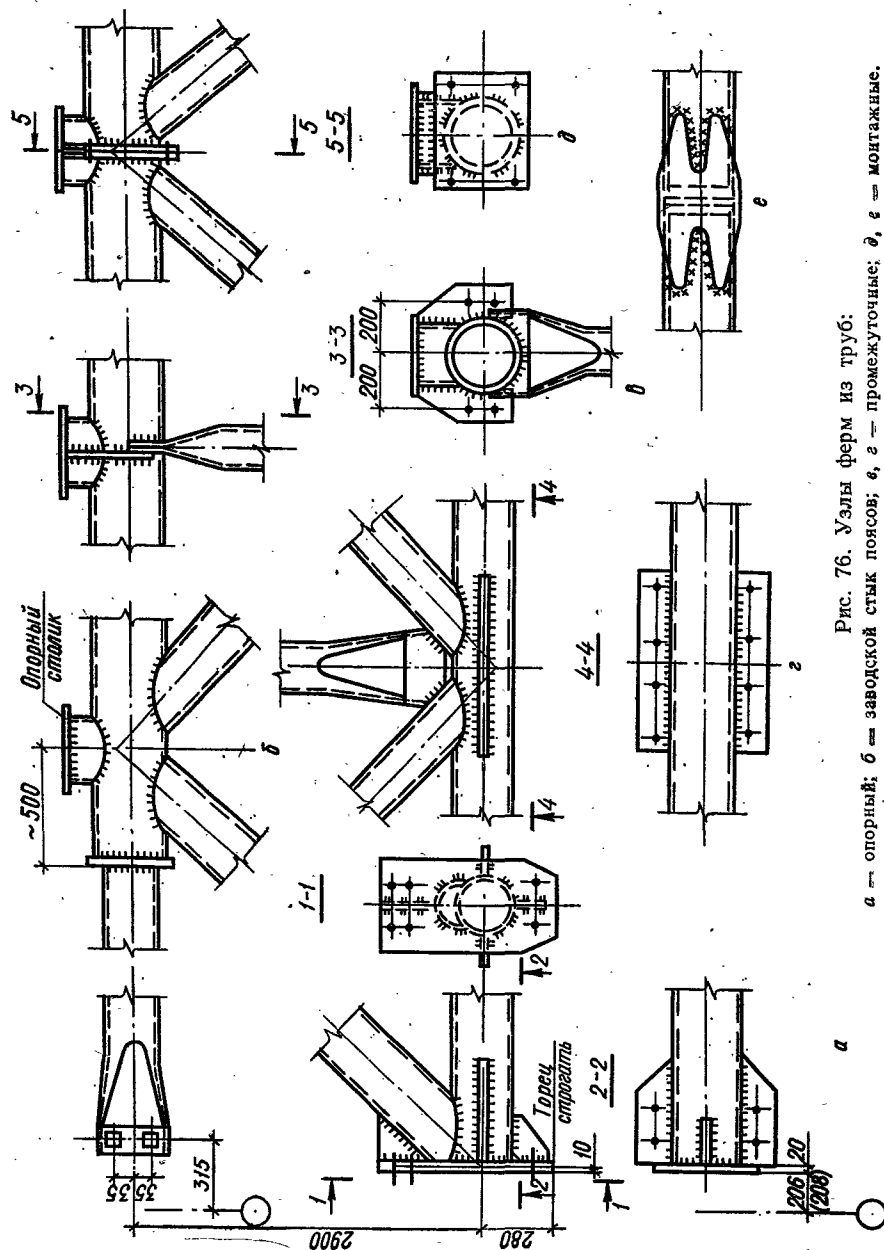


Рис. 76. Узлы ферм из труб:

a — опорный; б — заводской стык поясов; в, г — промежуточные; д, е — монтажные.

выполняют фигурный рез со снятием фаски или без этого (рис. 76, 77).

При наличии разделки кромки трубчатого раскоса сварной шов, прикрепляющий его к поясу, рассматривают как стыковой и рассчитывают по формуле

$$\frac{N}{A_p} \leq 0,95 R_{wg} \gamma_c,$$

где N — осевое усилие в раскосе; A_p — площадь поперечного сечения раскоса.

При отсутствии разделки кромки стыковым можно считать только участок шва в месте примыкания раскоса к поясу под тупым углом, а в местах с острым углом примыкания швы по работе приближаются

Таблица 70. Коэффициенты ξ

$\frac{d}{D}$	0,2	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
ξ	1,0	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,08	1,12	1,22

к угловым. Поэтому расчет шва ведут по формуле (2.13), считая все швы работающими на срез и вводя дополнительный коэффициент условий работы соединения 0,85, учитывающий неравномерное распределение напряжений по длине шва. При этом катет углового шва принимают равным толщине трубы, а длина шва [12]

$$l_w = \frac{\pi d}{2} \xi \left[\frac{3}{2} (1 - \cos \alpha) - \sqrt{\cos \alpha} \right], \quad (7.16)$$

где d — диаметр примыкающей трубы; α — угол наклона раскоса к поясу; ξ — коэффициент, зависящий от отношения диаметров труб раскоса d и пояса D (табл. 70).

Несущую способность бесфасоночного узла трубчатой фермы, состоящего из пояса и примыкающих к нему с одной стороны стержней решетки, а с другой — столиков для опирания несущих элементов кровли, проверяют по формулам:

$$\sqrt{\left(\sum \frac{P_{сж}^I}{P_{осж}^I} \right)^2 + \left(\frac{P_{сж}^{II}}{P_{осж}^{II}} \right)^2} - 0,25 \sum \left| \frac{P_p^I}{P_{оп}^I} \right| \leq \gamma_{сж}; \quad (7.17)$$

$$0,9 \sqrt{\left(\sum \frac{P_p^{II}}{P_{оп}^{II}} \right)^2 + \left(\frac{P_{сж}^I}{P_{осж}^I} \right)^2} - 0,25 \sum \left| \frac{P_{сж}^I}{P_{осж}^I} \right| \leq \gamma_p. \quad (7.18)$$

Коэффициенты $\gamma_{сж}$ и γ_p определяют в зависимости от продольных усилий в элементах пояса, расположенных соответственно со стороны сжатого или растянутого элемента решетки:

$$\gamma_{сж} = \gamma_p = 1 \text{ при } \frac{N}{A_f R_{yf}} \leq 0,7;$$

$$\gamma_{сж} = \gamma_p = 1,7 - \left| \frac{N}{A_f R_{yf}} \right| \text{ при } 0,7 < \left| \frac{N}{A_f R_{yf}} \right| \leq 1,$$

