СПРАВОЧНИК ПРОЕКТИРОВЩИКА

Металлические конструкции

Том 2

Стальные конструкции зданий и сооружений

1998

ББК 38.54
М 54
УДК 624.014 (035.5)

Печатается по решению Ученого совета института ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П.Мельникова

Рецензенты: специалисты кафедры «Металлические конструкции» Московского государственного строительного университета (зав.кафедрой д.т.н. профессор Ю.И.Кудишин).

Металлические конструкции. В 3 т. Т.2. Стальные конструкции зданий и сооружений. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. заслуж. строителя РФ, лауреата госуд. премии СССР В.В.Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П.Мельникова) – М.: изд-во АСВ, 1998. – 512 стр. с илл.

ISBN 5-87829-057-X
ISBN 5-87829-081-2

Справочник проектировщика «Металлические конструкции» общим объемом 150 а.л. в трех томах подготовлен коллективом ведущих ученых и специалистов стран СНГ по строительным металлоконструкциям. В справочнике обобщен мировой опыт проектирования и строительства традиционных и уникальных зданий и сооружений из металла, нашли отражение отечественные и зарубежные исследования и разработки последнего двадцатилетия. Впервые публикуются материалы по разработке проектов, изготовлению и монтажу дымовых труб, транспортерных галерей, градирен, крановых эстакад и др. Переживаемое страной резкое сокращение инвестиций и связанное с этим ускоренное старение эксплуатируемого металлофонда придают особую актуальность новому разделу из трех глав, в котором изложены обоснованные практикой рекомендации по организации, оснащению и выполнению реконструктивных, обследовательских и диагностических работ, а также методам усиления конструкций, элементов и узлов, исчерпавшим ресурс безотказной работы.

Коллектив авторов уверен в том, что выход этого капитального труда обеспечит снижение риска разрушений и отказов, повысит эффективность инвестиционных затрат и конкурентоспособность российских строителей, избавит от непрофессионализма множество предприятий, организаций, АО, СП и частных предпринимателей.

Справочник предназначен для работников научных и проектных организаций, работников экспертных базовых центров, конструкторских бюро, руководителей служб заводов-изготовителей металлоконструкций, строительно-монтажных организаций, работников технического надзора за эксплуатацией, студентов, аспирантов и преподавателей Вузов и др.

ISBN 5-87829-057-X
ISBN 5-87829-081-2

© Издательство АСВ, 1998
© Кузнецов В.В. и коллектив авторов, 1998

КОНСТРУКЦИИ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ

ГЛАВА 1

УНИФИКАЦИЯ, ТИПИЗАЦИЯ И СТАНДАРТИЗАЦИЯ

1.1. Общие положения

Критерием оценки конструктивной формы и параметров металлических конструкций при их разработке является технико-экономическая целесообразность проектных решений для конкретных условий строительства (с оценкой решений по приведенным затратам), с учетом наличия производственных баз и материальных ресурсов у подрядчика и заказчика в конкретном регионе.

В проектах следует предусматривать максимально возможное применение унифицированных габаритных схем, рациональное использование типовых конструкций, возможно большую их серийность при наименьшем числе типоразмеров, наиболее совершенную технологию изготовления конструкций и методы их возведения, широкую индустриализацию строительства с использованием современных средств комплексной механизации строительного производства.

Положения по унификации, типизации и стандартизации, приведенные в данной главе, были вызваны потребностью в массовом строительстве одноэтажных производственных зданий, характерном для предшествовавших перестройке трех послевоенных десятилетий. Кризис, возникший в экономике в начале 90-х годов из-за радикальной перестройки всей системы хозяйствования, привел к резкому сокращению строительства новых объектов. По этой причине использование положений и рекомендаций главы сузилось и приобрело крайне ограниченный, выборочный характер. Однако, есть все основания полагать, что по мере выхода народного хозяйства из состояния паралича, объемы строительства будут существенно возрастать и обретут былую массовость.

Одним из непременных условий успешного выхода из образовавшегося тупика является сохранение всего положительного, достигнутого в недавнем прошлом. В этой связи неоценимую помощь в успешном проектировании и строительстве будущих высокоэффективных и экономичных объектов окажут справочные материалы, изложенные в этой главе, ибо в них использован и обобщен многолетний ценный опыт профессионально грамотного проектирования, изготовления, монтажа и эксплуатации металлоконструкций промышленных зданий и сооружений.

1.2. Унификация

Унификация стальных конструкций составляет часть общестроительной унификации и тесно связана с унификацией объемно-планировочных и конструктивных решений ограждающих и несущих конструкций из других материалов. Цель унификации – ограничить число параметров зданий и элементов конструкций и создать на основе типизации и стандартизации предпосылки для механизированного крупносерийного изготовления конструкций и деталей. При выполнении работ по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений зданий про-

мышленных предприятий, в том числе и со стальными конструкциями, руководствуются ГОСТ 23838-89 «Здания предприятий. Параметры.» и СНиП 2.09.02-85* «Производственные здания».

1.2.1. Единая модульная система. Единая модульная система в строительстве (ЕМС) представляет собой совокупность правил координации размеров объемно-планировочных и конструктивных элементов зданий и сооружений, строительных изделий и оборудования на базе модуля 100 мм. Цель применения ЕМС – создание основы для типизации и стандартизации в проектировании и строительстве.

1.2.2. Унификация пролетов, высот и шагов. При разработке проектов индивидуальных зданий со стальными конструкциями и отдельных их частей, а также чертежей типовых стальных конструкций и деталей пролет, высота помещений и шаг колонн назначаются с учетом приведенных далее указаний. Одноэтажные здания следует проектировать с параллельно расположенными равными пролетами одинаковой высоты. В соответствии с требованиями технологии допускается проектировать здания с пролетами двух взаимно перпендикулярных направлений, а также разной ширины и высоты. Перепады 1,2 м и менее между пролетами одного направления многопролетных зданий не допускаются.

Пролет, высота помещений и шаг колонн принимаются:

- в зданиях, не имеющих опорных мостовых кранов: пролет 18 м и более, кратный 6 м; высота помещений 4,8 м и более, кратная 0,6 м; шаг колонн по крайним и средним модульным разбивочным осям 6 м и более, кратный 6 м;
- в зданиях, оборудованных опорными мостовыми электрическими кранами: пролет 18 м и более, кратный 6 м; высота помещений 8,4 м и более, кратная 0,6 м; шаг колонн такой же, как в зданиях без опорных мостовых кранов;
- в зданиях, оборудованных опорными мостовыми ручными кранами: пролет 18 м; высота помещений от 6 до 9,6 с градацией 0,6 м; шаг колонн 6 м.

Температурные швы, перепады высот и примыкание взаимно перпендикулярных пролетов в зданиях следует решать, как правило, на парных колоннах. Температурные швы и перепады высот могут быть решены и на одиночных колоннах.

Шаг колонн у перепада высот параллельных пролетов здания следует принимать равным шагу колонн по крайним продольным модульным разбивочным осям, если это не противоречит технологическим требованиям. Пролеты, кратные 3 м, но не кратные 6 м, могут быть применены при подтверждении целесообразности принятого размера технико-экономическими расчетами.

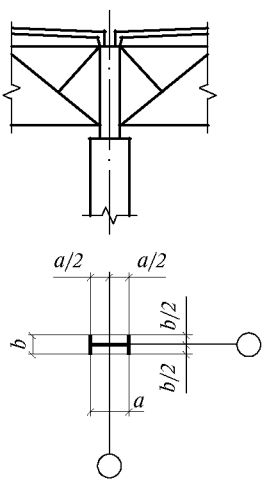


Рис.1.1. Привязка колонн средних рядов к разбивочным осям

1.2.3. Привязка колонн и стен одноэтажных зданий к модульным разбивочным осям. Привязка конструктивных элементов к модульным разбивочным осям и размеры вставок между этими осями в местах температурных швов и примыканий взаимно перпендикулярных пролетов принимаются следующими:

1) привязка колонн средних рядов к поперечным модульным разбивочным осям (кроме колонн в торцах зданий, у температурных швов и перепадов высот) и к продольным модульным осям должна соответствовать указанной на рис.1.1. В зданиях, оборудованных мостовыми кранами, при наличии проходов вдоль подкрановых путей допускается смещать сечение верхней части колонн относительно продольных модульных разбивочных осей;

2) привязка колонн крайних рядов к продольным модульным разбивочным осям должна соответствовать указанной на рис.1.2*а* («нулевая» привязка) или на рис.1.2*б* в зависимости от объемно-планировочных параметров и конструктивного решения;

3) привязка колонн крайних рядов к поперечным разбивочным осям, кроме колонн в торцах зданий, у поперечных температурных швов и при перепадах высот, должна соответствовать указанной на рис.1.2;

4) привязка колонн средних и крайних рядов в торцах зданий к поперечным модульным разбивочным осям должна соответствовать указанной на рис.1.3*а* или 1.3*б* в зависимости от конструктивного решения; при этом допускается размер 500 мм заменять бóльшим, но кратным 250 мм; привязка этих колонн к продольным модульным разбивочным осям должна соответствовать указанной на рис.1.1 и 1.2;

5) поперечный температурный шов на парных колоннах в зданиях с пролетами одной высоты следует решать, совмещая ось шва с модульной разбивочной осью. Допускается решение шва, при котором его ось размещается в пределах вставки размером 250 м между двумя модульными разбивочными осями; привязка парных колонн должна соответствовать указанной на рис.1.4*а*,*б*, при этом допускается размер 500 мм заменять бóльшим, но кратным 250 мм;

6) продольный температурный шов между парными колоннами в зданиях с пролетами одной высоты следует решать, предусматривая две модульные разбивочные оси со вставкой между ними; привязку колонн к этим осям принимать в соответствии с правилами, изложенными в п.2) (рис.1.5); при наличии подстропильных ферм грани

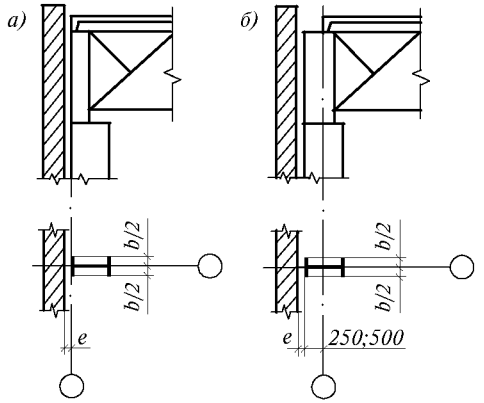


Рис.1.2.Привязка колонн крайних рядов к разбивочным осям

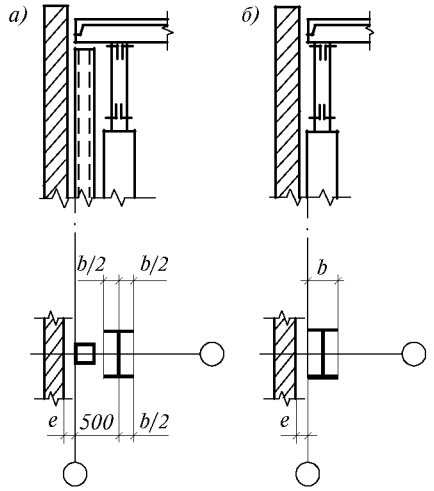


Рис.1.3.Привязка колонн в торцах зданий

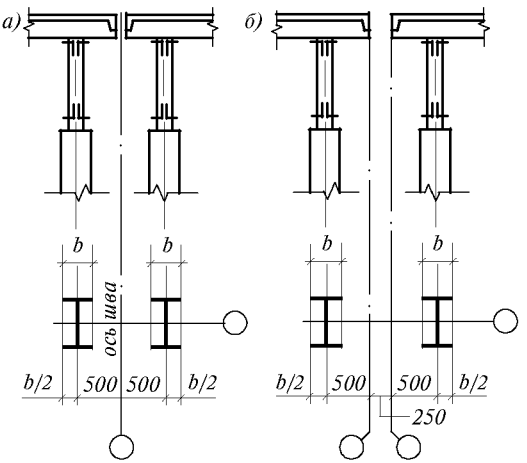


Рис.1.4.Привязка колонн в поперечных температурных швах

колонн, обращенные в сторону шва, необходимо смещать с парных модульный разбивочных осей в сторону шва на 250 мм; размер вставки при этом должен равняться сумме размеров привязки к модульным разбивочным осям граней колонн, обращенных в сторону шва, и расстояния между этими гранями, равного 500 мм, или бóльшему размеру, кратному 250 мм (рис.1.5 *б*, *в*, *г*);

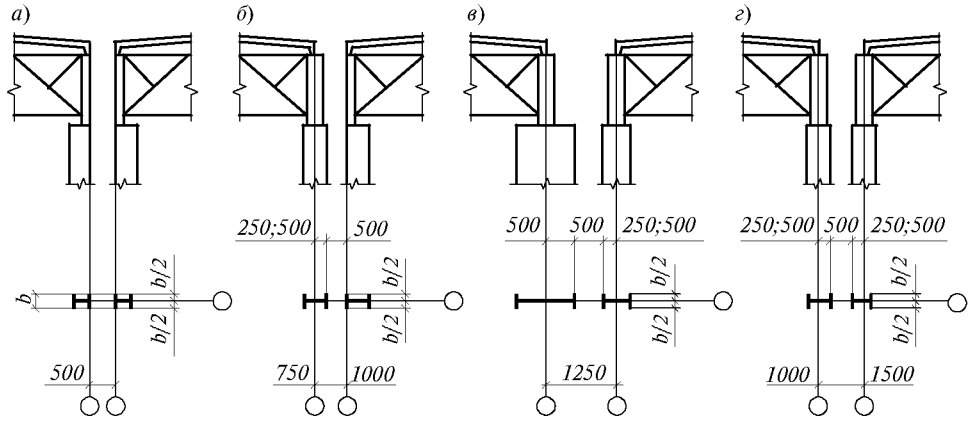


Рис.1.5. Привязка колонн в продольных температурных швах

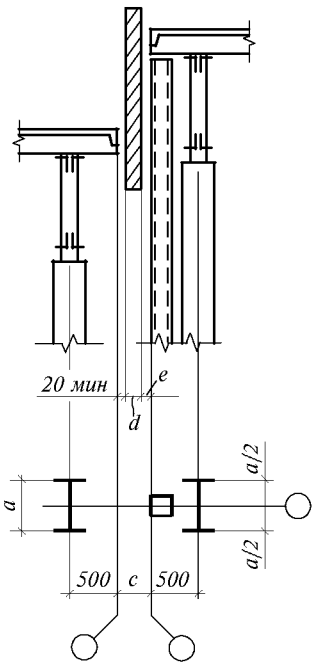


Рис.1.6. Привязка колонн в перепадах высот по длине одного пролета

7) привязка колонн в местах продольных температурных швов к поперечным модульным разбивочным осям, кроме колонн в торцах зданий и у поперечных температурных швов, должна соответствовать указанной на рис.1.5, привязка колонн в торцах зданий и у поперечных температурных швов должна соответствовать правилам, изложенным в п.п.7), 8);

8) привязка внутренней плоскости наружных стен к продольным и поперечным модульным разбивочным осям должна равняться сумме размеров привязки наружной грани колонн к этим осям и зазора между наружной гранью колонны и внутренней плоскостью стен (рис.1.2 и 1.3); размер зазора *e* определяется условиями размещения деталей стен.

1.2.4. Привязка колонн и стен к модульным разбивочным осям при перепадах высот. Перепады высот по длине одного пролета допускаются в исключительных случаях и должны быть обоснованы. В этих случаях перепады высот рекомендуется совмещать с температурными швами на парных колоннах, предусматривая две поперечные модульные разбивочные оси со вставкой между ними. Привязка колонн к этим осям должна приниматься по рис.1.6. Размер вставки должен быть кратным 50 мм и равняться (с округлением) сумме зазора *e*, толщины стены и зазора не менее 20 мм между наружной плоскостью стены и крайней поперечной модульной разбивочной осью пониженного пролета.

При большой ширине здания, а также при сборных железобетонных колоннах перепады высот пролетов рекомендуется совмещать с продольными температурными швами, решая их на парных колоннах и предусматривая две модульные разбивочные оси со вставкой между ними. Привязка колонн к этим осям должна соответствовать правилам, изложенным в п.1.2.3(2). Размер вставки *c* (рис.1.7) должен быть кратным 50 мм и равняться (с округлением) сумме привязок к модульным разбивочным осям граней колонн, обращенных в сторону перепада, зазора *e*, толщины стены *d* и зазора не менее 50 мм между наружной плоскостью этой стены и гранью колонны пониженного пролета. При этом размер вставки должен быть не менее 300 мм (рис.1.7).

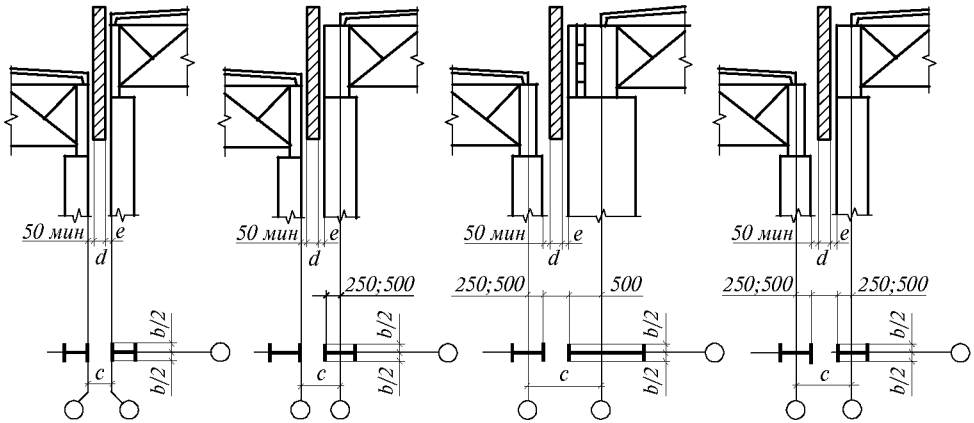


Рис.1.7. Привязка колонн в перепадах высот параллельных пролетов

Примыкание взаимно перпендикулярных пролетов следует решать на парных колоннах, предусматривая между крайней продольной и торцевой поперечной модульными разбивочными осями вставку *c* размером, кратным 50 мм и равным (с округлением) сумме размеров в соответствии с рис.1.8: при примыкании к продольной стороне повышенного пролета торцов пониженных пролетов – по рис.1.8 *а* или 1.8 *б*;

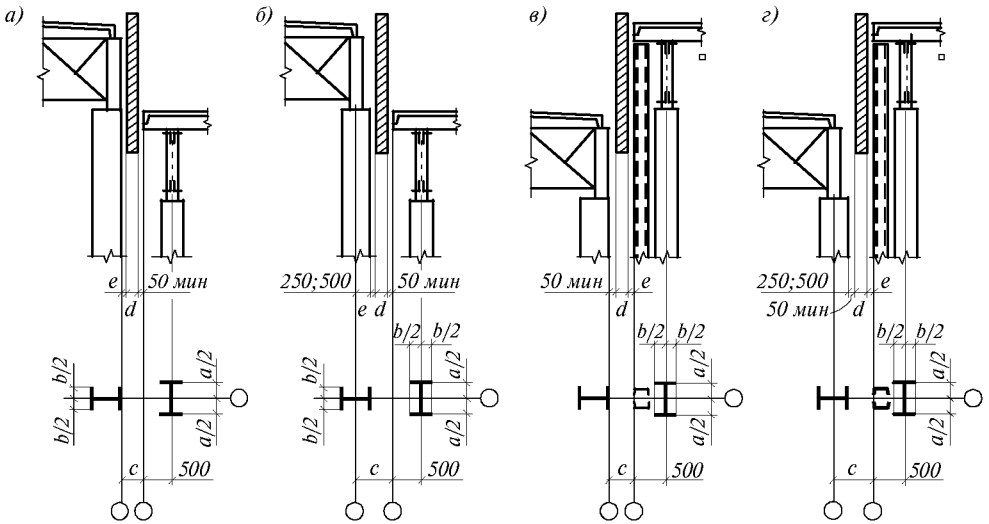


Рис.1.8. Привязка колонн в месте примыкания взаимно перпендикулярных пролетов

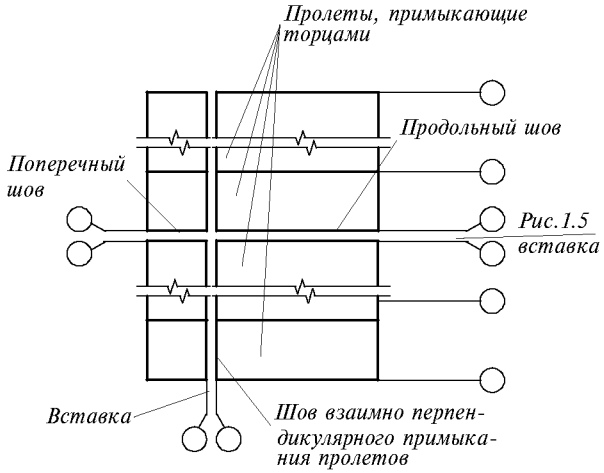


Рис.1.9. Сочетание продольных и поперечных швов в зданиях с взаимно перпендикулярными пролетами

при примыкании к продольной стороне пониженного пролета торцов повышенных пролетов – по рис.1.8*в* или 1.8*г*. Во всех случаях размер вставки должен быть не менее 300 мм.

Продольный шов между пролетами должен быть продлен в примыкающих перпендикулярных пролетах, где он является поперечным швом (рис.1.9). При этом вставка между продольными разбивочными осями в продольном и поперечном швах должна быть одинаковой, равной размерам, указанным на рис.1.5.

1.2.5. Привязка колонн и стен многоэтажных зданий к модульным разбивочным осям. Привязка конструктивных элементов к модульным разбивочным осям и размеры вставок между этими осями в местах температурных швов и примыканий многоэтажных зданий к одноэтажным принимаются следующими:

1) привязка колонн средних рядов к поперечным модульным разбивочным осям (кроме колонн в торцах зданий и у температурных швов) и к продольным модульным осям должна соответствовать указанной на рис.1.10;

2) привязка колонн крайних рядов к поперечным модульным разбивочным осям (кроме колонн в торцах зданий и у температурных швов), а также к продольным модульным разбивочным осям должна соответствовать указанной на рис.1.11;

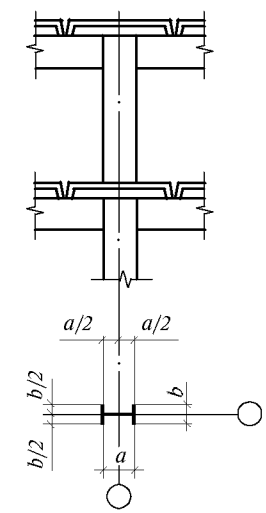


Рис.1.10. Привязка колонн средних рядов многоэтажных зданий к разбивочным осям

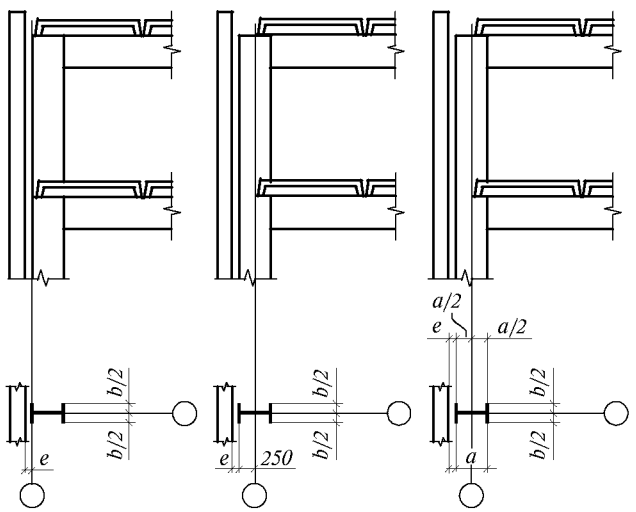


Рис.1.11. Привязка колонн крайних рядов многоэтажных зданий к разбивочным осям

3) привязка колонн средних и крайних рядов в торцах зданий к поперечным модульным разбивочным осям должна соответствовать указанной на рис.1.12;

4) поперечный температурный шов следует решать, предусматривая две модульные разбивочные оси со вставкой между ними или совмещая ось шва с модульной разбивочной осью. Размер вставки определяется принятым конструктивным решением и возможностью использования типовых удлиненных или угловых стеновых панелей. Привязка парных колонн должна соответствовать указанной на рис.1.13, при этом допускается размер 500 мм заменять бóльшим, но кратным 250 мм;

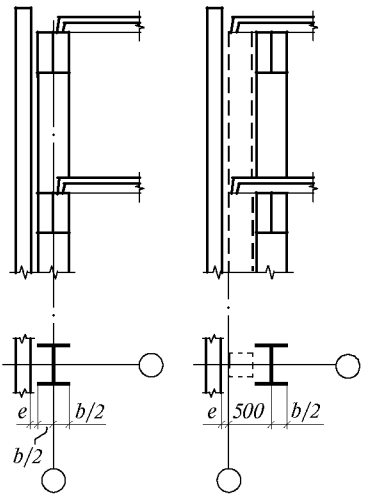


Рис.1.12. Привязка колонн многоэтажных зданий к разбивочным осям в торцах

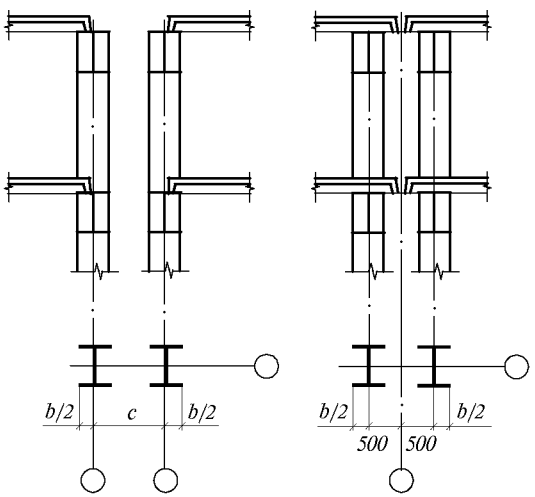


Рис.1.13. Привязка колонн многоэтажных зданий к разбивочным осям в поперечных температурных швах

5) продольный температурный шов на парных колоннах следует решать, предусматривая две модульные разбивочные оси со вставкой между ними; привязку колонн к этим осям следует принимать в соответствии с правилами, изложенными в п.2);

6) привязка внутренней плоскости наружных стен к продольным и поперечным модульным осям должна соответствовать правилам, изложенным в п.1.2.3(8);

7) в зданиях, состоящих из одноэтажной и многоэтажной частей, следует предусматривать единую сетку модульных разбивочных осей. При наличии в одноэтажной части здания продольного температурного шва – образующийся в многоэтажной части здания поперечный температурный шов решается со вставкой между модульными разбивочными осями; вставка между модульными разбивочными осями в продольном и поперечном швах должна иметь одинаковую величину, равную размерам, указанным в п.1.2.3(5) и п.1.2.3(6) (рис.1.14);

8) размер вставки между параллельными крайними модульными разбивочными осями одноэтажных и многоэтажных частей зданий по линии пристройки следует назначать таким, чтобы в местах примыкания этих частей могли быть установлены типовые стеновые панели.

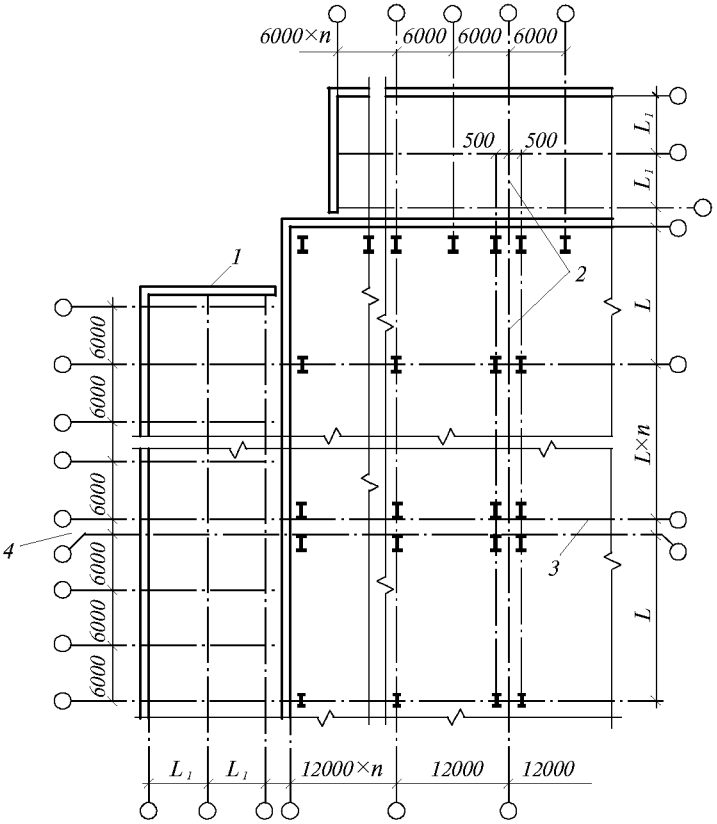


Рис.1.14. Сочетания одноэтажной и многоэтажной частей зданий
1 – многоэтажные пристройки;
2 – поперечный шов без вставки;
3 – продольный шов; 4 – вставка

1.2.6. Уклоны кровли принимаются:

при кровле из рулонных и мастичных материалов в покрытиях зданий, включающих стропильные конструкции – 2,5÷5%;

при кровле из листовых профилированных материалов – 10÷25% в зависимости от геометрических размеров кровельных листов, длины скатов покрытий, наличия и качества герметиков, и климатических условий района строительства; кровли зданий предприятий металлургической промышленности допускается проектировать с уклоном более 25%.

1.2.7. Габаритные схемы. При проектировании одноэтажных производственных зданий массового строительства руководствуются указаниями ГОСТов и других нормативных документов, регламентирующих сочетания пролетов, высоты помещений, шага колонн и грузоподъемности кранов.

1.3. Типизация

Типизация стальных конструкций – одно из важнейших условий способствующих повышению степени индустриализации промышленности металлических конструкций. Основные цели типизации: повышение качества проектов, сокращение объемов проектной документации и сроков их выдачи; уменьшение трудоемкости изготовления и монтажа, улучшение качества конструкций; повышение серийности конструкций и создание предпосылок для организации крупносерийного высокомеханизированного и автоматизированного поточного производства; увеличение надежности и долговечности зданий и сооружений.

Разработка типовых стальных конструкций производственных зданий ведется в двух направлениях: создание типовых проектов отдельных зданий, приспособленных к различным отраслям промышленности, и разработка конструкций и их сортаментов. Наибольшее распространение получило второе направление – типизация массовых элементов стальных конструкций производственных зданий межотраслевого применения с созданием сортаментов типовых конструкций.

1.3.1. Типизация элементов конструкций. Типизация стальных конструкций производится с учетом технологии изготовления и монтажа конструкций, потребности в них, а также эксплуатационных требований. Основные требования, предъявляемые к типовым конструкциям, предназначенным для компоновки каркасов производственных зданий различного назначения, возводимых в различных климатических зонах страны, – это оптимальность конструктивной формы, оптимальность сортаментного ряда.

Оптимизация конструктивной формы элементов конструкций включает в себя: выбор основных параметров конструкций, соответствующих их функциональному назначению; выбор оптимальной марки стали и оптимального сечения элементов профилей с целью минимальной затраты металла, при этом должны быть достигнуты возможно меньшие трудоемкость изготовления и монтажа конструкций, а также минимальные сроки возведения. В оптимизацию сортамента типовых конструкций входят выбор оптимального числа типоразмеров и установление их оптимальной градации.

Теоретически при применении типовых конструкций в различных конкретных условиях общий расход материала больше, чем на соответствующие индивидуальные конструкции. Это увеличение массы конструкций компенсируется повышением повторяемости (серийности) типовых конструкций и деталей, что приводит к снижению трудовых затрат при изготовлении, к уменьшению их стоимости и сокращению потерь металлопроката при заказе металлопродукции и в процессе производства.

За обобщающий критерий технико-экономической оценки сортамента типовых конструкций, заменяющего индивидуальные конструкции, принимаются приведенные затраты. Они позволяют количественно учитывать эффект повышения серийности изготовления конструкций и совершенствования технологии их изготовления и монтажа, различную стоимость проектирования зданий из индивидуальных и типовых конструкций, а также изменение (в зависимости от степени индустриализации изготовления) капиталовложений в базу производства конструкций.

Замена индивидуальных конструкций со средневзвешенной массой $m^{\text{и}}$ на типовые конструкции со средневзвешенной массой $m^{\text{т}}$ обоснована при условии, если приведенные затраты на типовые конструкции $n^{\text{т}}$ не будут больше приведенных затрат на индивидуальные $n^{\text{и}}$:

$$n^{\text{т}} \le n^{\text{и}}. \qquad (1.1)$$

Использование приведенных затрат в качестве обобщающего критерия оценки оптимальности сортамента типовых конструкций позволяет установить:

коэффициент оптимальности

$$\alpha_{\text{опт}} = n_0^{\text{и}} / n_0^{\text{т}}, \qquad (1.2)$$

где $n_0^{\text{и}}$, $n_0^{\text{т}}$ – удельные приведенные затраты на индивидуальные и типовые конструкции (на 1 т);

предельно допустимую массу средневзвешенной типовой конструкции ($m_{\text{доп}}^{\text{т}}$):

$$m_{\text{доп}}^{\text{т}} = \alpha_{\text{опт}} \cdot m^{\text{и}}. \qquad (1.3)$$

Предельно допустимое относительное превышение расхода стали на типовые конструкции ($\Delta m^{т}_{доп}$):

$$\Delta m^{т}_{доп} = \frac{m^{т}_{доп} - m^{и}}{m^{и}} \cdot 100\% \qquad (1.4)$$

или

$$\Delta m^{т}_{доп} = (\alpha_{опт} - 1) \cdot 100\%. \qquad (1.5)$$

При этом в приведенных затратах учитываются следующие компоненты: стоимость проектирования (чертежи КМ), стоимость конструкций в деле, включая стоимость разработки чертежей КМД, металлопроката, изготовления конструкций, транспортировки и монтажа; капитальные вложения в базу производства металлоконструкций; капитальные вложения в базу производства металлопроката; эксплуатационные расходы.

Приведенные затраты и удельные приведенные затраты связаны зависимостями:

$$n^{и} = n^{и}_{0} m^{и}; \qquad (1.6)$$

$$n^{т} = n^{т}_{0} m^{т}; \qquad (1.7)$$

$$n^{и}_{0} = C^{и}_{пр} + C^{и}_{Д} + E_{н.стр} \cdot K^{пр.т}_{стр} + E_{н.мет} \cdot K^{пр}_{мет} + \frac{Э^{т}}{E_{н}}; \qquad (1.8)$$

$$n^{т}_{0} = C^{т}_{пр} + C^{т}_{Д} + E_{н.стр} \cdot K^{пр.т}_{стр} + E_{н.мет} \cdot K^{пр}_{мет} + \frac{Э^{т}}{E_{н}}, \qquad (1.9)$$

где $C^{и}_{пр}$, $C^{т}_{пр}$ – стоимость проектирования (КМ) 1 т конструкций при индивидуальном исполнении и при привязке типовых конструкций; $C^{и}_{Д}$, $C^{т}_{Д}$ – стоимость в деле 1т индивидуальных и типовых конструкций; $E_{н.стр}$, $E_{н.мет}$ – нормативные коэффициенты эффективности капиталовложений в строительной и металлургической промышленности; $K^{пр.и}_{стр}$, $K^{пр.т}_{стр}$ – приведенные капиталовложения в производство индивидуальных и типовых стальных конструкций; $K^{пр}_{мет}$ – то же, в производство металлопроката; $Э^{и}$, $Э^{т}$ – годовые эксплуатационные расходы на 1 т индивидуальных и типовых конструкций; $E_{н}$ – нормативный коэффициент эффективности капиталовложений; $E_{н.стр}$, $E_{н.мет}$, $E_{н}$, $K^{пр.и}_{стр}$, $K^{пр.т}_{стр}$, $K^{пр}_{мет}$ принимаются по нормативным документам.

Задача оптимизации сортамента типовых конструкций в зависимости от допустимого превышения расхода стали на типовые конструкции состоит в отыскании такого числа типоразмеров и соответствующих ему оптимальных градаций, при которых превышение расхода стали на типовые конструкции по сравнению с расходом на индивидуальные будет меньше допустимого или равно ему.

Для решения этой задачи необходимо иметь данные о характере распределения числа элементов по определяющему геометрическому параметру (пролет, высота здания и т.д.) и плотности распределения повторяемости расчетных нагрузок. Кроме этого необходимо знать предельно допустимое относительное превышение расхода стали на типовые конструкции по сравнению с индивидуальными и закономерности изменения массы (стоимости) типовых конструкций в зависимости от изменения нагрузки.

Градация типоразмеров в сортаменте элементов конструкций может быть принята по арифметической прогрессии, характеризуемой постоянной величиной приращения массы двух смежных типоразмеров, или по геометрической прогрессии с постоянным отношением массы последующего типоразмера к массе предыдущего, или из условий равенства перерасходов (по сравнению с индивидуальными конструкциями) в каждом интервале. Последнее условие приводит к наименьшим потерям стали при оптимальном числе типоразмеров конструкций в сортаменте. Исследования, выполненные в ЦНИИпроектстальконструкции, показали, что максимально допустимые превышения массы типовых конструкций в сравнении с массой индивидуальных составляют: при индивидуальном изготовлении типовых конструкций 4,5%; при поточном изготовлении 10%.

1.3.2. Номенклатура типовых стальных конструкций. Разработанные в ЦНИИпроектстальконструкции и в других организациях и утвержденные Госстроем СССР типовые стальные конструкции колонн, подкрановых балок покрытий производственных зданий (стропильные и подстропильные фермы, светоаэрационные и аэрационные фонари, прогоны, связи), лестниц, площадок и их ограждений, стоек фахверков, фонарных и оконных переплетов и механизмов для их открывания позволяют комплектовать каркасы одноэтажных производственных зданий с унифицированными параметрами целиком из типовых конструкций. Кроме перечисленных типовых конструкций разработаны также типовые узлы.

Строительный каталог 3.01.П «Общесоюзный каталог типовых строительных конструкций и изделий» содержит паспорта серий типовых конструкций, который по мере утверждения новых серий дополнялся соответствующими паспортами, а в случае исключения серий из числа действующих, соответствующие паспорта изымались из каталога.

Чертежи типовых стальных конструкций распространяет Центр проектной продукции массового применения (ГП ЦПП).

1.3.3. Применение типовых конструкций при проектировании рекомендуется во всех случаях, когда геометрические размеры конструкций (пролет, высота и т.п.) и действующие на них нагрузки находятся в пределах параметров, для которых разработаны типовые конструкции. В рабочих чертежах КМ реальных объектов должны быть ссылки на материалы, приведенные в сериях типовых конструкций. Перечерчивание из альбомов серий элементов конструкций, узлов, деталей и т.п. не допускается.

В тех случаях, когда необходимо применить конструкции, незначительно отличающиеся от типовых, измененные типовые элементы следует вычерчивать полностью, причем часть типовой конструкции, не подвергшуюся изменению, вычерчивают тонкими линиями, а измененную часть – жирными линиями. На чертеже измененного типового элемента указывают усилия и сечения для новой его части. Для части конструкции, которая остается без изменений, делают примечание, что она выполняется в соответствии с типовым элементом, приведенным в альбоме типовых конструкций (указывают № серии, № выпуска). Измененному типовому элементу присваивать марку типового элемента, принятого за основу, с добавлением буквы И.

Если применение конструкций индивидуального проектирования обоснованно, то следует максимально использовать решения, принятые в типовых конструкциях (геометрические параметры, марки сталей, решения узлов, соединений и т.п.).

Альбомы серий типовых конструкций, используемых в рабочих чертежах КМ реальных объектов, к этим чертежам не прикладываются. Их приобретают заводы (организации) – составители чертежей КМД и изготовители конструкций.

Применение типовых конструкций должно находить отражение в разделе «Общие данные» комплекта чертежей КМ следующим образом:

- в «Ведомость примененных и ссылочных документов» вносят серии использованных типовых конструкций, указывая в графе «Обозначение» номер серии и выпуска, а в графе «Наименование» полное наименование серии;
- в общих указаниях оговаривают, для каких элементов применены типовые конструкции;
- в «Ведомости металлоконструкций» указывают номера серий, выпусков и массу типовых конструкций, а также общую массу типовых конструкций, примененных в объекте.

Если в комплект чертежей КМ требуется включить чертежи общего вида, планов и разрезов, то типовые конструкции изображают на них, как и все прочие конструкции.

Маркировочные схемы составляют по форме и в объеме, обычно принятым для чертежей КМ, но при этом маркировку примененных типовых конструкций и их узлов обозначают буквами или марками, которыми они замаркированы в соответствующей серии (выпуске) типовых конструкций (КМ или КМД) или типовых узлов.

Если марка типового элемента содержит много букв или цифр и неудобна для написания на чертеже, возможно, применение условных марок, состоящих из меньшего числа знаков, но при этом в таблице «Характеристика элементов» указывают, какой марке из серии типовых конструкций соответствует данная условная марка.

В таблице «Ведомость элементов», помещаемой на листах маркировочных схем, указывают марки типовых конструкций, соответствующие номера серий и выпусков. Состав сечений и действующие усилия для типовых элементов не приводят. Пример маркировки узлов сопряжений элементов, заимствованных из серий типовых конструкций:

$$\text{(номер узла по серии)}\quad 5\ \frac{\text{1.460-4 (номер серии)}}{\text{2 (номер выпуска)}}\ .$$

1.4. Стандартизация

Основные цели стандартизации применительно к стальным строительным конструкциям:

- ускорение технического прогресса, повышение эффективности общественного производства и производительности труда, в том числе инженерного и управленческого;
- улучшение качества продукции и обеспечение его оптимального уровня;
- установление рациональной номенклатуры выпускаемой продукции;
- развитие специализации в области проектирования и производства продукции;
- рациональное использование производственных фондов и экономия материальных и трудовых ресурсов.

При выполнении работ по стандартизации следует руководствоваться указаниями стандартов Государственной системы стандартизации (ГОСТ 1.0-92*, 1.5-93*). В настоящее время применительно к стальным конструкциям производственных зданий действуют следующие государственные стандарты:

ГОСТ 21096-75. Панели оконные стальные из горячекатаных и гнутых профилей для производственных зданий;

ГОСТ 23118-78. Конструкции металлические строительные. Общие технические условия;

ГОСТ 23119-78. Фермы стропильные стальные сварные с элементами из парных уголков для производственных зданий. Технические условия;

ГОСТ 23120-78. Лестницы маршевые, площадки и ограждения стальные. Технические условия;

ГОСТ 23121-78. Балки подкрановые стальные для мостовых электрических кранов общего назначения грузоподъемностью до 50 т. Технические условия;

ГОСТ 23344-78. Окна стальные. Общие технические условия;

ГОСТ 23682-79. Колонны стальные ступенчатые для зданий с мостовыми электрическими кранами общего назначения грузоподъемностью до 50 т. Технические условия;

ГОСТ 24741-79. Узел крепления крановых рельсов к стальным подкрановым балкам. Технические условия;

ГОСТ 24839-81. Конструкции строительные стальные. Расположение отверстий в прокатных профилях. Размеры;

ГОСТ 25579-83*. Фермы стальные стропильные из гнутосварных профилей прямоугольного сечения. Технические условия.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Бахмутский В.М.** Состояние и перспективы типизации стальных конструкций одноэтажных производственных зданий// Материалы по металлическим конструкциям, вып.19. – М.: 1977.
2. **Бахмутский В.М., Кузнецов В.В., Павлов Б.Г.** Стальные конструкции для массового строительства в СССР. – Доклад на симпозиуме по производству массовых стальных конструкций. – Прага, 1971.
3. **Бахмутский В.М.** Экономия стали при применении типовых стальных конструкций // Экономика строительства. –1979. –№3.
4. **Беляев В.Ф., Березин В.В., Вроно Б.М. и др**. Анализ стальных каркасов одноэтажных производственных зданий из типовых конструкций. – Строительство и архитектура. Сер.8. Строительные конструкции. Экспр.–инф., вып.2. – ВНИИИС. –М.: 1986.
5. **Беляев В.Ф., Березин В.В., Вроно Б.М. и др.** Анализ экономичности конструкций и шага типовых стропильных ферм покрытий производственных зданий //Строительство и архитектура Сер.8. Строительные конструкции. Экспр.–инф., вып.4.– ВНИИИС. –М.: 1986.
6. **Беляев В.Ф., Березин В.В., Вроно Б.М. и др.** Анализ и выбор типовых стальных конструкций производственных зданий для строительства в XII пятилетке //Типизация и стандартизация металлических конструкций. –М.: 1987.
7. **Кузнецов В.В.** Пути увеличения серийности типовых стальных конструкций одноэтажных производственных зданий// Материалы по металлическим конструкциям, вып.10. –М.: 1965.
8. **Кузнецов В.В.** Итоги и задачи типизации стальных конструкций// Металлические конструкции. Работа школы проф. Н.С.Стрелецкого. –М.: Стройиздат, 1966.
9. **Павлов Б.Г.** Допустимое увеличение веса стальных конструкций при типизации и методика его определения// Проектирование металлических конструкций, вып.11. –М.: 1969.
10. **Павлов Б.Г.** Типизация – один из факторов повышения эффективности строительных металлоконструкций// Материалы по металлическим конструкциям, вып.18. –М.: 1975.
11. **Павлов Б.Г.** Стандартизация металлических конструкций.– Всесоюзное совещание «Об усилении роли строительных норм и правил и стандартов в повышении эффективности и качества строительства в свете решений XXVI съезда КПСС»(14–16 октября 1981, г.Челябинск). Тезисы докл. и сообщ.
12. **Павлов Б.Г.** Эффективность типизации строительных металлических конструкций //Развитие металлических конструкций. Работы школы проф. Н.С.Стрелецкого.–М.: Стройиздат, 1987.
13. **Шувалов Л.К., Ватман Я.П., Островский М.Е., Павлов Б.Г.** Состояние унификации промышленных зданий и сооружений// Строительное проектирование промышленных предприятий. Вып.5 (132). –М.: 1978.

ГЛАВА 2

КАРКАСЫ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

2.1. Классификация каркасов

К каркасам относят связанные между собой конструкции, обеспечивающие нормальную работу размещенного в здании оборудования, восприятие крановых, технологических, атмосферных и других нагрузок и геометрическую форму сооружения. Каркас используется для крепления ограждающих конструкций. Конструкции каркаса разделяются на две системы – поперечную, называемую обычно рамой, и продольную, состоящую из колонн и конструкций, обеспечивающих их устойчивость и воспринимающих нагрузки, возникающие в продольном направлении. Первичное представление о многовариантности возможных конструктивных решений и расчетных схем поперечника зданий, построенных в разное время в России, дает рассмотрение рис.2.1–2.9. Приведенные здесь примеры охватывают здания пролетом от 12 до 120 м, обслуживаемые кранами грузоподъемностью до 450 т, работающими на высоте до 60 м при шаге колонн от 6 до 36 м и различной общей протяженности объекта.

Обе упомянутые системы могут рассматриваться как отдельно – при плоской конструктивной схеме, так и совместно – при пространственной схеме. Независимо от принятых предпосылок в любом каркасе при наличии диска покрытия и тормозных конструкций реализуется пространственная схема работы, при которой смещения соседних плоских рам связаны между собой дисками. Расчет по плоской схеме для большинства каркасов условен.

К поперечной раме относятся связанные между собой в единую систему ригели кровли, колонны, а к продольным конструкциям – подкрановые балки, продольные вертикальные связи по колоннам, а также связи и распорки, обеспечивающие устойчивость каркаса в продольном направлении.

Конструкции, включаемые в работу каркаса, называют обычно основными, а остальные – второстепенными. К последним относятся, например, фонари, элементы фахверка, площадки, не включаемые в расчет поперечной и продольной рам и др. В зависимости от принятой конструктивной и расчетной схем роль тех или иных конструкций может измениться. Так, ригели и колонны встроенных площадок, включенные в работу поперечной рамы, могут стать основными.

В зависимости от характера сопряжений, различают следующие схемы поперечных рам:

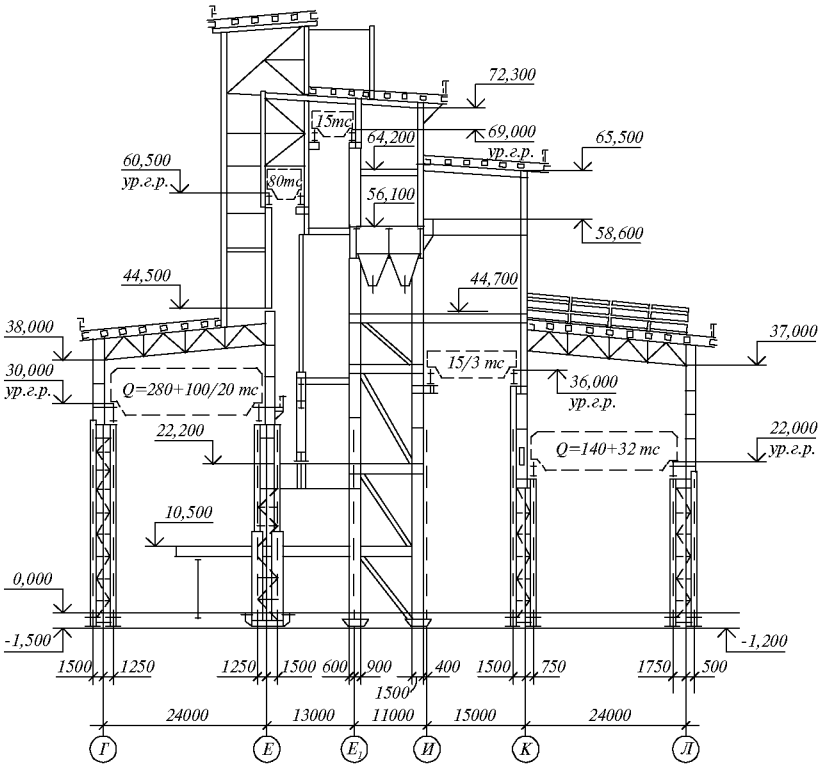
- шарнирные, в которых ригеля соединяются с колоннами шарнирно, а колонны (все, либо часть из них) соединяются с фундаментами жестко;
- жесткие, в которых ригели с колоннами соединены жестко;
- смешанные, в которых часть узлов выполнена жестко, а часть – шарнирно.

Если по технологическим соображениям вдоль здания устраивается технологическая вставка, ее целесообразно использовать для организации «ядра жесткости» (рис.2.1 и 2.3), при этом в элементы поперечной жесткости рамы включаются стойки и ригели этажерки вставки.

Устойчивость и жесткость конструкций в поперечном направлении может обеспечиваться как рамой, образованной жестким сопряжением ригелей с колоннами, так и постановкой поперечных связей (связевая схема). В случае, когда по условиям конструктивного оформления узлов примыкания ригелей и связей к колоннам эти узлы передают опорные моменты, образуется комбинированная схема, которая называется рамно-связевой (рис.2.1). Использование связевых и рамно-связевых схем каркаса позволяет существенно увеличить их поперечную жесткость, уменьшить

габариты колонн, а в некоторых случаях упростить монтажные соединения. Эффективность применения этих схем возрастает с увеличением горизонтальных нагрузок и высоты здания. В таких схемах связи воспринимают до 95% поперечных нагрузок.

Наряду с каркасами, в которых поперечная жесткость и устойчивость обеспечивается работой плоских рам, применяются пространственные схемы, в которых горизонтальные реакции поперечных конструкций рам передаются на диски, образованные в уровне кровли, тормозных конструкций и перекрытий, и воспринимаются жесткими конструкциями, устанавливаемыми по торцам зданий. Указанные схемы целесообразно применять в зданиях ограниченной длины (не более 120 м) при условии отсутствия перспективы расширения. В зданиях значительной протяженности при наличии вставок поперечные связи можно устанавливать по длине через 2–3 шага колонн (36–48 м), используя для передачи горизонтальных усилий диски перекрытий.



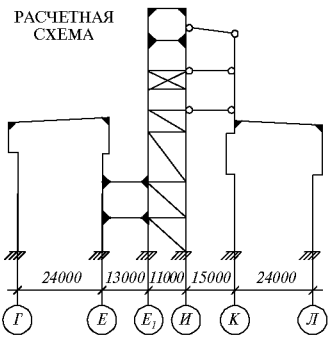
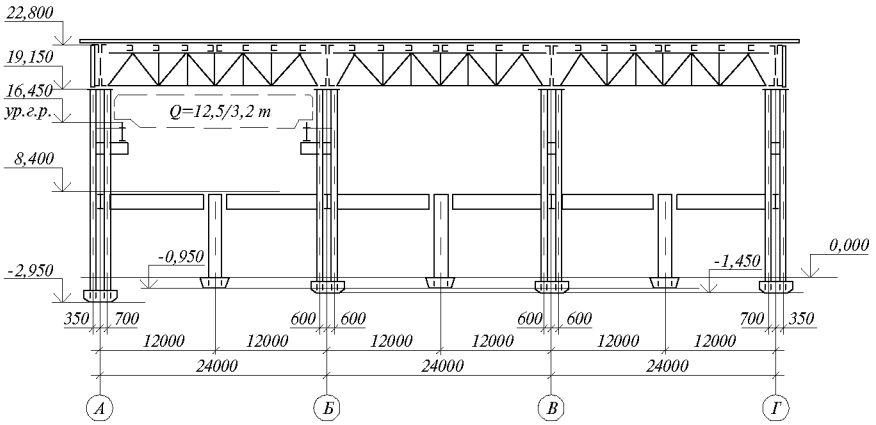


Рис.2.1.Главное здание кислородно-конвертерного цеха



РАСЧЕТНАЯ СХЕМА

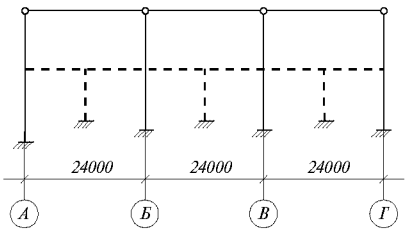
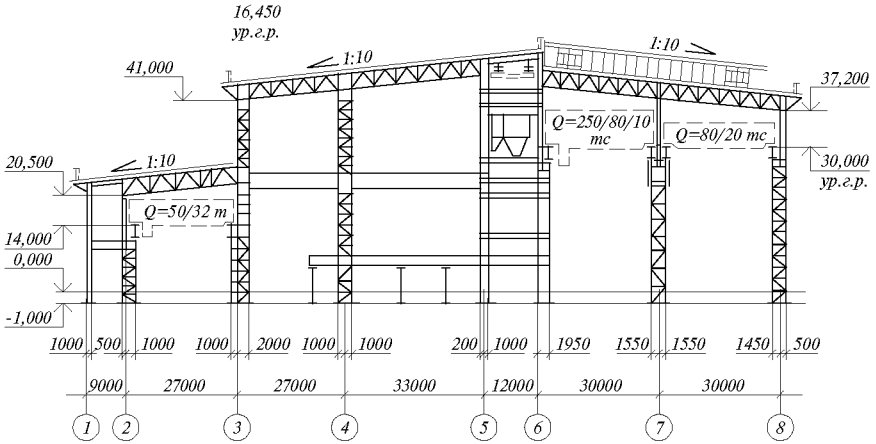


Рис.2.2. Литейный цех автомобильного завода



РАСЧЕТНАЯ СХЕМА

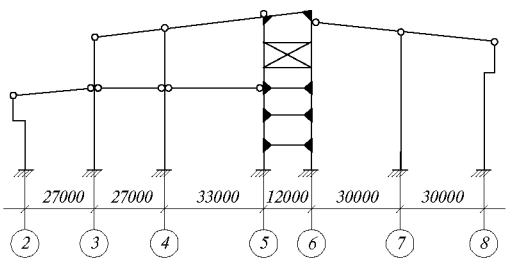
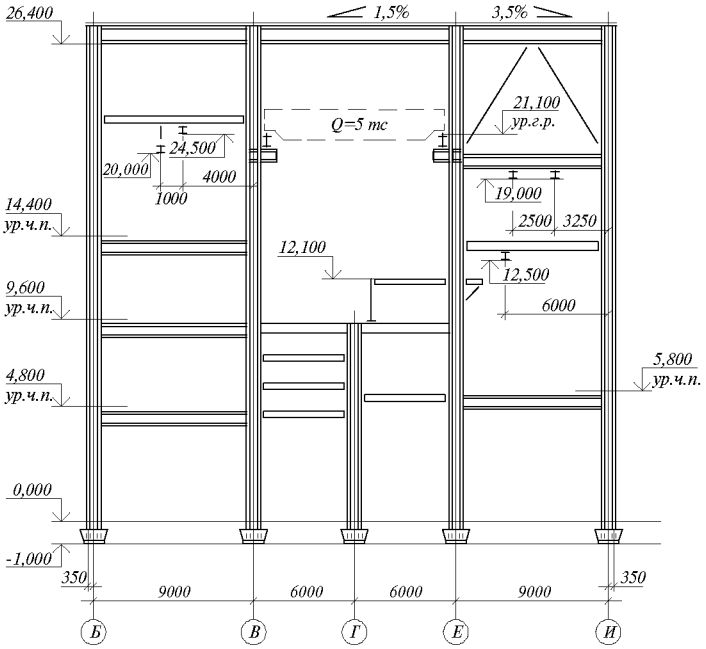


Рис.2.3.Главное здание электросталеплавильного цеха



РАСЧЕТНАЯ СХЕМА

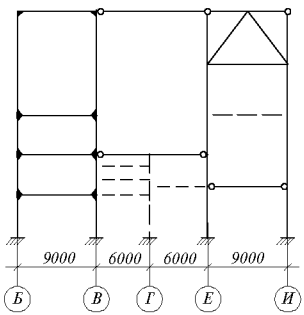
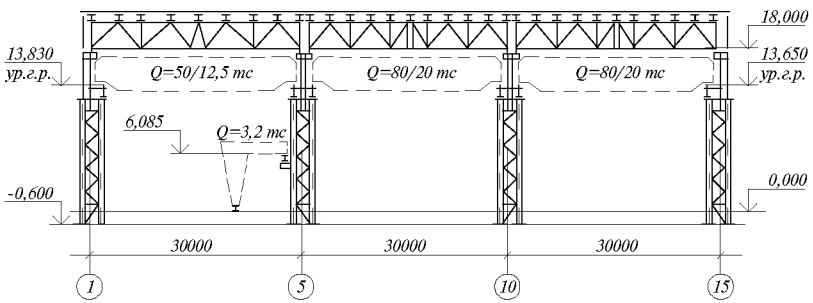


Рис.2.4. Здание химического производства



РАСЧЕТНАЯ СХЕМА

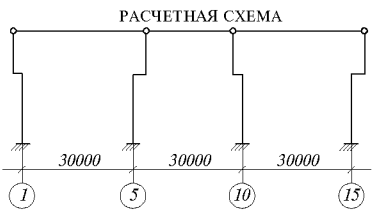
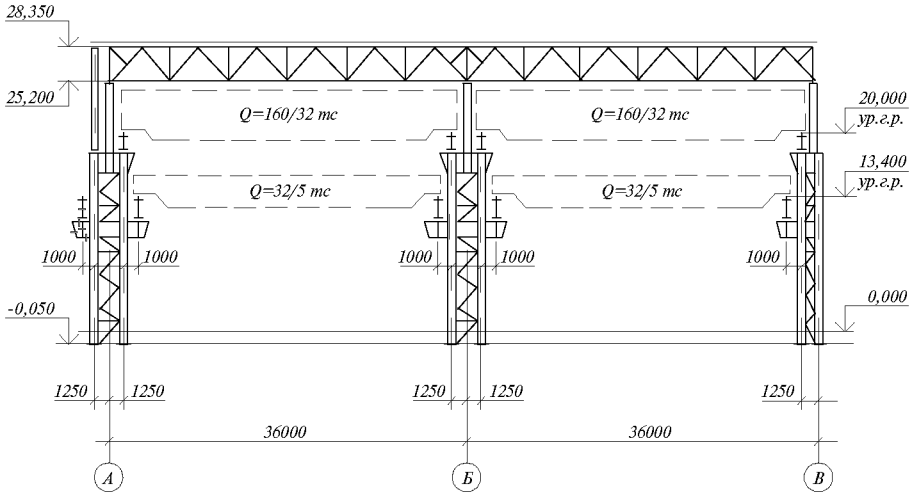


Рис.2.5. Прессовый цех автомобильного производства



РАСЧЕТНАЯ СХЕМА

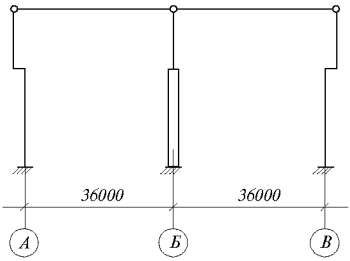
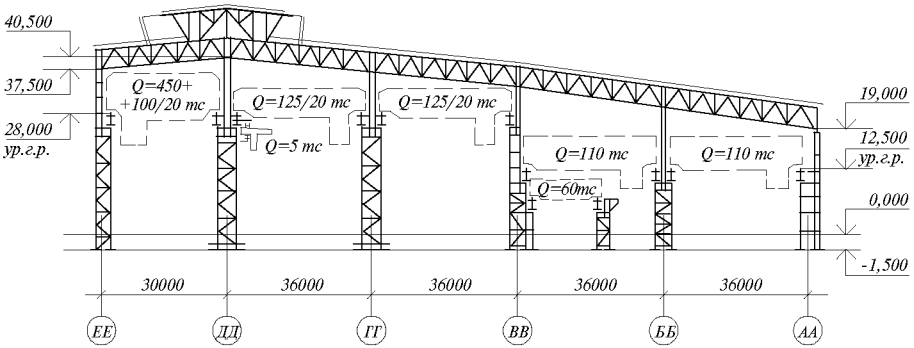


Рис. 2.6. Сборочный цех машиностроительного завода



РАСЧЕТНАЯ СХЕМА

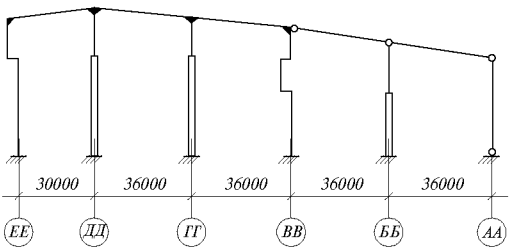
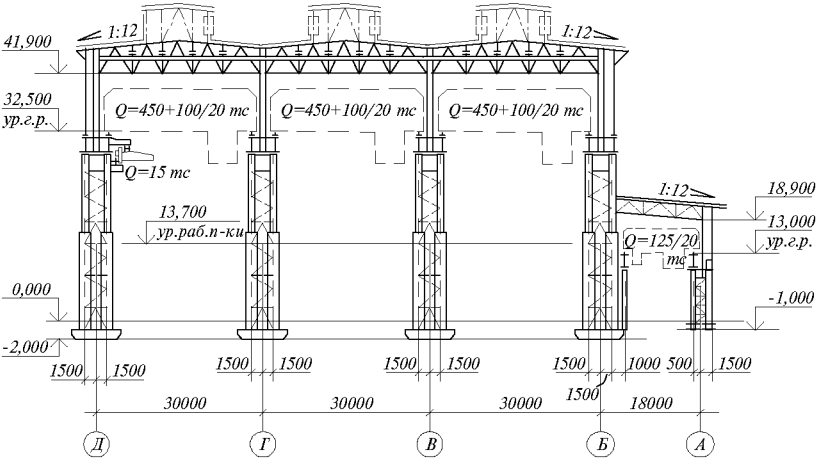


Рис. 2.7. Здание установок непрерывного литья кислородно-конвертерного цеха (с линейным расположением машин)



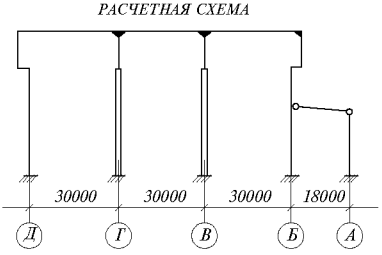
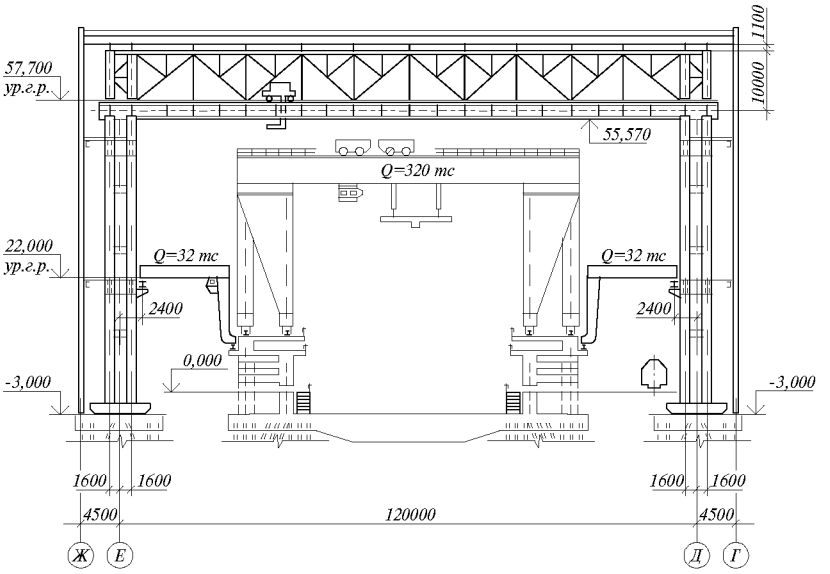


Рис.2.8. Отделение машин непрерывного литья заготовок кислородно-конвертерного цеха (блочное расположение машин)



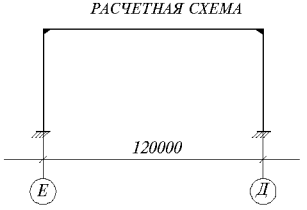


Рис.2.9. Сборочный цех судостроительного завода

При расчете продольных конструкций, как правило, принимается шарнирная схема колонн и вертикальных связей. Жесткая заделка колонн в продольном направлении здания может учитываться только при определении устойчивости колонн из плоскости рамы.

Габариты конструкций необходимо определять после проработки компоновочных и общестроительных решений здания с обязательным соблюдением требований, изложенных в «Правилах устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных механизмов», и других требований, определяющих габариты приближения оборудования к конструкциям (наличие проходов, размещение коммуникаций и т.п.) рис.2.10. Габариты конструкций и масса отправочных элементов должны удовлетворять требованиям перевозки по железным дорогам, автотранспортом либо другими транспортными средствами, а также соответствовать грузоподъемности монтажных механизмов. Предельные размеры температурных блоков, на которые разбивается здание в продольном и поперечном направлениях, не должны превосходить значений, указанных в СНиП II-23-81*, п.13.5 табл.42. В тех случаях, когда требуется увеличение ширины здания, необходимо применять специальные конструктивные решения, уменьшающие усилия, возникающие при температурных деформациях. К таким решениям относятся:

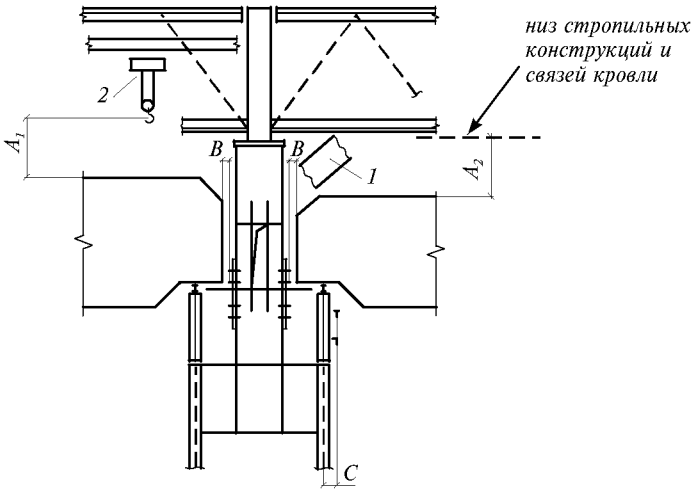


Рис.2.10. Компоновка каркаса

1 - возможное размещение воздуховодов и инженерных сетей; *2* - грузоподъемные устройства для ремонта и обслуживания мостовых кранов; A_1 - размер, определяемый возможностью обслуживания и ремонта крана; A_2 - размер, определяемый размещением воздуховодов и инженерных сетей, но не менее 100 мм (с учетом деформации конструкций); *B* - габарит приближения - 60 мм по требованиям "Правил безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов". Рекомендуется принимать не менее 100 мм; *C* - расположение троллей. Размер должен учитываться при определении габаритов подкрановых балок

- выполнение крайней колонны с шарнирным креплением ее к ригелю кровли и фундаментам (качающаяся стойка, рис.2.7 ряд АА);
- установка стропильной фермы на подвижной опоре (при этом колонна, связанная с рамой через подвижную опору, должна рассматриваться как консольный стержень, заделанный в фундаменте);
- применение конструктивных схем, в которых температурные деформации не вызывают усилий в элементах каркаса.

2.2. Рекомендации по выбору конструктивной и расчетной схем

Конструктивная схема каркаса выбирается на основе сравнения вариантов на стадии технико-экономического обоснования. Рекомендуется применять шарнирные конструктивные схемы, а также конструктивные схемы с ядрами жесткости; для однопролетных зданий высотой выше 30 м и небольшой протяженности (до 100 м) эффективным может оказаться применение пространственных схем.

Применение жестких конструктивных схем может быть рекомендовано при одно-, двухпролетных зданиях, оборудованных кранам значительной грузоподъемности (свыше 100 т), устанавливаемыми на высоте свыше 20 м в тех случаях, когда обеспечение поперечной жесткости при шарнирной схеме вызывает значительный перерасход материала.

Жесткие конструктивные схемы не рекомендуется применять на слабых и просадочных грунтах, при строительстве на подрабатываемых территориях, а также во всех случаях, когда требования по осадкам фундаментов, определяемые конструкциями здания с жесткой конструктивной схемой, не могут быть обеспечены.

При анализе расчетной схемы необходимо обращать особое внимание на места перехода сечений и изменение геометрии, так как их влияние на величину усилий весьма значительно. Соответствие геометрии, принятой при составлении схемы с тем, что получено в результате окончательного расчета, должно быть проверено после подбора сечений и разработки узлов. Изменение геометрии учитывается при окончательном определении усилий в элементах (рис.2.11).

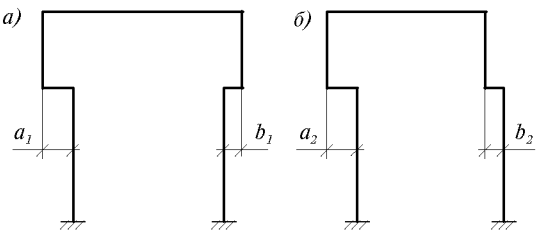


Рис.2.11. Изменение геометрии расчетной схемы в ходе статического расчета

а - расчетная схема, заданная на основе предварительного расчета; *б* - расчетная схема, полученная в результате уточненного статического расчета и подбора сечений; a_1, b_1 - геометрические размеры первоначальной схемы; a_2, b_2 - геометрические размеры уточненной расчетной схемы. При $a_1 \neq a_2$ и $b_1 \neq b_2$ требуется оценка влияния изменения геометрии и, в случае необходимости, перерасчет

Сечения элементов расчетной схемы определяются на основании предварительного расчета; допускается вместо решетчатых элементов вводить в расчетную схему элементы сплошного сечения. Моменты инерции сквозных ригелей и колонн рам рекомендуется вычислять по формуле

$$J = \frac{0{,}9A_1A_2}{A_1 + A_2} h^2 \approx 0{,}9J_0, \qquad (2.1)$$

где A_1, A_2 – площади сечения поясов; h – расстояние между осями поясов; J_0 – момент инерции сквозного элемента (для фермы – посередине пролета).

Для стержней, в которых момент инерции изменяется постепенно, допускается принимать в расчетной схеме постоянный момент инерции, равный среднему арифметическому между максимальным и минимальным его значением. Расчетный момент инерции для двускатных ферм может быть определен по формуле

$$J = kJ_0, \qquad (2.2)$$

где k – учитывает влияние уклона и решетки: при $i = 1{:}8$ $k = 0{,}65$; $i = 1{:}12$ $k = 0{,}75$; $i = 0$ $k = 0{,}9$.

Для колонн $J = kJ_0$, где $k = 0{,}8$ при решетке; $k = 0{,}5$ при планках.

При выполнении предварительных расчетов без применения ЭВМ можно использовать упрощенные схемы, не искажающие характера статической работы конструкции. В этом случае допускается принимать бесконечной жесткость отдельных элементов (как привило, ригелей), если такое допущение идет в запас прочности рассчитываемого элемента конструкции. В частности, при расчете одноэтажных рам на горизонтальные нагрузки допускается принимать жесткость ригеля бесконечной, если

$$\frac{i_{\text{р}}}{i_1} \geq \frac{6}{1+i_1/i_2}, \qquad (2.3)$$

где $i_{\text{р}} = J_{\text{р}}/l$ – погонная жесткость ригеля; в случае примыкания к колонне ригелей на одном уровне с двух сторон с погонными жесткостями $J_{\text{р}_1}/l_1$ и $J_{\text{р}_2}/l_2$, $i_p = i_{p_1} + i_{p_2}$; i_1, i_2 – погонные жесткости нижней в верхней частей ступенчатой колонны.

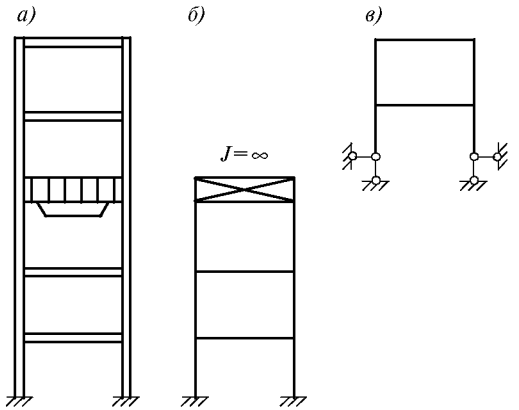


Рис.2.12. Расчленение расчетной рамы на две при жестком ригеле

а - конструктивная схема; *б* - расчетная схема при вертикальных нагрузках на ригель; *в* - расчетная схема при горизонтальных нагрузках на ригель и любых нагрузках на колонны

При наличии жестких ригелей-диафрагм, например, стенок бункеров, рационально разделить раму по высоте на две части, каждую из которых рассматривать независимо (рис.2.12). При расчленении расчетной схемы рамы сложной конфигурации на отдельные расчетные схемы допускается не учитывать взаимную связь этих схем, если влияние, оказываемое ими одна на другую, невелико, либо учитывать равенство смещений в местах разрыва дополнительно. Краевые условия для элементов в местах сопряжения независимых расчетных схем назначают с учет размеров и конструктивных особенностей каждой из систем.

В рамах с относительно жесткими ригелями (рис.2.13) следует применять две расчетные схемы: при расчете на вертикальную нагрузку, приложенную к ригелю – схему с конечной жесткостью ригеля (рис.2.13*б*); расчете на остальные нагрузки – схему с ригелем бесконечной жесткости (рис.2.13*в*).

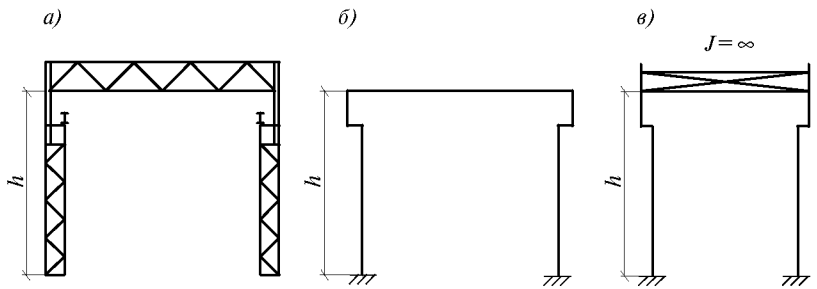


Рис.2.13. Изменение расчетной схемы одноэтажной рамы в зависимости от направления и места приложения нагрузки

а - конструктивная схема; *б* - расчетная схема при вертикальных нагрузках на ригель; *в* - расчетная схема при горизонтальных нагрузках на ригель и любых нагрузках на колонны

2.3. Предварительное определение габаритов и жесткостей стержней рамы

Габариты и жесткости стержней рам определяются предварительно на основе аналогов, либо на основе приближенного расчета. При предварительном расчете, выполняемом для вычисления размеров и жесткостей элементов рам допускается:

- учитывать только основные нагрузки, не производя детального сбора всех нагрузок. Влияние неучтенных нагрузок может компенсироваться введением поправочных коэффициентов на значения, полученные в ходе расчета усилий, либо на значения, принимаемые в окончательном расчете жесткостей;
- ветровые нагрузки на стены и шатер приводить к узловым, расположенным в уровне ригелей, в частности, для одноэтажных производственных зданий – в уровне покрытия;
- ригели рам рассчитывать на вертикальные нагрузки без учета защемления, а на горизонтальные нагрузки – как элементы с бесконечной жесткостью;
- колонны рассчитывать на все нагрузки, за исключением горизонтальных, без учета смещений и без учета моментов от стен и примыкающих конструкций;
- вводить другие упрощения, ускоряющие предварительный расчет.

Для предварительного определения габаритов и жесткостей колонн можно рекомендовать следующие приемы, упрощающие расчет и сокращающие его трудоемкость:

1. Нагрузки от мостовых кранов вычислять как от эквивалентной равномерно распределенной нагрузки на подкрановые балки, значение которой допускается принимать по табл.2.1.

Таблица 2.1. Нормативные эквивалентные нагрузки q кН/м мостовых кранов

Пролет балки, L, м	Грузоподъемность кранов								
	10	20	32	50	80	100	125	200	250
6	90	130	180	280	250	300	340	350	430
12	60	85	120	270	200	250	290	330	410
24	45	65	90	270	170	190	230	320	380

$$P_{\max} = qLk_1k_2\gamma_c,$$

где γ_c – коэффициент надежности по нагрузке; $k_1 = 1{,}1$ – коэффициент, учитывающий собственный вес балок и нагрузку на тормозные площадки; $k_2 = 1{,}15$ – коэффициент, учитывающий увеличение усилий при неразрезных балках. (При разрезных балках $k_2 = 1$); L – шаг колонн (пролет подкрановых балок).

В случае необходимости значение отрывающего усилия на опорах неразрезных балок можно определить по формуле $P_{\text{отр}} \cong -\ 0{,}2P_{\max}$. Горизонтальное усилие от торможения кранов можно принимать для режимов 1–6К $T \cong 0{,}03P_{\max}$, для кранов режимов 7–8К $T \cong 0{,}04P_{\max}$.

2. Как один из приемов приближенного определения габаритов и жесткостей сечений колонн может быть рекомендован подбор сечений только на нормальную силу без учета моментов. При этом расчетное сопротивление принимается $0{,}5R_y$, а значение коэффициента продольного изгиба можно принять равным ~0,7.

При необходимости более точного вычисления усилий в колоннах и их сечений и при условии минимальной трудоемкости расчетов целесообразно использовать

максимально упрощенные расчетные схемы, например, – при шарнирном креплении ригелей к колоннам колонны однопролетных рам рассчитывать как консольные стержни, защемленные в фундаменте, а колонны двух и более пролетных рам также при шарнирном креплении ригелей рассчитывать как несмещаемые стержни на основании таблиц.

3. Предварительное определение сечений ригелей рам производится как свободно опертых в результате расчета на вертикальные нагрузки; более точные схемы могут потребоваться только при жестком сопряжении ригелей с колоннами, при относительно небольших вертикальных нагрузках и значительных – горизонтальных, например в здании с легкой кровлей в сочетании с кранами большой (200 т и более) грузоподъемностью.

2.4. Нагрузки, осадки фундаментов

Нагрузки, действующие на каркас, определяются на основании архитектурно-строительных решений, данных по оборудованию, технологических требований, а также в зависимости от климатических условий строительства (снеговая, ветровая, сейсмическая и другие воздействия). Величины нагрузок, коэффициенты надежности по нагрузке, сочетания нагрузок, учитываемые при вычислении усилий в элементах, находятся в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85.

При определении усилий в элементах каркаса от равномерно распределенной нагрузки, действующей на перекрытия и площадки, по согласованию с технологической организацией необходимо учитывать снижение этих нагрузок – в соответствии с пп.3.8, 3.9 СНиП 2.01.07-85, либо на основании анализа размещения оборудования, условий его обслуживания и ремонта, а также условий обеспечения технологического процесса.

При вычислении сочетания нагрузок, определяющих значение A_{min} (используется для расчета фундаментов и фундаментных болтов), необходимо учитывать возможность образования в перекрытиях, примыкающих к основным конструкциям, технологических проемов.

При определении нагрузок на каркас от напорных трубопроводов и трубопроводов, подвергающихся тепловому воздействию (пар, горячая вода и т.п.), необходимо учитывать их фактическое расположение, места крепления и расположение компенсаторов и заглушек. При этом должны учитываться неуравновешенные нагрузки, действующие в целом на каркас, а также нагрузки от опор, действующих на отдельные элементы конструкции. Следует принимать такую схему неподвижных опор и компенсаторов, при которой нагрузки на здание были бы минимальными. К таким решениям относятся: симметричное расположение компенсаторов и неподвижных опор, подвеска трубопроводов (вместо опирания), уменьшение расстояния между компенсаторами и др.

При вычислении ветровых нагрузок следует учитывать значение пульсационной составляющей, определяемой в соответствии с требованиями п.6.7 СНиП 2.01.07-85.

Для конструктивных схем зданий, оборудованных мостовыми кранами, в которых разность осадок не вызывает усилий в элементах каркаса, разность осадок соседних фундаментов в продольном и поперечном направлениях не должна превышать значений, указанных в «Правилах устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов».

Для зданий с жесткой конструктивной схемой, а также с конструктивными схемами, в которых разность осадок вызывает дополнительные усилия, деформации не должны превышать значений, указанных в табл.2.2.

Таблица 2.2. Допускаемая разность осадок фундаментов и максимальные значения осадок

Конструктивная схема	Допускаемая разность осадки					Максимальное значение осадок, мм
	по условиям эксплуатации крана*			по условию дополнительных усилий в элементах каркаса		
	в поперечном сечении, мм	на соседних колоннах, мм				
		$в \le 10$ м	$в \ge 10$ м	поперек	вдоль	
Шарнирная	20	15	20	0,002B	0,002L	12 см**
				с заполнением каркаса ограждением		
				0,004B	0,004L	
				без заполнения каркаса ограждением		
Жесткая	20	15	20	0,001B	0,001L	

Примечания: B – ширина пролета в поперечном направлении; L – расстояние между колоннами в продольном направлении.

* Указанные величины осадок определяются только от крановых нагрузок, если предусмотрены мероприятия по рихтовке подкрановых балок по высоте.

** Только для отдельно стоящих сооружений типа дымовых башен и вытяжных труб.

2.5. Учет температурных воздействий

Климатические температурные воздействия определяются в соответствии с указаниями п.1.7 и п.8 СНиП 2.01.07-85. Расчет стальных конструкций одноэтажных производственных зданий на климатические температурные воздействия может не производиться, если:

- расстояние между температурными швами, панелями связей и расстояния от панелей связей до температурных швов в продольном направлении, а также расстояния между температурными швами в поперечном направлении не превышают значений, указанных в табл.42 СНиП II-23-81*, а жесткости колонн и уровни расположения продольных конструкций соответствуют традиционным, по которым имеется положительный опыт эксплуатации;
- применяют конструктивные схемы, в которых не накапливаются температурные перемещения, благодаря промежуточным гибким конструкциям.

Во всех остальных случаях конструкции следует рассчитывать на климатические температурные воздействия, при этом, как правило, необходимо учитывать температурные деформации только продольных элементов (прогонов, подстропильных ферм, подкрановых балок, балок междуэтажных перекрытий) или ригелей рам. При расчете конструкций на упомянутые температурные воздействия рекомендуется учитывать пластическую стадию работы, а также податливость фундаментов.

Температурные воздействия, вызванные технологическими процессами и работой технологического оборудования, отличаются, как правило, локальностью, связанной с расположением оборудования, большой степенью возможного нагрева и значительной цикличностью, вызванной технологическим процессом, когда цикл нагрев – охлаждение от максимальной температуры с последующим охлаждением до температуры окружающего воздуха (часто отрицательной) достигает нескольких тысяч раз в год. Наиболее сильно температурные воздействия технологических процессов на конструкции сказываются в горячих цехах черной металлургии – сталеплавильном, прокатном, доменном и др.

Основанием для учета технологических температурных воздействий при проектировании является схема технологического нагрева конструкций с указанием количества циклов за время эксплуатации, полученная на основе теплового моделирования либо на основе опыта эксплуатации аналогичных сооружений.

В ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова, выполнено исследование явления тепловой хрупкости строительных сталей, которое заключается в значительном увеличении (до +50 – +200°С) температуры вязкохрупкого перехода в результате длительного воздействия повышенной (150–550°С) температуры. При этом отмечено слабое влияние состояния тепловой хрупкости на прочностные ($\sigma_{0,2}$, σ_B) и пластические (δ_5, ψ) свойства сталей. Следствие тепловой хрупкости – появление трещин и последующее разрушение конструкций и их соединений, в том числе сварных, подвергающихся в процессе эксплуатации воздействию повышенных температур. На развитие тепловой хрупкости влияет полное время пребывания конструкции в интервале температур, вызывающих охрупчивание.

Основные меры борьбы с технологическими воздействиями на конструкции следующие:

- устройство теплозащитных экранов, обеспечивающих температуру на поверхности конструкций не более 100–130°С;
- применение конструктивных решений, обеспечивающих наличие минимального количества концентраторов;
- учет температурных напряжений и деформаций конструкций в случаях, когда невозможно избежать их нагрева;
- обеспечение режима эксплуатации, при котором выдерживаются как максимальные, так и минимальные значения температуры нагрева, полученные на основании специальных исследований конкретной конструкции и условий ее эксплуатации;
- применение специальных марок сталей, не склонных к тепловому охрупчиванию.

2.6. Расчет рам

Статический, а в необходимых случаях и динамический расчет рам необходимо выполнять по соответствующим программам с использованием электронно-вычислительной техники. Для случаев, когда ЭВМ не могут быть использованы, рекомендуется руководствоваться следующими указаниями.

Способ расчета рам[1] (точный или приближенный) выбирается в зависимости от принятой расчетной схемы рамы, значения действующих нагрузок, характера сооружения и требующейся точности результатов расчета. При расчете рекомендуется применять готовые формулы, графики, таблицы и различные приближенные способы определения усилий в элементах. К точным способам расчета следует прибегать лишь в тех случаях, когда усилия не могут быть определены более простыми методами.

При выполнении расчетов рам следует уделять особое внимание надлежащему выбору основной системы для сокращения числа неизвестных, уменьшения числа побочных перемещений при расчетах методом сил и т.п. Для упрощения расчета рекомендуется широко использовать симметрию систем, включать в состав основной системы статически неопределимые стержни и элементарные рамы, усилия в которых могут быть определены по имеющимся формулам и т.п.

[1] Приводимые указания относятся к расчету рам по плоскостной схеме

При наличии большого числа различных по значению и приложенных в одних и тех же точках нагрузок рекомендуется производить расчет на единичные нагрузки, а действительные усилия от нагрузок определять при составлении таблиц комбинаций усилий умножением усилий от единичной нагрузки на соответствующие коэффициенты.

В результате статического расчета рам должны быть получены усилия в каждом элементе и в узловых сопряжениях элементов от всех видов нагрузок, а также и от расчетных сочетаний, необходимые как для подбора сечений элементов, так и для расчета сопряжений (в том числе и сопряжений с фундаментом). Расчетные сочетания усилий удобнее всего вычислять в табличной форме.

Практические приемы расчета одноэтажных рам разных типов. *Рамы типа 1 с шарнирным сопряжением ригелей с колоннами.* Ригели примыкают к общим колоннам на одном уровне (рис.2.14). Изгибающие моменты в каждой стойке рамы вычисляются как для консоли, находящейся под воздействием непосредственно приложенной к ней внешней нагрузки и силы R_n, приложенной на шарнирном конце стойки, определяемой по формуле

$$R_n = R_b - r_b \frac{\sum R_b}{\sum r_b}, \qquad (2.4)$$

где R_b – опорная реакция на шарнирном конце рассматриваемой стойки, определяемая от внешней нагрузки при условии неподвижности этого конца; значение R_b находится по табл.2.3; r_b – сила, которую нужно приложить к шарнирному концу рассматриваемой стойки для смещения этого конца на $\Delta=1$; значение r_b определяется по табл.2.4; $\sum R_b$, $\sum r_b$ – соответственно суммы R_b и r_b по всем стойкам рамной системы.

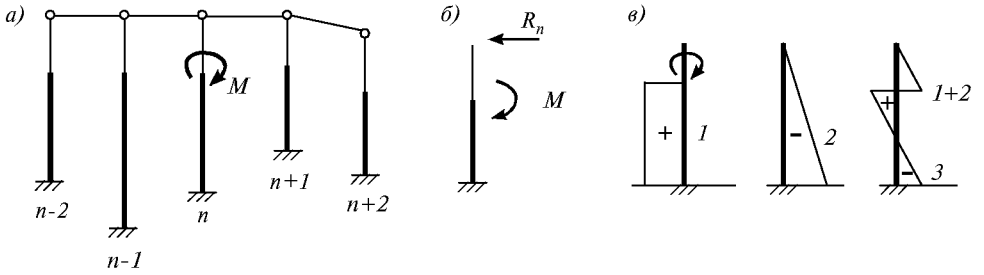


Рис.2.14. Эпюры моментов в стойках рам с шарнирным примыканием ригелей в одном уровне

а - схема рамы; *б* - схема стойки с нагрузками; *в* - эпюры моментов в стойках: *1* - от внешней нагрузки; *2* - от реактивной силы; *3* - суммарная

Величина $r_b \frac{\sum R_b}{\sum r_b}$ представляет собой усилие, на которое уменьшается R_b, вследствие фактической податливости шарнирного конца стойки. Окончательная эпюра изгибающих моментов в каждой стойке представляет собой сумму эпюр *1* и *2* (рис.2.14), возникающих в консоли от внешней нагрузки и от силы R_n.

Если ригели примыкают к общим колоннам на разных уровнях, то рекомендуется применять метод сил независимо от числа пролетов и нагрузок, приняв за известные усилия в ригелях.

Рамы типа 2 с ригелями бесконечной жесткости, жестко сопряженными с колоннами. Ригели примыкают к общим колоннам на одном уровне (рис.2.15).