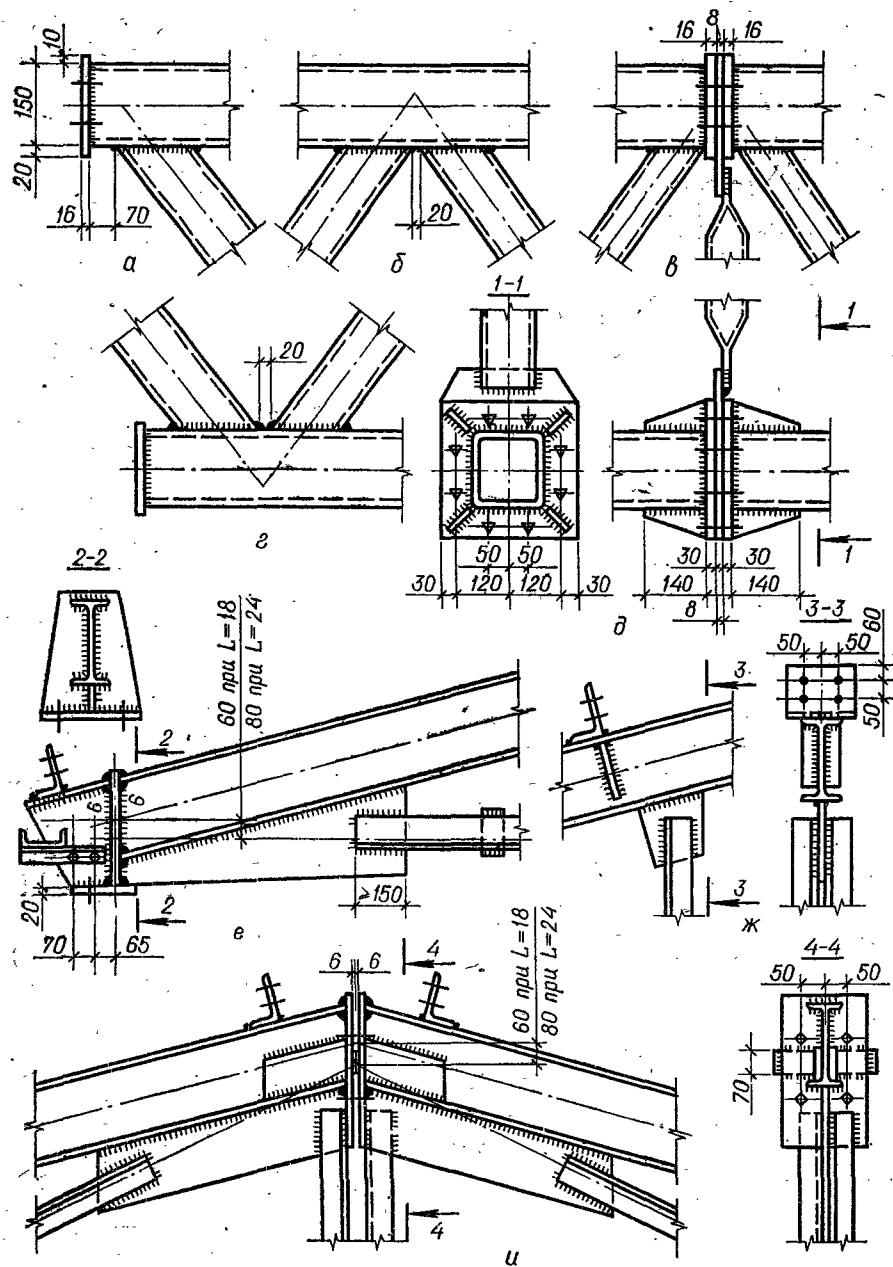


Рис. 77. Узлы ферм из замкнутых гнутосварных профилей и треугольных ферм:
а, е — опорные; б, г, ж — промежуточные; в, д, и — монтажные.

где A_f и R_{yf} — площадь поперечного сечения и расчетное сопротивление материала пояса.

Если в зоне узла пояс подкреплен ребром, то значения $\gamma_{сж}$ и γ_p следует увеличить на 20 %.

Проекции усилий, действующих в примыкающих к узлу элементах, на ось, перпендикулярную к оси пояса:

$$\begin{aligned} P_{сж}^I &= N_{сж}^I \sin \alpha; & P_p^I &= N_p^I \sin \alpha; \\ P_{сж}^{II} &= N_{сж}^{II} \sin \alpha; & P_p^{II} &= N_p^{II} \sin \alpha, \end{aligned} \quad (7.19)$$

где $N_{сж}^I$ и N_p^I — соответственно сжимающие и растягивающие усилия в элементах решетки, расположенных по одну сторону пояса; $N_{сж}^{II}$ и N_p^{II} — то же, в примыкающих к узлу элементах, расположенных по другую сторону пояса; α — угол наклона направления действующего усилия к оси пояса. Учитывая возможность приложения к ферме внешних нагрузок в различных сочетаниях, в качестве $N_{сж}^I$ и $N_{сж}^{II}$ допускается принимать наибольшие по абсолютному значению расчетные усилия сжатия в примыкающих элементах и соответственно им находить из условия равновесия узла растягивающее усилие N_p^I . Выбранные таким образом значения $N_{сж}^I$, $N_{сж}^{II}$ и N_p^I используют при проверке по формуле (7.17). Для расчета по формуле (7.18) принимают наибольшие растягивающие усилия N_p^I и N_p^{II} и соответствующее им значение $N_{сж}^I$.

Значения P_0 для каждого примыкающего с обеих сторон элемента определяют по формуле

$$P_{осж}^I (P_{ор}^I) \text{ или } P_{осж}^{II} (P_{ор}^{II}) = k \left(1 + 0,02 \frac{D}{t} \right) t^2 R_{yf}. \quad (7.20)$$

где D и t — соответственно диаметр и толщина стенки пояса; $k = k_{сж}^I (k_p^I) = 5 + 15 (d/D)^2$ — для элементов решетки; $k = k_{сж}^{II} (k_p^{II}) = 5 + 15 (d/D)^4$ — для элементов, примыкающих к поясу с другой стороны; d — диаметр примыкающих трубчатых элементов решетки или ширина элемента (размер сечения из плоскости фермы), расположенного по другую сторону пояса в месте его примыкания.

Если узел выполнен без зазора между внутренними кромками примыкающих к поясу элементов и они пересекаются между собой, то значения $P_{сж}^I$ и P_p^I , найденные по (7.19), следует при одинаковых знаках усилий увеличить, а при разных уменьшить на величину

$$\Delta P = k_s P_{см}, \quad (7.21)$$

где $P_{см}$ — значения $P_{сж}^I$ или P_p^I для смежного элемента решетки, соприкасающегося с рассматриваемым и имеющего с ним общую линию шва.

Если сварной шов, наложенный на линию пересечения, имеет длину $S_{см}$, а диаметр смежного раскоса $d_{см}$, то коэффициент

$$k_s = \frac{S_{см}}{\pi d_{см}}. \quad (7.22)$$

При приварке смежного элемента не по всему периметру его сечения

$$k_s = \frac{S_{cm}}{\Sigma S_{cm}^{III}}, \quad (7.23)$$

где ΣS_{cm}^{III} — суммарная длина участков наложения сварного шва.

Если элемент решетки не приварен к поясу или $k_s^n = \frac{S_n}{\pi d_{cm}} \leq 0,2$, значения P^I для него не учитывают при проверках по формулам (7.17) и (7.18). Здесь S_n — длина линии пересечения раскоса с поясом.

Дополнительно следует проверить несущую способность каждого из пересекающихся элементов решетки на суммарное воздействие примыкающих элементов решетки и пояса:

$$N \leq 2 \sum \frac{k_s P_o}{\sin \alpha_{cm}}, \quad (7.24)$$

где N — наибольшее усилие в рассматриваемом элементе решетки; α_{cm} — угол наклона рассматриваемого элемента к поясу или к смежному элементу решетки. Значение P_o определяют по формуле (7.20) при D , t и R_y , соответствующих параметрам пояса или смежного элемента решетки, рассматриваемого как пояс. Коэффициенты k_s находят по формуле (7.22) с подстановкой параметров S_{cm} и d_{cm} , соответствующих поясу или смежному элементу решетки.

Для аналогичных бесфасоночных узлов с элементами из замкнутых профилей (см. рис. 76) необходимо выполнить следующие проверки [20]:

на продавливание или вырывание участка стенки пояса в месте примыкания элементов решетки при $b/b_f \leq 0,9$ и $0 \leq c/d \leq 0,25$

$$N \leq \frac{\gamma_c \gamma_1 R_{yf} t_f^2 (d + c + \sqrt{2b_f \varepsilon})}{(0,4 + 1,8c/d) \varepsilon \sin \alpha};$$

при $b/b_f \leq 0,9$ и $c/d > 0,25$

$$N \leq \frac{\gamma_c \gamma_1 R_{yf} t_f^2 (d + \sqrt{0,8b_f \varepsilon})}{\varepsilon \sin \alpha};$$

на несущую способность участка стенки пояса в плоскости фермы в месте примыкания сжатого элемента решетки при $b/b_f > 0,85$

$$N \leq \frac{2\gamma_c \gamma_2 k_f R_{yf} t_f h}{\sin^2 \alpha}; \quad (7.25)$$

на несущую способность элемента решетки в зоне примыкания к поясу

$$N \leq \gamma_p \gamma_1 A R_y. \quad (7.26)$$

Коэффициенты γ_c определяют в зависимости от продольного усилия N_1 в элементе пояса, расположенного со стороны растянутого элемента решетки. При растяжении в поясе или при сжатии, если

$$\left| \frac{N_1}{A_f R_{yf}} \right| \leq 0,5, \quad \gamma_c = 1; \quad \text{если} \quad \left| \frac{N_1}{A_f R_{yf}} \right| > 0,5, \quad \gamma_c = 1,5 - \left| \frac{N_1}{A_f R_{yf}} \right|.$$

Для сжатых раскосов при $c/d \leq 0,25$ и $\alpha = 40^\circ \dots 50^\circ$

$$\gamma_p = \frac{k \gamma_3}{1 + 0,013 h_f / t_f}.$$

Для тех же раскосов при $c/d > 0,25$ и для сжатых стоек ($\alpha = 90^\circ$)

$$\gamma_p = \frac{k \gamma_3}{1 + 0,01 (3,4 + 4,8b/b_f - 0,12h/t) b_f / t_f}.$$

В приведенных формулах: N — расчетное усилие в сжатом или растянутом элементе решетки, примыкающем к узлу; b , h , t и A ; b_f ,

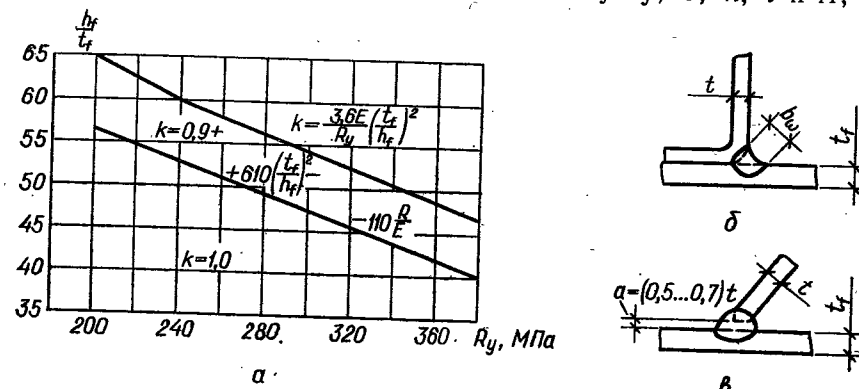


Рис. 78. К расчету бесфасоночных узлов из замкнутых гнутосварных профилей: а — график для определения коэффициента k ; б, в — детали сварных швов.

h_f , t_f и A_f — ширина, высота (размер в плоскости фермы), толщина и площадь поперечного сечения профиля соответственно элемента решетки и пояса; c — половина расстояния между смежными кромками элементов решетки, сходящихся в узле: $d = \frac{h}{\sin \alpha}$ — длина участка примыкания элемента решетки к поясу в направлении его оси; α — угол между осями пояса и элемента решетки; $\varepsilon = \frac{b_f - b}{2}$ — полуразность ширины пояса и рассматриваемого элемента решетки; R_y и R_{yf} — соответственно расчетные сопротивления материала решетки и пояса; $\gamma_1 = 1$ при расчете на продавливание (примыкающий элемент сжат) и $\gamma_1 = 1,15$ при расчете на вырывание (элемент растянут); $\gamma_2 = 1$ при $h_f/t_f < 25$ и $\gamma_2 = 0,8$ при $h_f/t_f \geq 25$; $\gamma_3 = 1$ при $b = h$ и $\gamma_3 = \frac{2}{b/h - 1}$ при $b \neq h$. Коэффициенты k_f и k определяют по графику (рис. 78, а), используя при проверке по формуле (7.25) параметры сечения пояса (h_f и t_f), а по формуле (7.26) — параметры сечения элемента решетки (h и t).

Сварные швы, прикрепляющие элемент решетки к поясу, рассчитывают как стыковые при наличии установочного зазора a (рис. 78, в) с полным проплавлением стенки профиля или как угловые с расположением их на закруглениях профилей с наружным радиусом $3t$

(рис. 78, б). При расчете угловых сварных швов в расчет вводят только участки швов, прикрепляющих продольные стенки, если $c/d > 0,25$, или продольные стенки и одну поперечную со стороны смежного элемента, если $c/d \leq 0,25$. Расчетная длина шва в этом случае

$$l_w = 2 \frac{h - 6t + 1,5\pi t}{\sin \alpha} + (b - 6t + 1,5\pi t) - 1 \text{ см.}$$

В местах передачи на пояс фермы поперечных нагрузок целесообразна постановка накладок, ребер, диафрагм. При этом необходимо проверить местную устойчивость стенки профиля по формуле [22]:

$$F \leq 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot t \cdot R_y \rho \left[3050 + 23 \frac{z}{t} - 0,09 \frac{z(h-6t)}{t^2} - \frac{5(h-6t)}{t} \right], \quad (7.27)$$

где $\rho = \left(1,06 - 0,06 \frac{r}{t}\right) \left(1,22 - 0,22 \frac{R_y}{210}\right)$; F — сосредоточенная сила, приложенная к поясу (реакция) прогона; $r = 2t$ — внутренний радиус закругления; z — условная длина распределения давления сосредоточенной силы (ширина подкладки под прогон), которая не должна превышать $h - 4t$.

Опорные узлы. Сквозной ригель поперечной рамы каркаса опирается на колонну сбоку либо сверху. Первый вариант характерен для однопролетных зданий, где необходимо обеспечить жесткое сопряжение элементов рамы, второй применяют при шарнирном сопряжении в многопролетных рамах. Тем не менее для обоих случаев сохраняется общность конструктивного решения опорных узлов: ригель крепят в уровнях верхнего и нижнего поясов к внутренним граням колонны либо опорной стойки двутаврового сечения, специально устанавливаемой на оголовки колонны.

При восходящих опорных раскосах вертикальная реакция фермы передается в уровне нижнего пояса (рис. 79, а) через опорный фланец на опорный столик, привариваемый к грани колонны, либо на плиту оголовка колонны (рис. 79, б). Для четкости передачи усилия фланец выступает ниже узловых фасонки на 10...20 мм.

Размеры опорных фасонки нижнего и верхнего опорных узлов принимают по условию размещения сварных швов, прикрепляющих элементы сквозного ригеля. Опорный фланец рассчитывают на смятие и принятые размеры его поперечного сечения должны отвечать конструктивным требованиям и обеспечивать местную устойчивость фланца

$$t_1 \geq \frac{N}{b_{\text{фл}} R_p} \geq 20 \text{ мм}; \quad \frac{b_1}{2t_1} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (7.28)$$

где N — вертикальная опорная реакция балочного ригеля; b_1 и t_1 — соответственно ширина и толщина опорного фланца; E и R_y — соответственно модуль упругости и расчетное сопротивление материала фланца; $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ — условная гибкость фланца относительно оси, совпадающей с осью нижнего пояса ригеля.