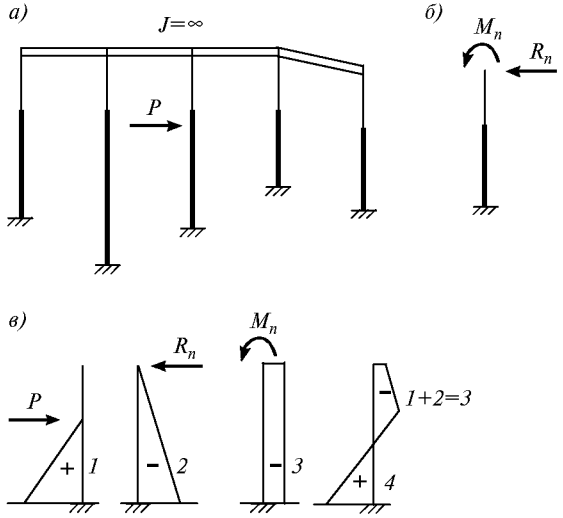


Рис.2.15. Эпюры моментов в стойках рам с жестким примыканием ригелей в одном уровне

а - схема рамы; *б* - схема с нагрузками; *в* - эпюры моментов в стойках: *1* - от внешней нагрузки; *2* - от силы R_n; *3* - от момента M_n; *4* - суммарная

Изгибающие моменты в каждой стойке рамы определяются как для консоли, находящейся под воздействием непосредственно приложенной к ней внешней нагрузки и усилий R_n и M_n. Усилие R_n находится по формуле (2.4), а M_n – по формуле

$$M_n = M - m_b \frac{\sum R_b}{\sum r_b}, \qquad (2.5)$$

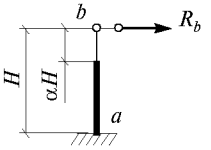
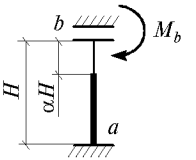
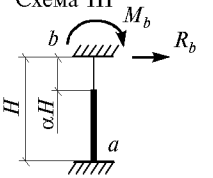
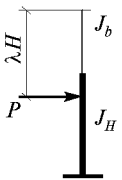
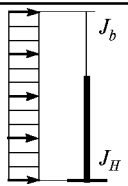
где R_b и M_b – опорная реакция и опорный момент на конце стойки, примыкающей к ригелю, определенные от внешней нагрузки, при условии закрепления этого конца от поворота и от смещения. Значения R_b, M_b находятся по табл.2.3; r_b – сила, которую нужно приложить к примыкающему к ригелю концу стойки, закрепленному от поворота, для смещения этого конца на $\Delta=1$; m_b – изгибающий момент, возникающий на примыкающем к ригелю конце стойки, закрепленном от поворота при смещении его на $\Delta=1$. Значения r_b и m_b вычисляются по табл.2.4.

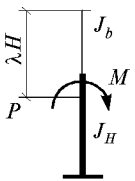
Рамы типа 3 с ригелями конечной жесткости, жестко сопряженными с колоннами. При расчете рам этого типа в связи с необходимостью учета деформаций ригелей возрастают число неизвестных и объем расчетов по сравнению с расчетом ранее рассмотренных рам. Для упрощения расчетов и сокращения их объема рекомендуются способы, основанные на методе деформаций. Общим для всех этих способов является то, что раму рассчитывают сначала в предположении неподвижности всех ее узлов, а затем с учетом поворотов и их смещений; при этом реактивные усилия, возникающие в дополнительных опорных стержнях, препятствующих смещению и поворотам узлов, считают приложенными к рассчитываемой раме с обратным знаком в качестве внешней нагрузки. Окончательные эпюры моментов находят суммированием эпюр, полученных в раме с неподвижными узлами, с эпюрами, полученными в раме от отрицательных реактивных усилий.

Для рам рассматриваемого типа рекомендуются три способа расчета, каждый из которых имеет свою область применения.

1. *Способ последовательных приближений* рационально применять для рам, рассчитываемых на однократную загрузку (всех стержней или части). Особенно быстро вычисляются искомые значения моментов на концах стержней при отсутствии смещений узлов рам. Если необходимо найти отдельно моменты от загружения каждого из стержней временной нагрузкой, то объем вычислений существенно возрастает, поэтому проще сначала определить моменты по концам стержней, возникающие от единичных внешних моментов, приложенных к каждому узлу рамы, а затем, умножая их на действительные узловые моменты и суммируя, получить окончательные значения моментов.

Таблица 2.3. Формулы для определения реакций R_b и M_b, возникающих при нагружении стойки

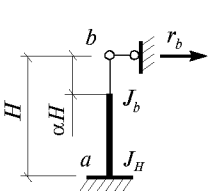
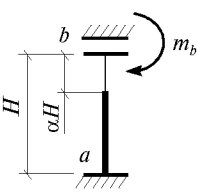
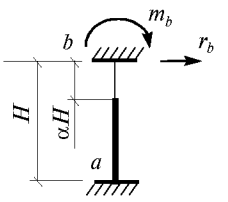
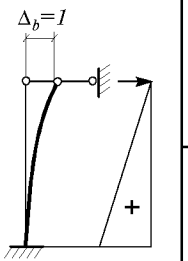
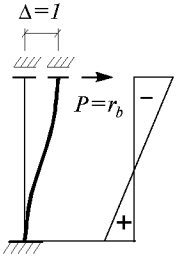
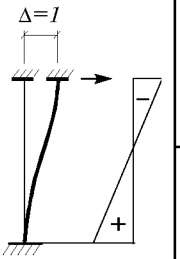
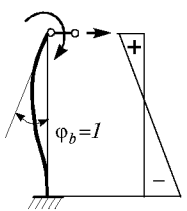
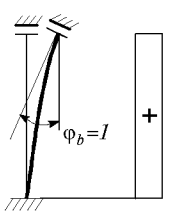
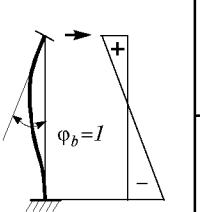
Вид нагрузки	Характеристика	Схема I	Схема II	Схема III
				
	λ < α	$R_b = -\frac{P}{2C}[(1-\lambda)^2(2+\lambda) + \mu(\alpha-\lambda)^2(2\alpha+\lambda)]$	$M_b = -\frac{PH}{2A}[(1-\lambda)^2 + \mu(\alpha-\lambda)^2)]$	$M_b = \frac{(1-\lambda)^2[(2+\lambda)B-2C]+\mu(\alpha-\lambda)^2[(2\alpha+\lambda)B-2C]}{4AC-3B^2}PH$; $R_b = \frac{(1-\lambda)^2[3B-2A(2+\lambda)]+\mu(\alpha-\lambda)^2[3B-2A(2\alpha+\lambda)]}{4AC-3B^2}P$
	λ = α	$R_b = -\frac{P}{2C}(1-\alpha)^2(2+\alpha)$	$M_b = -\frac{PH}{2A}(1-\alpha)^2$	$M_b = \frac{(1-\alpha)^2[(2+\alpha)B-2C]}{4AC-3B^2}PH$; $R_b = \frac{(1-\alpha)^2[3B-2A(2+\alpha)]}{4AC-3B^2}P$
	λ > α	$R_b = -\frac{P}{2C}(1-\lambda)^2(2+\lambda)$	$M_b = -\frac{PH}{2A}(1-\lambda)^2$	$M_b = \frac{(1-\lambda)^2[(2+\lambda)B-2C]}{4AC-3B^2}PH$; $R_b = \frac{(1-\lambda)^2[3B-2A(2+\lambda)]}{4AC-3B^2}P$
	μ = 0	$R_b = -\frac{P}{2}(1-\lambda)^2(2+\lambda)$	$M_b = -\frac{PH}{2}(1-\lambda)^2$	$M_b = \lambda(1-\lambda)^2 PH$; $R_b = -(1-\lambda)^2(1+2\lambda)P$
	μ ≠ 0	$R_b = -\frac{3F}{8C}qH$	$M_b = -\frac{C}{6A}qH^2$	$M_b = \frac{9BF-8C^2}{12(4AC-3B^2)}qH^2$; $R_b = \frac{2BC-3AF}{2(4AC-3B^2)}qH$
	μ = 0	$R_b = -\frac{3}{8}qH$	$M_b = -\frac{qH^2}{6}$	$M_b = \frac{qH^2}{12}$; $R_b = -\frac{qH}{2}$

Вид нагрузки	Характеристика	Схема I	Схема II	Схема III
	$\lambda < \alpha$	$R_b = -\frac{3M}{2HC}[(1-\lambda^2)+\mu(\alpha^2-\lambda^2)]$	$M_b = -\frac{M}{A}[(1-\lambda)+\mu(\alpha-\lambda)]$	$M_b = \frac{(1-\lambda)[3B(1+\lambda)-4C]+\mu(\alpha-\lambda)[3B(\alpha+\lambda)-4C]}{4AC-3B^2}M$ $R_b = \frac{6(1-\lambda)[B-A(1+\lambda)]+6\mu(\alpha-\lambda)[B-A(\alpha+\lambda)]}{4AC-3B^2}\frac{M}{H}$
	$\lambda = \alpha$	$R_b = -\frac{3M}{2HC}(1-\alpha^2)$	$M_b = -\frac{M}{A}(1-\alpha)$	$M_b = \frac{(1-\alpha)[3B(1+\alpha)-4C]}{4AC-3B^2}M$ $R_b = \frac{6(1-\alpha)[B-A(1+\alpha)]}{4AC-3B^2}\frac{M}{H}$
	$\lambda > \alpha$	$R_b = -\frac{3M}{2HC}(1-\lambda^2)$	$M_b = -\frac{M}{A}(1-\lambda)$	$M_b = \frac{(1-\lambda)[3B(1+\lambda)-4C]}{4AC-3B^2}M$ $R_b = \frac{6(1-\lambda)[B-A(1+\lambda)]}{4AC-3B^2}\frac{M}{H}$
	$\mu = 0$	$R_b = -\frac{3M}{2H}(1-\lambda^2)$	$M_b = -M(1-\lambda)$	$M_b = (1-\lambda)(3\lambda-1)M$ $R_b = -6(1-\lambda)\lambda\frac{M}{H}$

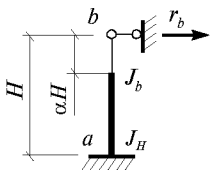
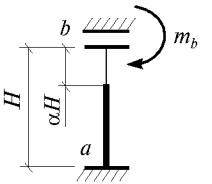
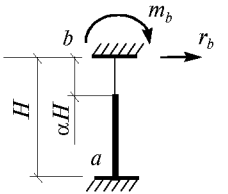
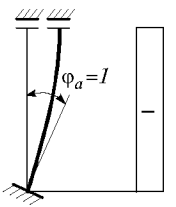
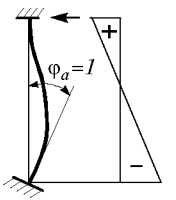
Примечание. Конец b стойки закреплен: в схеме I – от смещения; в схеме II – от поворота сечения; в схеме III – от смещения и поворота сечения. Конец a стойки во всех схемах закреплен от смещения и поворота. На схемах указаны положительные направления внешних нагрузок и реакций R_b и M_b.

$\mu = \frac{J_H}{J_B} - 1$; $A = 1 + \alpha\mu$; $B = 1 + \alpha^2\mu$; $C = 1 + \alpha^3\mu$; $F = 1 + \alpha^4\mu$.

Таблица 2.4. Формулы для определения реакций r_b и m_b, возникающих при деформации стойки

Вид деформации	Схема I			Схема II			Схема III		
									
$\Delta_b=1$ или $\Delta_a=1$		μ≠0	$r_b=+\frac{3EJ_H}{H^3C}$		μ≠0	$m_b=-\frac{6B}{4AC-3B^2}\frac{EJ_H}{H^2}$ $P=r_b=+\frac{12A}{4AC-3B^2}\frac{EJ_H}{H^2}$		μ≠0	$m_b=-\frac{6B}{4AC-3B^2}\frac{EJ_H}{H^2}$ $r_b=+\frac{12A}{4AC-3B^2}\frac{EJ_H}{H^3}$
		μ=0	$r_b=+\frac{3EJ}{H^3}$		μ=0	$m_b=-\frac{6EJ}{H^2}$ $P=r_b=+\frac{12EJ}{H^3}$		μ=0	$m_b=-\frac{6EJ}{H^2}$ $r_b=+\frac{12EJ}{H^3}$
$\varphi_b=1$		μ≠0	$m_b=+\frac{4C}{4AC-3B^2}\frac{EJ_H}{H}$ $r_b=-\frac{6B}{4AC-3B^2}\frac{EJ_H}{H^2}$		μ≠0	$m_b=+\frac{EJ_H}{AH}$		μ≠0	$m_b=+\frac{4C}{4AC-3B^2}\frac{EJ_H}{H}$ $r_b=-\frac{6B}{4AC-3B^2}\frac{EJ_H}{H^2}$
		μ=0	$m_b=+\frac{4EJ}{H}$ $r_b=-\frac{6EJ}{H^2}$		μ=0	$m_b=+\frac{EJ}{H}$		μ=0	$m_b=+\frac{4EJ}{H}$ $r_b=-\frac{6EJ}{H^2}$

Продолжение табл.2.4.

Вид деформации	Схема I			Схема II			Схема III		
									
$\varphi_a=1$		$\mu\neq 0$	$r_b=-\frac{3}{C}\frac{EJ_{\text{H}}}{H^2}$		$\mu\neq 0$	$m_b=-\frac{EJ_{\text{H}}}{AH}$		$\mu\neq 0$	$m_b=+\frac{6B-4C}{4AC-3B^2}\frac{EJ_{\text{H}}}{H}$ $r_b=-\frac{12A-6B}{4AC-3B^2}\frac{EJ_{\text{H}}}{H^2}$
		$\mu=0$	$r_b=-\frac{3EJ}{H^2}$		$\mu=0$	$m_b=-\frac{EJ}{H}$		$\mu=0$	$m_b=+\frac{2EJ}{H}$ $r_b=-\frac{6EJ}{H^2}$

Примечание. Конец *b* стойки закреплен: в схеме I – от смещения; в схеме II – от поворота сечения; в схеме III – от смещения и поворота сечения. Конец *a* стойки во всех схемах закреплен от смещения и поворота. На верхних схемах указано положительное направление r_b и m_b.

$\mu=\frac{J_{\text{H}}}{J_{\text{B}}}-1$; $A=1+\alpha\mu$; $B=1+\alpha^2\mu$; $C=1+\alpha^3\mu$.

2. *Способ приведенных характеристик* рекомендуется для определения моментов, возникающих от единичных узловых внешних моментов. Применение этого способа позволяет за счет некоторого увеличения объема предварительных вычислений значительно быстрее, чем при расчете способом последовательных приближений, вычислить значения моментов на концах стержней. Моменты на концах стержней определяются после однократного распределения действующего узлового момента. Таким образом, способ приведенных характеристик следует применять при наличии большого числа отдельных загружений.

3. *Смешанный способ* удобен для расчета рам с ригелями, расположенными в одном уровне. В этом случае в отличие от обычного смещения узлов рассматриваются не как неизвестные, а как внешняя нагрузка, однако при более сложных конфигурациях рам рациональнее для сокращения вычислений применять способ последовательных приближений или способ приведенных характеристик.

2.7. Горизонтальные деформации колонн

Горизонтальные деформации (смещения) колонн зданий, оборудованных мостовыми кранами, колонн крановых эстакад следует принимать по табл.2.5. Смещения, указанные в табл.2.5, следует проверять в уровне головки кранового рельса от сил торможения тележки одного крана наибольшей грузоподъемности, направленных поперек кранового пути, без учета крена фундаментов.

Таблица 2.5. Горизонтальные деформации колонн зданий

Группы режимов работы кранов	Предельные прогибы		
	зданий и крытых крановых эстакад при плоской схеме	то же, при пространственной схеме	открытых крановых эстакад
1К – 3К	$h/500$	$h/1000$	$h/1500$
4К – 6К	$h/1000$	$h/2000$	$h/2000$
7К – 8К	$h/2000$	$h/4000$	$h/2500$

Примечание. h – высота от верха фундамента до головки кранового рельса.

Смещение колонн определяется из условия равенства смещений двух противостоящих колонн на уровне верхнего пояса подкрановых балок (кран учитывается как распорка, связывающая жестко колонны одного пролета), при этом на менее жесткую колонну передается не менее 30 % полной силы торможения; для каждой из противостоящих колонн *А* и *Б* эти смещения могут быть вычислены по формуле

$$\Delta = \frac{\delta_{АА}\delta_{ББ} - \delta_{АБ}\delta_{БА}}{(\delta_{АА} + \delta_{ББ}) - (\delta_{АБ} + \delta_{БА})} \cdot T \,. \qquad (2.6)$$

В частном случае, для симметричных рам $\delta_{АБ} = \delta_{БА}$ и формула (2.6) принимает вид

$$\Delta = \frac{\delta_{АА}\delta_{ББ} - \delta_{АБ}^2}{\delta_{АА} + \delta_{ББ} - 2\delta_{АБ}} \cdot T \,, \qquad (2.7)$$

где T – наибольшее усилие от нормативного поперечного торможения одного крана, приходящееся на колонну; $\delta_{АА}$ – горизонтальное перемещение колонны *А* на уровне верхнего пояса подкрановой балки от силы P=1, приложенной к колонне *А* на этом же уровне; $\delta_{ББ}$ – горизонтальное перемещение колонны *Б* на уровне верхнего пояса подкрановой балки от силы P=1, приложенной к колонне *Б* на этом же

уровне; $\delta_{АБ}$ и $\delta_{БА}$ – соответственно перемещения колонны *А* (*Б*) на уровне верхнего пояса подкрановой балки от силы $P=1$, приложенной к колонне *Б* (*А*) на этом же уровне.

Перемещения $\delta_{АА}$, $\delta_{ББ}$ и $\delta_{АБ}$ определяются в расчетной схеме рамы без учета кранового моста в качестве распорки.

2.8. Продольные конструкции каркаса

Продольные конструкции обеспечивают устойчивость каркаса и восприятие нагрузок, действующих в продольном направлении (ветер, сейсмические усилия, продольное торможение кранов, усилия от трубопроводов и технологических нагрузок, температурные воздействия и др.). Наиболее часто используется связевая схема, при которой в систему продольных конструкций входят колонны, связанные между собой продольными элементами – подстропильными фермами, подкрановыми и тормозными конструкциями, распорками и вертикальными связями по колоннам. Реже продольные конструкции решаются в виде рамы с продольными ригелями, жестко связанными с колоннами (жесткие узлы могут выполняться либо в каждом шаге колонн, либо в отдельных шагах).

При наличии площадок и перекрытий, размещаемых по всей длине здания, либо на его большей части, их целесообразно использовать в качестве элементов продольных конструкций. По конфигурации вертикальные связи применят следующих типов: крестовые; раскосные; полураскосные; портальные; подкосные; подкосные разнесенные (рис.2.16).

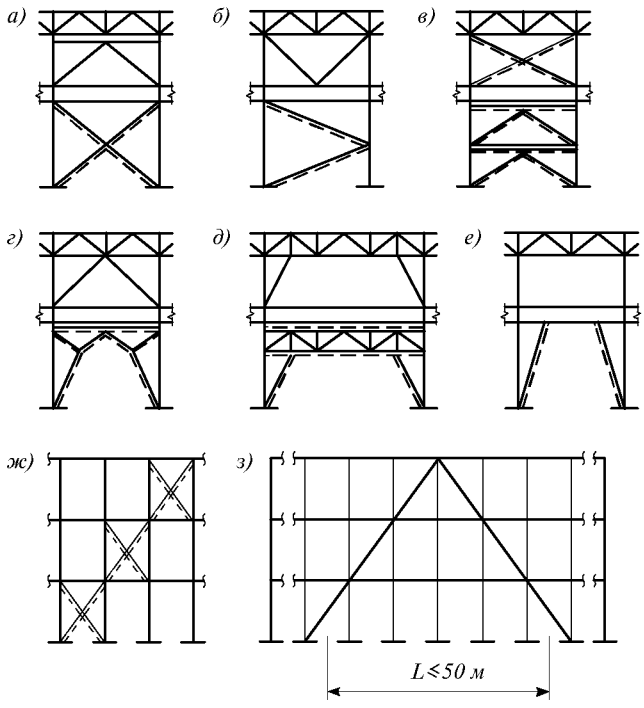


Рис.2.16. Примеры решения вертикальных связей
а - крестовые; *б* - раскосные; *в* - полураскосные; *г, д* - портальные; *е* - подкосные; *ж* - крестовые, с разнесенными панелями; *з* - подкосные, устанавливаемые в нескольких шагах колонн

В зависимости от условий работы, раскосные связи могут быть растянутые и сжато-растянутые. Для зданий, оборудованных мостовыми кранами режимов 4К–8К, применение растянутых связей не рекомендуется.

Портальные связи применяются для обеспечения технологических проходов и проездов, а также в случаях, когда по условиям геометрии связевой панели размещение крестовых связей нерационально (при $L/H=1{,}5$; где L – шаг колонн, H – высота связевой панели). Портальные связи, как правило, более многодельны и деформативны, чем крестовые и раскосные.

При значительных горизонтальных усилиях и небольшом шаге колонн может оказаться целесообразным разнос связевых панелей по высоте – расположение ярусов связей в разных шагах колонн. Такое решение позволяет существенно снизить усилия на колонны, что особенно важно при определении усилий на фундаментные болты (рис.2.16*ж*).

Для уменьшения вертикальных усилий в связевых колоннах связи могут быть выполнены в виде треугольника, разнесенного на значительное расстояние (рис.2.16*з*). При этом расстояние между осями нижних панелей не должно превышать допускаемое по СНиП.

Вертикальные связи по колоннам целесообразно размещать посередине температурного отсека; при длине температурного отсека, превышающей допускаемую СНиП, устанавливаются две панели связей с расстоянием между осями панелей, не превышающим допускаемых.

Связи выше подкрановых путей располагают в крайних панелях, а также в панели, соответствующей горизонтальным связям по покрытию, либо в панели, соответствующей связям ниже подкрановых путей. При установке ниже подкрановых путей двух панелей связей связи выше подкрановых путей допускается устанавливать в одной панели.

При ширине сплошностенчатых колонн до 600 мм рекомендуется выполнять вертикальные связи одноплоскостными, при ширине колонн более 600 мм, а также при двухветвевых колоннах вертикальные связи выполняются двухплоскостными.

По верху колонн, а также в уровнях, определяемых требуемой гибкостью колонн из плоскости, должны устанавливаться распорки (рис.2.17).

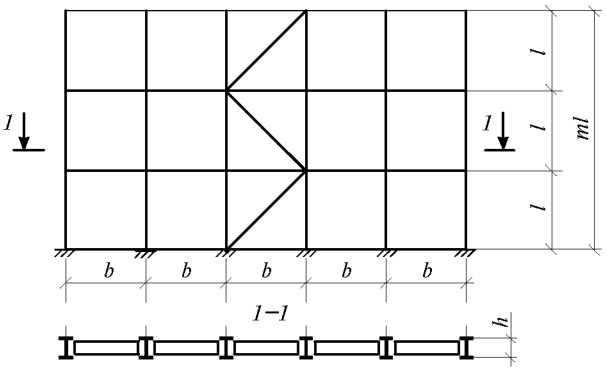


Рис.2.17. Схема определения жесткости распорок по колоннам сплошного сечения
b - шаг колонн; *l* - шаг распорок; *h* - высота сечения колонн; *m* - число шагов; *ml* - полная длина колонны

Крепление распорок к колоннам должно быть рассчитано на условную продольную силу и условный момент, равный

$$M_{fic} = Q_{fic} \cdot h, \qquad (2.13)$$

где Q_{fic} – условная сила, определяемая по сечению полок колонн.

Условные силы и моменты не следует учитывать одновременно с фактическими от реальных нагрузок.

При двухветвевых колоннах распорки должны устанавливаться по обеим ветвям в уровне верха колонны (или участка), а также в уровнях, необходимых по расчету ветвей на устойчивость «из плоскости». Распорки должны быть проверены на условную продольную силу равную

$$A = Q_{fic}\sqrt{n}\ , \qquad (2.14)$$

где n – число колонн, которые присоединяет распорка (от торца до панели связей).

Для колонн (и их участков), на которые опираются мостовые краны, определение условной силы производится по формуле

$$A_{fic} = 0{,}02N_1\sqrt{n_1} + 0{,}02N_2\sqrt{n_2}\ . \qquad (2.15)$$

Принятые обозначения показаны на рис.2.18.

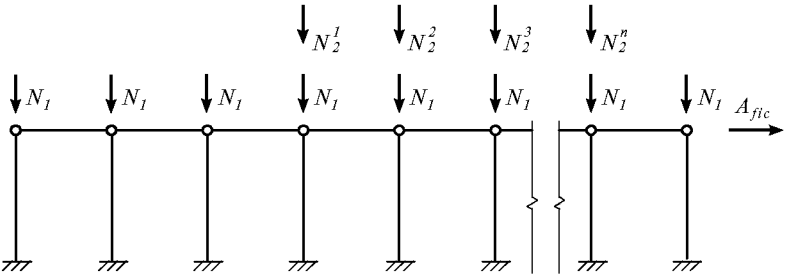


Рис.2.18. Схема определения условных горизонтальных сил, действующих на ряд колонн
N_1 - нормальная сила в колонне от постоянных и временных нагрузок (без учета нагрузок от кранов); N_2 - нагрузка в колоннах от кранов; A_{fic} - условная горизонтальная сила, действующая на ряд колонн

При определении усилий в двухплоскостных вертикальных связях, расположенных ниже подкрановых путей, на подкрановую ветвь передаются усилия от продольного торможения кранов, а также от ветровой нагрузки с торцов в том случае, если нагрузка передается через торцевые фермы (площадки), которые крепятся к подкрановым балкам, либо к подкрановым ветвям колонн. Нагрузки, в том числе и ветровые, приложенные выше подкрановых путей, распределяются между ветвями в зависимости от взаимного расположения ветвей колонн и связи, установленной выше подкрановых путей. Нагрузки от продольного воздействия трубопроводов распределяются между ветвями в зависимости от места их приложения. Усилия от продольного торможения, ветра и технологических воздействий, как правило, передаются на одну панель связей (вторая панель не учитывается).

При определении смещений необходимо учитывать фактическое количество связевых панелей. Сечение шатровой ветви принимается равным подкрановой. Вертикальные связи должны быть проверены на действие условной горизонтальной силы, равной

$$\sum Q_{fic} = Q_{fic}\sqrt{n}\cdot\frac{1}{a}, \qquad (2.16)$$

где Q_{fic} – условная поперечная сила по формуле (23) СНиП II-23-81*; n – число колонн в ряду; a – количество связевых панелей в ряду.

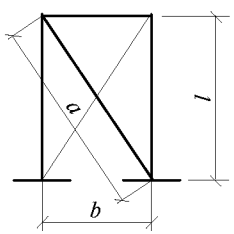


Рис.2.19. Схема крестовых вертикальных связей

При определении усилий в сжато-растянутых вертикальных связях с крестовой решеткой необходимо учитывать обжатие колонн, которое рекомендуется принимать по формуле

$$N_{ad} = \alpha\cdot N\frac{A_d}{A}, \qquad (2.17)$$

где N – усилие в одной ветви стержня; A – площадь сечения одной ветви; A_d – площадь сечения одного раскоса; α – коэффициент, определяемый по формуле $\alpha = al^2/(a^3+2в^3)$, где a, l, $в$ – размеры, указанные на рис.2.19.

Продольное перемещение вертикальных связей ниже уровня подкрановых балок должно соответствовать $h/1000$ для зданий, оборудованных мостовыми кранами режимов 1К–3К, режимов 4К–6К – $h/2000$, режимов 7К–8К – $h/4000$. Для зданий без мостовых кранов смещение колонн не должно превышать $h/1000$, где h – расстояние от верха фундамента до верха колонны.

В зданиях без мостовых кранов поперечное смещение колонн, определенное по плоской расчетной схеме, не должно превышать $h/500$ и $h/1000$ – при пространственной схеме, где h – расстояние от верха фундамента до верха колонны. При бóльших перемещениях необходимо определить усилия с учетом возможных перемещений (по деформированной схеме).

2.9. Учет пространственной работы каркаса

Пространственная работа каркаса может учитываться как при пространственной, так и при плоской конструктивной схеме. При пространственной конструктивной схеме горизонтальные усилия, приходящиеся на колонны, передаются на торцевые конструкции, воспринимающие все горизонтальные реакции колонн. При этом торцевые конструкции выполняются в виде ферм.

При плоской конструктивной схеме благодаря горизонтальным дискам обеспечивается передача на соседние рамы реакций, возникающих от сосредоточенных горизонтальных сил, сосредоточенных моментов, приложенных к отдельным колоннам. В этом случае снижение усилий и смещений (моментов) в колоннах достигается включением в работу соседних рам.

Учет пространственной работы производится во всех случаях при пространственной конструктивной схеме, т.е. в случаях, когда горизонтальные смещения воспринимаются жесткими поперечными конструкциями, связанными с остальными рамами дисками и расположенными либо по торцам, либо с промежутками по длине здания.

При плоской конструктивной схеме пространственную работу целесообразно учитывать:

- при наличии сосредоточенных нагрузок, например крановых, вызывающих значительные местные поперечные смещения и моменты, составляющие на менее 20% суммарных моментов в этих сечениях, определенных из расчета по плоской схеме;
- при неодинаковых шагах колонн.

Для однопролетных зданий с регулярной конструктивной схемой целесообразно использовать расчетную схему с горизонтальным диском в уровне подкрановых балок, расположенных вдоль одного ряда колонн. При этом сосредоточенные максимальные нагрузки от кранов прикладываются к колоннам этого ряда и для этих же колонн получают максимальные значения усилий. Усилия от этих нагрузок в колоннах противоположного ряда принимают одинаковыми с тем, для которого подсчитаны усилия.

При пространственном расчете каркас рассматривается как система плоских рам, соединенных между собой горизонтальными продольными дисками. В качестве продольных дисков учитывают диски, расположенные в уровне покрытия, подкрановых конструкций, а также перекрытий, если они расположены по всей длине цеха либо рассматриваемого участка. Учитываемая в расчете жесткость дисков определяется в соответствии с табл.2.6.

Ввиду значительной трудоемкости расчеты по пространственной схеме рекомендуется проводить с использование ЭВМ. В результате расчета по пространственной схеме, как правило, снижаются значения моментов в нижнем сечении колонн и несколько увеличиваются значения моментов в надкрановых частях. Эффективность учета пространственной работы возрастает для однопролетных рам.

Для многопролетных (при числе пролетов три и более) рам учет диска покрытия нецелесообразен. В этих случаях при наличии диска в уровне покрытия можно производить расчет, исходя из отсутствия смещений в уровне покрытия. Учет дис-

ка в уровне подкрановых балок позволяет более точно учесть фактическое распределение усилий от крановых нагрузок.

Таблица 2.6. Жесткость продольных дисков покрытия, учитываемая при расчете по пространственной схеме

№№ п/п	Конструкция диска	Жесткость	
		сдвиговая, кН	изгибная, кг·см
1.	Мелкие (0,5×1,5) сборные железобетонные плиты	7000B	
2.	Сборные железобетонные плиты 1,5×6	19000B	
3.	Сборные железобетонные плиты 3×6	24000B	
4.	Профилированный настил по прогонам с креплением в каждой волне	4000B	
5.	То же, с креплением через волну	250B	
6.	Профилированный настил по прогонам с креплением настила к поясу ферм в каждой волне	5000B	
7.	То же, с крепление через волну	400B	
8.	Покрытие из гладкого стального листа по прогонам	100000B	
9.	Связи покрытия с креплением на сварке	–	0,8
10.	Связи покрытия с креплением на болтах нормальной прочности		0,15
11.	Тормозные конструкции с креплением на сварке и тормозным листом		
12.	Тормозные конструкции решетчатые с креплением на сварке		0,8

Примечание: 1. B – ширина диска с учетом проемов, м.
2. При наличии дисков с конструкцией (пп.1–8), перемещения, определяемые изгибной жесткостью, могут не учитываться; в пп. 9–12 – моменты инерции условного сечения с поясами из элементов распорок, образующих диск.

ГЛАВА 3

КАРКАСЫ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

3.1. Классификация многоэтажных производственных зданий

Многоэтажные производственные здания разделяются на собственно производственные многоэтажные здания различного назначения и открытые промышленные этажерки для химической и нефтеперерабатывающей промышленности. Производственные многоэтажные здания выполняются обычно не выше девяти этажей. Исключение составляют производственно-лабораторные корпуса, высота которых достигает в некоторых случаях 25 этажей. Последние по архитектурно-планировочным условиям и конструктивным решениям каркаса аналогичны высотным многоэтажным административным и жилым зданиям и здесь не рассматриваются.

Открытые промышленные этажерки предназначены для размещения на них аппаратов, разного технологического оборудования и обслуживающих площадок, высота их может достигать 100 м и более. Примеры каркасов многоэтажных зданий различного назначения приведены на рис.3.1–3.3.

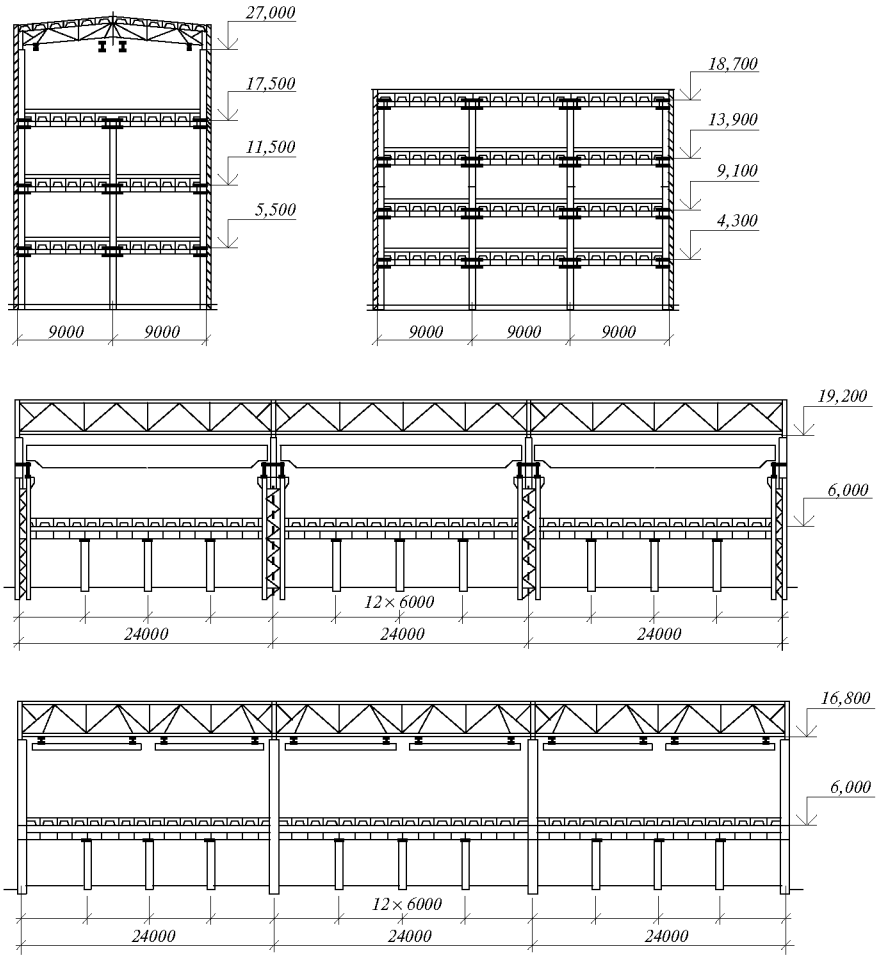


Рис.3.1. Металлические рамно-связевые каркасы многоэтажных производственных зданий

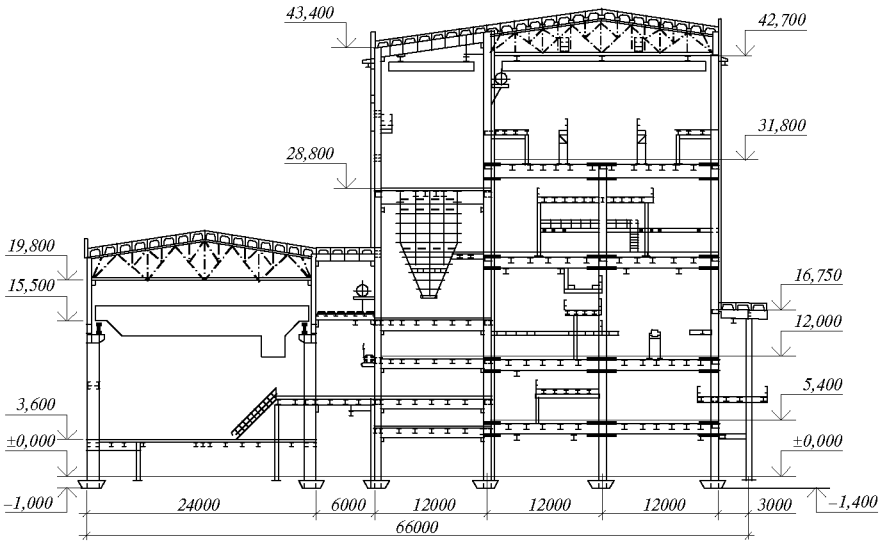


Рис.3.2. Каркас главного корпуса флотационной обогатительной фабрики калийного комбината

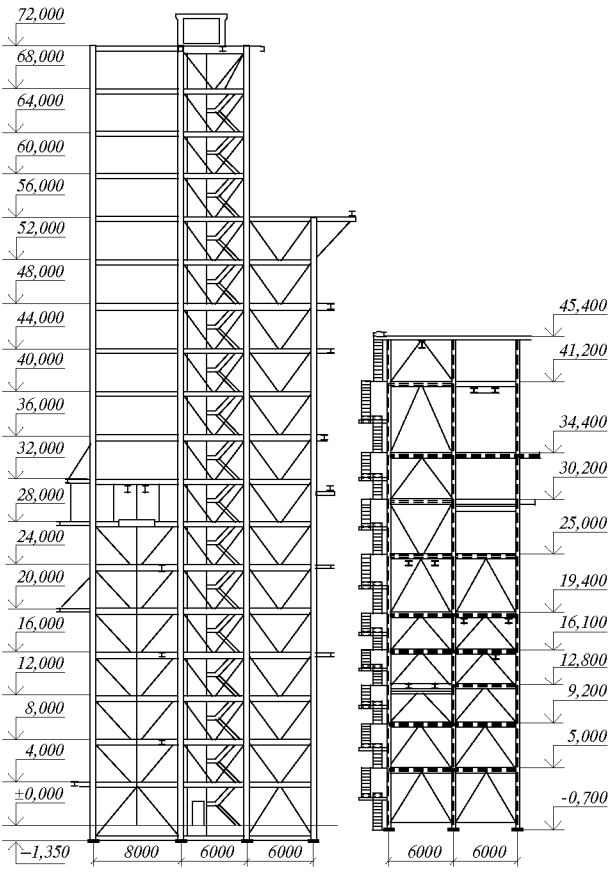


Рис.3.3. Каркасы этажерок

3.2. Конструктивные формы каркасов

По способу восприятия горизонтальных воздействий схемы каркасов можно разделить на связевые, рамные и рамно-связевые. Наиболее экономичны и просты в изготовлении и монтаже связевые каркасы. Однако современные повышенные архитектурно-строительные требования, необходимость обеспечения технологической гибкости производственного здания затрудняют использование связевых схем каркасов. Только открытые этажерки решаются обычно по такой схеме. Наиболее распространенная для производственных многоэтажных зданий – рамно-связевая схема с рамами в поперечном направлении и вертикальными связями в продольном направлении здания. Такая схема каркаса удовлетворяет эксплуатационным требованиям и позволяет использовать экономичное сечение колонн в виде двутавра, обеспечивающее простоту рамных узлов сопряжения ригелей с колоннами.

При разработке конструктивной формы каркаса многоэтажного здания требуется решать ряд технико-экономических задач.

1. Обеспечение эксплуатационно-технологических требований с учетом перспективного изменения технологии. В производственных зданиях увеличение шага колонн нередко приводит к заметному росту эффективности производства, чем окупается некоторый дополнительный расход стали. Компактность габаритов сечений элементов каркаса оправдана увеличением полезного объема здания. Однако при этом необходимо считаться и с тем, что наличие вертикальных связей, распорок, вспомогательных элементов каркаса в некоторых случаях может ухудшить объемно-планировочные решения зданий.

2. Выбор материала каркаса (сталь или железобетон) производится на основании сравнения стоимости вариантов каркасов, выполненных из различных материалов. При этом, помимо сопоставления основных технико-экономических показателей, необходимо учитывать следующие особенности. Стальной каркас значительно легче железобетонного, благодаря чему упрощаются транспортные, такелажные и монтажные работы; при стальном каркасе просто решаются узлы крепления трубопроводов, технологического оборудования, пути подвесного транспорта; размеры температурных блоков здания со стальным каркасом значительно больше, чем в зданиях с железобетонным каркасом. При изменении технологического процесса и необходимости реконструкции здания стальной каркас сравнительно легко может быть перестроен и усилен применительно к новой технологии. К недостаткам стальных каркасов относится необходимость дополнительных затрат на их огнезащиту в зданиях пожароопасных категорий. Применение огнезащитных красок, использование спринклерных установок может несколько снизить эти затраты.

3. Наиболее широкое использование связевых схем. Во всех случаях, если это позволяют объемно-планировочные решения и условия производства, следует предусматривать вертикальные связи. Они могут быть установлены в зонах глухих перегородок, лестничных и лифтовых шахт, по наружным рядам колонн.

4. Обеспечение пространственной работы каркаса. Междуэтажные перекрытия, образующие жесткие горизонтальные диски, обеспечивают пространственную работу каркаса и позволяют уменьшить число связей и рам, что создает большую свободу объемно-планировочных решений.

5. Сокращение числа монтажных элементов, их укрупнение, создание крупных монтажных блоков. Наличие башенных кранов и мобильных гусеничных кранов большой грузоподъемности обеспечивает установку в проектное положение элементов значительной массы на большую высоту. Укрупнение элементов каркаса в плоские пространственные блоки больших размеров позволяет не только ускорить монтаж, но и упростить и облегчить конструкцию каркаса.

Примером такого решения может служить каркас производственного здания, представленного на рис.3.4, в котором предусмотрены специальные узловые вставки, позволившие вести монтаж перекрытий крупными блоками размером 12×12 м.

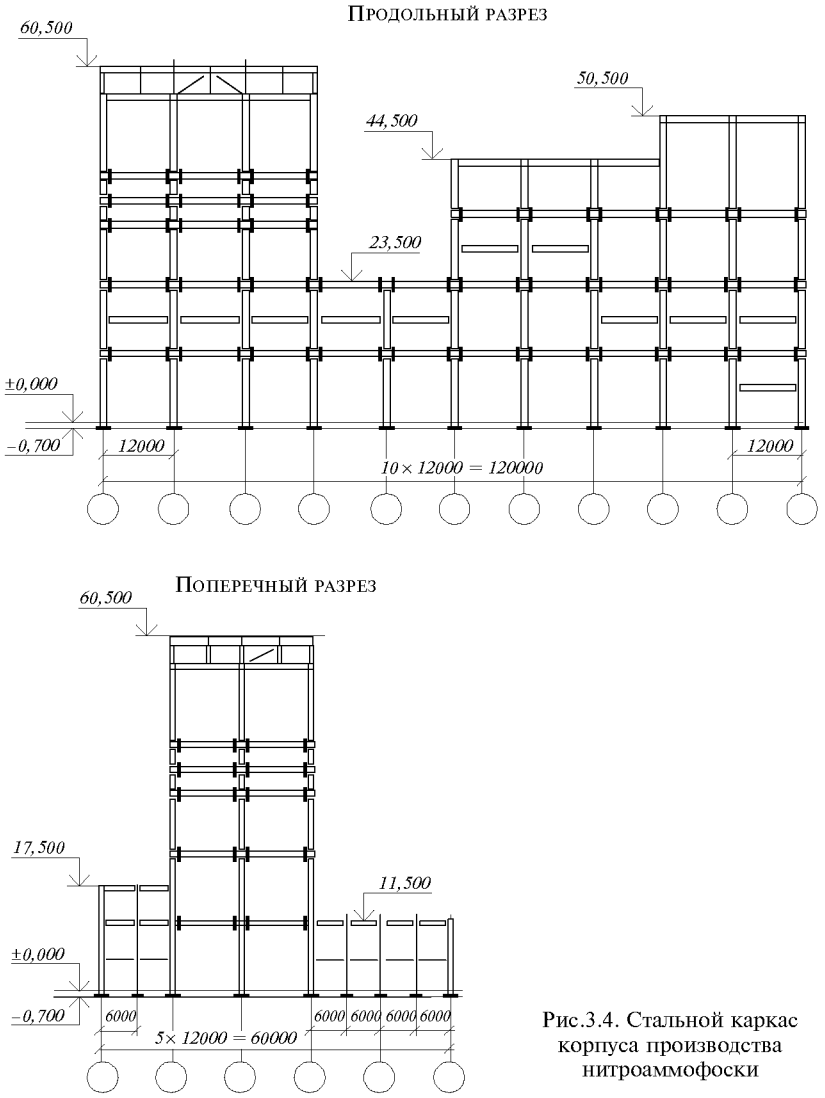


Рис.3.4. Стальной каркас корпуса производства нитроаммофоски

6. Унификация элементов каркаса, позволяющая снизить трудоемкость изготовления и монтажа конструкций, а также стоимость строительства. В этих целях следует принимать шаги колонн кратными 6 м, пролеты – кратными 3 м, высоты этажей – кратными 0,6 м.