При шарнирном опирании угловые сварные швы $ш_1$ работают на срез под воздействием вертикальной реакции фермы и требуемая их длина, найденная по формуле (2.14), определяет длину опорного фланца l_1 , которая должна соответствовать размеру опорной фасонки. Аналогично назначают длину опорного столика l_2 , принимая усилие N увеличенным в 1,5 раза с учетом возможного неравномерного распределения усилия между двумя швами. Ширина столика должна быть

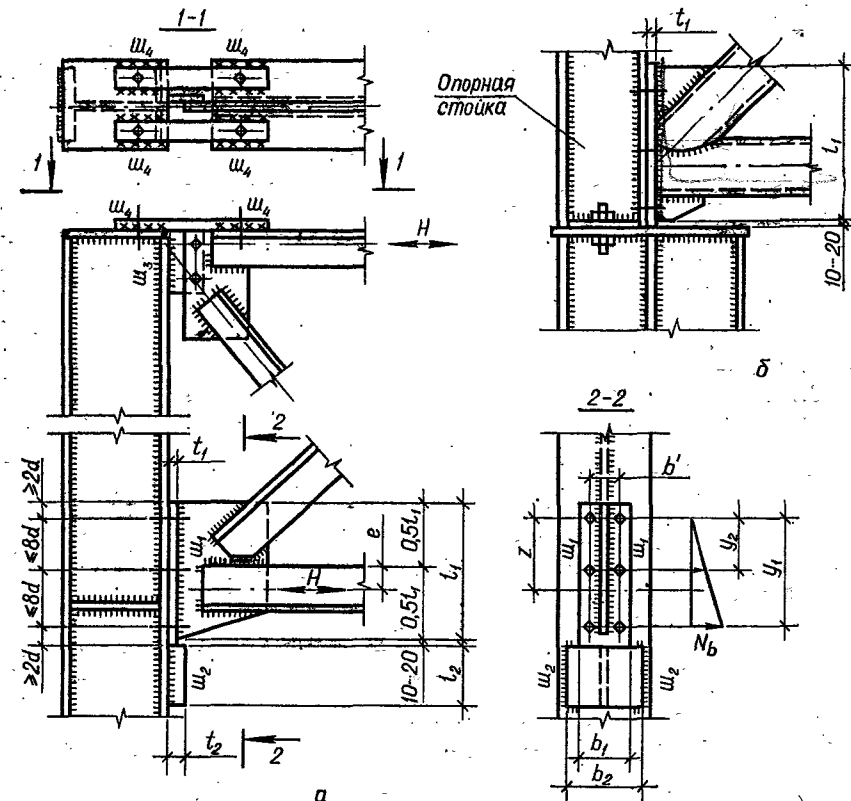


Рис. 79. К расчету опорных узлов ферм при опирании:
а — сбоку колонны; б — на оголовки колонны.

на 15...20 мм больше в каждую сторону аналогичного размера фланца, толщина — 30...40 мм. Опорный фланец конструктивно крепят болтами к грани колонны или опорной стойки.

Размеры верхней фасонки, приваренной к грани колонны или стойки, назначают конструктивно. Ширина фасонки должна обеспечить нахлест фасонки верхнего пояса не менее чем на $3d$. Толщину ее принимают не менее толщины узловых фасонки фермы, длину (швы $ш_3$) — с учетом размещения монтажных болтов и длины опорной фасонки ригеля.

При жестком опирании верхний и нижний опорные узлы воспринимают дополнительно горизонтальные усилия H , полученные делением

изгибающего момента, действующего в узле рамы, на высоту фермы на опоре. Расчетным усилием для верхнего опорного узла является усилие в крайнем элементе верхнего пояса ригеля (обычно растягивающее). Для нижнего опорного узла необходимо составить комбинацию расчетных усилий, соответствующую получению растягивающего усилия H . Однако возможно, что значение $H > 0$ не удастся получить, что говорит об отсутствии в узле растяжения при любых нагрузках рамы.

Если $H > 0$, то опорный фланец нижнего узла работает на изгиб как пластина, защемленная в местах расположения болтов, толщина ее [12]:

$$t_1 = 0,5 \sqrt{\frac{3 \cdot b' H}{l_1 R_y}}, \quad (7.29)$$

где b' — расстояние между вертикальными рядами болтов, принимается как минимально возможное по условию размещения болтов (приближенно $b' = 0,5b_1$). Длина опорного фланца l_1 (зависит от длины сварных швов ψ_1 , работающих в сложном напряженном состоянии, находясь под воздействием вертикальной реакции N и горизонтального усилия H , приложенного с эксцентриситетом относительно середины шва ($M = He$). В этом случае прочность швов проверяют по формуле (2.20).

Если усилие $H < 0$, т. е. сжимающее, то опорный фланец крепят к колонне болтами, диаметр которых назначают конструктивно, обычно 20 мм. При $H > 0$ в узле возникает изгибающий момент вследствие несовпадения центра тяжести болтового соединения с осью нижнего пояса ригеля. Поэтому максимальное усилие в болте, наиболее удаленном от оси возможного в предельном состоянии вращения (ось крайних болтов),

$$N_b = \frac{H \cdot z \cdot y_1}{2(y_1^2 + y_2^2)}, \quad (7.30)$$

где z , y_1 и y_2 — размеры по рис. 79.

Требуемый диаметр болтов при расчетном сопротивлении болтов растяжению R_{bt}

$$d_b = \sqrt{\frac{4N_b}{\pi R_{bt}}}. \quad (7.31)$$

Для обеспечения устойчивости стенки колонны в месте приложения усилия H ставят парные поперечные ребра жесткости. Ось ребер совмещают с осью приложения силы H , однако обычно их располагают в уровне крепления горизонтальных связей по нижним поясам, усилия от которых необходимо передать через связевые элементы колонн на фундаменты. Для этого оси вертикальных опорных связей между ригелями и вертикальных связей в надкрановых частях колонн также центрируют на оси ребер жесткости.

Рамное сопряжение верхнего пояса с колонной перекрывают двумя накладками, сечения каждой из которых определяют по условию восприятия усилия H ($A_n = H/R_{yn}$). Необходимая длина накладок

регламентируется размещением монтажных угловых швов ψ_4 с учетом зазора между торцами сопрягаемых элементов.

При нисходящих опорных раскосах (см. рис. 77, а) узел опирания фермы располагают в уровне верхнего пояса и расчет деталей производят по формуле (7.28).

Опорный узел ферм треугольного очертания (см. рис. 77, е) при шарнирном опирании на опору состоит из опорной плиты, стойки и фасонки. Площадь опорной плиты определяют в зависимости от расчетного сопротивления материала опоры сжатию, а толщину — по условию работы плиты на изгиб от реактивного давления опоры. При расчете рассматривают плиту как опертую по двум сторонам (см. параграф 6.5).

Монтажные узлы. Членение ригелей рам на отправочные элементы, связанное с удобством транспортировки заводских изделий, вызывает необходимость объединения этих элементов перед монтажом в конструкцию заданного пролета. В общем случае монтажные узлы верхних и нижних поясов проектируют в одном сечении, применяя для соединений высокопрочные болты или сварку при условии обеспечения равнопрочности соединения со стыкуемыми элементами.

Монтажные узлы ферм с элементами из парных уголков выполняют с накладками из листовой или уголковой стали, площадь сечения которых должна быть не менее площади сечения поясов. Листовые накладки располагают горизонтально (по полкам уголков) и вертикально (по фасонкам). Длина их определяется по условию размещения сварных швов или необходимого количества болтов.