7. Обеспечение необходимой жесткости каркаса. При недостаточной жесткости каркаса может нарушаться целостность внутренних перегородок и отделочных покрытий, осложняется нормальная работа лифтов; колебания зданий могут быть чувствительны для людей. Как показывает опыт эксплуатации многоэтажных зданий, необходимая жесткость обеспечивается, если горизонтальное смещение верха здания от нормативной ветровой нагрузки не превышает 1/500 высоты здания.

На рис.3.5 и 3.6 приведены графики расхода стали на рамно-связевый каркас для четырехэтажных зданий с высотой этажа 4,8 м, шагом колонн 6 м и пролетами 6, 9 и 12 м, с перекрытиями из сборных железобетонных плит. Ориентировочное распределение массы металлического каркаса по его элементам приведено в табл.3.1.

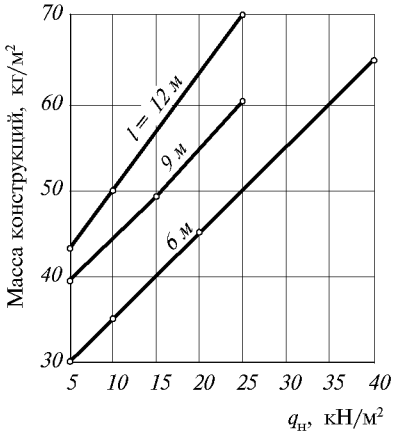


Рис.3.5. Зависимость расхода стали на 1 м² развернутой площади на каркас четырехэтажного здания от временной нормативной распределенной нагрузки $q_н$ на перекрытия

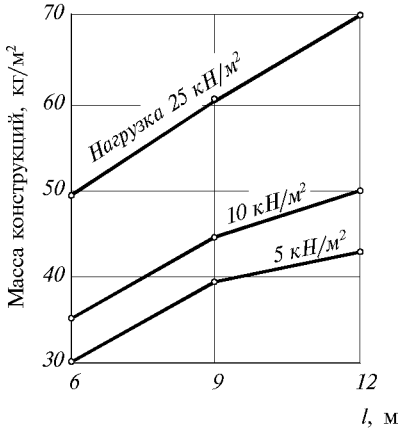


Рис.3.6. Зависимость расхода стали на 1 м² развернутой площади на каркас четырехэтажного здания от пролета

Таблица 3.1. Относительный расход стали на элементы каркаса, %

Элемент	Многоэтажные здания		Открытые этажерки
	со сборными железобетонными плитами перекрытий	с монолитными железобетонными плитами перекрытий	
Колонны	50–37	42–28	22
Ригели	37–57	32–43	44
Балки	–	15–25	
Связи и распорки по колоннам	7–2	6–2	13
Металлический настил	–	–	12
Другие элементы	6–4	5–2	9
Итого	100	100	100

Связевая схема каркаса (рис.3.7) позволяет крепить ригели перекрытий к колоннам шарнирно. Однако, в панелях с вертикальными связями из-за больших усилий в ригелях, являющихся одновременно распорками связевых ферм, неизбежно жесткое закрепление ригелей к колоннам, что вызывает в них и в опорных сечениях ригелей дополни-

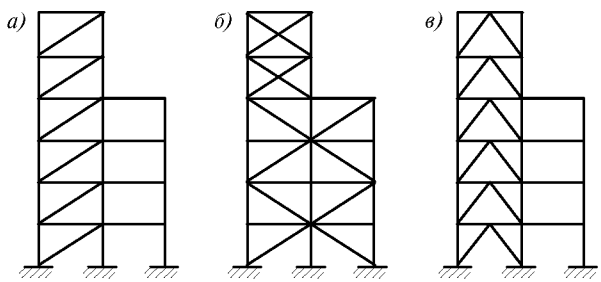


Рис.3.7. Схема связей
а – раскосная, *б* – крестовая, *в* – полураскосная

тельные изгибающие моменты, подлежащие учету как в самих колоннах, так и в узлах сопряжения ригеля с колонной. При крестовой или раскосной системе связей (рис.3.7 *а, б*) эти моменты из-за больших пролетов ригелей и больших вертикальных нагрузок на них значительны, что может привести к заметному утяжелению каркаса. При крестовых связях к тому же возникают дополнительные усилия в элементах связей от обжатия колонн.

Наиболее рациональная схема связей в открытых этажерках – полураскосная (рис.3.7 *в*). При этой схеме вдвое уменьшается пролет ригелей и существенно снижаются изгибающие моменты в ригелях и колоннах, что позволяет упростить и узел сопряжения ригеля-распорки с колонной, выполняя его на одной фасонке с раскосами.

При полураскосной системе связей можно пренебречь по малости дополнительными усилиями в элементах связей от обжатия колонн. В полураскосных связях раскосы выгодно располагать нисходящими, чтобы от вертикальных нагрузок они были растянуты. Однако часто приходится проектировать их восходящими из-за необходимости устройства проходов. Особенно целесообразна полураскосная система связей в поперечных связевых фермах этажерок. В продольных плоскостях балки-распорки обычно не являются главными балками, поэтому наиболее распространенная система продольных связей в производственных многоэтажных зданиях и в открытых этажерках – крестовая с растянутыми раскосами или в виде порталов, обеспечивающих проходы в связевых панелях.

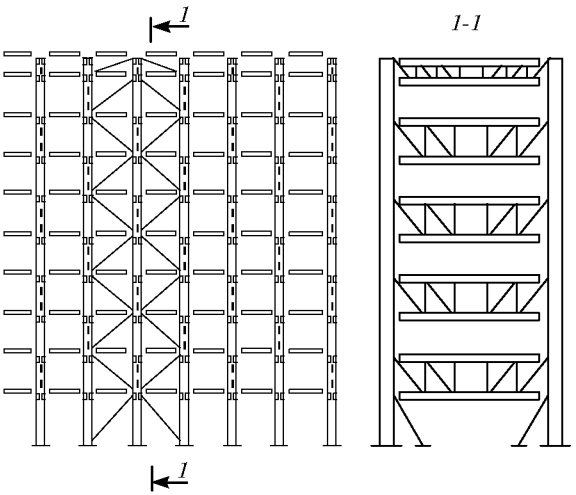


Рис.3.8. Связевый каркас с шахматным расположением поперечных вертикальных ферм

На рис.3.8 представлена весьма экономичная схема связевого пространственного каркаса с шахматным расположением поперечных вертикальных ферм, образующих пространственную связевую систему. Такой каркас имеет до 20 % меньшую массу, чем традиционный рамно-связевой каркас. Эта схема применима при коридорной планировке и наличии поперечных перегородок, в толще которых размещаются междуэтажные вертикальные фермы.

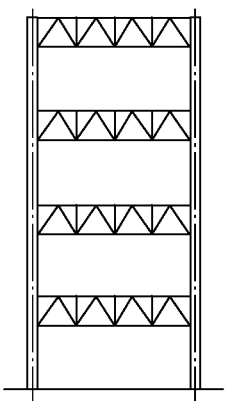


Рис.3.9. Рамный каркас с фермами-ригелями, располагаемыми в технических этажах

В рамных и рамно-связевых каркасах в целях экономии стали и улучшения архитектурно-планировочных решений рекомендуется:

- использовать технические этажи для размещения в них ферм-ригелей, что позволяет сократить расход стали благодаря передаче вертикальных и горизонтальных усилий на фермы большой высоты (рис.3.9);
- применять шахматное расположение сборных плит перекрытий, позволяющее унифицировать ригели каркаса, вследствие равномерного распределения нагрузки на ри-

гели (рис.3.10); такая схема применима при равенстве пролетов здания и шагов колонн;

- использовать в качестве ригелей балки со сквозной стенкой, что позволяет не только снизить расход стали, но и уменьшить высоту этажей в результате использования отверстий в стенках ригелей для пропуска различных коммуникаций;
- применять в качестве ригелей и балок бистальные сварные двутавры с полками из низколегированной стали и стенками из углеродистой стали;
- использовать в каркасах широкополочные горячекатаные двутавры типов Б, Ш и К.

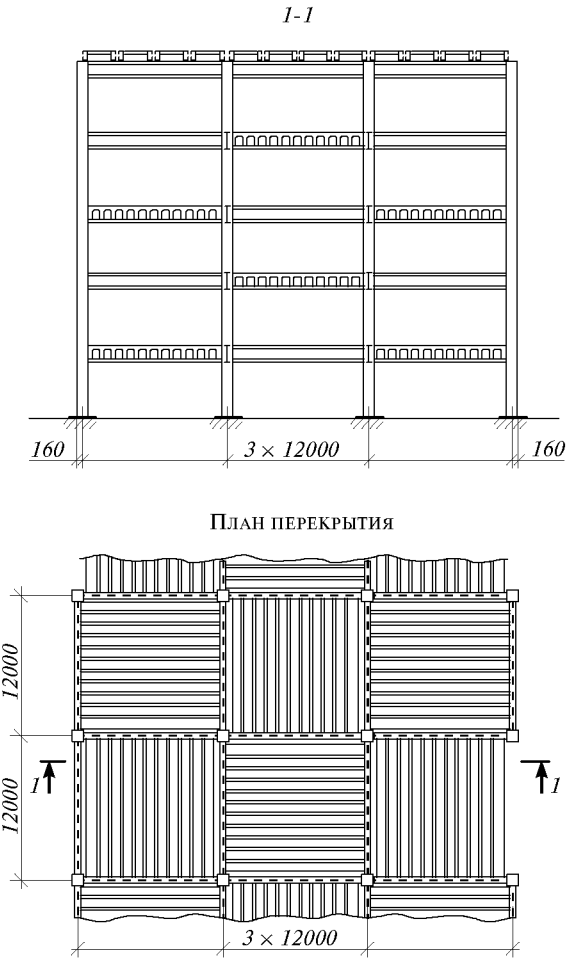


Рис.3.10. Рамный каркас с шахматным расположением плит перекрытий

Конструктивное решение перекрытий определяется типом настила. В качестве настила используются сборные железобетонные плиты, монолитный железобетон, рифленая сталь, стальной просечно-вытяжной настил. Строительная высота перекрытий заметно влияет на экономические показатели здания, поэтому вполне оправдано опирание железобетонного настила в одном уровне с верхними поясами ригелей, хотя в этом случае значительно усложняются ригели из-за необходимости устройства дополнительных опорных конструкций ниже верхних поясов ригелей для железобетонных плит перекрытий (рис.3.11) и обеспечения восприятия возможных крутящих моментов при односторонней загрузке ригелей.

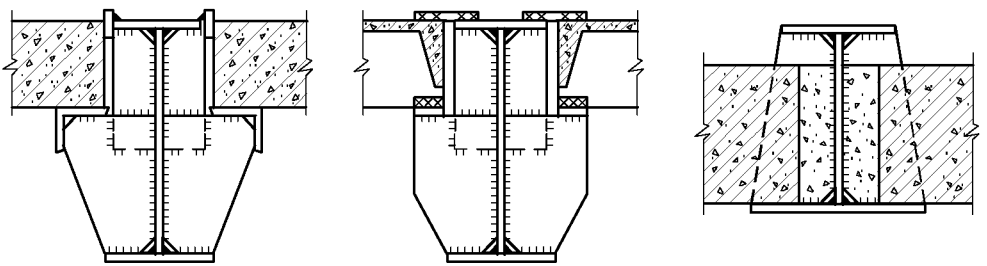


Рис.3.11. Узлы опирания железобетонных плит перекрытия на ригели

В качестве настила перекрытий рекомендуется комбинированная железобетонная плита с внешним армированием стальным профилированным листом. Совместная работа листа с бетоном достигается благодаря специальным выштамповкам в профилированном листе. Последний одновременно выполняет роль опалубки и потолка. Наилучшие показатели по расходу стали и стоимости имеют конструкции перекрытий с применением листа Н8ОА-674-09 с рифами.

В настоящее время промышленностью освоен только лист с рифами Н8ОА-674-1 по ТУ 67-452-82. Лист целесообразно укладывать широкими полками вниз. Плиты над опорами рекомендуется дополнительно армировать в верхней растянутой зоне. В качестве ригелей и вспомогательных балок рекомендуются в этом случае балки со сквозной стенкой, получаемые из прокатных балок несимметричного сечения с развитым нижним поясом. Вместе с комбинированной плитой перекрытия они образуют комплексные сталебетонные балки. Вместо балок со сквозной стенкой могут быть использованы прокатные балки или сварные бистальные двутавровые балки несимметричного сечения с развитым нижним поясом. Совместная работа ригелей с плитой обеспечивается вертикальными анкерами (штырями), привариваемыми специальными пистолетами к верхнему поясу ригелей. В качестве анкеров могут быть использованы обрезки труб. Приварка их к поясу ригеля осуществляется с помощью специального оборудования (авторское свидетельство № 1310486 А1).

3.3. Нагрузки

Нагрузки на каркасы – постоянные, временные длительные и кратковременные (в том числе возникающие в процессе строительства), снеговые, ветровые, а также температурные климатические воздействия – принимают в соответствии с указаниями СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия», по технологическим заданиям и по архитектурно-строительной части проекта; сейсмические воздействия – по СНиП II-7-81* («Строительство в сейсмических районах»). Взрывные воздействия и нагрузки, вызываемые возможными нарушениями технологического процесса и временной неисправностью или поломкой оборудования, а также вероятные сочетания технологических нагрузок учитываются в соответствии с технологическим заданием на проектирование. Нагрузки от кранов и различных транспортных средств принимаются по технологическим заданиям, соответствующим стандартам и нормалям заводов-изготовителей.

Коэффициенты надежности по нагрузке, коэффициенты сочетания нагрузок, динамические коэффициенты крановых нагрузок назначают в соответствии с указаниями СНиП 2.01.07-85. Динамическое воздействие нагрузок от оборудования в сочетании с другими нагрузками учитывается в соответствии с указаниями нормативных документов по проектированию фундаментов и несущих конструкций под машины с динамическими нагрузками. Все данные по нагрузкам и соответствующие коэффициенты следует включать в состав проекта каркаса.

В связи со сложностью учета действительного расположения оборудования, возможной модернизацией производства производственные многоэтажные здания рассчитывают, как правило, на воздействия эквивалентных нагрузок на перекрытия, включающих в себя вес оборудования, временных перегородок, нагрузку от людей. В этом случае нагрузки принимаются как длительные. Временная эквивалентная нагрузка на перекрытия производственных многоэтажных зданий для плит перекрытий принимается не менее 4 кН/м^2, для остальных конструкций – не менее 3 кН/м^2. При расчете ригелей, балок, колонн, фундаментов и оснований производственных зданий распределенную нагрузку следует принимать с учетом понижающих коэффициентов по пп.3.8 и 3.9 СНиП 2.01.07-85.

Открытые этажерки проектируются под заданное оборудование и кратковременная распределенная нагрузка для них включает в себя вес людей на перекрытиях, массу материалов и оборудования при ремонте аппаратов. В большинстве случаев нормативная нагрузка назначается 4 и 2 кН/м^2. Ввиду того, что полная загрузка больших площадей перекрытий этой нагрузкой исключается, при расчете главных балок и ригелей временная распределенная нагрузка для них также принимается с учетом указанных понижающих коэффициентов. Еще менее вероятна полная загрузка всех перекрытий этажерки. К тому же нагрузка от оборудования и материалов при ремонте аппаратов составляет часть веса самих аппаратов, поэтому суммарная нагрузка на колонны при ремонте практически не меняется.

Нагрузка от заполнения оборудования (аппаратов) может иметь два значения: одно – в период эксплуатации и другое – во время испытания. Как правило, во время испытания аппарат заполняется полностью, поэтому число одновременно испытываемых аппаратов следует ограничивать одним–двумя, что должно быть отражено в технологическом задании. Нагрузка от трубопроводов должна быть задана в виде сосредоточенных вертикальных и горизонтальных сил, учитывающих вес самих труб с изоляцией и заполнением, а также от их температурных деформаций. Динамические воздействия оборудования вызывают крайне нежелательные колебания конструкций этажерки, поэтому во всех случаях следует рассмотреть возможность переноса механизмов вниз с опиранием на свои фундаменты. Конструкции здания при опирании на них механизмов должны быть достаточно жесткими, чтобы максимальная амплитуда колебаний их не превышала предельного нормативного значения, указанного в «Санитарных нормах проектирования промышленных предприятий».

Монтажные нагрузки подразделяются на нагрузки при монтаже самих конструкций и нагрузки при монтаже оборудования (аппаратов). Обе эти группы нагрузок действуют в разное время и должны быть соответственно учтены при проектировании конструкций здания. Открытые этажерки в некоторых случаях монтируют крупными пространственными блоками. При этом в проектах следует указывать все места строповок и максимальные силы в этих местах. В проекте должны быть проверены расчетом всевозможные положения монтируемых блоков при их монтаже.

Если предусматривается монтаж этажерки ползучим краном, то в проекте указывают все места стоянок этого крана и максимальные нагрузки от него, а также нагрузки, возникающие при перемещении ползучего крана. Кроме того, должны быть заданы места подвески такелажного оборудования, нагрузки от него и пути перемещения оборудования (аппаратов) по перекрытиям, а также возможные положения его при монтаже и соответствующие им нагрузки. Как правило, конструкции должны воспринимать все нагрузки без дополнительного их усиления на монтаже. При учете воздействия монтажных нагрузок ветровая нагрузка принимается в размере 25 %.

Ветровая нагрузка на открытые этажерки должна определяться как сумма статической и динамической составляющих. Для производственных многоэтажных зданий высотой до 40 м учитывается только статическая составляющая ветровой нагрузки. Нормативные значения статической и динамической составляющих ветровой нагрузки для многоэтажных зданий высотой более 40 м и для открытых этажерок определяются по п.6 СНиП 2.01.07-85. При этом коэффициент лобового сопротивления ветра C_x принимается 1,4.

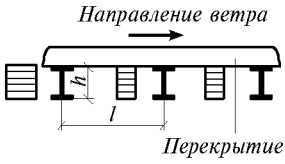
При определении ветровой нагрузки на открытые этажерки коэффициенты уменьшения ветрового напора η на элементы и аппараты, расположенные за лобовым, следует принимать по табл.3.2 и 3.3. При вычислении динамической составляющей ветровой нагрузки для открытых этажерок с равномерно распределенной

массой и постоянной по высоте шириной допускается рассматривать только первую форму собственных колебаний. Период собственных колебаний этажерки можно определять по приближенной формуле

$$T_1 = 0{,}1\sqrt{f} \text{ с.} \qquad (7.1)$$

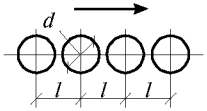
где f – горизонтальный прогиб этажерки в уровне верхнего перекрытия, см, от суммы всех расчетных нагрузок, действующих на этажерку, условно приложенных в уровне верхнего перекрытия.

Таблица 3.2. Коэффициент уменьшения ветрового напора для ряда параллельных балок, ребер перекрытий и других элементов

Схема	l/h	10 и более	8	6	4
	η	1	0,8	0,6	0,4

Примечание. Коэффициенты η даны для второй и последующих балок; для первой балки η=1.

Таблица 3.3. Коэффициент снижения аэродинамического коэффициента для аппаратов, расположенных в ряд в направлении ветра

Схема	l/d	6 и более	4	2	1,2
	η	1	0,92	0,67	0,5

Примечание. Коэффициенты η даны для второго и последующих аппаратов; для первого аппарата η=1.

При расчете горизонтальных дисков перекрытий, передающих все промежуточные горизонтальные нагрузки на основные несущие конструкции каркаса (вертикальные связевые фермы или рамы), следует кроме горизонтальных нагрузок от ветра, оборудования и сейсмических нагрузок добавлять горизонтальные нагрузки, вызванные перекосами колонн (отклонениями от вертикали) в результате погрешностей при монтаже. Немного в запас прочности значения этих нагрузок можно принять равными 1/100 нормальной силы в колонне. При большом числе колонн вероятность перекосов всех колонн в одну сторону уменьшается, что может быть учтено снижающим коэффициентом $1/\sqrt[3]{n}$, где n – число колонн, дающих дополнительную нагрузку на диск перекрытия.

ЛИТЕРАТУРА

Троицкий П.Н. Промышленные этажерки. –М.: Стройиздат, 1965.

ГЛАВА 4

КОЛОННЫ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

4.1. Классификация колонн

В одноэтажных производственных зданиях применяют колонны трех типов [1]: постоянного сечения, ступенчатые и раздельные (рис.4.1). Стержень колонны или ее части могут быть выполнены сплошностенчатым (сплошным) или решетчатым (сквозным). Сквозные колонны более экономичны по расходу стали, но трудоемки в изготовлении. При высоте сечения колонны 1500 мм и более снижение металлоемкости вносит больший вклад в общую стоимость, чем повышение трудозатрат при изготовлении. Однако высокая стоимость стали в настоящее время может сместить границу рационального применения сквозных колонн до размера поперечного сечения с высотой 1200 мм.

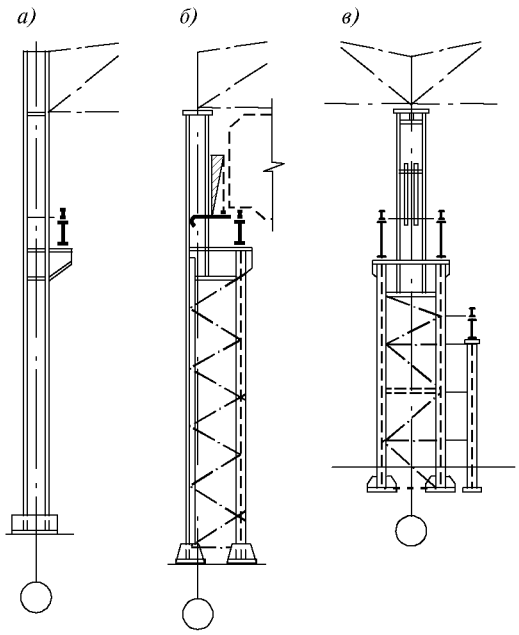


Рис.4.1. Типы колонн
а - постоянного сечения; *б* - ступенчатая; *в* - раздельная

Колонны постоянного сечения используют в зданиях бескрановых, с подвесным транспортом и с мостовыми электрическими кранами общего назначения грузоподъемностью $Q \le 20$ т. Колонна состоит из стержня, оголовка, подкрановой консоли и базы.

Общая длина колонны складывается из высоты здания H_0, величины заглубления базы и высоты опорной части фермы (при жестком сопряжении ригеля с колонной). Высота здания H_0 от уровня пола до низа стропильных ферм, в свою очередь, состоит из двух размеров: из отметки головки подкранового рельса, которая определяется технологическими требованиями производственного процесса, и габарита мостового крана. Этот габарит, принимаемый обычно кратным 200 мм, включает в себя: высоту крана (установленное стандартом или заводским паспортом расстояние от головки рельса до крайней верхней точки тележки крана); безопасный зазор 100 мм между краном и стропильными конструкциями; возможный прогиб конструкций покрытия, принимаемый 200 – 400 мм. Размер H_0 в соответствии с «Основными положениями по унификации» назначается кратным 1,2 м до высоты 10,8 и кратным 1,8 – при большей высоте. В некоторых случаях допускается при обосновании принимать этот размер кратным 0,6 м.

Высота сечения колонны по условию жесткости должна быть не менее 1/20 высоты здания H_0 и увязана с размерами стального проката с учетом унифицированных привязок наружных граней колонн к продольным разбивочным осям здания.

Ступенчатые колонны (рис.4.1) являются массовыми для колонн одноэтажных зданий. Подкрановая балка опирается на уступ нижней части колонны и располагается по оси подкрановой ветви. При двухъярусном расположении кранов колонны могут иметь дополнительную консоль в верхней части колонны, либо два уступа (двухступенчатые колонны). В необходимых случаях, оговоренных в «Правилах устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов», следует предусмотреть проход между краном и внутренней гранью верхней части колонны, либо организовать его через проем в стенке колонны.

Размеры по высоте ступенчатых колонн определяются аналогично колоннам постоянного сечения. Высоту поперечного сечения верхней части из условия жесткости предварительно принимают не менее 1/12 ее длины от верха уступа до низа стропильной фермы. Высоту сечения нижней части колонны из условия жесткости цеха в поперечном направлении назначают не менее 1/20 H, а в цехах с интенсивной работой кранов ($7K$–$8K$) – не менее 1/15H, где H – расстояние от верха фундамента до низа стропильной фермы.

При назначении высоты сечения нижней части колонны необходимо обеспечить зазор между краном и верхней частью колонны не менее 75 мм. При устройстве прохода следует добавить еще 450 мм (400 мм на габарит прохода и 50 мм на ограждение). Если требуемая по условию жесткости высота поперечного сечения верхней части колонны не позволяет обеспечить проход вне колонны, то его организуют через проем шириной 400 мм и высотой 1800 мм в стенке верхней части колонны, высоту сечения которой в этом случае принимают не менее 1000 мм. Окончательные размеры сечений верхней и нижней частей колонны должны быть увязаны с модулем пролетов кранов 500 мм и привязками наружных граней колонн к координационным осям здания 250 мм или 500 мм.

Колонны раздельного типа имеют шатровую ветвь и гибко связанную с ней подкрановую ветвь. Шатровая ветвь работает в системе поперечной рамы и воспринимает все нагрузки, кроме вертикального давления мостового крана, поддерживаемого подкрановой ветвью. Подкрановая ветвь связана с шатровой гибкими в вертикальной плоскости горизонтальными планками, поэтому она воспринимает только вертикальное усилие от мостовых кранов. Применение колонн раздельного типа рационально в случае низкого расположения кранов большой грузоподъемности или при реконструкции.

4.2. Расчет и конструирование стержня колонны

4.2.1. Общие положения. Высокий уровень напряжений в стальных конструкциях требует выполнения расчета на устойчивость рамы в физически нелинейной постановке. Решение такой задачи возможно численными методами, если известны размеры поперечных сечений и задана опасная комбинация нагрузок. Понятно, что перебор сочетаний нагрузок при наличии в программе машинного расчета вложенных итерационных циклов приведет к затратам огромных вычислительных ресурсов, поэтому в проектной практике используется инженерный метод расчета, основанный на применении аппарата расчетных длин.

Исходя из очевидного утверждения, что рама не может быть устойчивой, если не устойчива колонна, постулируется обратное: устойчивость рамы обеспечена, если обладают устойчивостью ее элементы. При этом предполагается, что граничные условия отдельных элементов соответствуют условиям их работы в системе поперечной рамы. На основании этого задача проверки рамы на устойчивость сводится к определению расчетных длин ее стоек с последующим обеспечением их устойчивости соответствующим подбором поперечных сечений. С этой целью из

стойки реальной рамы выделяют участок между точками перегиба изогнутой оси при потере устойчивости (расчетную длину). Для таких участков критические напряжения протабулированы для разных эксцентриситетов (имеются таблицы коэффициентов φ_e), поэтому не представляет затруднений подобрать поперечное сечение так, чтобы нормальное напряжение $\sigma = N/A$ было меньше критического $\sigma_{cr} = \varphi_e R_y = f(m, \bar{\lambda})$.

Такая инженерная методика проста по своей сути, а ее справедливость подтверждена практикой многолетней эксплуатации конструкций и теоретическими исследованиями на основе указанных выше точных приемов.

4.2.2. Определение расчетных усилий. Очертание эпюр изгибающих моментов в поперечных рамах одноэтажных зданий такое, что опасные напряжения могут действовать только в определенных сечениях колонны. Это место заделки в фундаменте, место передачи крановой нагрузки (в ступенчатых колоннах ниже и выше уступа), место жесткого сопряжения с ригелем в уровне опорного раскоса стропильной фермы. Каждому из этих сечений соответствует своя расчетная комбинация нагрузок, определить которую можно последовательным перебором всех реально возможных сочетаний нагрузок. Для этого статический расчет рамы производится отдельно на каждый вид загружения одной нагрузкой или группой совместно действующих нагрузок.

Имея данные статического расчета, последовательно в каждом сечении вначале определяют такую комбинацию нагрузок, которая дает наибольший положительный изгибающий момент $M_{\max}$ и соответствующую этой комбинации нормальную силу N. При этом анализируют все возможные варианты загружений с отвечающими им коэффициентами сочетаний нагрузок [3]. Затем вычисляют наибольший по величине отрицательный момент $M_{\min}$, при соответствующей нормальной силе. И, наконец, – наибольшую нормальную силу N при соответствующих (положительном и отрицательном) изгибающих моментах.

Для дальнейшего расчета колонны или ее участка постоянных размеров рассматривают все относящиеся к нему сечения. Из множества пар значений M и N выбираются наиболее опасные, одну из которых принимают для подбора сечения колонны, а на остальные делают проверку назначенного сечения. При расчете сквозных колонн опасную пару можно установить путем предварительного вычисления усилия в наиболее загруженной ветви: $N_b = N/2 + M/h$, где h – расстояние между осями ветвей.

При машинном расчете алгоритм выбора расчетных сочетаний нагрузок задается в виде графа. Геометрически такой граф представляет собой совокупность дуг, соединенных между собой в вершинах графа. Каждая дуга обозначает отдельное загружение или его отсутствие (нулевая дуга). Последовательность дуг (цепь) от начальной точки до конечной определяет одну возможную комбинацию нагрузок. Если две или несколько нагрузок не могут действовать одновременно – они должны быть представлены параллельными дугами.

На рис.4.2*а* показан граф для простейшего случая однопролетного здания, оборудованного одним мостовым краном. Формально этот граф следовало дополнить цепями, определяющими сочетание постоянной нагрузки с одной кратковременной при коэффициенте сочетаний $\psi_2 = 1$, однако подобные комбинации обычно предусматривают в программе для ЭВМ и дополнительно не оговаривают.

Если в здании возможна работа двух мостовых кранов, то следует рассматривать комбинации с одним мостовым краном при $\psi_2 = 0{,}9$ и с двумя кранами с коэффициентом сочетаний, соответствующим группе режима работы, например $\psi_2 = 0{,}85$.

На графе это отразится наличием еще одной группы дуг, характеризующих крановые нагрузки. Вместо этого удобнее использовать обобщенную дугу (рис.4.2*б*), заменяющую собой подграф крановых нагрузок. На рис.4.2 надписи на дугах приведены для наглядности. Вместо них указывают порядковые номера нагрузок и коэффициенты сочетаний (рис.4.2*в*).

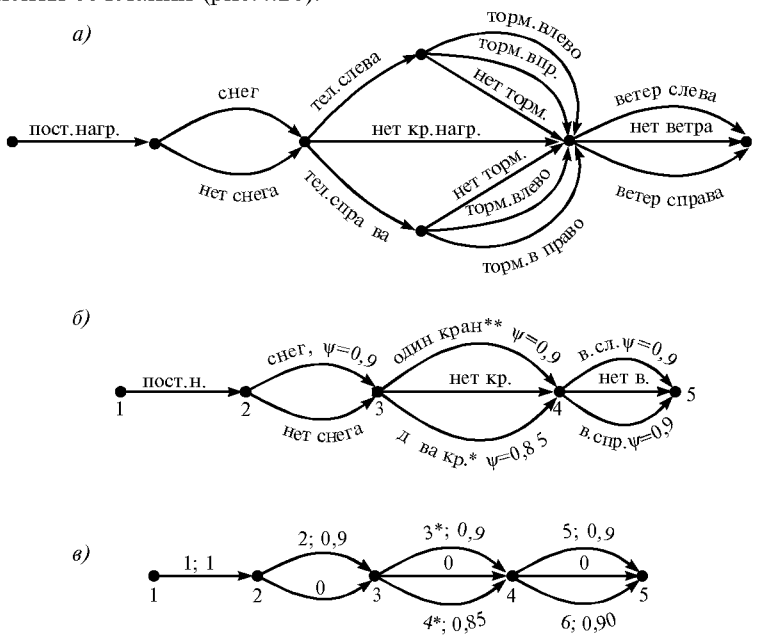


Рис.4.2. Граф сочетаний нагрузок
а - пример графа; *б* - тот же граф с обобщенными дугами;
в - граф с условными обозначениями дуг

Форма указания возможных комбинаций нагрузок выбирается разработчиком программного комплекса. Это может быть граф (ППП «РАСК») или таблица с перечислением видов загружения и с указаниями коэффициентов сочетаний, взаимоисключающих нагрузок, возможного их объединения и т.п. (ППП «Лира»). Подобные формы представления исходных данных о нагрузках могут показаться громоздкими, однако они оправданы возможностью отражать изменения в нормах проектирования, появившиеся после разработки данной версии программы. Пользователю не доступны иные приемы внесения изменений в программу, поскольку последняя обычно поставляется в виде загрузочного модуля.

4.2.3. Определение расчетных длин. Расчетная длина сжатого стержня – расстояние между точками перегиба его изогнутой оси при заданной жесткости EI и продольной силе N зависит только от способов закрепления концов стержня (рис.4.3). Это позволяет легко переходить от заданного стержня к основному случаю (рис.4.3*а*) шарнирного опирания концов, для которого расчетная длина совпадает с геометрической и применительно к которому известны критические напряжения (составлены таблицы коэффициентов φ_e).

При определении расчетных длин колонн известные трудности вызывает решение вопроса о наличии свободы перемещения в плоскости рамы узлов сопряжения ригеля с колоннами. По этому признаку рамы делят на несвободные (раскрепленные) и свободные (нераскрепленные). При шарнирном сопряжении ригеля рамы с колонной постоянного сечения, жестко заделанной в фундаменте,

работа стойки в плоскости рамы соответствует схеме «б», если все колонны поперечника загружены равными продольными силами и, следовательно, будут совместно одинаково смещаться. При отсутствии линейной подвижности верхнего узла вследствие поддерживающего влияния других мало загруженных колонн поперечника, а также жесткого кровельного диска, опертого на торцевые стены, работа колонны будет соответствовать схеме на рис.4.3*д*. Тем же схемам будет отвечать работа стоек, жестко сопряженных с ригелем и шарнирно – с фундаментом.

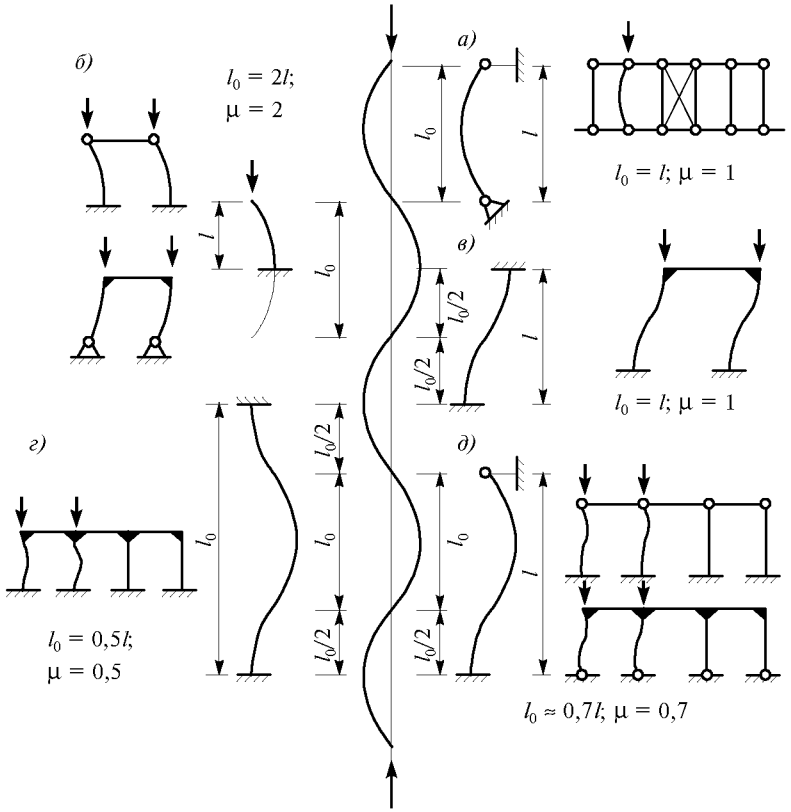


Рис.4.3. К определению расчетной длины
а-д - граничные условия

Линейная подвижность ригеля в плоскости рамы зависит от соотношения между загруженными и незагруженными колоннами поперечника. Принято считать, что возможность линейного смещения нужно принимать во внимание при расчете однопролетных рам (рис.4.3*б*,*в*) и многопролетных рам с шарнирным опиранием ригелей при отсутствии жесткого кровельного диска. Для рам с жестким креплением ригелей к колоннам и жестким закреплением колонны в фундаменте установлена необходимая сдвиговая жесткость диска покрытия, связей, тормозных конструкций и т.п., обеспечивающая повышение жесткости рамы в 6 раз [6]. Для рам с шарнирным сопряжением ригеля с колонной подобные особенности не оговорены.

Наличие или отсутствие линейной подвижности стойки рамы весьма существенно изменяет ее расчетную длину, поэтому вопрос назначения расчетных длин требует известной осторожности. В относительно коротких многопролетных зданиях с преобладающей крановой нагрузкой выбор схем, приведенных на рис.4.3*г* или 4.3*д*, вполне реален. Иное дело двухпролетное длинное здание с легкими кра-

нами: постоянная, снеговая и ветровая нагрузка почти в равной степени загружают все колонны, а торцевой фахверк не может закрепить через покрытие средние колонны от линейных смещений. В этом случае выбор указанных схем по формальным признакам приведет к существенному завышению теоретической несущей способности колонн, особенно при малых эксцентриситетах.

Для точного определения расчетных длин колонн или их участков в плоскости рамы необходимо произвести расчет рамы на устойчивость. При точном (в предположении упругой работы) решении удобно пользоваться методом перемещений, особенно когда нужно учитывать только линейные перемещения в уровне ригелей – это шарнирное сопряжение ригеля с колонной постоянного сечения или жесткое сопряжение такой колонны с бесконечно жестким ригелем.

В иных случаях возникает необходимость раскрывать определители высокого порядка с решением сложных трансцендентных уравнений. Здесь удобнее пользоваться приближенными приемами. С погрешностью порядка 10 – 15 % расчетные длины можно определить способом замены многопролетной свободной рамы эквивалентной однопролетной или путем расчленения многопролетной несвободной рамы на отдельные Т–образные рамы [4]. Приемы расчета рам на устойчивость, формулы для вычисления реакций в сжатых стержнях от единичных перемещений и таблицы для решения трансцендентных уравнений можно найти в работах [4, 5], последняя из которых содержит краткое, но доступное изложение приемов расчета рам на устойчивость с примерами.

Жесткость ригеля обычно в несколько раз превышает жесткость колонны, поэтому может рассматриваться как бесконечно большая. Четкие граничные условия шарнирного и абсолютно жесткого сопряжения ригеля с колонной дают возможность находить расчетные длины по схемам, приведенным на рис.4.3. Однако в поперечных рамах со сплошными ригелями могут встретиться случаи, когда суммарная погонная жесткость ригелей $i_r = I_r / l_r$, примыкающих к колонне, незначительно (в 3 раза и менее) превышает погонную жесткость последней $i_c = I_c / l_c$. В таких случаях требуется учитывать упругую податливость узлов сопряжения ригелей с колоннами и определять расчетные длины $l_0 = \mu l$, пользуясь формулами норм проектирования.

При неравномерном распределении нагрузок между колоннами постоянного сечения и наличии жесткого диска покрытия или продольных горизонтальных связей между фермами в нормах проектирования [6] предусмотрена возможность уменьшения коэффициента μ умножением его на $\sqrt{(\Sigma N / N_c)(I_c / \Sigma I)}$, но не менее чем на 0,7. Здесь N_c, I_c – соответственно расчетное усилие и момент инерции сечения рассматриваемой колонны, а ΣN и ΣI – соответственно сумма расчетных усилий и моментов инерции сечений всех колонн блока из пяти рам, включая среднюю рассматриваемую раму.

При расчете ступенчатых колонн общие принципы назначения граничных условий остаются прежними, но вместо постоянных коэффициентов μ, приведенных на схемах рис.4.3, принимаются коэффициенты, значения которых зависят от соотношений погонных жесткостей и продольных сил для отдельных участков постоянного сечения. Необходимые для этой цели рекомендации и таблицы содержатся в нормах проектирования [6].

Базы колонн в направлении вдоль здания обычно не развиваются, поэтому закрепление колонны в фундаменте из плоскости рамы следует принимать шарнирным. Места прикрепления к колонне продольных конструкций принимают за точки перегиба изогнутой оси без учета взаимного влияния участков неразрезной колонны, поэтому расчетная длина может быть назначена по схеме, приведенной

на рис.4.3. При этом продольные конструкции (подкрановые балки, ригели фахверка, связи стропильных ферм или специально установленные для раскрепления колонн распорки) обеспечит линейную неподвижность колонн из плоскостей рам только в том случае, если они сами будут закреплены от смещений вдоль здания с помощью связей между колоннами.

В колоннах постоянного сечения подкрановая балка, опертая на сравнительно длинные консоли, при отсутствии тормозной балки не дает надежного закрепления колонны, поэтому учет ее при определении расчетной длины из плоскости рамы нецелесообразен. В ступенчатой сквозной колонне подкрановая балка, установленная по оси внутренней ветви, надежно закрепляет от смещения из плоскости рамы, но оказывает очень малое влияние на другую ветвь. Вследствие этого расчетные длины шатровой и подкрановой ветвей могут быть различными: от низа базы до нижнего пояса подкрановой балки для подкрановой ветви и до тормозной конструкции – для шатровой.

Расчетная длина верхней части ступенчатой колонны из плоскости рамы равна расстоянию от тормозной фермы (балки) до распорки между колоннами в уровне связей стропильных ферм.

В раздельных колоннах подкрановая стойка имеет малую жесткость в плоскости рамы, поэтому расчетную длину шатровой колонны в этой плоскости назначают без учета подкрановой стойки. Расчетную длину подкрановой стойки в плоскости рамы определяют по расстоянию между планками, прикрепляющими ее к шатровой колонне. В горизонтальной плоскости эти планки жесткие, и поэтому момент инерции из плоскости рамы является общим для шатровой и подкрановой стоек. Тогда расчетная длина нижней части колонны из плоскости рамы может быть определена расстоянием между фундаментом и подкрановой балкой, которая надежно закрепляет в этой плоскости подкрановые, а через планки и шатровые ветви.

4.2.4. Компоновка сечений и расчет сплошных колонн. Стержень сплошностенчатой колонны постоянного сечения или надкрановой части ступенчатой колонны обычно проектируют двутаврового типа. Если применение широкополочных двутавров приводит к существенному повышению металлоемкости или отсутствуют двутавры необходимой мощности, то сечение колонн компонуют из трех листов в виде составного двутавра симметричного сечения (рис.4.4*б*). Несимметричное сечение из трех листов (рис.4.4*в*) допускается при сильном различии расчетных изгибающих моментов разных знаков. Полки высокой колонны при больших усилиях можно выполнять из прокатных или сварных двутавров (рис. 4.4*г*). Для подкрановой части ступенчатой колонны крайних рядов целесообразно асимметричное сечение (рис.4.4*д*).

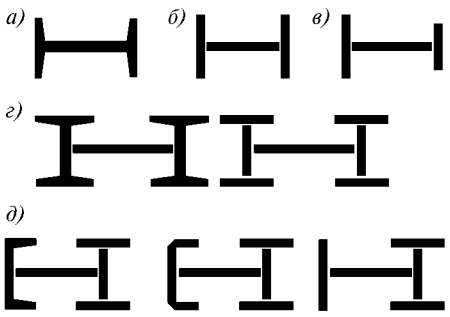


Рис.4.4. Типы сечений сплошных колонн

Иногда размеры поперечного сечения колонны приходится увеличивать из условия жесткости, по конструктивным, технологическим или иным соображениям. В этом случае следует уменьшать толщину стенки, обеспечивая ее устойчивость гофрированием, укреплением ребрами жесткости или допуская закритическую работу (гибкая стенка). Другим решением является применение бистального сечения с выполнением стенки из более дешевой стали с меньшей прочностью.

При проектировании колонны требуется обеспечить ее несущую способность путем проверок общей устойчивости в плоскости и из плоскости рамы, местной устойчивости стенки и полок, а также ограничить гибкость колонны предельной величиной. Выполнение всех этих требований иногда вызывает необходимость повторных расчетов с корректировками первоначально назначенного поперечного сечения. От этого недостатка свободен прямой метод расчета колонн, предложенный Ю.В. Соболевым [2], который одновременно позволяет оптимизировать поперечное сечение колонны и назначить рациональное значение расчетного сопротивления стали. Однако этот метод еще не получил распространения в проектной практике, поэтому ниже изложены традиционные приемы расчета колонн.

Требуемая площадь поперечного сечения стержня сплошной колонны приближенно может быть определена по формуле

$$A_r = \frac{N}{R_y \gamma_c}\left(1{,}25 + 2{,}2\frac{M}{Nh}\right), \qquad (4.1)$$

где N, M – усилия одной из расчетных комбинаций нагрузок, принятой для расчета колонны; h – высота сечения стержня.

При распределении этой площади между стенкой и полками следует стремиться к передаче большей части на долю полок с тем, чтобы повысить общую устойчивость стержня, но при этом стенка не должна быть слишком тонкой для обеспечения ее местной устойчивости. Обычно толщину стенки назначают не менее 8 мм, а отношение высоты стенки h_w к толщине t_w принимают в пределах 60–120. Если повышение местной устойчивости стенки увеличением ее толщины не рационально, то можно укрепить ее продольными ребрами (рис.4.5*а*) с моментом инерции относительно оси стенки не менее $6h_w t_w^3$, которые могут быть включены в расчетное поперечное сечение, либо исключить из работы в составе сечения колонны среднюю неустойчивую часть стенки (рис.4.5*б*). Площадь расчетного поперечного сечения колонны в этом случае будет состоять из полок и прилегающих к ним участков стенки шириной $0{,}85t_w\sqrt{E/R_y}$, остальные геометрические характеристики следует принимать без учета ослабления.