Аналогично решают узлы ферм с поясами из широкополочных тавров (см. рис. 74, е). В месте стыка элементы пояса без разрезанной фасонки или с ней объединяют двусторонними накладками, расположенными по стенке тавра, а также по его полке. Суммарную площадь накладок определяют по действующему в поясе усилию, увеличенному на 20 % за счет нечеткости работы стыка. Стойку, расположенную в месте стыка, проектируют крестового сечения из уголков, каждый из которых приварен на заводе к одному из отправочных элементов.

Монтажные узлы ферм с поясами из широкополочных двутавров выполняют на фланцах (см. рис. 75, з) или с накладками на высокопрочных болтах (см. рис. 75, е). Фланцевые соединения используют для стыков верхних поясов с фрезерованием торцов двутавров с учетом строительного подъема. Соприкасающиеся поверхности фланцев очищают от грязи, ржавчины и обезжиривают, однако они не подлежат грунтованию и окраске. Зачистку поверхностей соприкасающихся деталей в болтовом соединении нижних поясов выполняют стальными щетками. Расчет и конструирование стыков ведут с учетом рекомендаций, изложенных в параграфе 2.7.

В треугольных фермах неотапливаемых зданий монтажные стыки верхних поясов проектируют на фланцах, предназначенных для передачи усилий в поясах через смятие фрезерованных торцов (см. рис. 77, и). Между фланцами предусмотрена установка прокладки для обеспечения шарнирности соединения в плоскости фермы. Нижние пояса стыкуют в двух вариантах: с применением стыковых накладок и

болтов нормальной точности, а для конструкций, возводимых в районах с расчетной температурой наружного воздуха не ниже -40°C , с применением фланцевых соединений на высокопрочных болтах. Размеры стыковых накладок принимают по площади стыкуемых элементов с учетом наличия ослабления сечений отверстиями под болты, а также по условию размещения необходимого количества болтов. Распределение болтов между стенкой и полками двутавра принимают пропорционально их площадям.

Для ферм из труб и замкнутых гнутосварных профилей используют монтажные стыки на фланцах. Размеры фланцев по нижним поясам должны обеспечить размещение болтов, рассчитываемых на усилие в поясе. Для стыка верхних поясов болты являются нерасчетными и их количество принимают по конструктивным соображениям от 4 до 6, располагая их симметрично относительно центра тяжести сечения пояса [22].

7.3. ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ

Геометрические схемы подстропильных конструкций (см. рис. 9) зависят от конструктивного решения покрытия и принятых типов сечений элементов стропильных ферм. Стропильные и подстропильные фермы, применяемые в одном покрытии, выполняют из одних и тех же прокатных профилей, сохраняя одинаковыми конструктивные решения узлов их сопряжения.

При шарнирном сопряжении стропильных ферм с колоннами подстропильные фермы опирают на колонны сверху через опорные ребра с креплением их к граням опорных стоек, а при жестком — сбоку на колонны с передачей опорных реакций на специальные столики, привариваемые к граням колонн.

Подстропильные фермы рассчитывают как разрезные свободно-опертые конструкции с приложением нагрузки в узлах. Расчетная нагрузка на них состоит из опорного давления стропильных ферм, приложенного к нижнему или верхнему поясу, собственного веса конструкции и, что характерно для ферм треугольного очертания, нагрузки от веса элементов кровли, непосредственно опирающихся на узел верхнего пояса. Кроме того, нижние пояса подстропильных ферм проверяют на восприятие ветровых нагрузок, приложенных в торце здания.

Подстропильные фермы изготовляют на заводе без монтажных узлов. Расчет и конструирование их узлов, включая опорные, выполняют аналогично узлам стропильных ферм. Исключение составляет узел опирания стропильной фермы на нижний пояс подстропильной конструкции. Для ферм с поясами из тавров, двутавров или круглых труб независимо от схемы фермы стойку решетки в этом узле проектируют из широкополочного двутавра, а часть ее, расположенную ниже уровня нижнего пояса, — из составного двутавра. При этом поясные листы нижней части стыкуют внахлестку с полками прокатного двутавра. К нижней части стойки приварены опорные столики, на которые опирают стропильные фермы. Верхний торец столика требуется фрезеро-

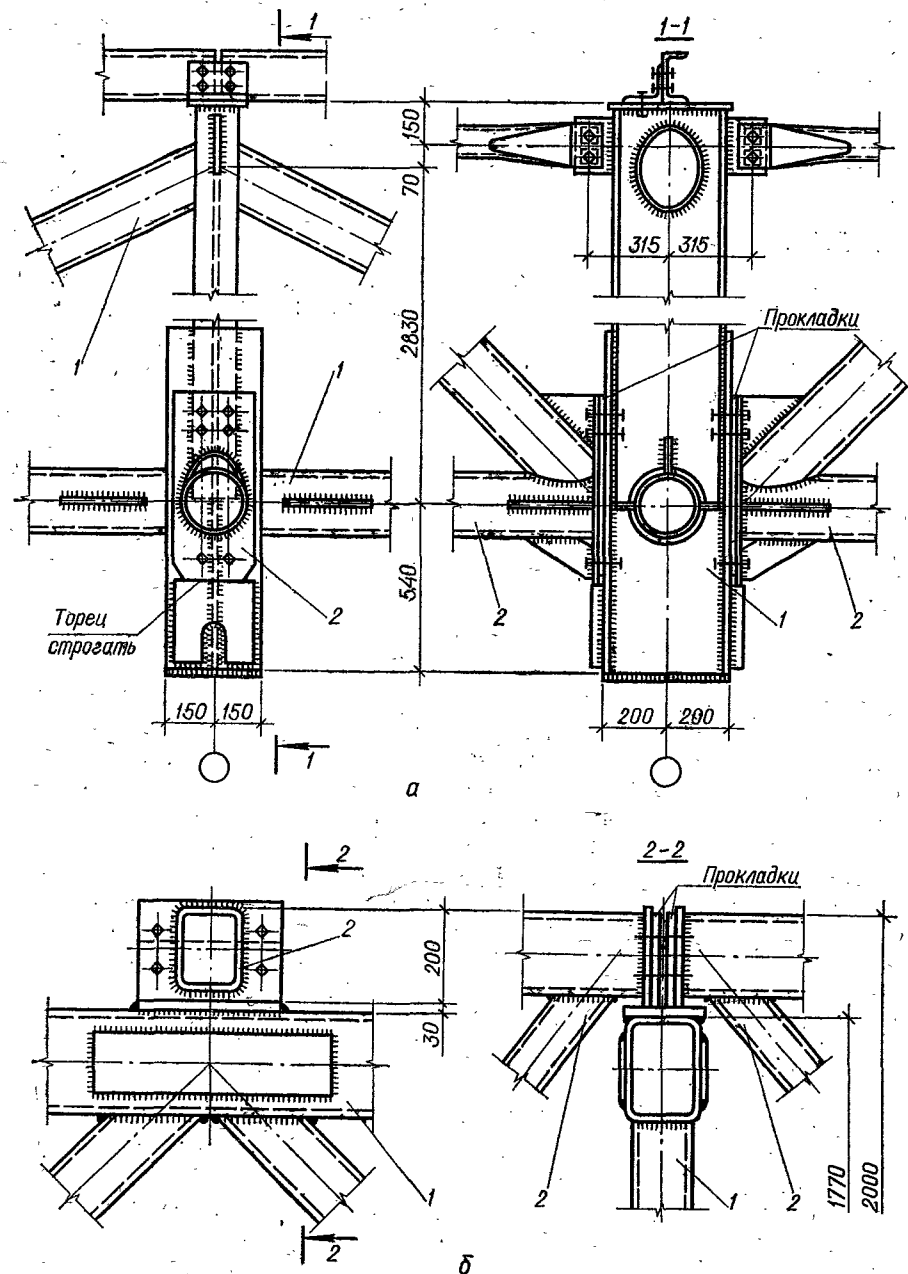


Рис. 80. Крепление стропильных ферм к подстропильным:
 а — из труб; б — из замкнутых гнутосварных профилей; 1 — подстропильная ферма; 2 — стропильная ферма.

вать. Так как свес опорного ребра стропильной фермы с опорного столика не допускается, толщина последнего должна быть больше суммарной толщины опорного ребра и монтажной прокладки, заполняющей возможный зазор между ребром и гранью стойки. Ширина опорного столика должна на 20...30 мм превышать расчетную ширину опорного ребра. Для сокращения длины участка стойки, выступающего ниже уровня нижнего пояса подстропильной фермы, длину столика назначают конструктивно. Сварные швы требуемой длины размещают по боковым граням столика и по периметру устраиваемого по его оси выреза (рис. 80, а). Расчет угловых швов ведут по формуле (2.14) на значение опорной реакции стропильной фермы, увеличенное в 1,5 раза.

Стропильные фермы с элементами из замкнутых гнутосварных профилей опирают на верхние пояса подстропильных ферм (рис. 80, б). Для этого в соответствующих узлах подстропильной фермы предусматривают опорный столик таврового составного сечения со строганой поверхностью полки, на которую через торец опорного ребра стропильной фермы передается опорная реакция. Зазоры между опорными ребрами и стенкой тавра заполняют монтажными прокладками, соединяя расположенные на столике детали болтами между собой. В этом узле необходимо выполнить проверку по формуле (7.27), принимая в качестве z длину (размер в плоскости подстропильной фермы) опорного столика.

7.4. МАЛОЭЛЕМЕНТНЫЕ ФЕРМЫ

Для современного индустриального строительства наряду со снижением собственной массы конструкций покрытия решающее значение имеет уменьшение трудоемкости заводского изготовления, а также укрупнительной сборки и монтажа ферм.

Одной из конструктивных форм, в значительной степени отвечающей этим требованиям, являются малоэлементные комбинированные фермы. Основопологающим принципом образования этой конструктивной формы покрытия является принцип концентрации материала, используя который, число стержней решетки формы независимо от пролета сводят до определенного минимума. Такими фермами можно перекрывать пролеты 18...100 м и более.

Для пролетов 18 и 24 м эффективным решением являются малоэлементные шпренгельные фермы, рекомендуемые схемы которых приведены на рис. 81. В бескрановых зданиях и зданиях с мостовыми кранами, обладающих достаточной поперечной жесткостью (многопролетных, а также при кранах небольшой грузоподъемности), следует применять схемы с шарнирным сопряжением ферм с колоннами (рис. 81, а...в).

При наличии подвесных кранов крановые пути крепят в узлах нижнего пояса, где расположены стойки (рис. 81, б), или в узлах, где предусмотрены специальные подвески (рис. 81, в). Жесткое сопряжение ферм с колоннами может применяться для уменьшения вертикальных прогибов ферм и увеличения горизонтальной жесткости здания (рис. 81, г). Основной несущей системой во всех рассматриваемых

схемах является малоэлементная шпренгельная ферма с уклоном верхнего пояса к горизонту $i = 1/8 \dots 1/10$, что допускает устройству лонной кровли. Стойки обычно располагают вертикально на расстоянии четверти пролета от опор, хотя возможно и наклонное их положение. Коньковый узел соединения поясов может быть шарнирным и жестким. В качестве ограждающих конструкций кровли применяют стальной профилированный настил, укладываемый по прогонам или

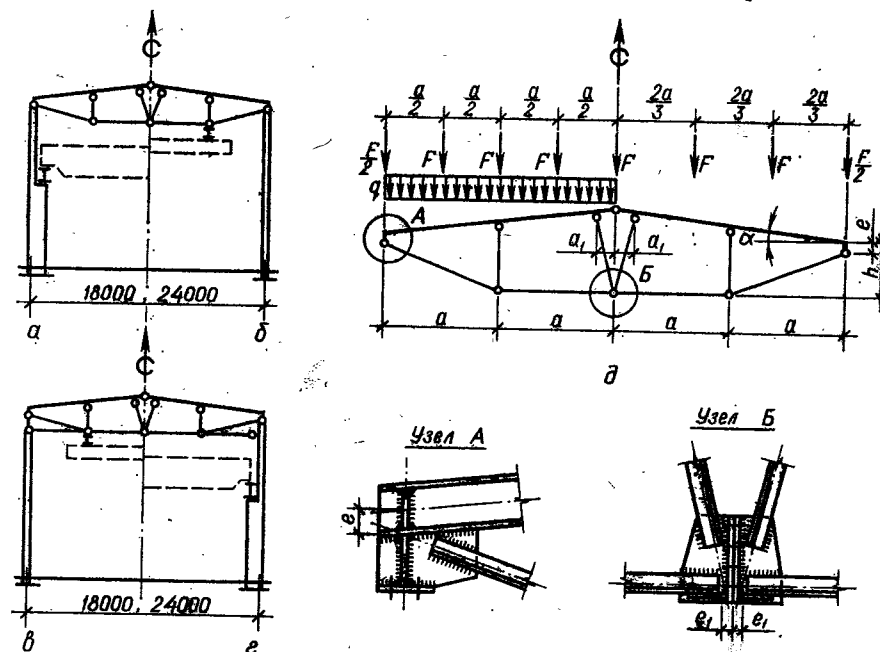


Рис. 81. Каркасы с применением малоэлементных шпренгельных ферм пролетами 18 и 24 м:

а...в — конструктивные схемы; д — расчетная схема.

непосредственно на верхний пояс ферм, а также сборные железобетонные плиты. При опирании стального профилированного настила непосредственно на верхний пояс (беспрогонное решение) фермы располагают в продольном направлении с шагом 4 м и опирают их на подстропильные фермы. Редко расставленная решетка предопределяет значительное расстояние между узлами фермы и вследствие этого работу верхнего пояса на сжатие с изгибом при любом характере нагрузки. Поэтому верхний пояс малоэлементных шпренгельных ферм выполняют из профилей, обладающих значительной изгибной жесткостью. Сюда в первую очередь относятся прокатные двутавры с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020—83, сварные двутавры составного сечения, а также холодногнутые профили замкнутого сечения по ТУ 36-671-77.

Затяжку и стойки проектируют из горячекатаных уголков или круглой стали.

Комбинированным малоэлементным шпренгельным фермам в известной степени присущи как основные положительные качества арочных конструкций — они обладают малой массой и высокой жесткостью при симметричной нагрузке, так и отрицательные — чувствительность к несимметричной нагрузке. Значительно улучшает работу шпренгельной фермы при несимметричной нагрузке (одностороннем снеге, подвесных кранах) дополнительный V-образный элемент, который увеличивает усилие в стойке со стороны большей нагрузки и уменьшает на противоположной стороне, создавая, таким образом, выгодное перераспределение усилий. При этом повышается также вертикальная жесткость фермы. При симметричной нагрузке V-образный элемент в работе фермы не участвует, а при несимметричной нагрузке усилия в нем и степень влияния на работу фермы в целом зависят от отношения $\xi = a_1/a$, где a_1 — расстояние от конькового узла до узла соединения наклонного элемента с верхним поясом (рис. 81, д). Расчеты показывают, что при значении ξ в пределах $1/10 \dots 1/12$ расчетной нагрузкой является симметричное нагружение фермы снегом.