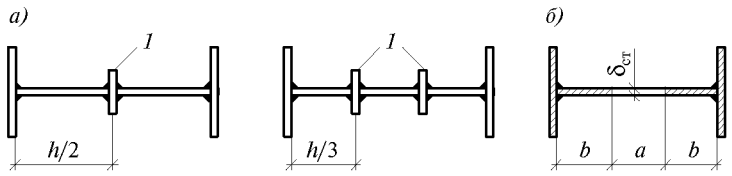


Рис.4.5. Расчетное сечение колонны
а - стенка укреплена продольными ребрами *1*, включенными в состав поперечного сечения; *б* - расчетное сечение (заштрихованное) при неустойчивой стенке

Приведенные здесь соотношения компоновочных размеров приблизительны, поэтому не исключают возможных последующих корректировок с учетом требований норм. Иногда эти требования удается учесть на стадии компоновки. Так, если известно, что назначенная условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$ превышает предельную $\bar{\lambda}_{uw}$, то значение расчетной уменьшенной площади колонны A_α может быть уточнено по рекомендуемому приложению к СНиП [6].

Оставшуюся площадь поперечного сечения $A_r - A_w$ распределяют между двумя полками: для симметричных сечений поровну, для асимметричных – пропорционально расчетным изгибающим моментам разных знаков. Для обеспечения устойчивости колонны из плоскости рамы ширину полки (или ширину наиболее нагруженного пояса несимметричного сечения) b_f принимают в пределах (1/20 – 1/30)

высоты колонны, а толщину полки t_f назначают из приближенного условия местной устойчивости порядка значения $b_f\sqrt{R_y/E}$.

Скомпонованное таким образом сечение колонны необходимо проверить в общем случае: на прочность с учетом развития пластических деформаций, на общую устойчивость в плоскости и из плоскости рамы, на местную устойчивость полок и стенок (участков стенки между продольными ребрами и полками). Все необходимые указания и формулы таких проверок содержаться в нормах проектирования [6]. Подобные проверки должны быть выполнены для всех расчетных комбинаций усилий, за исключением заведомо благоприятных.

Как уже указывалось ранее, в рассмотренной схеме компоновки сечения использовались весьма приближенные зависимости, что связано с наличием в более точных формулах дополнительных исходных данных. Результатом такого глубокого расчета может быть риск необходимости последующих корректировок и повторных проверок. Степень такого риска может быть уменьшена, если предварительно вычислить приближенные значения условной гибкости стержня и относительного эксцентриситета. Это позволит не только уточнить оценки местной устойчивости, но и более точно определить требуемую площадь поперечного сечения стержня колонны из условия ее общей устойчивости

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \le 1 \qquad (4.2)$$

Применительно к стержню двутаврового сечения можно пользоваться следующими приближенными формулами [1]

$$\bar{\lambda}_x \approx \frac{l_{0x}}{0{,}42h}\sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad m_x \approx \frac{M_x}{N\cdot 0{,}35h}; \quad \frac{A_f}{A_w} \approx 0{,}5\,. \qquad (4.3)$$

Заключительным этапом расчета колонны является проверка соотношений погонных жесткостей, принятых для статического расчета рамы. Если фактические жесткости отличаются от заданных на 30 % и более, то статический расчет рамы и все последующие расчеты необходимо выполнить заново при новых соотношениях жесткостей, полученных в результате проведенного расчета.

Стенки колонн при $h_w/t_w \ge 2{,}3\sqrt{E/R_y}$ следует укреплять поперечными ребрами жесткостей, поставленными с шагом $(2{,}5-3)h_w$, но не менее двух на отправочном элементе. Ширину ребра b_r принимают не менее $h_w/30+40$ мм для парных симметричных ребер и $h_w/24+50$ мм для одностороннего ребра; толщина ребра должна быть не менее $2b_r\sqrt{R_y/E}$.

Заводские сварные швы рекомендуется выполнять сплошными полуавтоматической сваркой в углекислом газе в нижнем положении, монтажные швы – ручной сваркой. Высоту катета поясного шва назначают в зависимости от толщины полок: ее принимают по таблице минимальных катетов швов норм проектирования [6], но не менее 6 мм. В местах примыкания к колонне других конструкций катеты поясных швов колонны увеличивают до размера швов примыкающих элементов, при этом швы повышенной высоты заводят на длину $30k_f$ по обе стороны от места примыкания. Это требование распространяется и на колонны с односторонними поясными швами: в местах примыкания к колонне конструкций поясные швы должны быть выполнены двусторонними и выходить за контуры прикрепляемого элемента на указанную величину. Применять односторонние швы разрешается в колоннах, работающих в условиях близких к центральному сжатию, иначе необходимо выполнить требования норм, предъявляемые к изгибаемым элементам.

Применение односторонних угловых швов не допускается в конструкциях: группы I, эксплуатируемых в среднеагрессивной и сильноагрессивной средах; возводимых в климатических районах I_1, I_2, II_2, II_3.

Защиту колонн от коррозии следует производить в соответствии с указаниями глав СНиП 2.03.11-85 «Защита строительных конструкций от коррозии». В чертежах КМ следует указывать способ защиты от коррозии, марки материалов и толщину покрытия (для лакокрасочных покрытий – количество грунтовочных и покровных слоев).

4.2.5. Компоновка сечений и расчет сквозных колонн. Стержень сквозной (решетчатой) колонны состоит из двух ветвей, объединенных между собой соединительной решеткой. Для шатровых ветвей колонн крайних рядов, если затруднено крепление стенового ограждения к полкам двутавра, применяют швеллерное сечение в виде горячекатаного или холодногнутого швеллера из листа толщиной до 16 мм (рис.4.6). В мощных колоннах применяют сварные швеллеры из листов или листа и уголков. Сечения колонн средних рядов выполняют симметричными из прокатных двутавров, либо составного сечения.

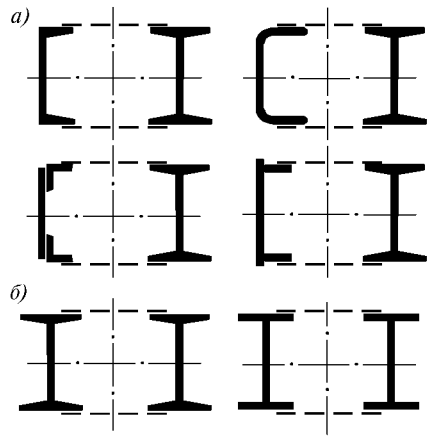


Рис.4.6. Типы сечений сквозных колонн
а - колонны крайних рядов; *б* - колонны средних рядов

Расстояние между осями ветвей h_0 зависит от высоты колонны, расчетных усилий, наличия или отсутствия прохода в уровне тормозных конструкций. Этот размер принимают кратным 250 или 500 мм, причем общий размер не должен превышать габаритов перевозки.

Исчерпание несущей способности сквозного стержня развивается как единый процесс при взаимодействии общей и местной форм потери устойчивости. Общие деформации стержня при его изгибе способствуют росту усилий в наиболее сжатой ветви, что приводит к снижению ее отпорности, а это, в свою очередь, обусловливает дальнейшее увеличение общего изгиба стержня.

В практике проектирования сложилась методика раздельной проверки сквозного стержня на общую и местную устойчивость. При проверке общей устойчивости рассматривают монолитное идеализированное сечение из двух полос без учета возможности работы ветви в пределах панели как самостоятельного элемента. При проверке местной устойчивости расчет проводят по недеформированной схеме без учета возможного увеличения расчетного усилия ветви вследствие изгиба стержня при потере общей устойчивости. Некорректность таких расчетных предпосылок компенсируется системой сложившихся нормативных коэффициентов, поэтому методика раздельных проверок на общую и местную устойчивость для типичных условий дает надежные результаты, проверенные практикой эксплуатации конструкций. Однако при всяких отступлениях от таких условий следует выполнять расчет по деформированной схеме с учетом взаимодействия общей и местной форм потери устойчивости. Ниже рассмотрены обе методики.

Проверку общей устойчивости сквозного стержня производят по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \le 1. \qquad (4.4)$$

Коэффициент φ_e, равный отношению критического напряжения к пределу текучести, определяют по таблице в зависимости от условной приведенной гибкости стержня и относительного эксцентриситета. Эта таблица и соответствующие формулы приведены в нормах проектирования [6].

Проверка местной устойчивости представляет собой расчет ветви как самостоятельного центрально сжатого элемента, закрепленного от смещений в плоскости рамы элементами решетки, а из плоскости рамы – фундаментом и продольными конструкциями. Расчет производят по формуле

$$\frac{N_b}{\varphi_e A_b R_y \gamma_c} \le 1. \qquad (4.5)$$

Коэффициент продольного изгиба φ определяют по нормам проектирования в зависимости от расчетных длин, соответствующих расчетам в плоскости и из плоскости рамы. Усилия в ветвях находят по формулам:

$$N_{b1} = N_1 \frac{Y_2}{h_0} + \frac{M}{h_0}; \quad N_{b2} = N_2 \frac{Y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0}, \qquad (4.6)$$

где N_i, M_i – расчетные усилия в комбинации, опасной для i-ой ветви; Y_1, Y_2 – расстояние от центра тяжести колонны до осей соответствующих ветвей.

Проверку несущей способности сквозного стержня по деформированной схеме с учетом взаимодействия общей и местной форм потери устойчивости [7] следует производить по формуле

$$\frac{N}{\varphi_b \psi_e A R_y \gamma_c} \le 1 \qquad (4.7)$$

Коэффициент ψ_e, характеризующий общую устойчивость в плоскости рамы, определяют из трансцендентного уравнения

$$m = \frac{1 - \psi_e}{\psi_e} \cos \frac{\bar{\lambda}\sqrt{\psi_e}}{2}, \qquad (4.8)$$

где $\bar{\lambda}$ – условная приведенная гибкость; m – относительный эксцентриситет.

Условную приведенную гибкость вычисляют по формуле

$$\bar{\lambda} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{\varphi_b R_y}{E}}, \qquad (4.9)$$

где λ_{ef} – приведенная гибкость сквозного стержня, принимаемая по СНиП [6] в зависимости от схемы соединительной решетки.

Относительный эксцентриситет находят из выражения

$$m = \frac{M}{N} \frac{A}{I} c, \qquad (4.10)$$

где M, N – расчетные усилия в колонне; A, I – площадь и момент инерции сечения колонны; c – расстояние от центра тяжести колонны до оси наиболее сжатой ветви.

С некоторым запасом допускается вместо решения уравнения (4.8) принимать коэффициент ψ по таблице норм проектирования [6] для коэффициента φ_e.

Коэффициент продольного изгиба φ_b формул (4.7), (4.9) определяют по СНиП [6] в зависимости от гибкости ветви в плоскости рамы. При компоновочных предварительных расчетах значение этого коэффициента задают на основании общих соображений в пределах 0,8 – 0,9. Если ветвь подвержена сжатию с изгибом от расцентровки раскосов, ветровой или сейсмических нагрузок, сварочных напряжений или других причин, то вместо коэффициента φ_b принимают коэффициент $\varphi_{b,e}$,

определяемый по нормам проектирования [6] в зависимости от условной гибкости ветви и относительного эксцентриситета местного изгиба.

Решетку сварных колонн обычно размещают в двух плоскостях, но в легких колоннах может быть применена одноплоскостная решетка, установленная по оси сечения. Двухплоскостную решетку выполняют из одиночных уголков и центрируют на оси ветвей (рис.4.7*а*). При швеллерных сечениях шатровой ветви возможна центровка решетки на обушки. В этом случае при расчете колонны следует учитывать дополнительный момент в шатровой ветви от расцентровки раскосов. Для лучшего включения обеих ветвей колонны крайнего ряда в работу на вертикальную нагрузку от кранов, конец раскоса, примыкающий к уступу, следует крепить к подкрановой ветви.

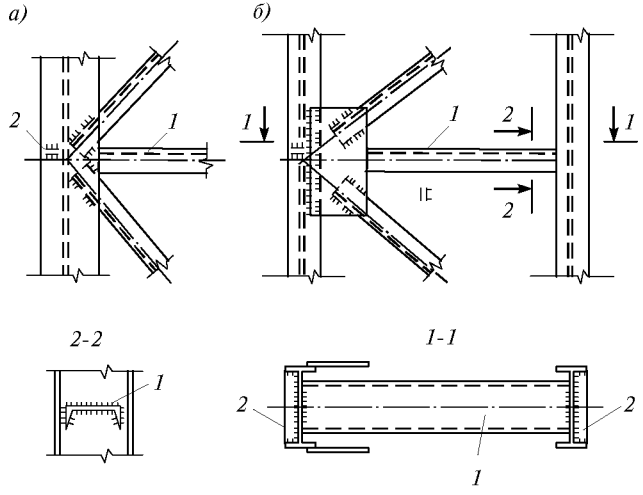


Рис.4.7. Фрагмент стержня сквозной колонны
а, *б* - варианты конструктивного оформления узлов и диафрагмы; *1* - диафрагма; *2* - ребро

С целью уменьшения размеров узловых фасонок решетку заводят на полки ветвей (рис.4.7), поэтому ширину полок следует назначать возможно большей. Угловые швы, прикрепляющие фасонки соединительной решетки к колоннам внахлестку, следует назначать по расчету и располагать с двух сторон фасонки. В конструкциях, возводимых в климатических районах I_1, I_2, II_2, II_3, а также при применении ручной дуговой сварки швы должны быть непрерывными по всей длине фасонки. В иных случаях швы следует выполнять прерывистыми, чередуя шпонки с двух сторон в шахматном порядке. Расстояние между шпонками не должно превышать 15 толщин фасонки.

В подкрановых частях колонн крайнего ряда, в местах крепления опорных консолей под стеновые панели следует предусмотреть балки из швеллеров, соединяющие ветви колонны (рис.4.8).

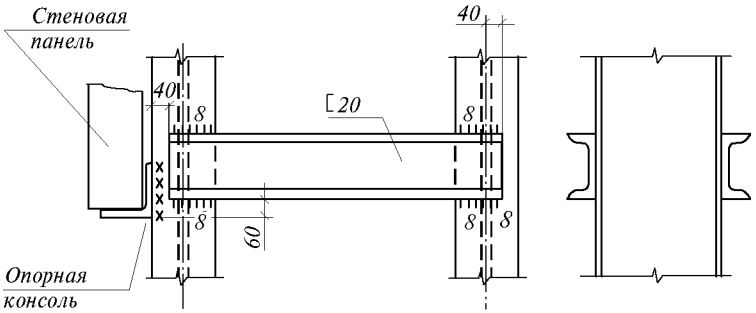


Рис.4.8. Усиление колонны в месте прикрепления опорной консоли

Стенки ветвей при $\bar{\lambda}_w \geq 2{,}3$ следует укреплять поперечными ребрами жесткости, которые допускается устанавливать только в узлах крепления соединительных решеток. Размеры таких ребер назначают по общим правилам проектирования центрально сжатых элементов сплошного сечения.

Для повышения сопротивления колонны скручиванию устанавливают диафрагмы (рис.4.7), которые располагают у торцов отправочных элементов. Предпочтение следует отдавать диафрагмам в плоскости раскосов, однако допускается выполнять диафрагму из отрезка швеллера *1*, размещенного горизонтально, и ребер *2*. В колоннах с одноплоскостной решеткой диафрагмы следует располагать не реже чем через 4 м.

Решетка сквозного стержня работает на поперечную силу, а при некоторых схемах воспринимает часть нормальной силы и изгибающего момента. Последнее обстоятельство не имеет практического значения как фактор, разгружающий ветви, так как с мощных ветвей снимается ничтожная часть усилий. Вместе с тем относительно слабая решетка оказывается существенно догружена и это необходимо учитывать при проектировании.

Усилие в раскосах решетки от поперечной силы вычисляют по формуле

$$S_a = \frac{Q}{n \sin \alpha}, \qquad (4.11)$$

где n – количество плоскостей решетки; α – угол между раскосом и ветвью.

Расчетная поперечная сила Q выбирается как большая из фактической силы, определенной при статистическом расчете рамы, либо условной Q_{fic}, то есть потенциально возможной в момент потери общей устойчивости колонны, которая вычисляется по формуле СНиП [6].

Усилия в раскосах от продольных деформаций ветвей колонны, загруженной нормальной силой N и изгибающим моментом M, зависят от схемы соединительной решетки. По этому признаку схемы решеток можно разделить на три типа [7]: не воспринимающие N и M, воспринимающие только N и воспринимающие N и M.

К первому типу относится треугольная и полураскосная решетки (рис.4.9*а*). Стойки полураскосной решетки испытывают незначительный изгиб при обжатии ветвей, который можно не учитывать. Еще меньший изгиб имеет место в раскосах треугольной решетки.

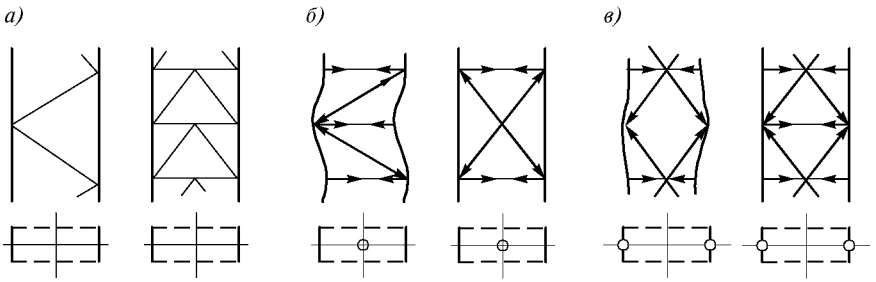


Рис.4.9. Схемы соединительной решетки
а - не чувствительной к обжатию ветвей; *б* - участвующей в работе на нормальную силу; *в* - участвующей в работе на нормальную силу и изгибающий момент

Треугольная с распорками и крестовая решетки (рис.4.9*б*) воспринимают часть продольной силы, но не реагируют на изгибающий момент. При расчете они могут быть заменены фиктивным элементом, размещенном в центре тяжести поперечного сечения. Раскосы таких схем работают на сжатие, распорки – на растяжение. При треугольной с распорками схеме решетки ветви испытывают изгиб, что весьма

отрицательно сказывается на их работе. Бытующее представление о повышении несущей способности стержня за счет сокращения расчетной длины ветви при установке распорок может оказаться ложным. При некоторых соотношениях геометрических факторов положительный эффект сокращения длины пояса не компенсирует отрицательное влияние его изгиба. Изгиб ветвей можно учесть путем замены коэффициента продольного изгиба ветви φ_b в формуле (4.7) коэффициентом $\varphi_{b,e}$, характеризующим сжатие с изгибом.

Ромбическая и ромбическая с распорками схемы решеток (рис.4.9*в*) чувствительны и к нормальной силе и к изгибающему моменту. Их влияние на работу сечения можно учесть введением фиктивных элементов, расположенных по осям ветвей. Раскосы таких схем получают сжатие, распорки растяжение. Ветви колонны при ромбической решетке испытывают изгиб.

При определении дополнительных усилий в раскосах и изгибающих моментов в ветвях удобно использовать инженерную методику [7], основанную на введении в состав поперечного сечения фиктивных элементов (рис.4.9). После расчета стержня с таким сечением по общим правилам производится обратный переход от фиктивных элементов к реальным. Формулы и рекомендации для подобных переходов приведены в работе [7]. Здесь они не повторяются, поскольку схемы решеток, чувствительных к нормальной силе и изгибающему моменту, применяют редко.

4.3. Расчет и конструирование элементов и узлов колонн

4.3.1. Оголовки колонн. Опирание стропильных ферм на колонны может быть спроектировано сверху или сбоку. Опирание сверху применяют при шарнирном присоединении ригеля к колонне, опирание сбоку – как при шарнирном так и при жестком.

При шарнирном сопряжении ригеля с колонной действует только вертикальная сила F, равная опорной реакции стропильной фермы. При опирании фермы на колонну сверху (рис.4.10) эта сила через строганный фланец надопорной стойки фермы передается на опорную плиту *2* толщиной 20 – 30 мм и далее с помощью опорных ребер *4* переходит на стенку и равномерно распределяется по сечению стержня колонны *1*. Длину опорных ребер l_p назначают из условия размещения сварных швов, обеспечивающих передачу силы F с ребер на стенку колонны но не более $85\beta_f K_f$ – где K_f – высота катета шва. Толщину ребра $t_p = (14-20)$ мм, но не менее $0{,}5\sqrt{E/R_y}$ его ширины, определяют расчетом на смятие. На эту же силу F при тонких стенках необходимо проверить защиту стенки от среза ее по граням крепления ребра $F/2l_p t_w R_s \gamma_c \le 1$. Если это условие не выполняется, возможно местное усиление стенки оголовка колонны путем устройства вставки. Опорную плиту обычно устанавливают на фрезерованный торец стержня колонны, что обеспечивает плотное прилегание к плите с передачей опорного давления F непосредственным контактом поверхностей, поэтому сварные швы сопряжения этих элементов назначают конструктивно с минимальным размером катета для данной толщины стыкуемых элементов. Если обработка торцов не предусмотрена, то сварные швы должны быть рассчитаны на силу F.

Опорное ребро (фланец) стропильной фермы должно опираться всей поверхностью на плиту оголовка. Возможный при изготовлении или монтаже перекос фланца из плоскости фермы может вызвать неравномерное давление на опорные ребра *4*, в результате чего они в свою очередь будут оказывать местное давление на стенку колонны из ее плоскости. Для передачи этого давления на полки колонны низ опорных ребер обрамляется поперечными ребрами *5*, размеры которых и сварных швов крепления принимают конструктивно.

Вертикальное давление от подстропильной фермы передается через опорную плиту непосредственно на стенку колонны, которая при необходимости может быть усилена накладками *6*.

Высота сечения колонны может изменяться в широких пределах, кроме того, при наличии прохода по крановым путям верхние части колонн средних рядов могут быть смещены относительно вертикальных осей в сторону одного из смежных пролетов. Все это обусловливает необходимость применения различных вариантов размещения опорных ребер, в том числе оформление их по типу детали *3*, приваренной к стенке и полке колонны (рис.4.10, сеч.*а–а*). Швы крепления детали рекомендуется рассчитывать на силу $1{,}2F$ для того, чтобы учесть возможную непараллельность торца опорного ребра фермы и опорной плиты колонны (перекос фланца). Схемы основных технологических решений по конструктивному оформлению оголовка приведены на рисунке 4.10. При выносе опорных ребер на консоль, последняя рассчитывается по типу крановой консоли (см.п.4.3.3).

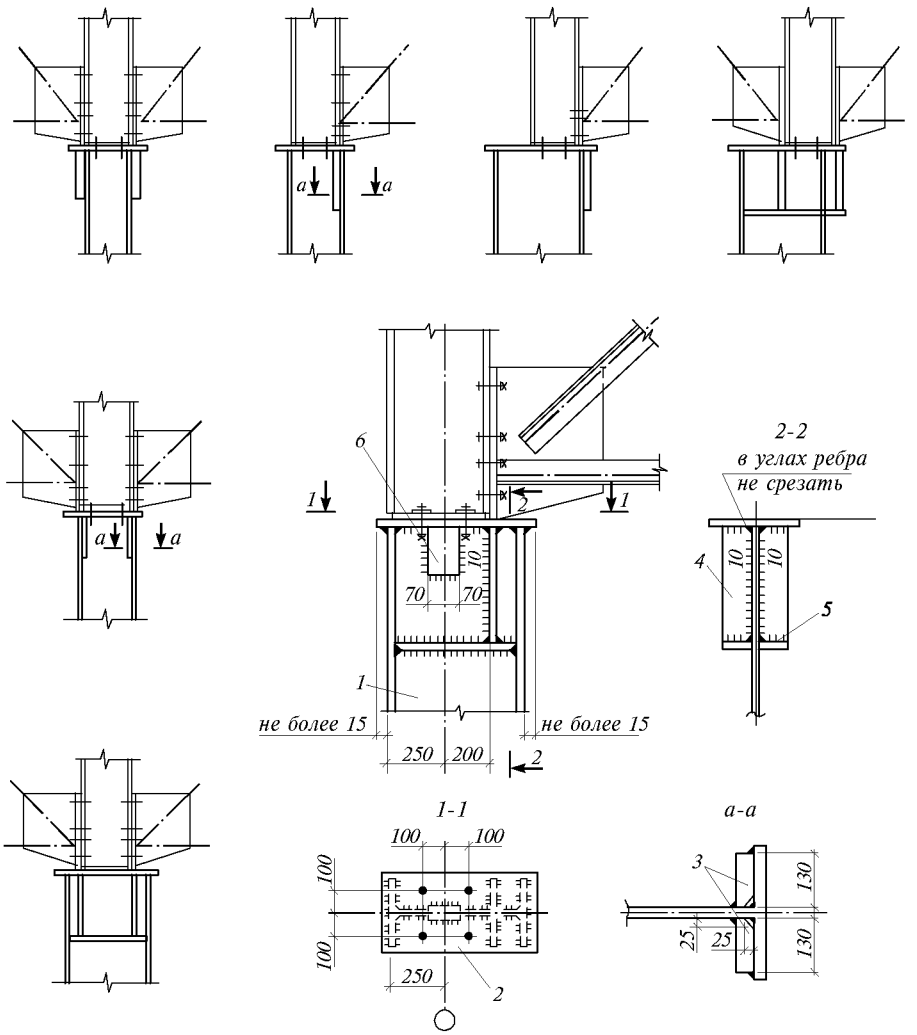


Рис.4.10. Узел шарнирного опирания стропильной фермы на колонну и варианты его технических решений

При жестком сопряжении ригеля с колонной стропильная ферма примыкает к колонне сбоку (рис.4.11*а*). Опорное давление F передается на опорный столик из листа толщиной 30 – 40 мм или при F < 250 кН из отрезка уголка со срезанной полкой. По отмеченным выше соображениям угловые швы крепления столика рассчитывают на усилие $1{,}2F$, а диаметры отверстий для прикрепления опорного фланца фермы к колонне назначают на 3 – 4 мм больше диаметра болтов. Болты рассчитывают на горизонтальное усилие $H = M/h$, где M – изгибающий момент в верхнем сечении колонны для расчетной комбинации нагрузок, вызывающих отрыв фланца от колонны. При конструировании узла сопряжения следует стремиться к совмещению середины опорного фланца с осью нижнего пояса фермы. Если габарит мостового крана или другие причины не позволяют этого добиться, необходимо проверять прочность болтов с учетом внецентренного приложения усилия относительно центра болтового поля.

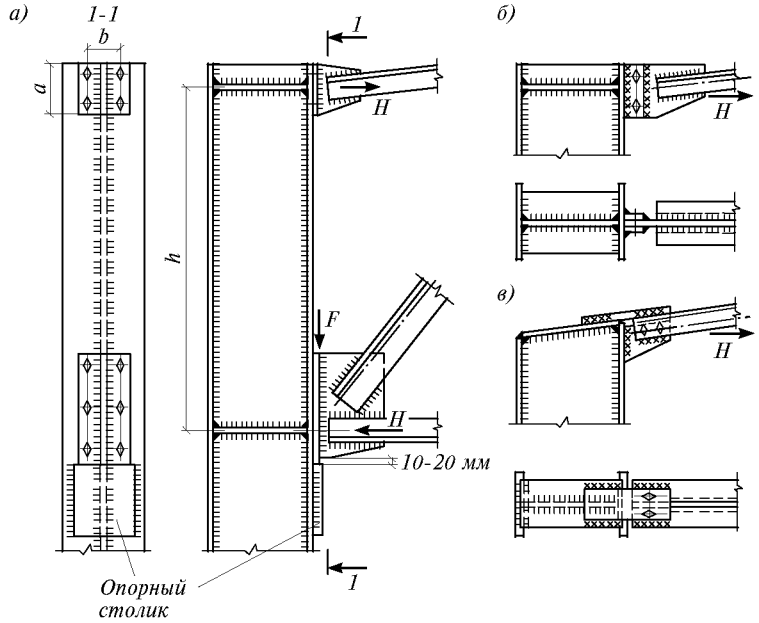


Рис.4.11. Жесткое сопряжение ригеля с колонной

Горизонтальная сила H передается на стенку колонны в основном через поясные швы. Ребра жесткости в этих условиях лишь обеспечивают местную устойчивость стенки колонны и служат деталями крепления связей по нижним поясам стропильных ферм. При определении этой силы $H = M/h$ следует рассматривать комбинацию нагрузок с наибольшим по абсолютной величине изгибающим моментом в верхнем сечении стойки поперечной рамы. Если центр узла смещен по вертикали относительно центра фасонки на эксцентриситет e, то прочность поясных швов колонны проверяется по формуле[1]

$$\frac{H}{2\beta_f K_f l_w} + \frac{6He}{2\beta_f K_f l_w^2} \le R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c, \qquad (4.12)$$

[1] Здесь и далее расчет сварных соединений с угловыми швами приводится только для условного среза по металлу шва. Если $\beta_f R_{wf}\gamma_{wf} > \beta_z R_{wz}\gamma_{wz}$, то необходимо выполнить расчет на срез по металлу границы сплавления.

в противном случае второе слагаемое не учитывается. На эту же силу проверяется прочность стенки в зоне примыкания опорной фасонки: $M/t_w l_w R_y \gamma_c \le 1$.

Прочность стенки колонны в пределах высоты решетчатого ригеля рамы следует проверять по формуле

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \le 1{,}15 R_y \gamma_c , \qquad (4.13)$$

где $\sigma = Mh_w/2I + S/A$; $\tau = H/t_w h_w$; A, I – площадь и момент инерции в плоскости рамы поперечного сечения колонны; S – суммарное давление, передаваемое на колонну подстропильными и стропильными фермами с нисходящими опорными раскосами.

Варианты крепления верхнего пояса стропильной фермы к колонне показаны на рис.4.11*а*,*б*,*в*. Применительно к расчету этого узла остаются в силе все рекомендации по расчету нижнего узла, относящиеся к восприятию и передаче горизонтальных усилий H.

Изменением толщины фланца t и расстояния между болтами b (рис.4.11*а*) можно искусственно регулировать значение предельного момента поперечной рамы в месте сопряжения ригеля с колонной [1]: $M = 2{,}6at^2 R_y h/b$. Потребность в таком регулировании может возникнуть, например, при желании ограничить сжимающее усилие нижнего пояса фермы в крайней панели. При толщине фланца порядка 8 – 10 мм и расстоянии между болтами $b = (160...200)$ мм сопряжение ригеля с колонной можно рассматривать как шарнирное. Другим вариантом шарнирного прикрепления фермы к колонне сбоку является сопряжение с ней верхнего пояса фермы по схемам, приведенным на рис.4.11*б*,*в*, на болтах нормальной точности, поставленных в рассверленные или овальные отверстия без применения монтажной сварки.

4.3.2. Проем в стенке колонны для прохода. Проем в стенке колонны (рис.4.12) устраивается в том случае, когда габариты мостового крана не позволяют организовать проход вдоль подкрановых путей вне стенки колонны. Ослабленную проемом стенку усиливают обрамлением проема листами. Если оставшиеся не ослабленные проемом участки стенки имеют ширину более 200 мм, то листы обрамле-

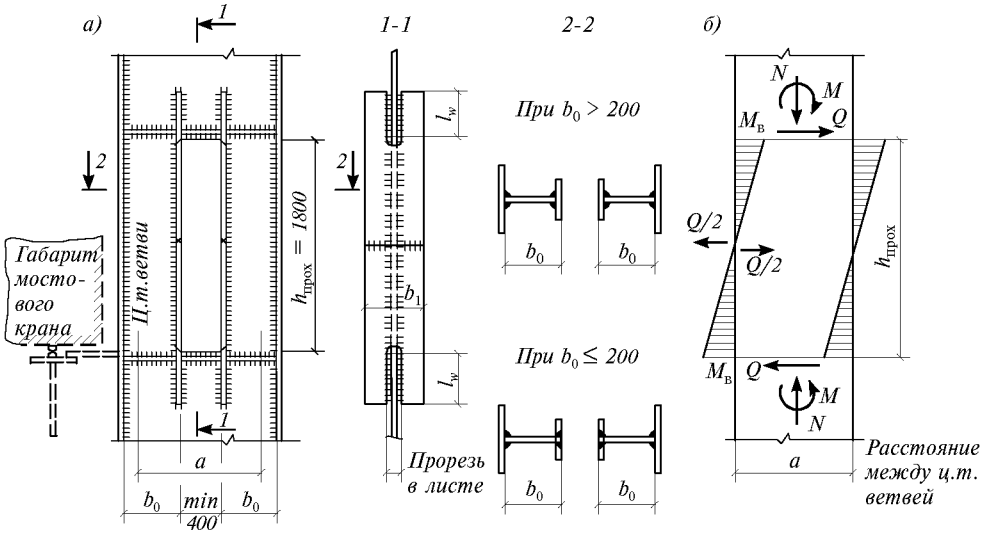


Рис.4.12. Проем в стенке колонны для прохода
а - техническое решение; *б* - расчетная схема

ния приваривают к стенке с торца угловыми швами. Для наведения на стенку колонны прорезей в листах последние делают из двух частей и стыкуют после установки. При $b_0 \le 200$ мм листы обрамления приваривают к стенке сбоку с предварительной разделкой кромок и подваркой корня шва.

Сечение колонны в месте прохода делают равнопрочным с основным, поэтому проверяют его на комбинацию усилий *M*, *Q*, *N*, принятую за расчетную при проектировании надкрановой части колонны. Нормальные усилия в ветвях колонны (рис.4.12*б*) можно определить из условий равновесия части, отсеченной по точкам нулевых моментов.

Нормальная сжимающая сила будет

$$N_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{a}, \qquad (4.14)$$

а изгибающий момент определится формулой $M_b = Qh/4$. Ветвь колонны должна быть проверена по этим усилиям на устойчивость в плоскости и из плоскости рамы. При вычислении коэффициента φ_e расчетную длину в плоскости рамы принимают по схеме, приведенной на рис.4.3*в*, т. е. равной высоте прохода; расчетную длину из плоскости рамы назначают так же, как при подборе основного сечения, т.е. равной расстоянию между точками закрепления надкрановой части колонны вдоль здания.

Сварные швы за пределами проема должны обеспечить передачу усилий с листов обрамления на стенку колонны. Эти усилия принимают равными несущей способности листов обрамления: $btR_y\gamma_c$, поэтому $l_w > btR_y/4\beta_f K_f R_{wf}\gamma_w$. На такое же усилие должна быть проверена прочность стенки колонны в зоне ее возможного среза: $btR_y/2t_w l_w R_s \le 1$.

4.3.3. Подкрановые консоли. Для опирания подкрановых балок на колонны постоянного сечения устраивают консоли (рис.4.13) преимущественно одностенчатые. Проверку напряжений в опорном сечении одностенчатой консоли допускается производить в предположении, что изгибающий момент воспринимается только полками: $M_k/h_k A_{fk} R_y\gamma_c \le 1$, а поперечная сила – стенкой консоли $P/A_{wk}R_s\gamma_c \le 1$. На усилие $H = Pl/h_k$ также должны быть проверены: сварные швы, прикрепляющие полки консоли к колонне; швы крепления ребер жесткости колонны к полке и к стенке на длине не более $85\beta_f K_f$; полка колонны на растяжение в направлении

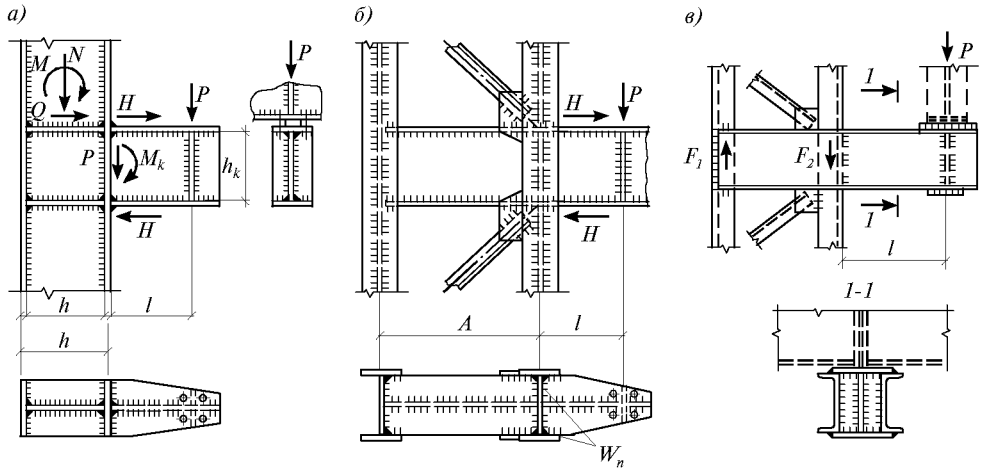


Рис.4.13. Подкрановые консоли
а - одностенчатая сплошной колонны; *б* - одностенчатая сквозной колонны;
в - двустенчатая сквозной колонны

толщины проката; тонкая стенка колонны на срез по граням крепления ребер. В месте примыкания консоли стенка колонны работает в условиях сложного напряженного состояния, поэтому необходимо проверить ее прочность по приведенным напряжениям, принимая в формуле (4.13) следующие значения касательных $\tau=(Q+H)/A_w$ и нормальных напряжений:

$$\sigma=N/A+Mh_w/2I\,, \qquad (4.15)$$

Верхнюю полку консоли конструктивно делают большей толщины, чем нижнюю, причем ребра в колонне принимают такой же толщины, как и полки консоли.

Крепление одностенчатой консоли к сквозной колонне рассчитывают так же, как примыкание консоли к сплошной колонне. Горизонтальная сила H передается через сварные швы $w_{\text{п}}$ (рис.4.13*б*), соединяющие полки консоли со стенкой и полками ветви колонны. Сечение жесткой вставки в колонне принимают, как правило, таким же, как сечение консоли.

При передаче больших усилий устраивают двустенчатую консоль (рис.4.13*в*). Сечение консоли проверяют на действие момента $M=Pl$ и поперечной силы P. Усилия для расчета швов крепления консоли к ветвям находят из условий равновесия: $F_1=Pl/h$; $F_2=P(h+l)/h$ и увеличивают на 20% для учета возможности неравномерной передачи нагрузки на ветви консоли.

4.3.4. Подкрановые траверсы. В ступенчатых колоннах подкрановые балки опираются на уступ колонны. Для передачи усилий от верхней части колонны и подкрановых балок на нижнюю часть в месте уступа устраивают траверсу, как правило, одностенчатую (рис.4.14). Применение двустенчатых траверс допускается в исключительных случаях при больших усилиях.

По схеме работы траверса *1* может рассматриваться как балка с пролетом $h_{\text{п}}$, шарнирно опертая на ветви подкрановой части колонны. Эта балка загружена силой N, приложенной по оси верхней части колонны, и двумя противоположно направленными силами $M/h_{\text{в}}$, приложенными по осям полок надкрановой части. Кроме того, на опоре балки по оси подкрановой ветви приложена сила D, которая может передаваться на траверсу с коэффициентом $k=1{,}2$, учитывающим неравномерное распределение крановых усилий, вследствие возможного перекоса поверхности опорных ребер балок.

Для расчета балки-траверсы следует найти такую комбинацию усилий N и M в сечении поперечной рамы выше уступа, которая дает наибольшую реакцию на конце, опертом на подкрановую ветвь:

$$F=\frac{Nh_{\text{в}}}{2h_{\text{п}}}\pm\frac{M}{h_{\text{п}}}\,.$$

Поперечная сила в опорном сечении траверсы будет $Q_t=F+kD/2$, а наибольший момент в сечении под полкой верхней части колонны равен $M_t=F(h_{\text{п}}-h_{\text{в}})$. Нормальные и касательные напряжения проверяют по формулам: $M_t/W_tR_y\gamma_c\le 1$, $Q_t/A_tR_y\gamma_c\le 1$. При определении момента сопротивления W_t и площади сечения траверсы A_t обычно включают только вертикальный лист, высоту которого назначают $(0{,}5-0{,}8)h_{\text{п}}$. Горизонтальные ребра 3–5 на рис.4.14 (пояса траверсы) в работе не учитывают, их размеры назначают конструктивно, принимая толщину 10–14 мм.

Траверсу колонны среднего ряда рассчитывают аналогично. Формулы для вычислений опорной реакций, поперечной силы и момента записывают с учетом расположения указанных выше сосредоточенных сил N и M/h. Так, при симметричном расположении верхней части колонны относительно нижней эти формулы будут иметь вид:

$$F=N/2+M/h_{\text{п}};\quad Q_t=F+kD/2;\quad M_t=F(h_{\text{п}}-h_{\text{в}})/2\,.$$

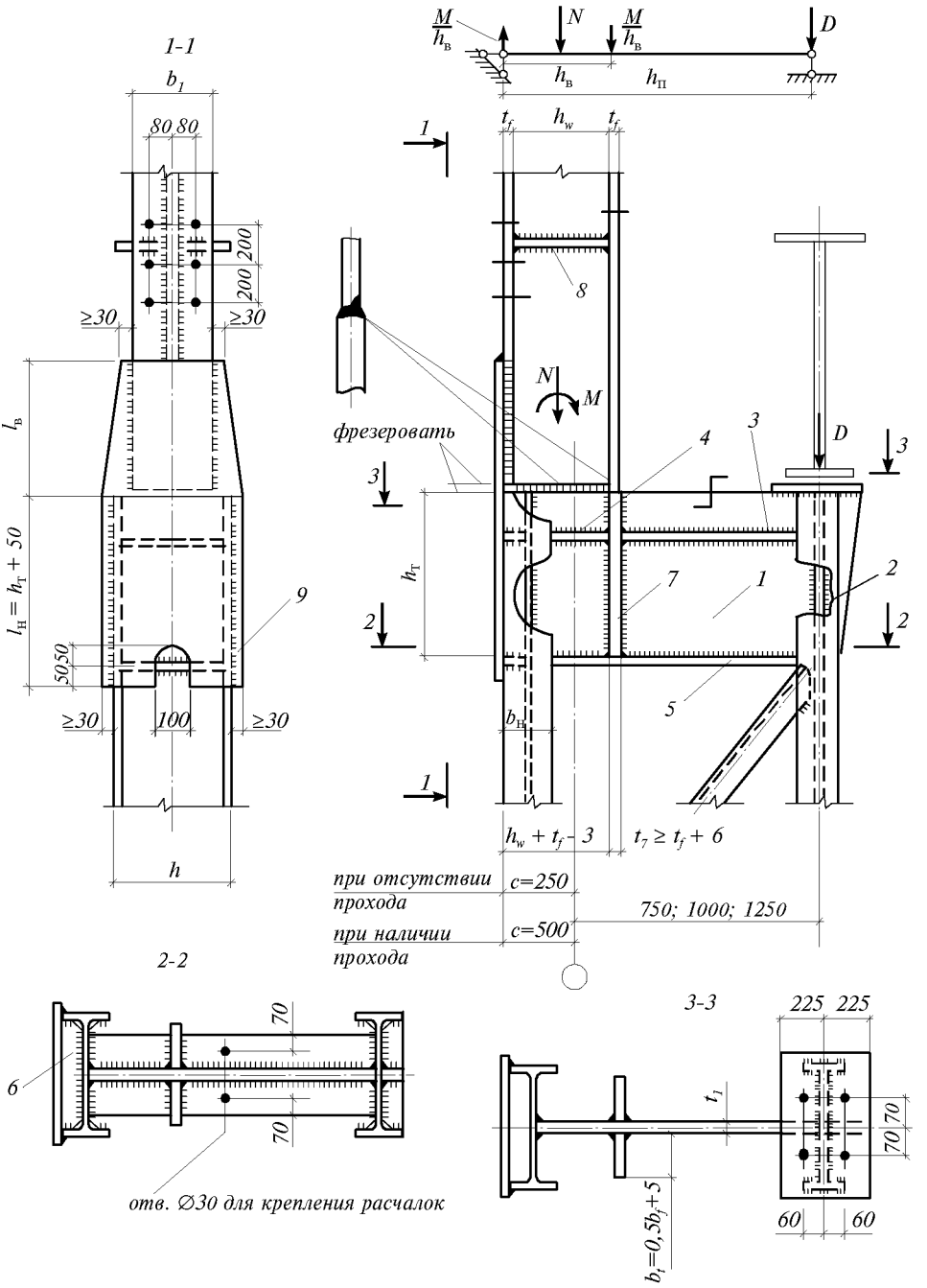


Рис.4.14. Подкрановая траверса

Передача усилий N и M с верхней части колонны на траверсу осуществляется через сварные швы. Прочность стыкового шва стенки проверяют по нормальным напряжениям в крайних точках по формуле типа (4.15). При передаче усилий с полок работу стенки обычно не учитывают. На усилие $N/2+M/h_в$ производят расчет стыкового шва полки, угловых швов накладки *9* и угловых швов ребер *7*.

Вертикальное давление от разрезных подкрановых балок, а также неразрезных с одним опорным ребром передается на фрезерованную поверхность стенки траверсы через горизонтальную распределительную плиту толщиной 20 – 30 мм. Прочность стенки на смятие проверяют по формуле $D/t_1 l R_p \gamma_c \le 1$, где l – длина сминаемой поверхности, включающая ширину опорных ребер подкрановой балки и удвоенную толщину опорной плиты. Исходя из этой проверки, обычно назначают толщину стенки траверсы.