В общей массе фермы масса верхнего пояса достигает 70...75 %, при этом она в большей степени зависит от значения момента и в меньшей — от продольной силы в поясе. Вследствие незначительного наклона верхнего пояса к горизонту продольная сила в нем слабо изменяется по длине и минимальной массе фермы в целом соответствует высота h , при которой изгибающие моменты в решающих сечениях верхнего пояса в пролетах и над стойками приблизительно равны по абсолютному значению и, следовательно, являются минимальными. Для шарнирно опертых ферм с пролетами 18 и 24 м, нагруженных только по верхнему поясу линейной нагрузкой или сосредоточенными силами с шагом $a/2$, эффективную высоту ферм рекомендуем принимать $h \approx 2,8a \operatorname{tg} \alpha$, а для ферм пролетом 18 м, нагруженных сосредоточенными силами с шагом $2a/3h \approx 2,3a \operatorname{tg} \alpha$, где α — угол наклона верхнего пояса к горизонту. Для ферм, оборудованных подвесными кранами, принимают несколько меньшую высоту. Изгибающий момент в верхнем поясе у опоры можно уменьшить, создавая расцентровку осей верхнего пояса и опорного раскоса на опоре. Такое решение улучшает также конструкцию опорного узла (рис. 81, е). Коньковый узел фермы решают на фланцах, а прочие узлы — в зависимости от типов сечений нижнего пояса и стоек.

Малоэлементные шпренгельные фермы пролетами 18 и 24 м изготавливают на заводе в виде отправочных марок (по половине фермы) и устанавливают в проектное положение после укрупнительной сборки.

Развитие современной промышленности ставит задачу перекрытия больших пролетов рациональными унифицированными конструкциями с подвесными кранами грузоподъемностью 50 т и более. Покрытия больших пролетов не являются объектами массового строительства, поэтому их конструктивные решения индивидуальны.

1. Группы конструкций одноэтажных производственных зданий (по данным табл. 51 [26]) (8). 2. Расчетные сопротивления прокатной стали (9). 3. Коэффициенты условий работы (9). 4. Коэффициенты надежности по назначению (10). 5. Расчетные сопротивления стали и сварных соединений (12). 6. Коды профилей (15). 7. Коды групп элементов металлоконструкций (16). 8. Коды конструкций стальных легких и комбинированных (18). 9. Материалы для сварки сталей различных марок (22). 10. Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами (25). 11. Государственные стандарты крепежных изделий для строительных металлических конструкций (27). 12. Сокращенный сортамент болтов (28). 13. Крепежные изделия для ограждающих конструкций (28). 14. Расчетные сопротивления болтов (28). 15. Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами (29). 16. Коэффициенты условий работы болтовых соединений (29). 17. Коэффициенты трения μ и коэффициенты надежности γ_h (30). 18. Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов (30). 19. Толщины деталей, свариваемых без перехода (34). 20. Расчетные сечения соединений с угловыми швами (36). 21. Коэффициенты β_f и β_z (37). 22. Минимальные катеты угловых швов (42). 23. Размещение болтов в соединении (46). 24. Коэффициенты γ_{Al} и γ_{Bn} (48). 25. Коэффициенты γ_{Al} и γ_{Bn} (49). 26. Значения R_{pn} (кН) и γ_{BN} (50). 27. Коэффициенты m_b (54). 28. Коэффициенты β_1 и β_2 (56). 29. Унифицированные размеры зданий (59). 30. Наибольшие расстояния между температурными швами (60). 31. Геометрические размеры колонн с мостовыми кранами (67). 32. Геометрические размеры ступенчатых колонн (68). 33. Данные о типовых решениях стропильных ферм (70). 34. Данные о мостовых кранах (75). 35. Ориентировочная высота подкрановых балок (76). 36. Предельные расстояния между вертикальными связями (89). 37. Сведения о типовых решениях и заводах-изготовителях основных несущих конструкций зданий из ЛМК комплектной поставки (97). 38. Номенклатура стальных оцинкованных холодногнутых профилей для покрытий (109). 39. Нагрузки на 1 м² покрытия с применением стальных профилированных настилов (111). 40. Сортамент прогонов пролетом 6 м (113). 41. Характеристика стальных конструкций типовых фонарей (117). 42. Расход стали на 1 м² горизонтальной поверхности фонарей рамной конструкции (119). 43. Номенклатура стальных оцинкованных холодногнутых профилей для стен (125). 44. Ориентировочные толщины стальных и железобетонных настилов (131). 45. Коэффициенты для расчета длинных гибких пластин (135). 46. Коэффициенты для определения прогиба и напряжения в гибкой защемленной по контуру прямоугольной равномерно нагруженной пластине (137). 47. Коэффициенты для определения прогибов и изгибающих моментов равномерно нагруженной жесткой пластины, защемленной по контуру ($\nu = 0,3$) (138). 48. Коэффициенты для определения прогибов и изгибающих моментов равномерно нагруженной жесткой пластины, свободно опертой по контуру (140). 49. Схемы мембран с различными условиями опирания и значения коэффициентов k_σ , k_H , k_M , k_α и k_c (146). 50. Коэффициент c_{cr} для сварных балок (160). 51. Относительные прогибы (165). 52. Значения коэффициентов k_{Al} и k_{Hl} (173). 53. Относительные прогибы балок и ферм крайних путей (178). 54. Значения коэффициентов k_λ и k_t в БГС с ребрами жесткости (182). 55. Значения коэффициентов k_λ и k_t в БГС без ребер жесткости (183). 56. Сквозные двутавры из двутавров по ГОСТ 26020—83 (188). 57.

Коэффициенты μ колонн и стоек постоянного сечения (199). 58. Коэффициенты μ рамных колонн постоянного сечения (200). 59. Коэффициенты μ одноступенчатых колонн (201). 60. Приближенные значения радиусов инерции для различных типов сечения (206). 61. Рациональные значения $\alpha = A_f/A$ колонн двутаврового сечения (207). 62. Коэффициенты продольного изгиба φ для подбора сечений центрально-сжатых элементов λ_f и ξ (207). 63. Предельные значения h_{ef}/t (215). 64. Коэффициент β (222). 65. Коэффициенты α для расчета на изгиб плит, опертых по четырем сторонам (231). 66. Коэффициент α для расчета на изгиб плит, опертых по трем или двум сторонам (232). 67. Предельные гибкости и расчетные длины элементов ферм (243). 68. Коэффициенты расчетной длины μ_{12} и μ_{11} для стержней переменного сечения с шарнирно опертыми концами (244). 69. Толщины узловых фасонки ферм (248). 70. Коэффициенты ξ (255).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Брудка А., Любинский М. Легкие стальные конструкции. — М.: Стройиздат, 1974. — 342 с.
- Вайнберг Д. В. Справочник по прочности, устойчивости и колебаниям пластин. — К.: Будівельник, 1973. — 487 с.
- Дехтяр А. Ш. Облегченные конструкции металлических стен промышленных зданий. — М.: Стройиздат, 1979. — 160 с.
- Достижения СССР в области строительства и задачи в одиннадцатой пятилетке в соответствии с решениями XXVI съезда КПСС: Обзор / ВНИИИС; Сост. А. Т. Бруков. — М.: ВНИИИС, 1982. — 65 с.
- Жербин М. М., Дробязко Л. Е. Эффективность замены железобетонных конструкций особо легкими стальными // Стр-во и архитектура. — 1984. — № 2. — С. 17—19.
- Защита строительных конструкций от коррозии (дополнение): СНиП II-28-73* — М., Стройиздат, 1976. — 19 с.
- Каплун Я. А. Стальные конструкции из широкополочных двутавров и тавров / Под ред. Н. П. Мельникова. — М.: Стройиздат, 1981. — 143 с.
- Кочетов В. П. Определение наименьшей площади поперечного сечения центрально-сжатого стержня // Строит. механика и расчет сооружений. — 1978. — № 6. — С. 62—68.
- Лейтес С. Д. Упругий и упруго-пластический изгиб длинных прямоугольных пластинок // Расчет пространственных конструкций. — М.: Стройиздат, 1962. — Вып. 8. — С. 175—205.
- Лихтарников Я. М., Ладыженский Д. В., Клыков В. М. Расчет стальных конструкций. — 2 изд. перераб. и доп. — К.: Будівельник, 1984. — 368 с.
- Мельников Н. П. Металлические конструкции: Современное состояние и перспективы развития. — М.: Стройиздат, 1983. — 543 с.
- Металлические конструкции / Е. И. Беленя, В. А. Балдин, Г. С. Ведеников и др. — М.: Стройиздат, 1985. — 560 с.
- Нагрузки и воздействия: СНиП II-6-74. — М., 1976. — 60 с.
- Пособие по расчету и конструированию сварных соединений стальных конструкций: К главе СНиП II-23-81 / ЦНИИСК им. Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1984. — 40 с.
- Рекомендации по определению снеговой нагрузки для некоторых типов покрытий / ЦНИИСК им. Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1983. — 22 с.
- Рекомендации по проектированию стальных конструкций с применением круглых труб / ЦНИИСК им. Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1973. — 95 с.

- Руководство по проектированию, изготовлению и сборке монтажных фланцевых соединений стропильных ферм с поясами из широкополочных двутавров / ЦНИИПроектстальконструкция. — М.: 1982. — 60 с.
- Руководство по проектированию металлических мембранных панелей кровельных покрытий и ворот ангаров / Аэропроект. — М.: Стройиздат, 1971. — 59 с.
- Руководство по проектированию соединений на несущих высокопрочных болтах в строительных стальных конструкциях / ЦНИИПроектстальконструкция. — М.: Стройиздат, 1978. — 19 с.
- Руководство по проектированию стальных конструкций из гнутоварных замкнутых профилей / ЦНИИПроектстальконструкция. — М.: Стройиздат, 1978. — 45 с.
- Руководство по применению стального оцинкованного профилированного настила в утепленных покрытиях производственных зданий / ЦНИИПроектстальконструкция. — М.: Стройиздат, 1982. — 23 с.
- Сахаровский М. М. Легкие конструкции стальных каркасов зданий и сооружений. — К.: Будівельник, 1984. — 159 с.
- Справочник проектировщика. Легкие металлические конструкции одноэтажных производственных зданий / Под ред. И. И. Ищенко. — М.: Стройиздат, 1979. — 196 с.
- Справочник проектировщика. Металлические конструкции / Под ред. Н. П. Мельникова. — М.: Стройиздат, 1980. — 776 с.
- Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический: [В 2 кн.] / Под ред. А. А. Уманского. — М.: Стройиздат, 1972. — Кн. 1. — 600 с.
- Стальные конструкции: СНиП II-23-81. М., 1982. — 60 с.
- Строительная механика. Стержневые системы / А. Ф. Смирнов, А. В. Александров, Б. Я. Лашеников, Н. Н. Шапошников; Под ред. А. Ф. Смирнова. — М.: Стройиздат, 1981. — 512 с.
- СТ СЭВ 1407—78. Строительные конструкции и основания. Нагрузки и воздействия. Основные положения. Введ. 01.01.80.
- Технические условия. Типовые решения. Металлические ограждающие конструкции промышленных зданий / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1980. — 253 с.
- Алюминиевые конструкции: Справ. пособие / Под ред. В. И. Трофимова. — М.: Стройиздат, 1978. — 150 с.
- Хромец Ю. Н. Современные конструкции промышленных зданий. — М.: Стройиздат, 1982. — 351 с.
- Хромец Ю. Н., Ширяев Г. А. Снижение материалоемкости промышленных зданий. — М.: Стройиздат, 1977. — 189 с.
- Шимановский В. Н. Висячие системы (конструкции и расчет нитей конечной жесткости). — К.: Будівельник, 1984. — 208 с.
- Шляфирнер А. М. Проектирование защиты от коррозии металлических конструкций зданий и сооружений // Реф. информ. // ЦБТИ. Сер. 4. — 1976. — № 1. — С. 29.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	3
Глава 1. Материалы для стальных конструкций производственных зданий	4
1.1. Области рационального применения стали в строительных конструкциях (4). 1.2. Стали для строительных конструкций (7). 1.3. Сортамент металлопроката (14).	21
Глава 2. Соединения стальных конструкций	58
2.1. Материалы для соединений (21). 2.2. Общие требования к соединениям (31). 2.3. Сварные стыковые соединения (32). 2.4. Сварные соединения с угловыми швами (34). 2.5. Соединения на болтах (43). 2.6. Соединения на несущих высокопрочных болтах (47). 2.7. Соединения с фрезерованными торцами и на фланцах (52).	
Глава 3. Конструктивные решения стальных каркасов	107
3.1. Модульная координация размеров в строительстве (58). 3.2. Конструктивные решения основных несущих элементов стальных каркасов (63). 3.3. Назначение основных размеров поперечной рамы (74). 3.4. Подкрановые конструкции и подвесные пути (77). 3.5. Связи стальных каркасов (82). 3.6. Конструкции покрытий для конвейерной сборки и блочного монтажа (93). 3.7. Здания из легких металлических конструкций комплектной поставки (95).	
Глава 4. Конструктивные решения элементов производственных зданий	148
4.1. Покрытия (107). 4.2. Фонари (115). 4.3. Стеновое ограждение (123). 4.4. Продольный и торцевой фахверк (126). 4.5. Площадки (129). 4.6. Расчет настилов (133). 4.7. Ворота (140).	
Глава 5. Проектирование балочных конструкций	198
5.1. Расчетные схемы балок и определение расчетных усилий (148). 5.2. Расчет балок на прочность (150). 5.3. Общая устойчивость балок (154). 5.4. Местная устойчивость поясов и стенок балок (156). 5.5. Расчет на жесткость (165). 5.6. Поясные соединения в составных балках (166). 5.7. Опорные части балок (168). 5.8. Подбор сечения балок из горячекатаных и гнутых профилей (170). 5.9. Оптимизация и компоновка сечения составных балок (171). 5.10. Особенности расчета сплошных подкрановых балок (175). 5.11. Балки с гибкой стенкой (179). 5.12. Балки с перфорированной стенкой (184). 5.13. Стыки балок (190). 5.14. Узлы сопряжения балок (193).	
Глава 6. Колонны	241
6.1. Расчетные схемы и определение расчетных длин колонн (198). 6.2. Центально-сжатые колонны (202). 6.3. Сплошностенчатые внецентренно-сжатые колонны (212). 6.4. Скважные внецентренно-сжатые колонны (218). 6.5. Расчет и конструирование элементов колонн (224).	
Глава 7. Проектирование конструкций покрытия	
7.1. Скважные ригели поперечных рам каркаса (241). 7.2. Узлы скважных ригелей (249). 7.3. Подстропильные фермы (264). 7.4. Малоэлементные фермы (266). Указатель таблиц (269). Список литературы (270).	

Н66 Нилов А. А. и др.
 Стальные конструкции производственных зданий : Справ. /
 А. А. Нилов, В. А. Пермяков, А. Я. Прицкер. — К. : Будівель-
 ник, 1986. — 272 с. : ил. — Библиогр. : с. 270—271.

В справочнике систематизированы сведения о современных конструктивных реше-
 ниях стальных каркасов одноэтажных производственных зданий. Даны рекомендации
 по проектированию металлических конструкций, технологичных в изготовлении
 монтаже, обеспечивающих экономию металлопроката и снижение стоимости строи-
 тельства. Нормативные данные работников проектных и строительных организаций.
 для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.