Крепление траверсы к стенке ветви колонны выполняют обычно через прорезь в стенке этой ветви и рассчитывают на усилие $F + D$. Требуемая длина размещения четырех угловых швов, но не более $85\beta_f K_f$, определяет минимально возможный размер высоты траверсы h_t. На это же усилие должна быть проверена на срез прочность стенки подкрановой ветви колонны $(F + D)/2t_w h_t R_s \gamma_c \le 1$. Если это условие не выполняется, а высоту траверсы увеличивать нежелательно, то необходимо делать вставку в стенке подкрановой ветви колонны.

4.3.5. Базы колонн. База является опорной частью колонны и служит для передачи усилий с колонны на фундамент. Конструктивное решение базы зависит от типа и высоты сечения колонны, способа ее сопряжения с фундаментом и принятого метода монтажа колонн.

В зависимости от типа и высоты сечения колонны применяют общие и раздельные базы (рис.4.15), которые, в свою очередь, могут быть без траверс, с общими или раздельными траверсами, одностенчатыми либо двустенчатыми.

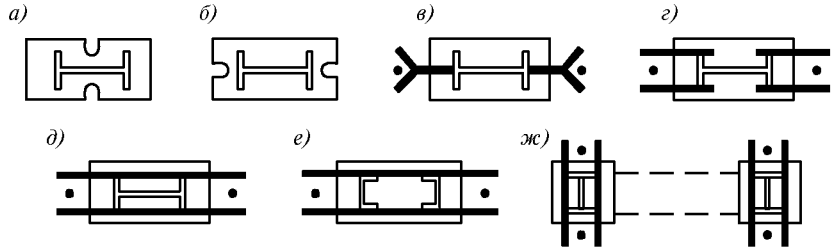


Рис.4.15. Схемы без колонн
а, *б* - без траверс; *в* - одностенчатая; *г* - двустенчатая с раздельными траверсами; *д*, *е* - двустенчатая с общими траверсами; *ж* - раздельная сквозной колонны

С помощью базы осуществляется жесткое или шарнирное сопряжение колонны с фундаментом. При жестком сопряжении предусматривают соответствующую заделку в бетоне фундамента анкерных болтов, установленных в плоскости (плоскостях), параллельных плоскости рамы (рис.4.15*б*). При шарнирном закреплении анкерные болты размещают с двух сторон колонны по ее оси перпендикулярно плоскости рамы (рис.4.15*а*). Это обеспечивает некоторую податливость узла по отношению к угловым деформациям и позволяет условно относить такое сопряжение базы с фундаментом к шарнирному. Если требуется четкая шарнирная передача усилий от стойки большепролетной рамы на фундамент, то используют специальные опорные устройства [1], которые применяются редко и здесь не рассматриваются.

Существует два способа установки колонны на фундамент: с выверкой колонны в процессе монтажа и безвыверочный монтаж. Последний имеет некоторые преимущества (ускорение монтажа, повышение точности и др.), поэтому является наиболее массовым, но требует наличия на заводе-изготовителе специального оборудования. В этом случае торец колонны в сборе с траверсами и ребрами обрабатывается на фрезерном станке. Опорная плита должна иметь строганную верхнюю поверхность (что необходимо учитывать при назначении толщины плиты на 2 – 3 мм больше расчетной).

Выверку плит и установку их в проектное положение выполняют с помощью установочных болтов (рис.4.16). В базах без траверс роль установочных болтов могут обеспечить анкерные болты, снабженные для этой цели дополнительными гайками и шайбами (рис.4.17). Наличие гаек ниже плиты позволяет осуществлять также выверку колонн с опорными плитами, приваренными к стержню на заводе. Для обеспечения точности установки фундаментных болтов при выдаче заданий на проектирование фундаментов следует предусматривать объединение болтов в жесткие блоки.

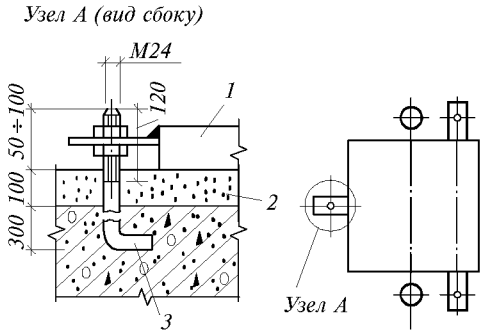


Рис.4.16. Установочные болты
1 - опорная плита; *2* - подливка цементным раствором; *3* - анкерный болт

Выверка базы с траверсами, приваренными к опорной плите на заводе, производится с помощью стальных подкладок толщиной 40 – 60 мм, устанавливаемых между опорной плитой и верхом фундамента с последующей подливкой цементным раствором. Для подливки раствора в опорных плитах необходимо предусматривать отверстия диаметром 100 мм из расчета одного отверстия на 0,5 м^2 площади плиты.

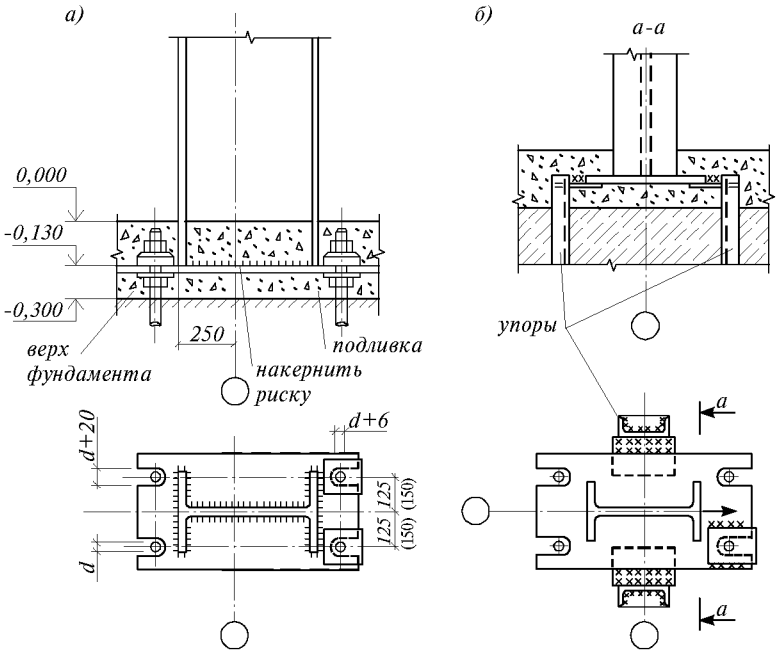


Рис.4.17. Конструкция базы без траверс
а - техническое решение базы; *б* - упоры для передачи горизонтальных усилий

Расчет опорной плиты. Размеры плиты в плане определяют из условия прочности бетона фундамента

$$N \le \psi R_{b,loc} A_{loc1}, \qquad (4.16)$$

где N – расчетное усилие в колонне на уровне базы; $A_p = A_{loc1}$ – площадь опорной плиты; ψ – коэффициент , принимаемый при равномерном распределении напряжений под плитой равным единице; $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле $R_{b,loc} = \alpha\varphi_b R_b$.

Обычно площадь верхнего обреза фундамента A_f незначительно превышает площадь опорной плиты A_p, а бетон применяют класса ниже В25. При этих условиях можно принимать $\alpha = 1$, $\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2}/A_{loc1}} = \sqrt[3]{A_f/A_p}$, в иных случаях следует пользоваться указаниями СНиП 2.03.01-84*. Расчетное сопротивление бетона сжатию (призменная прочность) R_b соответствует его классу прочности на сжатие и составляет 4,5 МПа для В 7,5; 6 – В 10; 7,5 – В 12,5; 8,5 – В 15; 11,5 – В 20.

Опорная плита работает как пластинка на упругом основании, воспринимающая давление от стержня колонны, траверс, диафрагм и ребер. Работа и расчет такой пластинки оказываются весьма сложными, так как давление на фундамент распределяется неравномерно с пиками в местах передачи нагрузки. Для простоты расчета давление под плитой принимают равномерно распределенным. Плиту рассматривают как пластинку, нагруженную снизу давлением (отпором) фундамента и опертую на торец колонны, траверсы, ребра.

Интенсивность реактивного отпора при центральном сжатии определяют по формуле $\sigma_f = N/A_p$. При внецентренном сжатии явно неравномерное давление также условно заменяют равномерно распределенным с интенсивностью, равной максимальному давлению в пределах плиты или ее участка, рассчитываемого как самостоятельная пластинка (см. далее). Толщину опорной плиты (из условия прочности при изгибе полоски единичной ширины с моментом сопротивления $1\delta^2/6$) вычисляют по формуле

$$\delta \geq \sqrt{6M/R_y\gamma_c} , \qquad (4.17)$$

где M – наибольший изгибающий момент в плите или ее участке, опертом на траверсы, диафрагмы или ребра.

В базах без траверс изгибающий момент приближенно (с запасом прочности) можно найти, если мысленно разрезать плиту по диагоналям (рис.4.18 *а*) и рассмотреть трапецеидальный участок как самостоятельную консоль. Изгибающий момент в месте заделки такой консоли, приходящейся на единицу ее ширины, будет $M = \sigma_f wc/b$, где w – заштрихованная на рисунке площадь трапеции; c – расстояние от центра тяжести этой трапеции до кромки колонны; b – ширина консоли в месте заделки. Толщину плиты находят по формуле (4.17).

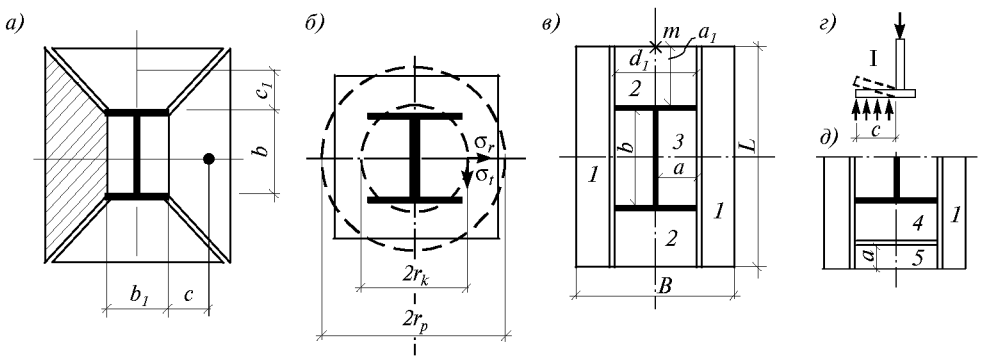


Рис.4.18. К расчету опорной плиты

Квадратную в плане плиту можно рассчитать точнее, используя другой приближенный прием. В этом случае опорную плиту и контур поперечного сечения колонны заменяют равновеликими им по площади кругами (рис.4.18 *б*). В каждой точке такой круглой пластинки действуют моменты: $M_r = K_r N$ – в радиальном направлении и $M_t = K_t N$, кНсм, – в тангенциальном, где N – полное расчетное усилие в колонне, кН; K_r, K_t – коэффициенты, зависящие от отношения радиуса колонны к радиусу плиты $\beta = r_k / r_p$ (табл.4.1).

Таблица 4.1. Коэффициенты для расчета круглых плит

β	0, 3	0, 4	0, 5	0, 6
K_r	0, 0815	0, 0517	0, 0331	0, 0200
K_t	0, 1020	0, 0752	0, 0541	0, 0377

По вычисленным моментам определяют напряжения $\sigma_r = 6M_r/\delta^2$, $\sigma_t = 6M_t/\delta^2$, $\tau = N/\pi d\delta$ и проверяют прочность плиты по приведенным напряжениям $\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_t^2 - \sigma_r\sigma_t + 3\tau^2} \le R_y\gamma_c$.

В базах с траверсами (рис.4.18 *в*) плита, загруженная реактивным отпором фундамента, дополнительно опирается на траверсы. Можно выделить отдельные участки плиты, которые находятся в разных условиях изгиба. Участок плиты *1* работает и рассчитывается как консоль (рис.4.18 *г*) с моментом $M_1 = \sigma_f c^2/2$. Участок *3* работает как пластинка, опертая по четырем сторонам. Изгибающие моменты в центре пластинки, вычисленные для полос шириной 1 см в направлении размеров *a* и *b*, будут: $M_a = \alpha_1\sigma_f a^2$; $M_b = \alpha_2\sigma_f a^2$, где *a* – длина короткой стороны прямоугольника; α_1, α_2 – коэффициенты, принимаемые по табл.4.2.

Таблица 4.2. Коэффициенты для расчета на изгиб прямоугольных пластинок

Плиты, опертые по четырем сторонам	Отношение сторон b/a	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
	α_1	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081
	α_2	0,048	0,049	0,05	0,05	0,05	0,05
Плиты, опертые по трем сторонам	Отношение сторон a_1/d_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
	α_3	0,06	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112
Плиты, опертые по четырем сторонам	Отношение сторон b/a	1,6	1,7	1,8	1,9	2	более 2
	α_1	0,086	0,091	0,094	0,098	0,1	0,125
	α_2	0,049	0,048	0,048	0,047	0,046	0,037
Плиты, опертые по трем сторонам	Отношение сторон a_1/d_1	1,2	1,4	2	более 2	–	–
	α_3	0,12	0,126	0,132	0,133	–	–

Если $b/a > 2$, то плита работает в одном направлении как балка с моментом $\sigma_f a^2/8$, то есть $\alpha_1 = 0{,}125$. Участок плиты *2* работает как пластинка, опертая по трем сторонам. Наиболее опасным местом такой плиты является середина ее свободного края (точка *m* на рис.4.18 *в*). Момент в этом сечении $M_3 = \alpha_3\sigma_f d_1^3$, где α_3 – коэффициент, принимаемый по табл.4.2; d_1 – длина свободного края плиты. Если $a_1/d_1 < 0{,}5$, то плита проверяется как консоль.

Толщина плиты определяется по формуле (4.17). Рекомендуется вычислять требуемую толщину плиты на всех участках, чтобы иметь наглядную картину для анализа. Если толщины отличаются незначительно, то наибольшая из них принимается за основу. В противном случае можно изменить размеры B и L при сохранении прежней площади плиты, либо перекрыть наиболее напряженные участки с помощью дополнительных диафрагм или ребер. Так, например, на рис.4.18*д* постановка диафрагмы на участке *2* разбивает его на две части меньших размеров: на участок *4*, опертый по четырем сторонам, и на участок *5*, опертый по трем сторонам.

Если в опорном сечении колонны действуют нормальная сила и изгибающий момент, то реактивный отпор фундамента будет неравномерным (рис.4.19). В этом случае на каждом участке отпор фундамента можно принимать равномерно распределенным с интенсивностью σ_f, равной максимальному напряжению в пределах участка, и определять изгибающие моменты как указано выше.

Проектирование баз без траверс. Базы без траверс (рис.4.17) применяют в бескрановых зданиях, в зданиях с подвесным транспортом и с мостовыми кранами общего назначения грузоподъемностью до 20 т.

Опорная плита должна быть компактной в плане и не иметь больших консольных вылетов, поэтому для фундаментов желательно применять бетоны высокой прочности, например класса В 35 с расчетным сопротивлением 19,5 МПа. В зависимости от фактических напряжений под плитой решается вопрос о необходимости косвенного армирования в соответствии со СНиП 2.03.01-84*. Толщина плиты, определенная расчетом на реактивный отпор бетона, должна быть проверена расчетом на изгиб от усилий в анкерных болтах, принимаемых равными их несущей способности. В зданиях с мостовыми кранами толщина плиты получается порядка (50 – 80) мм, поэтому необходимо предусматривать проверку ультразвуком наличие «расслоя» в зоне приварки к плите стержня колонны.

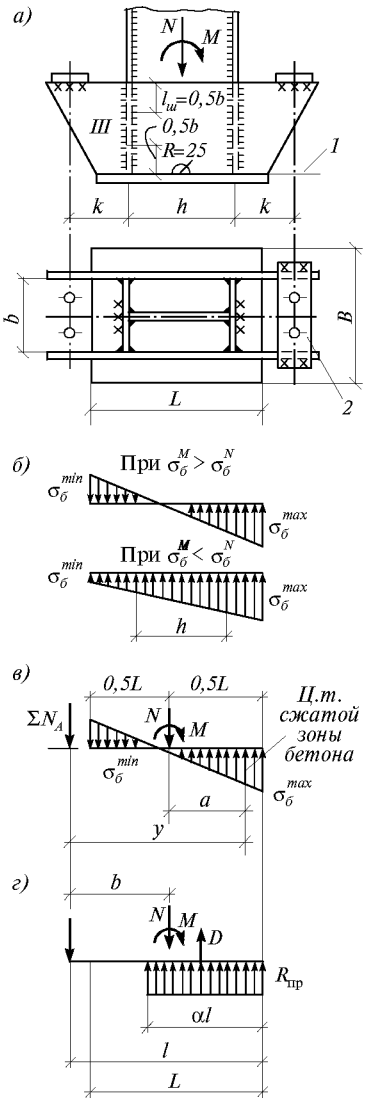


Рис.4.19. База внецентренно сжатой колонны

а - конструкция базы; *б* - эпюра напряжений в бетоне при расчете опорной плиты; *в* - то же при расчете анкерных болтов при упругой работе бетона; *г* - то же с учетом развития в бетоне пластических деформаций; *1* - плоскость плиты строгать, торцы колонны и траверс фрезеровать; *2* - анкерная плита

Опорные плиты обычно приваривают к стержню колонны на заводе. Высота швов определяется расчетом и составляет для стенки 10 – 12 мм, для полок – 12 – 16 мм.

Отверстия в плитах для анкерных болтов назначают на 20 – 30 мм больше диаметра болта. На болты надевают шайбы и после натяжения болта гайкой шайбу приваривают к плите. Для болтов диаметром 42, 48 и 56 мм обычно принимают

шайбы с размерами 160×160 мм при толщине (20–25) мм, а для болтов диаметром 64 мм одну из сторон шайбы увеличивают до 200 мм, а толщину – до 28 мм.

Для передачи на фундамент горизонтальных сил, если последние не могут быть уравновешены силами трения, предусматривают упоры (рис.4.17*б*), заделанные в фундамент, которые при монтаже соединяют с плитой. Такие упоры устанавливают в связевых блоках, а в районах с расчетной сейсмичностью 7–9 баллов – на всех фундаментах. Размеры упоров и сварных швов определяют расчетом соответственно на совместное воздействие ветровой нагрузки на торец здания с продольным торможением крана и на сейсмические силы.

Расчет базы с траверсами. Для обеспечения жесткости базы и уменьшения толщины опорной плиты устанавливают траверсы, ребра и диафрагмы. Конструкция базы внецентренно-сжатой сплошной колонны показана на рис.4.19.

Сжимающие усилия передаются через фрезерованные торцы стержня колонны и траверсы на строганную поверхность опорной плиты. Напряжения под плитой (реактивный отпор фундамента) распределены неравномерно. Значение краевых напряжений может быть вычислено по формуле внецентренного сжатия.

$$\sigma = \frac{N}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2}. \qquad (4.18)$$

Если второй член этой формулы окажется больше первого, то под плитой возникнут растягивающие напряжения, которые должны восприниматься анкерными болтами.

Размеры плиты в плане могут быть определены по формуле (4.18) из условия прочности бетона фундамента. При этом ширину плиты принимают на 100–200 мм шире колонны и уточняют при необходимости после вычислений требуемых толщин плиты на всех участках.

Расчет траверс, ребер и диафрагм производят на реактивный отпор фундамента, приходящийся на их долю. При этом разделение давления по биссектрисам углов между смежными элементами обычно не принимают во внимание. Грузовые площади для траверс и ребер показаны на рис.4.20, грузовая площадь для расчета диафрагм (рис.4.18*д*) включает в себя участок *5* и половину участка *4*. В запас прочности реактивный отпор фундамента принимают равномерно распределенным с интенсивностью, равной максимальному сжимающему краевому напряжению, определенному по формуле (4.18).

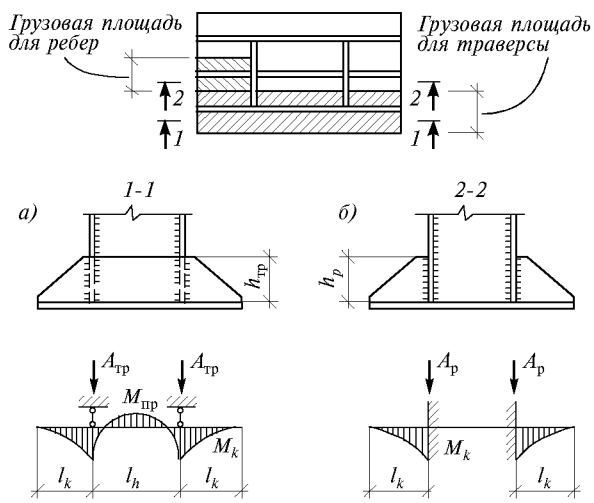


Рис.4.20. К расчету траверс и ребер базы колонны
а - расчетная схема траверсы; *б* - расчетная схема ребер

В базах с общими траверсами последние рассчитывают как однопролетные балки с консолями (рис.4.20*а*). Прочность угловых швов, прикрепляющих траверсу к ветвям колонны, проверяют на опорную реакцию, определяя тем самым высоту траверсы. Толщину траверсы находят из условий прочности при изгибе [6], причем опорную плиту в расчетное сечение не включают.

Одностенчатые и раздельные траверсы, а также ребра рассчитывают как консоли (рис.4.20*б*). В случае крепления траверсы (ребра) к колонне угловыми швами их прочность проверяют по равнодействующей напряжений $\sqrt{\tau_M^2 + \tau_Q^2} \le R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c$, где $\tau_M = 6M/\beta_f K_f l_w^2$ – напряжение от момента; $\tau_Q = Q/\beta_f K_f l_w$ – напряжение от поперечной силы.

Прочность стыковых швов проверяют по приведенным напряжениям $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \le 1{,}15R_{wy}\gamma_c$, где $\sigma = 6M/tl_w^2$; $\tau = Q/tl_w$.

Высоту диафрагмы определяют из условия прочности односторонних угловых швов, прикрепляющих ее к траверсе, толщину диафрагмы – расчетом на срез. Поскольку нагрузка с ребер передается на траверсы, при расчете последних необходимо учесть соответствующие сосредоточенные силы.

Анкерные плиты рассчитывают как однопролетные балки, опертые на траверсы и загруженные силами, равными несущей способности анкерных болтов. При определении момента сопротивления таких балок следует учитывать ослабление их отверстиями, диаметр которых на 5–6 мм больше анкерных болтов.

Базы решетчатых колонн проектируют, как правило, раздельного типа (рис.4.21). Каждая ветвь колонны имеет свою центрально загруженную базу, проектирование которой производится в соответствии с изложенными выше приемами. Толщину траверс назначают обычно 12–16 мм (реже 18–28 мм), толщину опорных плит – 20–50 мм. В траверсах следует предусматривать отверстия диаметром 40 мм для строповки.

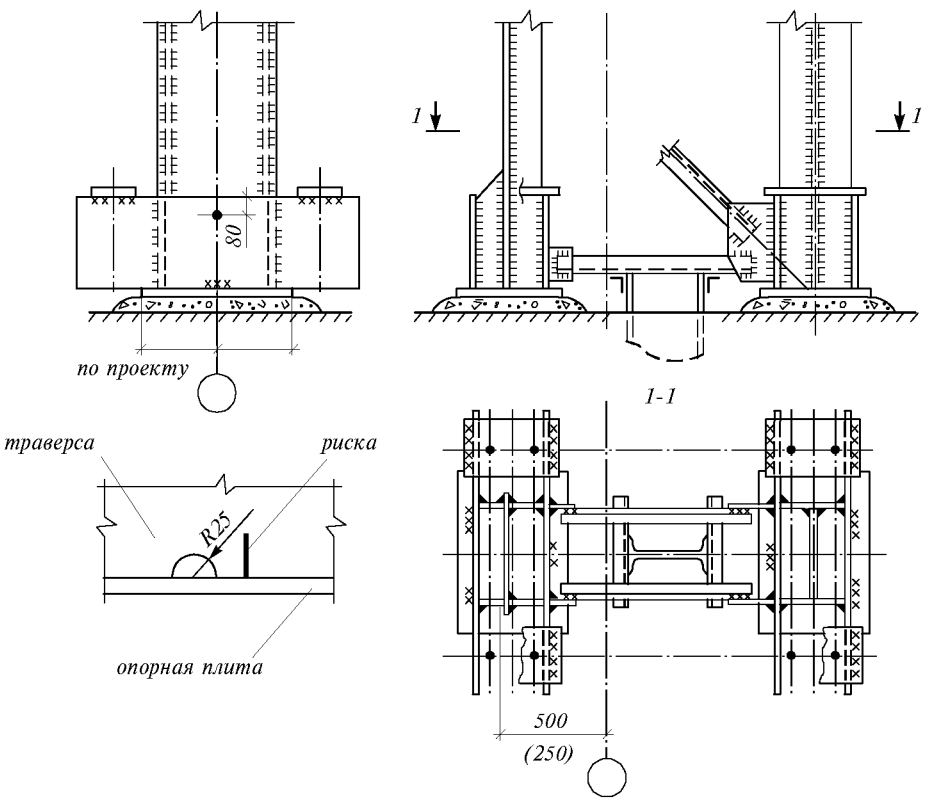


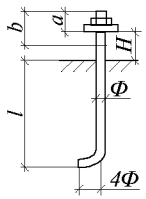
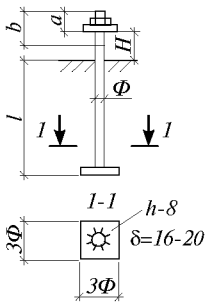
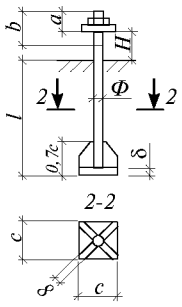
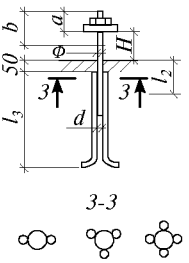
Рис.4.21. База решетчатой колонны

Опорные плиты баз колонн в связевых блоках, к которым крепятся вертикальные связи, приваривают к швеллерам, заделанным в фундамент. В зданиях с расчетной сейсмичностью 7–9 баллов для передачи поперечных сил с колонн на фундаменты следует предусмотреть приварку колонн к двутаврам, заделанным в фундамент, как показано на рис.4.21. На эти же усилия должны быть проверены швы, прикрепляющие колонну к опорной плите.

4.3.6. Анкерные болты. Выбор марок сталей для фундаментных болтов следует производить по ГОСТ 24379.0-80. Конструкцию и размеры болтов принимают по ГОСТ 24379.1-80*, а гаек к ним – по ГОСТ 5915-70* (диаметром до 48 мм) и по ГОСТ 10605-72* (диаметром более 48 мм).

При шарнирном сопряжении колонн с фундаментом и в базах центрально-сжатых стоек анкерные болты выполняют установочную функцию, фиксируя положение базы относительно фундамента. Размеры таких болтов назначают конструктивно, принимая диаметр 20 – 30 мм. Отверстия или вырезы для болтов в опорной плите базы делают в 1,5 раза больше диаметра болтов. Если болты до установки в фундамент объединяют в пространственные каркасы, то точность их взаимного расположения существенно повышается, что позволяет снизить норму допуска до 6 мм. Как правило, база колонны крепится двумя анкерными болтами, установленными по геометрической оси колонны в плоскости, перпендикулярной плоскости шарнира. Глубину заделки болтов в бетоне принимают равной 15 – 20 диаметрам болта. Способы заделки анкерных болтов в фундаменте представлены в табл.4.3.

Таблица 4.3. Типы анкерных болтов

Заделка анкера через сцепление	Заделка анкера с помощью шайб		
Тип I	Тип II	Тип III	Тип IV
d=20...36 мм	d=42...90 мм	d=30...90 мм	d=42...80 мм
			

Диаметр анкерных болтов для внецентренно-сжатых колонн устанавливают по расчету. При этом исходят из предположения, что растягивающая сила ΣN, определяемая растянутой зоной эпюры напряжений (рис.4.19*в*), полностью воспринимается анкерными болтами. Значение этой силы может быть найдено из уравнения равновесия относительно центра тяжести сжатой треугольной зоны эпюры напряжений

$$\Sigma N_a = \frac{M - Na}{Y} \qquad (4.19)$$

где M, N – расчетный изгибающий момент и соответствующая ему нормальная сила; a, Y – расстояния от центра тяжести сжатой зоны эпюры напряжений под плитой соответственно до геометрической оси колонны и до оси анкерных болтов.

Значения M и N в формуле (4.19) необходимо принимать при самой невыгодной для анкерных болтов комбинации нагрузок, определяя постоянные нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузкам, равным 0,9. По суммарному усилию ΣN_a назначают диаметр и количество болтов (табл.4.4). На другой стороне базы обычно ставят такие же болты. С каждой стороны базы следует устанавливать не более двух болтов, так как при большем их числе усложняется монтаж колонны и не обеспечивается равномерная работа болтов. Поэтому при больших усилиях следует, в первую очередь, увеличивать диаметры болтов и вылет траверсы.

Таблица 4.4. Основные размеры анкерных болтов (сталь С235, бетон класса В-15)

Диаметр болта D, мм	Длина выступающей части a, мм	Длина нарезной части b, мм	Типы анкерных болтов (по табл.4.3)								Расчетная площадь сечения $F_{нт}$, см^2	Предельное усилие на растяжение N, кН
			I	II	III			IV				
			Нормальная заделка l, мм		Минимальная заделка l, мм	Опорная плита		Число и диаметр привариваемых стержней, $n \times d$	Заделка основного стержня l_2, мм	Заделка привариваемого стержня l_3, мм		
						ширина c, мм	толщина δ, мм					
20	35	60	700	—	—	—	—	—	—	—	2,49	34,8
22	40	65	800	—	—	—	—	—	—	—	3,08	43,1
24	45	70	850	—	—	—	—	—	—	—	3,59	50,3
27	50	75	1000	—	—	—	—	—	—	—	4,67	65,4
30	55	80	1050	—	500	140	20	—	—	—	5,6	78,4
36	65	90	1300	—	600	200	20	—	—	—	8,2	115
42	70	100	—	1500	700	200	20	2×27	250	850	11,3	158
48	80	110	—	1700	800	240	25	2×30	300	950	14,8	207
56	100	120	—	2000	1000	240	25	2×36	350	1100	20,5	287
64	110	130	—	2300	1100	280	30	2×36	350	1100	26,9	376
72	120	145	—	2600	1300	280	30	3×36	350	1100	34,7	485
80	140	155	—	2800	1400	350	40	4×36	350	1100	43,5	609
90	150	180	—	3200	1600	400	40	—	—	—	56	784
100	170	200	—	3800	2000	500	40	—	—	—	70,2	982

Размеры анкерных болтов можно уменьшить, если произвести расчет с учетом развития пластических деформаций в сжатой зоне бетона (рис.4.19*г*). В этом случае $\Sigma N_a = D - N$, где N – отпор сжатой зоны бетона, определяемый в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84.*

При конструировании базы необходимо следить за тем, чтобы можно было свободно поворачивать гайки при затяжке болтов, поэтому минимальное расстояние от оси болта до траверсы следует принимать не менее 1,5d (где d – диаметр болта). Анкерные болты выносят за опорную плиту не менее чем на 20 мм для того, чтобы во время монтажа колонну можно было двигать, устанавливая по оси. Если базы выполнены без обетонирования, следует предусмотреть меры, предотвращающие возможность развинчивания гаек – обварку гаек или расчеканку резьбы.

4.3.7. Стыки колонн делают из-за ограниченной длины прокатной стали (заводские стыки) и для деления колонны на отправочные элементы длиной не более 18 м по условиям перевозки (монтажные стыки).

Заводские стыки колонн следует осуществлять сварными с прямым стыковым швом с полным проваром. Монтажные сварные стыки выполняют по типу заводских с использованием стыковочных уголков (рис.4.22). Поясные заводские швы в месте монтажного стыка не доводят до него на 500 мм с каждой стороны и заваривают монтажными швами в последнюю очередь. Допускается применение стыков на накладках с угловыми швами. При приварке таких накладок швы следует не доводить до стыка на 30 мм с каждой стороны. Возможно также применение фланцевых соединений с передачей сжимающих усилий через плотное касание, а растягивающих – через болты. В монтажных стыках на высокопрочных болтах (рис.4.22*б*) сжимающие усилия передаются через фрезерованные торцы отправочных элементов колонны, а растягивающие – через накладки с высокопрочными болтами.

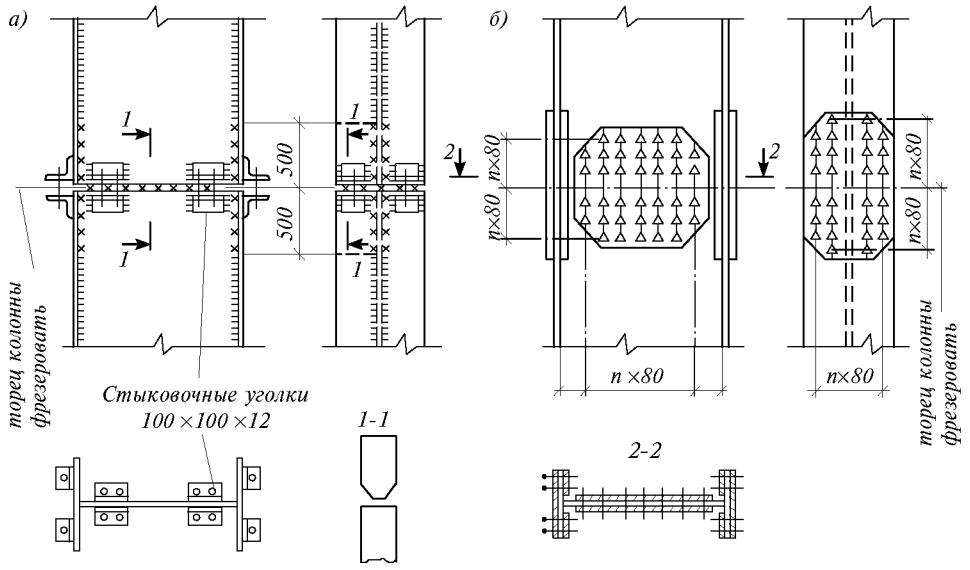


Рис.4.22. Монтажные стыки колонн
а - сварной стык; *б* - стык на высокопрочных болтах

4.4. Типовые колонны. Типовые колонны разработаны для однопролетных и многопролетных зданий бескрановых, с подвесным транспортом и с опорными мостовыми кранами различной грузоподъемности. Колонны предназначены для зданий с типовыми стропильными фермами из прокатных уголков, широкополочных тавров и двутавров. Разработаны также колонны для зданий с пространственными конструкциями покрытий из прокатных профилей и с фермами из труб прямоугольного сечения. Колонны спроектированы защемленными в фундаментах при шарнирном сопряжении с конструкциями покрытий. Высота колонн унифицирована и составляет 6–18 м и 13,2–24 м с шагом 1,2 м.

В сериях типовых конструкций приведены геометрические схемы колонн, сечения элементов по маркам, основные узлы сопряжений элементов, показатели расхода стали, а также схемы, узлы и сортаменты элементов связей.

Для выбора марки колонны по типовой серии достаточно назначить размеры поперечной рамы и произвести ее статический расчет. По полученным усилиям подбирают колонну или раздельно ее верхнюю и нижнюю части (для ступенчатых колонн). В альбомах приведены конструкции узлов и деталей колонны с указанием размеров, которые легко определяются по таблицам в зависимости от принятой марки колонны. Серии типовых конструкций стальных колонн промышленных зданий распространяются Центром проектной продукции массового применения (ГП ЦППП).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Металлические конструкции. –М.: Стройиздат, 1985.
2. Соболев Ю.В. Прямой метод расчета стальных сжато-изгибаемых элементов. – Строительная механика и расчет сооружений. – 1988. – № 6.
3. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. –М., 1996.
4. Корноухов Н.В. Избранные труды по строительной механике. – К.: Изд. АН УССР, 1963.
5. Раевский А.Н. Основы расчета сооружений на устойчивость. – М.: Высшая школа, 1962.
6. СНиП II-23-81*. Нормы проектирования. Стальные конструкции. – М., 1995.
7. Горев В.В. Проектирование и расчет сжатых сквозных элементов металлических конструкций. – Липецк – Воронеж: Изд. ВПИ, 1983.
8. Муханов К.К. Металлические конструкции. – М.: Стройиздат, 1978.
9. Кутухтин Е.Г. и др. Легкие конструкции одноэтажных производственных зданий: Справочник проектировщика. – М.: Стройиздат, 1988.
10. Горев В.В., Б.Ю. Уваров, В. В. Филиппов и др. Металлические конструкции. Элементы стальных конструкций. I том. – М.: Высшая школа, 1997.

ГЛАВА 5

КОЛОННЫ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

5.1. Конструирование стержня колонны

Различные возможные сечения колонн многоэтажных производственных зданий и этажерок приведены на рис.5.1. В рамно-связевых каркасах рационально двутавровое сечение колонн (рис.5.1*б*), расположенное своей стенкой в плоскости рамы. Коробчатые сечения колонн (рис.5.1*в*,*г*,*д*) используются наряду с двутавровыми сечениями в рамных каркасах при работе колонн на изгиб в двух направлениях. Целесообразно также использование горячекатаных широкополочных двутавров. В связевых каркасах наряду с использованием колонн двутаврового сечения применяют колонны из двух прокатных уголков замкнутого или крестового сечения (рис.5.1*е*,*з*), а также замкнутого сечения из прокатных уголков типа «капуста» (рис.5.1*ж*).

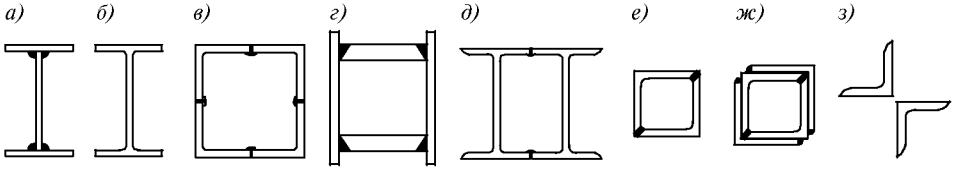


Рис.5.1. Сечения колонн многоэтажных производственных зданий и промышленных этажерок

В сварных двутавровых колоннах рекомендуются односторонние поясные швы за исключением зон рамных узлов и мест приложения сосредоточенных нагрузок. В составных сварных сечениях колонн минимальные размеры сварных швов принимают в соответствии с рекомендациями табл.38* СНиП П-23-81*, а также гл.3 первого тома настоящего справочника. В зонах рамных узлов крепления ригелей, а также в местах крепления распорок и раскосов связей швы рассчитывают на соответствующие усилия, действующие в узлах.

При определении длины отправочных элементов колонн принимают во внимание особенности транспортировки и монтажа конструкций конкретного объекта строительства. Общие рекомендации изложены в гл.7 и 8 тома 1 настоящего справочника. Обычно длину отправочных элементов принимают равной высоте двух ярусов каркаса. Монтажные стыки колонн следует выполнять через фрезерованные торцы. Возможные растягивающие усилия в колонне воспринимаются болтами или сварными швами (рис.5.2). Стыки колонн рекомендуется располагать несколько выше узлов крепления ригелей к колоннам.

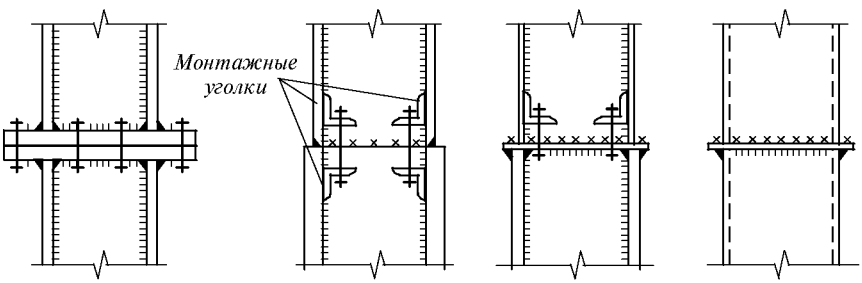


Рис.5.2. Стыки колонн

5.2. Рамные узлы крепления балок к колоннам

На рис.5.3, 5.4 показаны рамные узлы крепления балок к колоннам на фланцах с использованием высокопрочных болтов. Принципы конструирования их и методика расчета изложены в [1]. Фланцевые соединения на высокопрочных болтах - наиболее прогрессивное решение рамных узлов и их следует применять во всех случаях при обеспечении строительства высокопрочными болтами и при условии возможности выполнения фланцевых соединений на заводе-изготовителе.

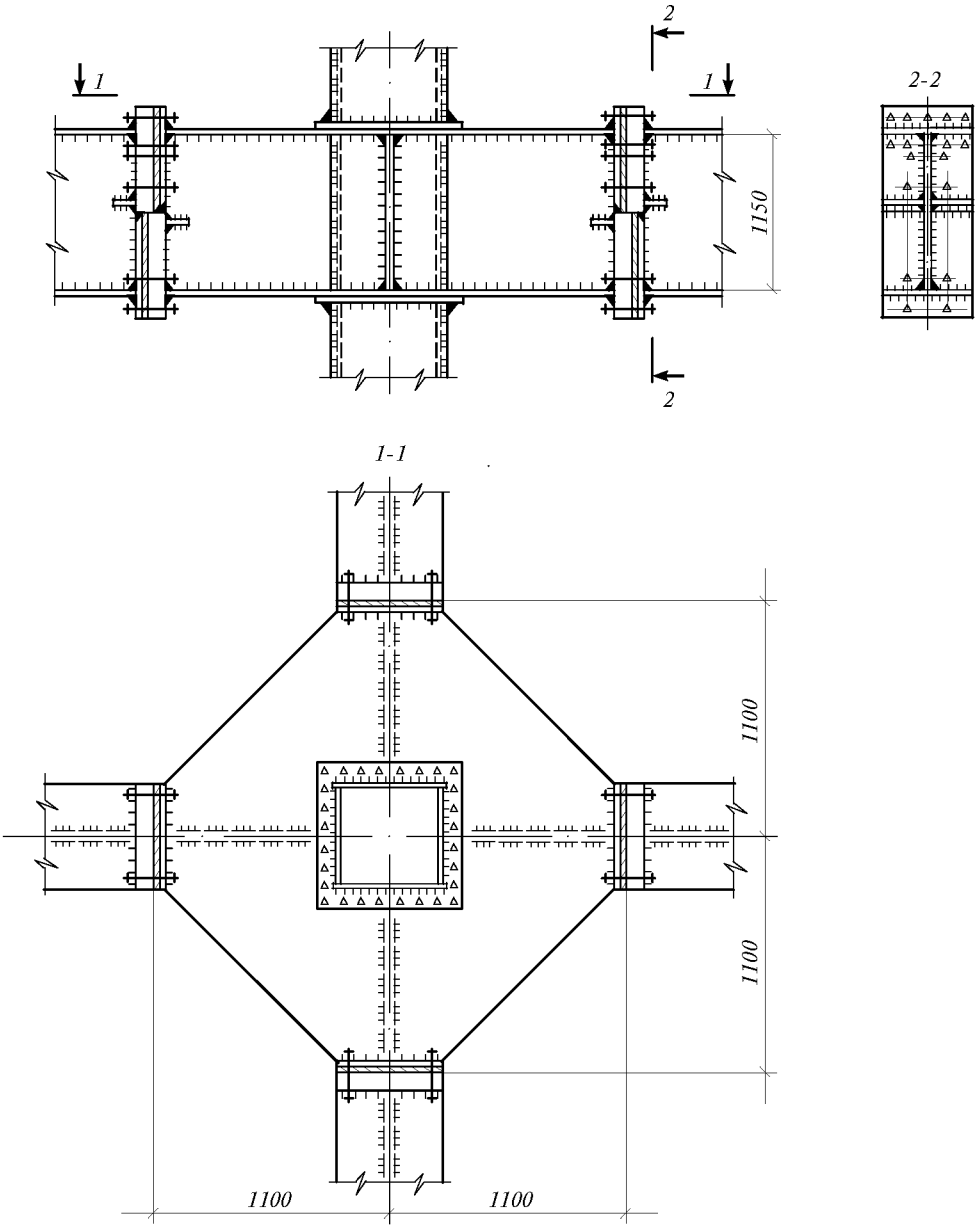


Рис.5.3. Рамный узел крепления балок к колонне коробчатого сечения со вставкой

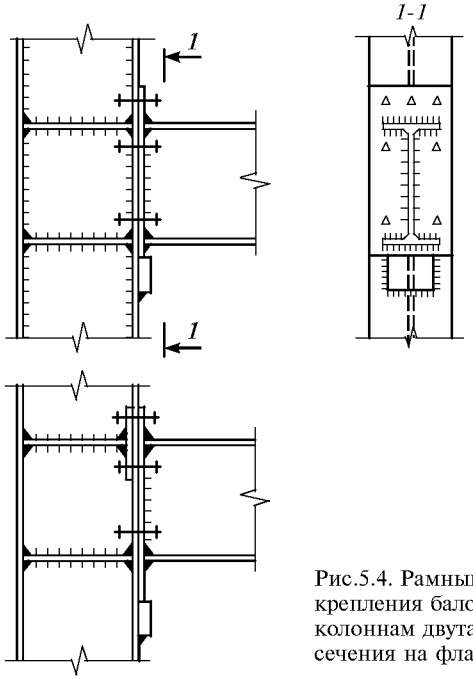


Рис.5.4. Рамный узел крепления балок к колоннам двутаврового сечения на фланцах

На рис.5.5, 5.6 и 5.7 изображены сварные рамные жесткие узлы крепления балок к колоннам различных типов, применяемые в каркасах многоэтажных зданий. Наибольшее распространение получили рамные сварные узлы балок на горизонтальных и вертикальных накладках. Эти узлы имеют множество модификаций, обусловленных различием сечений колонн и главных балок, а также различием архитектурно-строительных требований. Работа каждого из этих узлов имеет свои особенности. Методика их расчета приведена в [2].

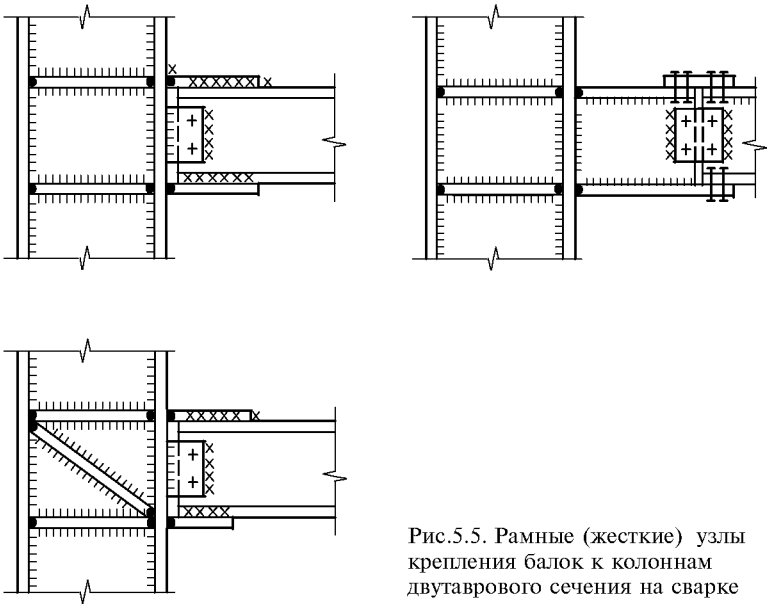


Рис.5.5. Рамные (жесткие) узлы крепления балок к колоннам двутаврового сечения на сварке

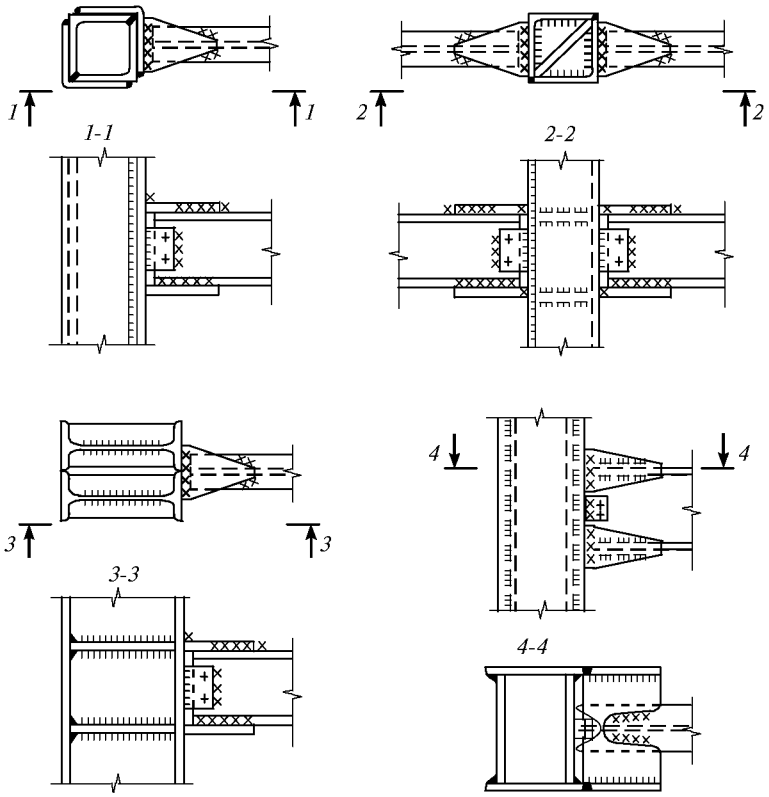


Рис.5.6. Рамные (жесткие) узлы крепления балок к колоннам замкнутого сечения

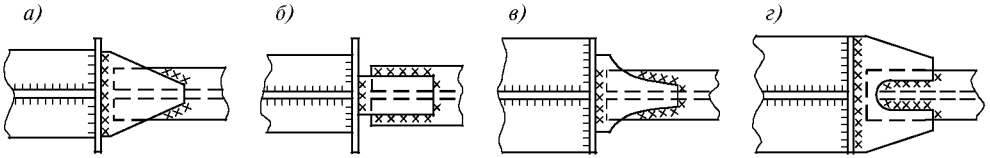


Рис.5.7. Верхние растянутые накладки рамного узла

В зоне крепления растянутого пояса балки к фланцу или полке колонны растягивающее усилие направлено поперек толщины листа и поэтому во избежание появления ламелярных трещин и возможного разрушения надлежит обеспечить необходимые механические свойства листа в направлении толщины выбором марки стали или соответствующим контролем этих свойств. Требования к листовой стали, работающей на растяжение в направлении толщины, приведены в [1].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных конструкций. - ВНИПИПСК, ЦНИИПСК: 1989.
2. Троицкий П. Н., Левитанский И. В. Исследование действительной работы сварного рамного узла крепления и рекомендации по его расчету // Материалы по металлическим конструкциям, выпуск 19, 1977.

ГЛАВА 6

ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

6.1. Общие положения

В числе конструктивных элементов, определяющих надежность, эксплуатационную пригодность и долговечность промышленных зданий и сооружений, особое место принадлежит подкрановым конструкциям. В преобладающем большинстве производств эксплуатируются подкрановые конструкции в виде сварных или прокатных балок, осуществленных по разрезной или неразрезной схемам.

Для зданий с легкими кранами при больших шагах колонн применяют подкрановые конструкции типа решетчатых ферм с жестким верхним поясом. Технологическая необходимость использования мощных кранов тяжелого и весьма тяжелого режимов работы в ряде случаев успешно реализуется за счет применения комбинированных систем, объединяющих подкрановую балку и подстропильную ферму.

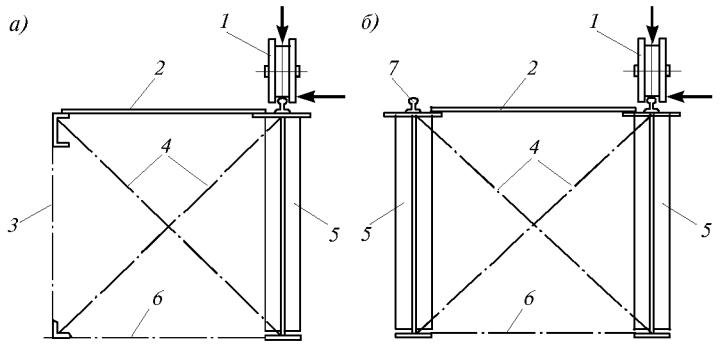


Рис.6.1. Схема подкрановых путей

1 – каток крана, передающий горизонтальную и вертикальную нагрузки; *2* – тормозная балка (ферма); *3* – вспомогательная ферма (балка); *4* – вертикальные связи; *5* – подкрановая балка; *6* – горизонтальные связи; *7* – подкрановый рельс

В общем случае подкрановые системы состоят из собственно подкрановой балки, кранового рельса с креплениями, тормозной балки (фермы), связей по нижнему поясу, вертикальных связей, диафрагм или поперечных связей, то есть представляют собой в совокупности пространственный жесткий брус (рис.6.1).

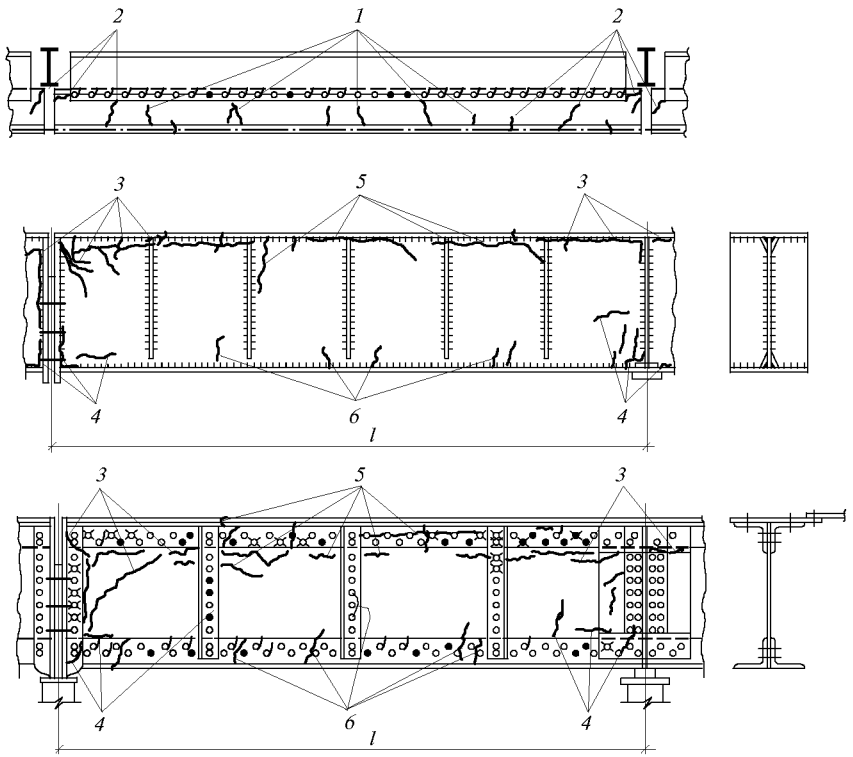
Подкрановые конструкции должны воспринимать весь комплекс нагрузок и воздействий: собственный вес конструкций, вертикальные, горизонтальные и крутящие воздействия катков крана, нагрузки от веса толпы и ремонтных материалов на тормозных конструкциях и площадках, снеговые, ветровые и сейсмические нагрузки, температурные воздействия, а также воздействия от осадки фундаментов.

Вертикальная и горизонтальная нагрузки от катков мостовых кранов прикладываются к рельсу, а затем передаются на верхний узел в виде перемещающихся сосредоточенных сил. Одновременно с этим из-за торможения тележки с грузом, перекосов крана в целом или отдельных его катков, непараллельности крановых путей и иных причин возникают горизонтальные воздействия, для восприятия которых предназначены тормозные балки или фермы.

Особого внимания заслуживает динамический характер всех упомянутых воздействий вертикальных и горизонтальных сил, сопровождающихся рывками и ударами катков на стыках подкрановых балок и рельсов. В особо тяжелых условиях функционируют подкрановые системы зданий, в которых применяются краны весьма тяжелого режима работы с жестким подвесом груза при круглосуточном интенсивном использовании проектной грузоподъемности.

Как показывают обследования зданий и сооружений, независимо от конструктивной формы, марки стали, вида соединений элементов подкрановых конструкций в них часто фиксируются усталостные трещины, расстройство соединений, расшатывание узлов, приводящих к нарушению нормальной эксплуатации или даже к остановке производственного процесса.

Трещины и повреждения возникают наиболее часто в верхней части подкрановых балок, реже дефекты замечаются в местах крепления подкрановых балок и тормозных конструкций к колоннам. Еще реже наблюдаются трещины в нижней части подкрановых балок и относятся они в основном к неразрезным системам. Распределение дефектов, установленных в результате обследования зданий мартеновских и прокатных цехов, представлено на рис.6.2.



Количество дефектов, %	Виды дефектов											
	Сварные балки						Клепаные балки					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
60												
50												
40												
30												
20												
10												

Рис.6.2. Распределение дефектов в сварных и клепаных подкрановых балках

~ трещина; • – дыра;
⌑ – головка заклепки срезана;
∂ – заклепка расшатана;
1 – в тормозной площадке в пролете; *2* – то же у опоры; *3* – в верхнем поясе балки у опоры; *4* – в нижнем поясе у опоры; *5* – в верхнем поясе балки в пролете; *6* - в нижнем поясе балки в пролете

В зданиях с железобетонным каркасом и стальными подкрановыми балками дефекты и трещины обнаруживаются в местах приварки опорного ребра к нижней полке подкрановой балки из-за неопределенности передачи опорного давления балки при плоском опирании на закладную деталь и ее перекосе. В случае опирания балки на металлическую колонну трещины в зоне прикрепления опорного ребра к балке оказываются следствием дефектов изготовления опорного ребра и некачественной приварки его к балке. Локальные разрушения подкрановых балок в зоне соединения верхнего пояса со стенкой обнаружены также в местах стыков крановых рельсов из-за ударного воздействия катка крана при различном износе концов рельса, а также резком ослаблении крепежных элементов.

Фактором, влияющим на долговечность подкрановых балок, является конструкция крепления рельсов. Конструкции крепления крановых рельсов (квадратная сталь, железнодорожные или специальные рельсы) основаны преимущественно на прижатии рельса к полке балки. Эти типы креплений обеспечивают возможность рихтовки рельса, но не исключают его дискретного опирания из-за дефектов проката подошвы рельса и деформаций пояса подкрановой балки. В результате расстройства креплений рельс занимает эксцентричное положение по отношению к вертикальной оси стенки балки, что вызывает на этом участке дополнительные напряжения от местного кручения, значения которых иногда могут превосходить расчетное сопротивление стали. Смещения рельсов могут составлять 30 – 40 мм. При этом необходимо учитывать и возможное смещение центра приложения давления на ободе колеса крана в поперечном направлении по отношению к середине опорной поверхности головки рельса. Величина такого смещения может достигать до 40 % ширины головки рельса (рис.6.3).

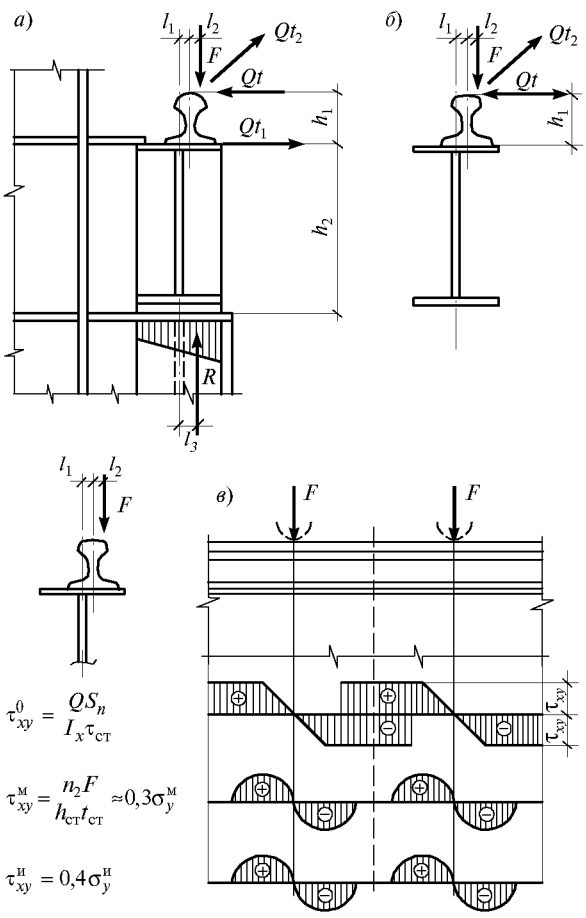


Рис.6.3. Действующие нагрузки на подкрановую балку на опоре (*а*), в пролете (*б*) и эпюры касательных напряжений при прохождении колеса крана (*в*)

Нагрузки, действующие на подкрановую балку, носят как детерминированный, так и случайный характер. К первой категории нагрузок относятся воздействия, вызываемые весом моста крана и грузом, продольным и поперечным торможением крана и тележки. Эти нагрузки прикладываются к головке рельса и затем передаются на балку. К категории случайных нагрузок можно отнести воздействия, связанные с боковым давлением крана на головку рельса, вызываемые: забегами

пары колес (перекос крана) в режиме пуска или торможения моста крана; эксцентриситетом давления колеса, определяемым смещением рельса; «пятнистостью» опирания рельса, обусловленной искажениями поверхности контакта листа верхнего пояса и подошвы рельса; ударными нагрузками, возникающими в результате износа стыков рельсов.

При определении напряженного состояния подкрановой балки от общего изгиба ее рассматривают как пространственный брус, состоящий из собственно подкрановой балки, тормозной системы с включением в работу рельса, имеющего на опоре непрерывность, учитывается и частичное защемление балки на опоре. Вместе с тем внецентренная передача вертикального давления из-за эксцентриситета оси рельса, который всегда имеет место в реальных условиях, и боковые воздействия при движении крана и тележки создают весьма сложное напряженно-деформированное состояние верхней области подкрановой балки, обусловленное деформациями смятия, кручением пояса и изгибом стенки.

Точное определение этих локальных напряжений представляет значительную сложность. Однако, необходимо иметь в виду, что часто суммарные местные напряжения могут превосходить предел текучести, а иногда даже и предел прочности и, отличаясь цикличностью, предопределяют зарождение микротрещин или их ускоренное развитие.

Недостаточное внимание, уделяемое изучению динамики первичных разрушений в подкрановых балках, объясняет множественное трещинообразование. Одной из причин разрушения сварного шва, соединяющего верхний пояс со стенкой, может служить обкатка образовавшейся в сварном шве микротрещины. Анализируя эпюру касательных напряжений, логично предположить, что любая сколь угодно малая трещина в момент прохождения над ней крана испытывает переменное напряжение сжатия и растяжения. Многократное растяжение ослабленного места способствует зарождению и развитию трещины. Этот процесс ускоряется при наличии дефектов сварных швов, являющихся острыми концентраторами, и остаточных сварочных напряжений от термического воздействия сварки, которые изменяют в худшую сторону свойства материала околошовной зоны.

Не застрахованы от локальных разрушений и клепаные подкрановые балки (рис.6.2). Наблюдение за поведением этой разновидности подкрановых конструкций выявило также наличие продольных трещин, возникших у выкружек уголков и поперечных трещин в поясных уголках, идущих от заклепочных отверстий. При этом замеренные напряжения оказались существенно ниже расчетных, что дало основание полагать, что поперечные трещины у отверстий развились из микротрещин, возникших в процессе изготовления элементов балок.

Таким образом, из рассмотрения причин преждевременного выхода из эксплуатации подкрановых конструкций можно отметить:

- неудачные проектные решения из-за несовершенства методов расчета, неполного учета действующих нагрузок и их вероятного изменения при эксплуатации;
- дефекты изготовления (заклепки со смещенными головками, неплотное сжатие пакета, непровары, подрезы и другие дефекты сварных соединений, игнорирование специальных технологий выполнения и обработки поясных сварных швов и др.);
- дефекты монтажа (некачественные монтажные болтовые и сварные соединения, смещения подкрановых рельсов относительно стенки балки, отсутствие контроля за надежностью рельсовых креплений перед сдачей в эксплуатацию и др.);
- недостатки эксплуатации: отсутствие контроля за состоянием ходовой части мостового крана и степенью износа катков тележки и крана, а также несоблюдение сроков профилактического осмотра и ремонта рельсов и подкрановых конструкций.

Конструктивные формы подкрановых балок, встречающиеся в практике проектирования и эксплуатации, отличаются общей тенденцией в разработке, направленной на снижение местных напряжений.

Часть известных предложений относится к увеличению крутильной жесткости верхней зоны подкрановых балок за счет усложнения конструктивного решения (рис.6.4 типы *2 – 5, 9 – 12*). При этом создание подкрановых балок с коробчатым сечением верхнего пояса, вызванное необходимостью избежать передачи давления рельса непосредственно на сварной шов, соединяющий полку со стенкой, приводит к определенному перерасходу металла, увеличению трудоемкости и усложнению технологии изготовления.

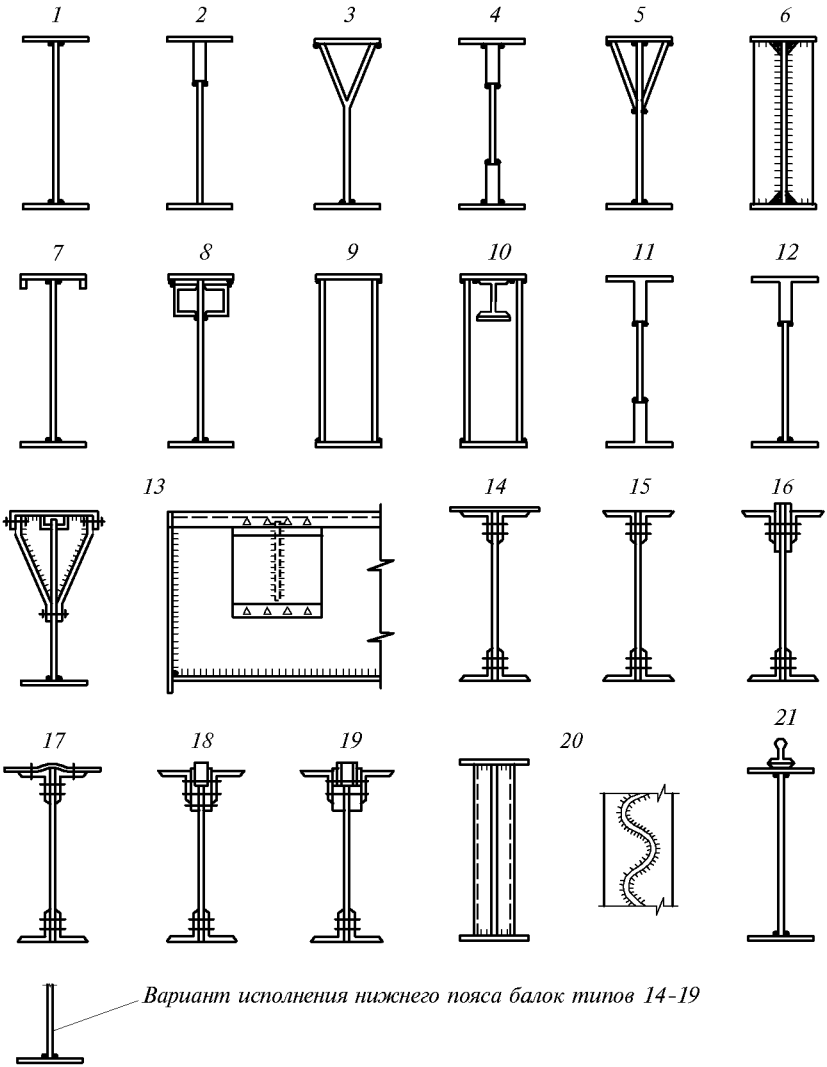


Рис.6.4. Развитие конструктивной формы подкрановых балок

Опыт показывает, что применение такого сечения может быть целесообразно для подкраново-подстропильных ферм при пролете 24 м и больше. В балках типов *1 – 5* (рис.6.4) существенного увеличения выносливости не происходит. Долговеч-

ность подкрановой балки с опиранием рельса на ребра (рис.6.4, тип *б*) в 4 раза выше, чем у балки типа *1*. Установка наклонных ламелей (рис.6.4, типы *3, 5*) несколько увеличивает долговечность балок, но разрушение происходит в опорном сечении, в местах приварки ламелей к опорным планкам. Использование конструктивного решения подкрановой балки с установкой вертикальных ребер с шагом меньшим, чем высота стенки, может быть реализовано в виде балки с вертикально гофрированной стенкой (рис.6.4, тип *20*).

Исследования подтверждают возможность рассматривать гофрированную стенку как плоскую с утолщением в зоне примыкания к поясам. Наличие гофр действительно обеспечивает увеличение крутильной жесткости балки. Сдерживающим условием расширения области применения и объема выпуска таких балок является сложная конфигурация стенки, усложняющая выполнение шва прикрепления стенки к поясам, большая деформативность стенки и лимитированность толщины $\delta \leq 8$ мм.

Конструктивная форма подкрановых балок с исключением сварного шва из верхней зоны вследствие использования прокатного тавра, получаемого роспуском широкополочного двутавра (рис.6.4, тип *11, 12*) имеет несомненные преимущества перед балкой, составленной из трех листов. Из-за ограничений, связанных с имеющимися в производстве двутаврами, такая балка может быть рекомендована для кранов групп режима работы 4К-8К грузоподъемностью не более 50 т. Балка типа *13* (рис.6.4) разработана без сварного шва в месте передачи нагрузки от колеса крана. Однако из-за наличия строганого вкладыша со специально выполненным пазом и гнутых опорных ребер возникают значительные усложнения при изготовлении.

Конструктивные разработки, улучшающие напряженно-деформированное состояние верхней зоны балок, базирующиеся на изучении непосредственных контактов между верхним поясом балки и подошвой рельсов, привели к разработке конструкции гибкого крепления рельсов через стальные прокладки с выпуклой к низу цилиндрической поверхностью, которые устанавливаются по всей длине рельса. Опыт применения балок с такими креплениями рельсов показал их высокую эксплуатационную надежность. Местные суммарные напряжения в балках при использовании прокладок с цилиндрическим основанием уменьшаются в 4 – 5 раз (рис.6.4, тип *21*). Препятствие к широкому использованию креплений рельсов с металлическими прокладками – отсутствие промышленного производства прокладок и гибких прижимов.

Установлено, что местные напряжения существенно зависят от состояния крепления кранового рельса. Снизить местные напряжения можно, используя для этой цели низкомодульные прокладки и пружинные крепления. Экспериментальные исследования таких подкрановых балок адъюстажного отделения обжимного цеха Магнитогорского металлургического комбината показали, что максимальные напряжения в верхней зоне подкрановой балки не превышают предела выносливости стали. Срок службы низкомодульных прокладок составляет 4 – 5 лет.

Результаты исследований подкрановых рельсов на кручение подтвердили их значительно большую крутильную жесткость по сравнению с верхним поясом. Обеспечением совместной работы подкранового рельса и верхнего пояса можно увеличить несущую способность стенки в результате возрастания сопротивления верхнего пояса деформации кручения. Наибольший эффект достигается при жестком креплении рельсов в сечениях, расположенных над вертикальными ребрами. Для этого целесообразно использование высокопрочных болтов, затянутых на нормативные усилия.

Уместно отметить, что передача усилий от местного кручения в местах установки ребер, а также уменьшение расстояния между ребрами способствует снижению всех компонентов напряженного состояния стенки, однако повышенная склонность к разрушению участка шва вблизи ребер препятствует ожидаемому возрастанию долговечности балки.

Для подкрановых балок под краны групп режима работы 6К-8К эффективно соединение поясов со стенкой, выполненное на высокопрочных болтах. При такой конструкции верхнего пояса увеличиваются параметры, положительно влияющие на величину местных напряжений. Важно также и то обстоятельство, что усталостная прочность соединений на высокопрочных болтах существенно возрастает по сравнению со сварными и заклепочными соединениями (рис.6.4, типы *14 – 19*).

Конструкция подкрановых балок с соединением элементов на высокопрочных болтах разработана в виде двутавров с верхним поясом, состоящим из парных уголков с листом или без листа, стенки, выполненной из листа, и нижнего пояса в виде парных уголков или сварного тавра. Такая компоновка сечения подкрановых балок решает следующие задачи:

- сосредотачивает значительную часть материала в наиболее нагруженной верхней зоне подкрановых балок;
- обеспечивает увеличение ресурса балки по выносливости за счет использования соединений на высокопрочных болтах;
- повышает технологичность балок, благодаря постановке высокопрочных болтов взамен заклепок;
- дает возможность сборки балки из отдельных легкоперевозимых элементов непосредственно на месте монтажа в отдаленных и труднодоступных районах, а также северных (снижение требований к материалу конструкций);
- обеспечивает высокую ремонтопригодность подкрановых конструкций.

По своему конструктивному решению, способу соединения элементов и расчетной схеме подкрановые балки подразделяются на следующие типы:

- по расчетным схемам – разрезные (рис.6.5*а*) и неразрезные (рис.6.5*б*);

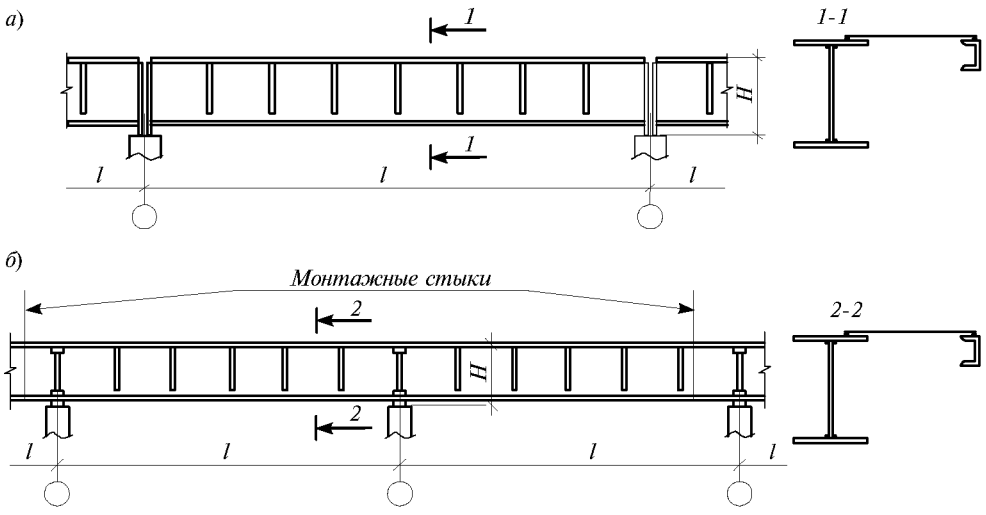


Рис.6.5 *а*, *б*. Подкрановые балки
а - разрезная подкрановая сплошностенчатая балка;
б - неразрезная подкрановая сплошностенчатая балка

- по конструктивному решению – на сплошностенчатые (рис.6.5 *а*,*б*) и сквозные (решетчатые (рис.6.5 *в*);

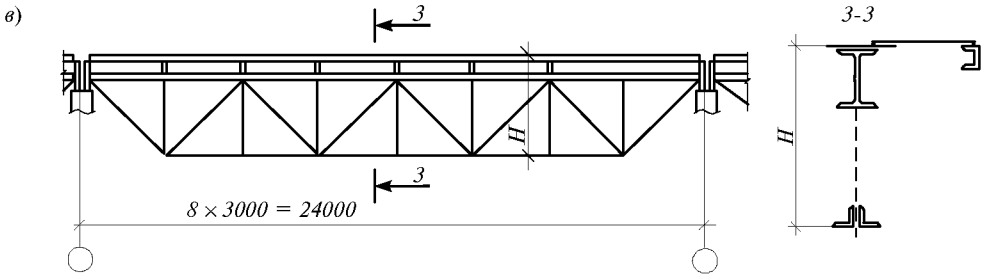


Рис.6.5 *в*. Разрезная сквозная подкрановая балка

- по способу соединения элементов – на сварные (рис.6.6 *а*), клепаные (рис.6.6 *б*,*в*), на высокопрочных болтах (рис.6.6 *б*,*в*), а также комбинированные (рис.6.6 *г*,*д*);

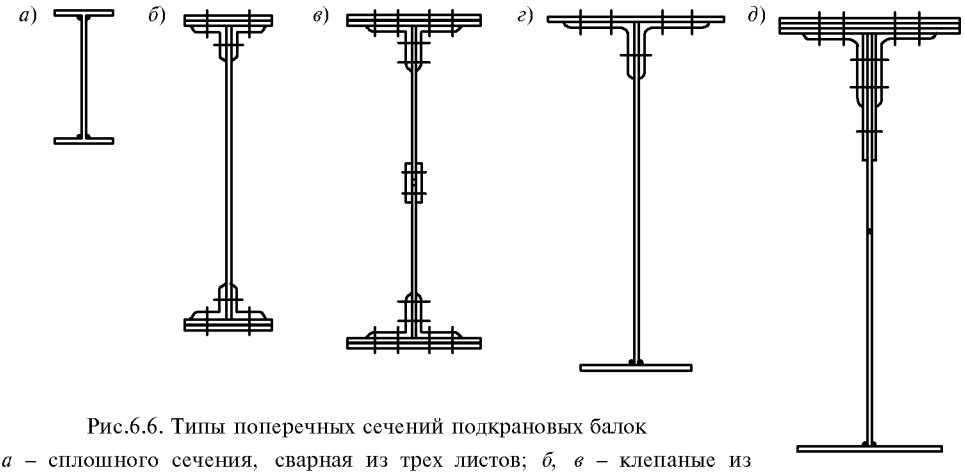


Рис.6.6. Типы поперечных сечений подкрановых балок

а – сплошного сечения, сварная из трех листов; *б*, *в* – клепаные из листов и уголков; *б*, *в* – балки с соединениями на высокопрочных болтах; *г*, *д* – балки с комбинированными соединениями (болтосварные)

- по способу приложения нагрузок – с ездой поверху и с ездой понизу.

Особый вид подкрановых конструкций представляет собой конструкции многофункционального назначения, например подкраново-подстропильные фермы (рис.6.7).

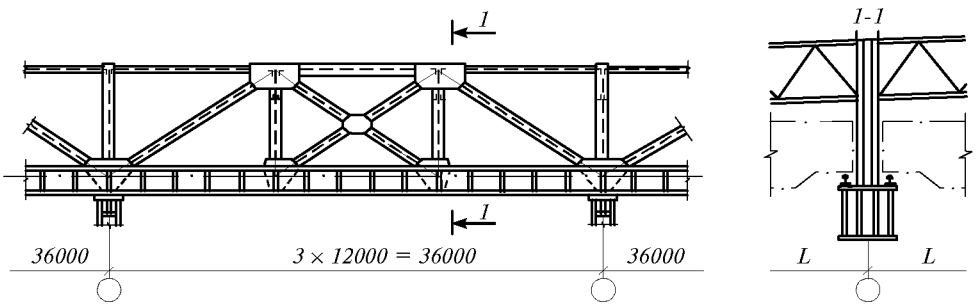


Рис.6.7. Подкраново-подстропильная ферма

6.2. Нагрузки и расчетные усилия

Подкрановые конструкции предназначены воспринимать следующие нагрузки и воздействия:

а) собственный вес конструкций;

б) вертикальные, горизонтальные и крутящие воздействия катков кранов;

в) нагрузки от массы людей и ремонтных материалов на тормозных конструкциях и площадках, примыкающих к крановым путям;

г) нагрузки от консольных кранов, если они расположены в уровне подкрановых балок;

д) снеговые и ветровые нагрузки;

е) температурные воздействия;

ж) сейсмические нагрузки;

з) воздействие неравномерных деформаций оснований.

В перечисленных нагрузках: «*а*» – является постоянной нагрузкой, «*ж*», «*з*» – особыми нагрузками. Остальные нагрузки и воздействия относятся к кратковременным, причем нагрузки «*б*» – считаются одной кратковременной нагрузкой, принимаемой с учетом коэффициента сочетания. Собственный вес конструкций принимается по предварительным размерам или проектным аналогам, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}05$.

Для упрощения расчетов допускается учитывать собственный вес конструкций и временную нагрузку на тормозные площадки путем умножения расчетных усилий и деформаций, определенных от вертикальной крановой нагрузки, на коэффициенты: для балок пролетом 6 м – 1,06; для балок пролетом 12 м – 1,08.

Нагрузки от мостовых и подвесных кранов следует определять в зависимости от групп режимов их работы, устанавливаемых ГОСТ 25546-82*, вида привода и способа подвеса груза.

Полные нормативные значения вертикальных нагрузок, передаваемых колесами кранов на балки кранового пути, следует принимать в соответствии с требованиями стандартов на краны, а для нестандартных кранов – в соответствии с данными, указанными в паспортах заводов-изготовителей.

Нормативное значение горизонтальной нагрузки $T_{bн}$, направленной вдоль кранового пути и вызываемой торможением моста электрического крана, следует принимать

$$T_{bн} = 0{,}1 F_н П_т \qquad (6.1)$$

где $П_т$ – число тормозных катков на рассматриваемой стороне крана (при отсутствии специальных указаний $П_т = 0{,}5 П_к$; здесь $П_к$ – число катков на одной стороне крана); $F_н$ – нормативная нормальная нагрузка на каток.

Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной поперек кранового пути и вызываемой торможением электрический тележки, следует принимать:

$$Q_{bн} = 0{,}05 \frac{Q_{кр} + q_т}{n_к} \quad \text{– при гибком подвесе груза;}$$

$$Q_{bн} = 0{,}1 \frac{Q_{кр} + q_т}{n_к} \quad \text{– при жестком подвесе груза,} \qquad (6.2)$$

где $Q_{кр}$ – грузоподъемность крана; $q_т$ – масса тележки крана.

Нагрузка от поперечного торможения распределяется поровну между всеми опирающимися на балку колесами крана и может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета.

Справочные данные по нормативным вертикальным нагрузкам $F_н$ и нормативным поперечным горизонтальным нагрузкам $Q_{bн}$ от кранов грузоподъемностью 5–50 т приведены в табл.6.1 и кранов грузоподъемностью 80–500 т – в табл.6.2.

Таблица 6.1. Нормативные нагрузки от кранов грузоподъемностью 5–50 т

Группа режима работы крана	Кран грузоподъемностью, т		Высота подъема, м		Пролет моста крана, м	База крана $A_к$, мм	Ширина крана B, мм	Нормативная нагрузка, кН	
	главного крюка	вспомогательного крюка	главного крюка	вспомогательного крюка				вертикальная $F_н$	горизонтальная $Q_{bн}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2К	5	–	16	–	16,5 22,5 28,5 34,5	3700 5000	4430 5730	44,0 48,8 58,3 63,9	1,72
4К					16,5 22,5	3700	4700	56 60	1,46
					28,5 34,5	5000 5600	6000 6600	65 85	
5К					16,5 22,5	3700	4700	46,6 55,8	1,72
					28,5 34,5	5000	5730	57,5 67,2	
7К					16,5	3500	5118	79	7,9
					22,5 28,5	5000	5908	92 112	9,2 11,2
					34,5	5600		124	12,4
2К	10	–	16	–	16,5 22,5	4400	5400	83,1 90,2	3,02
					28,5 34,5	5000	6000	111,4 122,1	
5К					16,5 22,5	4400	5400	82,69 90,2	3,02
					28,5 34,5	5000	6000	111,22 121	
7К					16,5 22,5	4400	5400 5500	124 135	12,4 13,5
					28,5 34,5	5000 5600	6200 6600	150 165	15,0 16,5
5К	12,5	–	16	–	16,5 22,5	4400	5600	117,8 132,5	3,8
					28,5 34,5	5000	6200	149,0 166,8	
2К	16	–	16	–	16,5 22,5 28,5 34,5	5000	6000	134 142 160 175	4,71
5К					16,5 22,5 28,5 34,5	5000	6000	134 146 162 178	4,73
6К					16,5 22,5	4400	5600	135 148	5,15
					28,5 34,5	5000 5600	6200 6800	166 204	 5,22
7К					16,5 22,5 28,5 34,5	4900 5000 5300 5700	6100 6200 6500 6900	155 168 185 225	15,5 16,8 18,5 22,5

Продолжение табл.6.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2К	16	3,2	16	18	16,5 22,5 28,5 34,5	5000	6000	135 148 164 180	5,02
5К					16,5 22,5	4400	5600	129 142	5,27
					28,5 34,5	5000 5600	6200 6800	161 200	5,34
6К					16,5 22,5	4400	5600	144 159	5,49
					28,5 34,5	5000 5600	6200 6800	178 217	5,59
7К					16,5 22,5 28,5 34,5	4900 5000 5300 5700	6100 6200 6500 6900	162 172 195 235	16,2 17,2 19,5 23,5
2К	20	5	12,5	14	16,5 22,5	4400	5600	145 160	6,25
					28,5 34,5	5000 5600	6200 6800	181 220	6,32
			16	18	16,5 22,5	4900	6100	155 175	6,11
					28,5 34,5	5000 5600	6200 6800	195 225	
5К			12,5	14	16,5 22,5	4400	5600	146 161	6,35
					28,5 34,5	5000 5600	6200 6800	183 221	6,42
			16	18	16,5 22,5	4900	6100	160 170	6,45
					28,5 34,5	5000 5600	6200 6800	190 225	
6К			12,5	14	16,5 22,5	4400	5600	164 179	6,54
					28,5 34,5	5000 5600	6200 6800	200 240	6,62
7К					16,5 22,5 28,5 34,5	4900 5000 5300 5700	6100 6200 6500 6900	188 202 222 265	18,8 20,2 22,2 26,5
6К			16	18	16,5 22,5	4900	6100	175 190	6,65
					28,5 34,5	5000 5600	6200 6800	205 245	
2К	32	5	12,5	14	16,5 22,5 28,5	5100	6300	225 244 270	9,86
					34,5	5600	6800	312	
			14	16	16,5 22,5 28,5	5100	6300	235 255 285	9,87
					34,5	5600	6800	325	
			18	20	16,5 22,5 28,5	5100	6300	260 270 295	10,37
					34,5	5600	6800	330	
5К			12,5	14	16,5 22,5 28,5	5100	6300	228 249 274	10,03
					34,5	5600	6800	316	

Продолжение табл.6.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5К	32	5	14	16	16,5 22,5 28,5	5100	6300	235 260 280	9,98
					34,5	5600	6800	320	
			18	20	16,5 22,5 28,5	5100	6300	265 280 300	10,57
					34,5	5600	6800	335	
6К			12,5	14	16,5 22,5 28,5	5100	6300	244 265 289	10,22
					34,5	5600	6800	331	
			14	16	16,5 22,5 28,5	5100	6300	260 275 295	10,15
					34,5	5600	6800	330	
			18	20	16,5 22,5 28,5	5100	6300	275 290 305	10,79
					34,5	5600	6800	340	
7К			12,5	14	16,5	5100	6300	275	27,5
					22,5 28,5	5300	6500	292 312	29,2 31,2
					34,5	5700	6900	360	36,0
3К	50	12,5	12,5	14	16,5 22,5 28,5 34,5	5250	6500	359 381 415 455	15,74
			20	22,4	16,5 22,5 28,5 34,5	5950	7200	371 392 427 467	16,16
5К			12,5	14	16,5 22,5 28,5 34,5	5250	6500	356 380 413 453	15,57
5К			20	22,4	16,5 22,5 28,5 34,5	5950	7200	378 411 447 487	16,43
6К			12,5	14	16,5 22,5 28,5 34,5	5250	6500	370 400 436 471	15,96
			18	20	16,5 22,5 28,5 34,5	5950	7200	385 456 481 500	16,45

Схема расположения катков ходовой части кранов

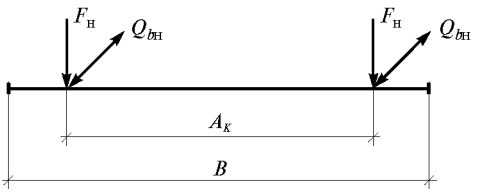


Таблица 6.2. Нормативные нагрузки от кранов грузоподъемностью 80 – 500 т

Группа режима работы крана	Кран грузоподъемностью, т		Высота подъема, м		Пролет моста крана, м	B	A_2	A_3	A_4	Нормативная нагрузка, кН		
	главного крюка	вспомогательного крюка	главного крюка	вспомогательного крюка						вертикальная		горизонтальная
						мм				$F_н$	$F_{1н}$	$Q_{bн}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
3К	80	20	25	27	22 28 34	9100	4350	900	–	345 365 385	365 390 410	13,7
5К					22 28 34	9100	4350	900	–	347 367 387	367 392 412	13,9
6К					22 28 34	9600	4600	900	–	380 411 430	390 420 440	14,6
3К			32	34	22 28 34	9100	4350	900	–	345 365 385	365 390 410	13,7
5К					22 28 34	9100	4350	900	–	347 367 387	367 392 412	13,9
6К					22 28 34	10400	5400	900	–	385 415 435	395 425 445	15,0
3К	100	20	25	27	22 28 34	9600	4600	900	–	402 440 460	431 460 480	16,6
5К					22 28 34	9600	4600	900	–	404 443 465	433 463 485	16,8
6К					22 28 34	9600	4600	900	–	441 471 490	451 480 500	17,4
3К			32	34	22 28 34	10400	5400	900	–	404 442 462	433 462 482	16,7
5К					22 28 34	10400	5400	900	–	406 445 468	435 465 487	16,9
6К					22 28 34	10400	5100	900	–	446 476 495	456 485 505	17,8
3К	125	20	25	27	22 28 34	9400	4600	900	–	471 500 525	500 530 560	19,9
5К					22 28 34	9400	4600	900	–	473 505 526	502 535 561	20,1
6К					22 28 34	10400	5400	900	–	447 478 500	457 488 510	20,8
3К			32	34	22 28 34	9900	5100	900	–	473 502 527	502 532 562	20,1
5К					22 28 34	9900	5100	900	–	475 507 527	504 537 563	21,1
6К					22 28 34	11100	6100	900	–	452 483 505	462 493 515	21,2

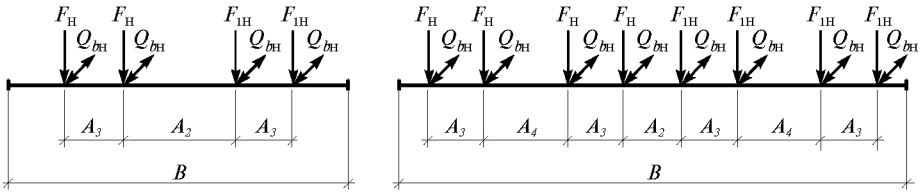
Продолжение табл.6.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
3К	160	32	25	27	21,5	10200	5400	900	–	557	586	25,2
					27,5 33,5	10500	1600		1900	305 325	315 344	12,6
5К					21,5	10200	5400	900	–	559	588	25,4
					27,5 33,5	10500	1600		1900	306 321	316 340	12,7
6К					21,5 27,5 33,5	11100	1900	900	1900	307 328 358	317 338 368	13,2
3К			32	34	21,5	10800	6100	900	–	562	591	25,6
					27,5 33,5	11200	2300		1900	308 328	318 347	12,8
5К					21,5	10800	6100	900	–	564	593	25,6
					27,5 33,5	11200	2300		1900	309 324	319 343	12,9
6К					21,5 27,5 33,5	11800	2600	900	1900	311 330 360	321 340 370	13,5
3К	200	32	25	27	21,5 27,5 33,5	10800	1900	900	1900	354 371 390	364 381 400	15,6
5К					21,5 27,5 33,5	10800	1900	900	1900	355 372 391	365 381 401	15,7
3К			32	34	21,5 27,5 33,5	11500	2600	900	1900	358 375 393	368 384 403	15,7
5К					21,5 27,5 33,5	11500	2600	900	1900	360 377 396	370 386 406	15,8
3К	250	32	25	27	21,5 27,5 33,5	10500	1600	900	1900	400 420 450	420 439 460	19,2
5К					21,5 27,5 33,5	10500	1600	900	1900	404 422 450	424 441 460	19,3
3К			32	34	21,5 27,5 33,5	11500	2600	900	1900	405 425 455	425 444 465	19,4
5К					21,5 27,5 33,5	11500	2600	900	1900	409 427 455	429 446 465	19,5
3К	320	32	25	27	21,5 27,5 33,5	11200	2300	900	1900	500 531 558	514 540 570	24,7
5К					21,5 27,5 33,5	11200	2300	900	1900	503 533 560	513 542 572	24,8
3К			32	34	21,5 27,5 33,5	12300	3400	900	1900	509 536 567	519 545 575	25,0
5К					21,5 27,5 33,5	12300	3400	900	1900	508 538 565	518 547 577	25,1
3К	400	80	25	27	21,5 27,5 33,5	14000	3250	950	1950	613 662 691	640 685 715	32,1
5К					21,5 27,5 33,5	14000	3250	950	1950	687 726 755	696 735 765	34,8

Продолжение табл.6.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
3К	400	80	32	34	21,5 27,5 33,5	14000	3650	950	1950	623 672 701	650 695 725	32,7
5К					21,5 27,5 33,5	14000	3650	950	1950	697 736 765	706 746 775	35,2
3К	500	80	25	27	21,5 27,5 33,5	14000	3250	950	1950	826 869	836 879	41,3
							2750	1150	2050	898	908	
5К					21,5 27,5 33,5	14500	4400	950	1950	832 871	838 888	42,9
							4050	1150	2050	910	920	
3К			32	34	21,5 27,5 33,5	14000	3900	950	1950	837 880	847 890	41,8
							3400	1150	2050	909	919	
5К					21,5 27,5 33,5	15000	5650	950	1950	841 880	857 897	43,5
							5150	1150	2050	920	930	

Схема расположения катков ходовой части кранов



Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной поперек кранового пути и вызванной перекосами мостовых электрических кранов и непараллельностью крановых путей (боковой силой) $Q_{tн}$, для каждого ходового колеса крана принимается

$$Q_{tн} = 0,1F_н. \tag{6.3}$$

Эту нагрузку учитывают только при расчете элементов крановых путей в зданиях с кранами групп режимов работы 7К, 8К. Нагрузка передается на балку кранового пути от всех колес одной стороны крана и может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета. При этом нагрузку от поперечного торможения ($Q_{bн}$) по формуле (6.2) не учитывают.

Вертикальная крановая нагрузка условно считается приложенной по оси вертикальной стенки балки, а горизонтальные нагрузки от торможения моста и тележки крана и боковые силы считаются приложенными в месте контакта ходовых колес крана с рельсом.

В зданиях с кранами групп режимов работы 7К, 8К следует учитывать крутящее воздействие катков крана. Нормативное значение местного крутящего момента

$$M_{tн} = F_н e + 0,75 Q_{tн} h_r\,, \tag{6.4}$$

расчетное

$$M_t = \gamma_{f1} F_н e + 0,75 \gamma_f\, n_д Q_{tн} h_r, \tag{6.5}$$

где: e – условный эксцентриситет, принимаемый 15 мм; γ_{f1} – коэффициент увеличения вертикальной сосредоточенной нагрузки от колеса крана; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке; $n_д$ – коэффициент динамичности, равный 1,1, только для кранов группы режимов работы 8К и равный 1 для кранов группы режимов работы 7К.

Нормативная горизонтальная нагрузка $T_{i\text{н}}$, направленная вдоль кранового пути и вызываемая ударом крана о тупиковый упор,

$$T_{i\text{н}} = \frac{m_{\text{к}} v^2}{f}, \tag{6.6}$$

где v – скорость передвижения крана в момент удара, принимаемая равной половине номинальной, м/с; f – возможная наибольшая осадка буфера, принимаемая 0,1 м для кранов с гибким подвесом груза массой не более 50 т групп режимов работы 1К-7К и 0,2 м – в остальных случаях; $m_{\text{к}}$ – приведенная масса крана, определяемая по формуле

$$m_{\text{к}} = \frac{m_b}{2} + (q_{\text{т}} + kQ)\frac{l - l_1}{l}, \tag{6.7}$$

где m_b – масса моста крана, т; $q_{\text{т}}$ – масса тележки; Q – грузоподъемность крана, т; k – коэффициент ($k=0$ – для кранов с гибким подвесом, $k=1$ – для кранов с жестким подвесом груза); l – пролет крана, м; l_1 – приближение тележки, м.

Расчетное значение нагрузки T_i с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ_f принимается не более значений, указанных в табл.6.3.

Таблица 6.3. Предельные значения расчетных горизонтальных нагрузок на тупиковый упор

Краны	T_i, кН
Подвесные (ручные и электрические) и мостовые ручные	10
Электрические мостовые:	
общего назначения групп режимов работы 1К-3К	50
общего назначения и специальные групп режимов работы 4К-7К, а также литейные	150
специальные группы режима работы 8К с подвесом груза:	
гибким	250
жестким	500

Расчетные значения крановых нагрузок определяют умножением нормативных значений нагрузок на коэффициенты надежности по нагрузке γ_f, динамичности $n_{\text{д}}$ и сочетаний ψ. Формулы для определения расчетных нагрузок и число кранов, учитываемых при расчете элементов подкрановых конструкций, приведены в табл.6.4.

Обозначения, используемые в табл.6.4:

$F_{\text{н}}$ – нормативное значение вертикального давления колеса крана;
F – то же, расчетное значение;
$Q_{b\text{н}}$ – нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной поперек кранового пути, вызываемой торможением тележки крана;
Q_b – то же, расчетное значение;
$Q_{t\text{н}}$ – нормативное значение поперечной горизонтальной нагрузки (боковое давление), вызываемой перекосом мостового крана и непараллельностью крановых путей;
Q_t – то же, расчетное значение;
$T_{b\text{н}}$ – нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной вдоль кранового пути, вызываемой торможением моста крана;
T_b – то же, расчетное значение;
$T_{i\text{н}}$ – нормативное значение горизонтальной нагрузки, вызываемой возможным ударом крана об упор;
T_i – то же, расчетное значение;
$M_{t\text{н}}$ – нормативное значение местного крутящего момента;
M_t – то же, расчетное значение.

Таблица 6.4. Определение расчетных крановых нагрузок на подкрановые пути

Элементы конструкций	Вид проверки	Число кранов, учитываемых в расчете	Формула расчетного воздействия и значения коэффициентов для групп режимов работы крана			
			1К – 5К	6К	7К	8К
1	2	3	4	5	6	7
Подкрановая балка, подкрановая ферма, подкраново-подстропильная ферма, тормозные конструкции	Общая, прочности и устойчивости	1 кран	$F = \gamma_f F_н$; $\gamma_f = 1{,}1$	$F = \gamma_f n_д F_н$; $\gamma_f = 1{,}1$ $n_д = 1{,}1$ при шаге колонн ≤ 12 м $n_д = 1$ при шаге колонн > 12 м	$F = \gamma_f n_д F_н$; $\gamma_f = 1{,}1$ $n_д = 1{,}1$ при шаге колонн ≤ 12 м $n_д = 1$ при шаге колонн > 12 м	$F = \gamma_f n_д F_н$; $\gamma_f = 1{,}1$ $n_д = 1{,}2$ при шаге колонн ≤ 12 м $n_д = 1{,}1$ при шаге колонн > 12 м
			$Q_b = \gamma_f Q_{bн}$ $\gamma_f = 1{,}1$	$Q_b = \gamma_f Q_{bн}$ $\gamma_f = 1{,}1$	$Q_b(Q_t) = \gamma_f Q_{bн}(Q_{tн})$ $\gamma_f = 1{,}1$	$Q_b(Q_t) = \gamma_f n_д Q_{bн}(Q_{tн})$ $\gamma_f = 1{,}1$; $n_д = 1{,}1$
			$T_b = \gamma_f T_{bн}$; $\gamma_f = 1{,}1$	$T_b = \gamma_f T_{bн}$; $\gamma_f = 1{,}1$	$T_b = \gamma_f T_{bн}$; $\gamma_f = 1{,}1$	$T_b = \gamma_f n_д T_{bн}$; $\gamma_f = 1{,}1$; $n_д = 1{,}1$
		2 крана	$F = \gamma_f \psi F_н$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}85$	$F = \gamma_f \psi n_д F_н$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}85$; $n_д = 1{,}1$ при шаге колонн ≤ 12 м $n_д = 1$ при шаге колонн > 12 м	$F = \gamma_f \psi n_д F_н$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}95$; $n_д = 1{,}1$ при шаге колонн ≤ 12 м $n_д = 1$ при шаге колонн > 12 м	$F = \gamma_f \psi n_д F_н$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}95$; $n_д = 1{,}2$ при шаге колонн ≤ 12 м $n_д = 1{,}1$ при шаге колонн > 12 м
			$Q_b = \gamma_f \psi Q_{bн}$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}85$	$Q_b = \gamma_f \psi Q_{bн}$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}85$	$Q_b(Q_t) = \gamma_f \psi$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}95$	$Q_b(Q_t) = \gamma_f \psi n_д Q_{bн}(Q_{tн})$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}95$; $n_д = 1{,}1$
			$T_b = \gamma_f \psi T_{bн}$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}85$	$T_b = \gamma_f \psi T_{bн}$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}85$	$T_b = \gamma_f \psi T_{bн}$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}95$	$T_b = \gamma_f \psi n_д T_{bн}$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}95$; $n_д = 1{,}1$
		4крана	$F = \gamma_f \psi F_н$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}7$	$F = \gamma_f \psi n_д F_н$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}7$; $n_д = 1{,}1$ при шаге колонн ≤ 12 м $n_д = 1$ при шаге колонн > 12 м	$F = \gamma_f \psi n_д F_н$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}95$; $n_д = 1{,}1$ при шаге колонн ≤ 12 м $n_д = 1$ при шаге колонн > 12 м	$F = \gamma_f \psi n_д F_н$ $\gamma_f = 1{,}1$; $\psi = 0{,}95$; $n_д = 1{,}2$ при шаге колонн ≤ 12 м $n_д = 1{,}1$ при шаге колонн > 12 м

Продолжение табл.6.4

1	2	3	4	5	6	7
Подкрановая балка, подкрановая ферма, подкраново-подстропильная ферма, тормозные конструкции	Выносливости	1 кран	$F = 0,5F_н$	$F = 0,5F_н$	$F = 0,6F_н$	$F = 0,7F_н$
	Прогиба в вертикальной и горизонтальной плоскостях	1 кран	$F = F_н$ $Q = Q_{bн}$	$F = F_н$ $Q = Q_{bн}$	$F = F_н$ $Q = Q_{bн}$	$F = F_н$ $Q = Q_{bн}$
	Местная, прочности	1 каток	$F = \gamma_{f1}F_н$ $\gamma_{f1} = 1,1$	$F = \gamma_{f1}F_н$ $\gamma_{f1} = 1,1$	$F = \gamma_{f1}F_н$ $\gamma_{f1} = 1,3$	$F = \gamma_{f1}F_н$ $\gamma_{f1} = 1,6$ при жестком подвесе груза $\gamma_{f1} = 1,4$ при гибком подвесе груза
			–	–	$M_t = \gamma_{f1}F_н e + 0,75\gamma_f n_д Q_{tн} h_r$ $\gamma_{f1} = 1,3$; $\gamma_f = 1,1$	$M_t = \gamma_{f1}F_н e + 0,75\gamma_f n_д Q_{tн} h_r$ $\gamma_{f1} = 1,1$; $\gamma_f = 1,1$; $n_д = 1,1$
	Местная, устойчивости	1 каток	$F = \gamma_{f1}F_н$ $\gamma_{f1} = 1,1$	$F = \gamma_{f1}F_н$ $\gamma_{f1} = 1,1$	$F = \gamma_{f1}F_н$ $\gamma_{f1} = 1,1$	$F = \gamma_{f1}F_н$ $\gamma_{f1} = 1,1$
	Местная, выносливости стенки	1 каток	$F = 0,5\gamma_{f1}F_н$ $\gamma_{f1} = 1,1$	$F = 0,5\gamma_{f1}F_н$ $\gamma_{f1} = 1,1$	$F = 0,6\gamma_{f1}F_н$ $\gamma_{f1} = 1,3$	$F = 0,7\gamma_{f1}F_н$ $\gamma_{f1} = 1,6$ при жестком подвесе груза $\gamma_{f1} = 1,4$ при гибком подвесе груза
			–	–	$M_t = 0,6\gamma_{f1}F_н e + 0,75\gamma_f Q_{tн} h_r$ $\gamma_{f1} = 1,3$; $\gamma_f = 1,1$	$M_t = 0,7\gamma_{f1}F_н e + 0,75\gamma_f Q_{tн} h_r$ $\gamma_f = 1,1$ $\gamma_{f1} = 1,6$ при жестком подвесе груза $\gamma_{f1} = 1,4$ при гибком подвесе груза
Упоры	Общая, прочности	1 кран	$T_i = \gamma_f T_{iн}$ $\gamma_f = 1,1$	$T_i = \gamma_f T_{iн}$ $\gamma_f = 1,1$	$T_i = \gamma_f T_{iн}$ $\gamma_f = 1,1$	$T_i = \gamma_f T_{iн}$ $\gamma_f = 1,1$
Крепление балок и тормозных конструкций			$Q = \gamma_f Q_b$ $\gamma_f = 1,1$	$Q = \gamma_f Q_b$ $\gamma_f = 1,1$	$Q = \gamma_f Q_{bн}(Q_{tн})$ $\gamma_f = 1,1$	$Q = \gamma_f n_д Q_{bн}(Q_{tн})$ $\gamma_f = 1,1$; $n_д = 1,1$

Коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок $\gamma_f = 1,1$. При учете местного и динамического действия сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана полное нормативное значение этой нагрузки вместо γ_f следует умножать на дополнительный коэффициент γ_{f1}, равный:

1,6 – для групп режима работы кранов 8К с жестким подвесом груза;

1,4 – для групп режима работы кранов 8К с гибким подвесом груза;

1,3 – для групп режима работы кранов 7К;

1,1 – для остальных групп режимов работы кранов.

При проверке местной устойчивости стенок балок значение дополнительного коэффициента $\gamma_{f1} = 1,1$.

При расчете прочности и устойчивости балок кранового пути и их креплений к несущим конструкциям расчетное значение вертикальных крановых нагрузок следует умножать на коэффициент динамичности $n_д$, равный:

при шаге колонн 12 м и менее:

1,2 – для группы режима работы кранов 8К;

1,1 – для групп режимов работы кранов 6К и 7К, а также для всех групп режимов работы подвесных кранов;

при шаге колонн свыше 12 м – 1,1 для групп режима работы кранов 8К. В остальных случаях коэффициент динамичности равен 1.

Расчетные значения горизонтальных нагрузок следует умножать на коэффициент динамичности $n_д$, равный:

1,1 – для группы режима работы кранов 8К;

1 – для остальных групп режимов кранов;

При учете двух кранов нагрузки от них необходимо умножать на коэффициент сочетаний ψ, равный:

0,85 – для групп режимов работы кранов 1К-6К;

0,95 – для групп режимов работы кранов 7К, 8К.

При учете четырех кранов нагрузки от них необходимо умножать на коэффициент сочетаний ψ, равный:

0,7 – для групп режима работы кранов 1К-6К;

0,8 – для групп режимов работы кранов 7К, 8К.

При учете одного крана коэффициент сочетаний $\psi = 1$.

При определении нагрузок, действующих на подкрановые балки с круговой осью, имеющих тонкостенное одноконтурное коробчатое поперечное сечение, одна из главных осей которого расположена в плоскости кривизны, все вертикальные нагрузки принимаются по предложенной ранее методике. Нормативная горизонтальная нагрузка $T_н^{пр}$, вызываемая торможением моста электрического крана, направленная по касательной к крановому рельсу и приложенная к каждому тормозному катку крана, принимается

$$T_н^{пр} = 0,1F_н,$$

где $F_н$ – нормативная вертикальная нагрузка, передаваемая катком крана на рельс.

При определении нормативной горизонтальной нагрузки от торможения грузовой тележки, если отсутствуют специальные указания, допускается считать, что эта нагрузка полностью предается на катки крана, расположенные с одной стороны от его оси, перпендикулярной направлению движения грузовой тележки.

Для кранов с жесткой центральной опорой горизонтальная нагрузка от торможения грузовой тележки воспринимается этой опорой. В остальных случаях горизонтальную нагрузку от торможения грузовой тележки $T_н^{гт}$ определяют по изло-

женной ранее методике. Эту нагрузку следует разложить на две составляющие: нормативную горизонтальную радиальную нагрузку $T_н^р$ и нормативную горизонтальную тангенциальную нагрузку $T_н^т$:

$$T_н^р = T_н^{гт} \cos\alpha; \quad T_н^т = T_н^{гт} \sin\alpha.$$

6.3. Расчет и конструирование подкрановых балок

Схема и тип подкрановых конструкций назначаются в зависимости от грузоподъемности, режима работы кранов, пролета подкрановых конструкций, коэффициента упругой податливости опоры, типа грунтов и оснований. Рекомендуется выбирать схему и тип подкрановых систем согласно табл.6.5.

Таблица 6.5. Рекомендуемые схемы и типы подкрановых конструкций

Пролет, м	Грузоподъемность кранов, т	Группа режима кранов	Коэффициент упругой податливости опоры C	Тип оснований	Рекомендуемая схема подкрановых конструкций	Рекомендуемый тип подкрановых конструкций
6 – 24	Любая	Любой	Менее 0,05	Любой	Неразрезная балочная	Подкрановая балка
6 – 36	〃	〃	Более 0,05	〃	Разрезная балочная	То же
24 – 48	5 – 30	1К-3К	Любой	〃	То же	〃
36 и более	50 и более	Любой	〃	Свайные	〃	Подкраново-подстропильная ферма

Примечание. $C=\Delta EI/l^3$, где C – вертикальное перемещение опоры от единичной силы $P=1$, приложенной к опоре в месте опирания подкрановой конструкции (с учетом осадки и поворота фундаментов); I – жесткость подкрановой балки в вертикальной плоскости.

Сечение подкрановых балок принимается в виде симметричного двутавра из прокатных широкополочных двутавров (для кранов группы режима работы 1К-3К) или из трех листов в виде сварного двутавра. В некоторых случаях для поясов балок составного сечения возможно выполнение поясов из пакета листов, соединенных на сварке или высокопрочных болтах. При поточном изготовлении следует проектировать балки с одинаковой шириной поясов.

Минимальная ширина верхнего пояса определяется типом применяемого рельса и способом его крепления к подкрановой балке. При этом следует руководствоваться рекомендациями табл.6.6.

Таблица 6.6. Минимальная ширина верхнего пояса сварной подкрановой балки при креплении кранового рельса на планках

Тормозная конструкция	Минимальная ширина, мм, при грузоподъемности крана, т	
	до 80	св. 80
Тормозное устройство отсутствует	320	-
Сквозная	360	400
Сплошная	400	450

Минимальная ширина верхнего пояса сварной подкрановой балки принимается 250 мм, нижнего – 200 мм.

Толщина стенки существенно зависит от значения давления катка крана, являющегося определяющим фактором местной устойчивости. Толщину стенки балки можно определить по формуле $t = (6 + 3h)$, где h – высота балки, м. Минимальная толщина стенки может составлять $1/70 \div 1/200$ высоты балки.

При проектировании подкрановых балок на высокопрочных болтах рекомендуется выбирать сплошностенчатое сечение, состоящее из вертикального листа, верхнего пояса из двух уголков и поясного листа или пакета листов, нижнего пояса из двух уголков. Поясной лист или пакет листов в нижнем поясе может не применяться. Для разрезных подкрановых балок рекомендуется проектировать комбинированную болто-сварную балку с верхним поясом из двух уголков и поясного листа и нижним поясом из листа, приваренного к стенке балки (рис.6.6 *г,д*).

Вертикальные предельные прогибы балок для кранов группы режимов работы 1К-8К устанавливаются СНиП 2.01.07-85*. Если в одном пролете здания применяются балки разных пролетов, то при определении предельного прогиба следует учитывать, что разница уровней головок рельса в одном разрезе здания не должна превышать 20 мм. Балки больших пролетов следует проектировать со строительным подъемом. При этом прогиб вычисляется как разница расчетного прогиба от вертикальной нагрузки и строительного подъема.

При проектировании подкрановых ферм рекомендуется пояса принимать параллельными с треугольной решеткой и нисходящим опорным раскосом.

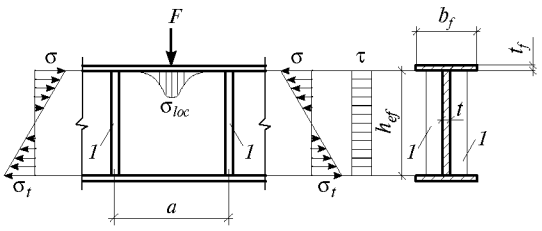
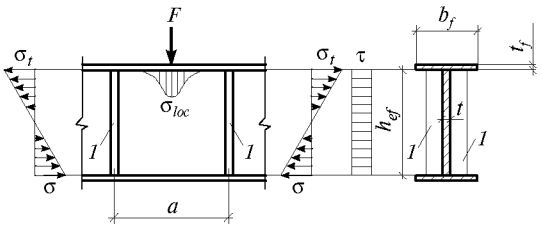
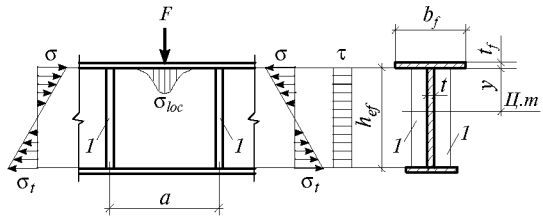
Верхний пояс фермы назначается двутаврового сечения из прокатного или сварного двутавра. Решетка центрируется на нижнюю грань верхнего пояса и принимается, как правило, таврового сечения их двух уголков или распущенного двутавра. Опирание подкрановой фермы на колонны осуществляется по нижней грани верхнего пояса (рис.6.5 *в*). Высота подкрановых ферм назначается равной $1/6 \div 1/8$ пролета (высота фермы H считается от центра тяжести нижнего пояса до нижней грани верхнего пояса). Длину панели верхнего пояса рекомендуется назначать кратной 3 м и равной $0{,}8 \div 1{,}3H$.

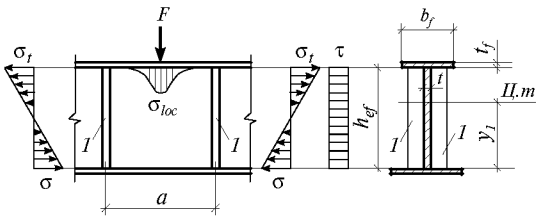
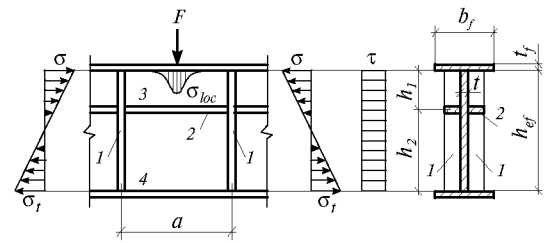
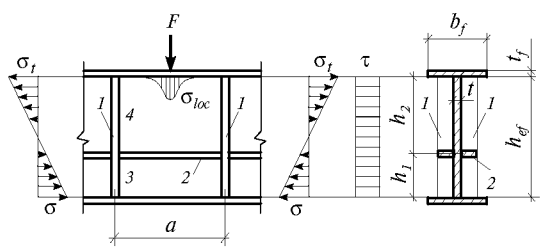
Подкраново-подстропильные фермы (ППФ) проектируются с ездовым нижним поясом коробчатого сечения и восходящим (сжатым) опорным раскосом (рис.6.7). Решетка центрируется на ось, лежащую на $(0{,}2 - 0{,}3)h_{\text{п}}$ ниже верхней грани нижнего пояса фермы ($h_{\text{п}}$ – высота нижнего пояса). Решетка и верхний пояс фермы проектируются Н-образного сечения. Высоту ППФ рекомендуется принимать 1/5 – 1/8 пролета, причем высотой фермы считается расстояние от оси верхнего пояса до оси центрации решетки на нижний пояс. Длину панелей нижнего пояса назначают кратной 3 м. Монтажные стыки подкрановых балок и подкраново-подстропильных ферм выполняются на сварке и высокопрочных болтах.

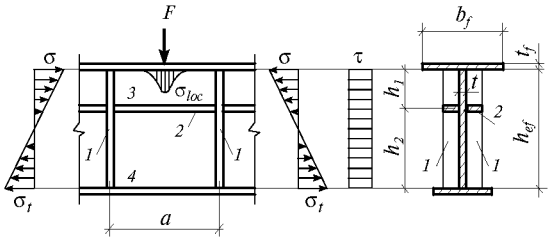
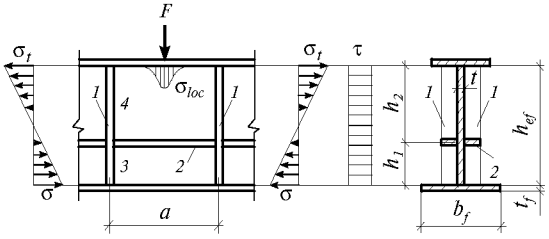
Расчет и конструирование подкрановых конструкций следует выполнять в соответствии со следующими требованиями СНиП II-23-81*: проверкой прочности по табл.6.8; проверкой устойчивости стенок балок по табл.6.7; проверкой выносливости по указаниям разделов 9 и 13 СНиП II-23-81*. При проектировании подкрановых балок с соединениями элементов на высокопрочных болтах (ВПБ) необходимо учитывать особенности их изготовления и расчета.

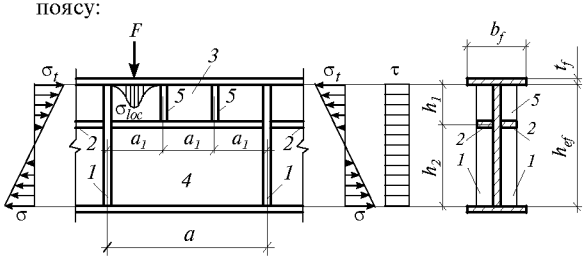
Контакт стенки балки с верхним поясным листом рекомендуется выполнять плотным, обеспечивающим непосредственную передачу вертикального давления (через пристроганную или плотно подогнанную стенку с шероховатостями не более 0,3 мм).

Таблица 6.7. Расчет на устойчивость стенок сварных подкрановых балок

Схема балки, формулы для проверки устойчивости	Компоненты напряженного состояния и критические напряжения
1	2
1. Балка симметричного сечения, укрепленная поперечными основными ребрами жесткости (1): *а*) сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу  – учитываются компоненты напряженного состояния σ, σ_{loc} и τ $$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}+\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}\le\gamma_c\,, \qquad (1)$$ б) сосредоточенная нагрузка F приложена к растянутому поясу  – учитываются компоненты напряженного состояния σ и τ или σ_{loc} и τ $$\left.\begin{aligned}&\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}\le\gamma_c\\&\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}\le\gamma_c\end{aligned}\right\}. \qquad (1a)$$	$$\sigma=\frac{M}{J_x}y\,; \qquad (2)$$ $$\tau=\frac{Q}{th}\,, \qquad (3)$$ $$\sigma_{loc}=\frac{\gamma_{f1}F_{\text{н}}}{tl_{ef}}\,, \qquad (4)$$ $$\tau_{cr}=10{,}3\left(1+\frac{0{,}76}{\mu^2}\right)\frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}\,. \qquad (5)$$ Значения σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ в формулах (1), (1а) следует определять: *а*) при $a/h_{ef}\le 0{,}8$: $$\sigma_{cr}=\frac{C_{cr}R_y}{\bar{\lambda}_w^2}\,; \qquad (6)$$ $$\sigma_{loc,cr}=\frac{C_1R_y}{\bar{\lambda}_a^2}\,; \qquad (7)$$ б) при $a/h_{ef}>0{,}8$ и σ_{loc}/σ больше значений, приведенных в табл.24 СНиП II-23-81*: $$\sigma_{cr}=\frac{C_2R_y}{\bar{\lambda}_w^2}\,; \qquad (8)$$ $\sigma_{loc,cr}=\dfrac{C_1R_y}{\bar{\lambda}_a^2}$, в которой при $a/h_{ef}>2$ следует принять $a=2h_{ef}$; в) при $a/h_{ef}>0{,}8$ и $\sigma_{loc,cr}/\sigma$ не больше значений, принятых по табл.24 СНиП II-23-81*: $$\sigma_{cr}=\frac{C_{cr}R_y}{\bar{\lambda}_w^2}\,;$$ $$\sigma_{loc,cr}=\frac{C_1R_y}{\bar{\lambda}_a^2}\,. \qquad (9)$$
2. Балка асимметричного сечения (с более развитым сжатым поясом), укрепленная поперечными основными ребрами жесткости (1): *а*) сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу  	Компоненты напряженного состояния определяются: σ – по формуле (2), τ – по формуле (3), σ_{loc} – по формуле (4). Критические касательные напряжения $\tau_{\text{сг}}$ – по формуле (5). Значения σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ в формулах (1) и (1а) следует определять: *а*) при $a/h_{ef}\le 0{,}8$: $$\sigma_{cr}=\frac{C_{cr}R_y}{\bar{\lambda}_w^2}\,; \qquad (11)$$

1	2
– учитываются компоненты напряженного состояния σ, σ_{loc} и τ; проверка устойчивости по формуле (1). б) сосредоточенная нагрузка *F* приложена к растянутому поясу.  – учитываются компоненты напряженного состояния σ и τ или σ_{loc} и τ; проверка устойчивости по формулам (1*a*).	$$\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2};$$ (12) б) при $a/h_{ef} > 0{,}8$: $$\sigma_{cr} = \frac{C_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2};$$ (13) $$\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2}$$ (14) , в которой при $a/h_{ef} > 2$ следует принять $a = 2h_{ef}$; в) при $a/h_{ef} > 0{,}8$: $$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2}$$ (15); $$\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2}$$ (16), расчеты по п.п. б), в) выполнять независимо от значения σ_{loc}/σ
3. Балка симметричного сечения, укрепленная поперечными основными ребрами жесткости (1) и продольным ребром (2): *а*) сосредоточенная нагрузка *F* приложена к сжатому поясу:  Пластинка 3. Учитываются компоненты напряженного состояния σ, σ_{loc} и τ. $$\frac{\sigma}{\sigma_{cr1}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr1}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr1}}\right)^2 \le \gamma_c;$$ (17) Пластинка 4. Учитываются компоненты напряженного состояния σ, $\sigma_{loc2} = 0{,}4\sigma_{loc}$ и τ: $$\sqrt{\left[\frac{\sigma(1-2h_1/h_{ef})}{\sigma_{cr2}} + \frac{\sigma_{loc2}}{\sigma_{loc,cr2}}\right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}}\right)^2} \le \gamma_c;$$ (18) б) сосредоточенная нагрузка *F* приложена к растянутому поясу:  	Компоненты напряженного состояния определяются: σ по формуле (2); τ по формуле (3); σ_{loc} по формуле (4). Пластинка 3. При $\mu_1 = a/h_1 \le 2$: $$\sigma_{cr1} = \frac{1{,}19\psi}{1 - \frac{h_1}{h_{ef}}} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_1^2};$$ (21) $$\sigma_{loc,cr1} = (1{,}24 + 0{,}476\mu_1)\psi \frac{R_y}{\bar{\lambda}_a^2}.$$ (22) При $\mu_1 = a/h_1 > 2$: При вычислении σ_{cr1} по формуле (21) и $\sigma_{loc,cr1}$ по формуле (22) принимать $a = 2h_1$ $$\tau_{cr1} = 10{,}3\left(1 + \frac{0{,}76}{\mu^2}\right)\frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}.$$ (23) Пластинка 4. $$\sigma_{loc2} = 0{,}4\sigma_{loc};$$ (24) $$\sigma_{cr2} = \frac{5{,}43}{(0{,}5 - h_1/h_{ef})^2}\frac{R_y}{\bar{\lambda}_w^2};$$ (25) $$\sigma_{loc,cr2} = \frac{C_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2};$$ (26) $$\tau_{cr2} = 10{,}3\left(1 + \frac{0{,}76}{\mu^2}\right)\frac{R_y}{\bar{\lambda}_{ef}^2}.$$ (27)

1	2
Пластинка 3. Учитываются компоненты напряженного состояния σ и τ. $\frac{\sigma}{\sigma_{c\eta}}+\left(\frac{\tau}{\tau_{c\eta}}\right)^2 \le \gamma_c$; (19) Пластинка 4. Учитываются компоненты напряженного состояния σ и τ или $\sigma_{loc2} = 0{,}4\sigma$ и τ $\left.\begin{array}{l}\sqrt{\left[\frac{\sigma(1-2h_1/h_{ef})}{\sigma_{cr2}}\right]^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}}\right)^2} \le \gamma_c \\ \sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr2}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}}\right)^2} \le \gamma_c\end{array}\right\}$; (20)	
4. Балка асимметричного сечения (с более развитым сжатым поясом), укрепленная поперечными основными ребрами жесткости (1) и продольным ребром (2): *а*) сосредоточенная нагрузка *F* приложена к сжатому поясу:  Пластинка 3. Учитываются компоненты напряженного состояния σ, σ_{loc} и τ; поверка устойчивости по формуле (17). Пластинка 4. Учитываются компоненты напряженного состояния σ, σ_{loc2}, τ $\sqrt{\left[\frac{\sigma(1-\alpha h_1/h_{ef})}{\sigma_{cr2}}+\frac{\sigma_{loc2}}{\sigma_{loc,cr2}}\right]^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}}\right)^2} \le \gamma_c$; (28) б) сосредоточенная нагрузка *F* приложена к растянутому поясу:  Пластинка 3. Учитываются компоненты напряженного состояния σ и τ; проверка устойчивости по формуле (19).	Компоненты напряженного состояния определяются: σ по формуле (2); τ по формуле (3); σ_{loc} по формуле (4). Пластинка 3. При $\mu_1 = a/h_1 \le 2$: $\sigma_{cr1} = \frac{1{,}19\psi}{1-\alpha h_1/2h_{ef}}\frac{R_y}{\bar{\lambda}_1^2}$; (30) $\sigma_{loc,cr1} = (1{,}24+0{,}476\mu_1)\psi\frac{R_y}{\bar{\lambda}_a^2}$. (31) При $\mu_1 = a/h_1 > 2$: При вычислении σ_{cr1} по формуле (30) и $\sigma_{loc,cr1}$ по формуле (31) принимать $a = 2h_1$ $\tau_{cr1} = 10{,}3\left(1+\frac{0{,}76}{\mu^2}\right)\frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}$. (23) Пластинка 4. $\sigma_{loc2} = 0{,}4\sigma_{loc}$; (33) $\sigma_{cr2} = \frac{5{,}43}{\left(\frac{1}{\alpha}-\frac{h_1}{h_{ef}}\right)^2}\frac{R_y}{\bar{\lambda}_w^2}$; (34) $\sigma_{loc,cr2} = \frac{C_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2}$; (26) $\tau_{cr2} = 10{,}3\left(1+\frac{0{,}76}{\mu^2}\right)\frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}$. (27)

1	2
Пластинка 4. Учитываются компоненты напряженного состояния σ и τ или $\sigma_{loc2} = \sigma_{loc}$ и τ: $\left.\begin{array}{l}\sqrt{\left[\dfrac{\sigma(1-\alpha h_1/h_{ef})}{\sigma_{cr2}}\right]^2+\left(\dfrac{\tau}{\tau_{cr2}}\right)^2}\le\gamma_c\\ \sqrt{\left(\dfrac{\sigma_{loc2}}{\sigma_{loc,cr2}}\right)^2+\left(\dfrac{\tau}{\tau_{cr2}}\right)^2}\le\gamma_c\end{array}\right\};$ (29)	
5. Балка симметричного сечения, укрепленная поперечными основными ребрами жесткости (1), продольным ребром (2) и пластинка 3 укреплена короткими ребрами (5). Сосредоточенная нагрузка *F* приложена к сжатому поясу:  Пластинка 3. Учитываются компоненты напряженного состояния σ, σ_{loc}, τ. $\dfrac{\sigma}{\sigma_{cr1}}+\dfrac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr1}}+\left(\dfrac{\tau}{\tau_{cr1}}\right)^2\le\gamma_c$; (17) Пластинка 4. Учитываются компоненты напряженного состояния σ, σ_{loc2} , τ; проверка устойчивости по формуле (18).	Компоненты напряженного состояния определяются: σ по формуле (2); τ по формуле (3); σ_{loc} по формуле (4). Пластинка 3. При $\mu_1 = a_1/h_1 \le 2$: $\sigma_{cr1}=\dfrac{1{,}19\psi}{1-h_1/h_{ef}}\dfrac{R_y}{\bar{\lambda}_1^2}$; (35) $\sigma_{loc,cr1}=(1{,}24+0{,}476\mu_1)\psi\dfrac{R_y}{\bar{\lambda}_a^2}$. (36) При $\mu_1 = a_1/h_1 > 2$: При вычислении σ_{cr1} по формуле (35) и $\sigma_{loc,cr1}$ по формуле (36) принять $a_1 = 2h_1$. τ_{cr1} вычислять по формуле (23). Пластинка 4. $\sigma_{loc2} = 0{,}4\sigma_{loc}$; (24). Критическое напряжение определяют: σ_{cr2} – по формуле (25); $\sigma_{loc,cr2}$ – по формуле (26); τ_{cr2} – по формуле (27).

Обозначения, используемые в табл.6.7:

σ – сжимающее напряжение у расчетной границы стенки, принимаемое со знаком «плюс»

τ_{cr} – критические касательные напряжения, вычисляемые по действительным размерам отсека

σ_{cr} – критические напряжения при чистом изгибе

$\sigma_{loc,cr}$ – критические локальные напряжения

$F_н$ – нормативное значение давления колеса крана

M, *Q* – средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах отсека; если длина отсека больше его расчетной высоты, то *M* и *Q* следует вычислять для более напряженного участка с длиной, равной высоте отсека; если в пределах отсека момент или поперечная сила меняют знак, то их средние значения следует вычислять на участке отсека с одним знаком

a – расстояние между осями поперечных основных ребер

a_1 – расстояние между осями соседних коротких ребер жесткости

h_{ef} – расчетная высота стенки, равная в сварных балках полной высоте стенки (*h*)

t – толщина стенки

b_f – ширина сжатого пояса балки

t_f – толщина сжатого пояса балки

$\gamma_{f1} = 1{,}1$ – коэффициент увеличения вертикальной сосредоточенной нагрузки на отдельное колесо крана (п.4.8. СНиП 2.01.07-85*);

$\gamma_c = 0{,}9$ – коэффициент условий работы (табл.6. СНиП II-23-81*)

$$\bar{\lambda}_{ef} = (d/t)\sqrt{R_y/E}\ ; \qquad \bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t)\sqrt{R_y/E}\ ; \qquad \bar{\lambda}_a = (a/t)\sqrt{R_y/E}$$

d – меньшая из сторон пластинки (h_{ef} или a)

μ – отношение большей стороны пластинки к меньшей

В формуле (6):

C_{cr} – коэффициент, принимаемый по табл.21 СНиП II-23-81*, в зависимости от коэффициента δ, равного:

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t} \right)^3, \quad (10)$$

$\beta = 2$ – при неприваренных крановых рельсах

$\beta = \infty$ – при приваренных крановых рельсах

C_1 – коэффициент, принимаемый в зависимости от a/h_{ef} и значения δ по табл.23 СНиП II-23-81*

C_2 – коэффициент, принимаемый в зависимости от a/h_{ef} по табл.25 СНиП II-23-81*

σ_{loc}/σ – коэффициент, принимаемый в зависимости от a/h_{ef} по табл.24 СНиП II-23-81*

В формулах (9) и (16) следует подставлять $0{,}5a$ вместо a при вычислении $\bar{\lambda}_a$.

В формулах (10), (11), (13), (15) следует принимать при: нагруженном сжатом поясе $h_{ef} = 2y$; нагруженном растянутом поясе $h_{ef} = 2y_1$:

$$\bar{\lambda}_1 = (h_1/t)\sqrt{R_y/E}\ ; \quad \psi = (\mu_1 + 1/\mu_1)^2 .$$

В формулах (23) и (27) подставляют размеры проверяемой пластинки.

В формуле (26) C_1 определяется по табл.23 СНиП II-23-81* при $\delta = 0{,}8$, заменяя значение отношения a/h_{ef} значением $a/(h_{ef} - h_1)$.

В формулах (30), (29), (34) $\alpha = (\sigma - \sigma_t)/\sigma$, где σ_t – краевое растягивающее напряжение (со знаком «минус») у расчетной границы отсека.

В формуле (36) $\bar{\lambda}_a = a_1/t\sqrt{R_y/E}$.

Таблица 6.8. Расчет на прочность сварных подкрановых балок

Элемент сечения балки	Формула прочности	Формула напряжений
Верхний пояс	$\sigma \le R_y\gamma_c$, (1)	– тормозная балка $\sigma = \frac{M_x}{J_x}y \pm \frac{M_y}{J_y}x$; $\sigma = \frac{M_x}{J_x}y \pm \frac{T_b}{A_f}$ – тормозная ферма $\sigma = \frac{M_x}{J_x}y \pm \frac{N_b}{\varphi A_f} + \frac{M_{loc}}{W_f}$ – без тормозного устройства $\sigma = \frac{M_x}{J_x}y + \frac{M_y}{W_f}$; $\sigma = \frac{M_x}{J_x}y + \frac{N_b}{\varphi A_f}$
Нижний пояс	$\sigma \le R_y\gamma_c$, (2)	$\sigma = \frac{M_x}{J_x}y$
Стенка	Для кранов режима работы 1К–6К $\tau = \frac{QS}{Jt} \le R_s\gamma_c$, (3) $\sigma_{loc} = \frac{\gamma_{f1}F_н}{tl_{ef}} \le R_y\gamma_c$, (4) $\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \le \beta R_y\gamma_c$, (5) $\tau_{xy} \le R_s\gamma_c$, (6)	$\sigma_x = \frac{M_x}{J_x}y$ $\tau_{xy} = \frac{QS}{Jt}$ $\sigma_y = \sigma_{loc} = \frac{\gamma_{f1}F_н}{tl_{ef}}$

	Для кранов режима работы 7К–8К	
Стенка	$\sqrt{(\sigma_x+\sigma_{loc,x})^2-(\sigma_x+\sigma_{loc,x})\sigma_{loc,y}+}\rightarrow$ $\rightarrow\overline{+\sigma_{loc,y}^2+3(\tau_{xy}+\tau_{loc,xy})^2}\le\beta R_y$, (7) $\sigma_x+\sigma_{loc,x}\le R_y$, (8) $\sigma_{loc,y}+\sigma_{fy}\le R_y$, (9) $\tau_{xy}+\tau_{loc,xy}+\tau_{f,xy}\le R_s$, (10)	$\sigma_x=\frac{M_x}{J_{xn}}y$, (11); $\tau_{xy}=\frac{Q}{ht}$, (12) $\sigma_{loc,y}=\frac{\gamma_{f1}F_н}{tl_{ef}}$, (13) $\sigma_{loc,x}=0{,}25\sigma_{loc,y}$, (14) $\tau_{loc,xy}=0{,}3\sigma_{loc,y}$, (15) $\sigma_{fy}=\frac{2M_f t}{J_f}$, (16) $\tau_{f,xy}=0{,}25\sigma_{fy}$, (17)

Обозначения, используемые в табл.6.8:

J_x, J_y – момент инерции сечения относительно осей соответственно x–x, y–y

x, y – координаты рассматриваемой точки сечения относительно главных осей

A_f – площадь сечения пояса балки

W_f – момент сопротивления верхнего пояса балки относительно вертикальной оси

M_{loc} – местный изгибающий момент в панели верхнего пояса от горизонтальных поперечных нагрузок

N_b – усилие в верхнем поясе балки от горизонтальных поперечных или продольных нагрузок

$\beta = 1{,}15$ – для расчета разрезных балок

$\beta = 1{,}3$ – для расчета сечений на опорах неразрезных балок

l_{ef} – условная длина распределения сосредоточенной нагрузки, определяемой $l_{ef}=C\sqrt[3]{J_{1f}/t}$

$C = 3{,}25$ – для сварных балок

$C = 4{,}5$ – для балок на высокопрочных болтах

J_{1f} – сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса или общий момент инерции рельса и пояса в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса

σ_x – нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, параллельной оси балки

σ_y – то же, перпендикулярные оси балки , равные для подкрановых балок σ_{loc}

τ_{xy} – касательные напряжения: напряжения σ_x, σ_y, τ_{xy} следует определять в одной и той же точке стенки балки и принимать в формуле (5) каждое со своим знаком

M, Q – соответственно изгибающий момент и поперечная сила в сечении балки от расчетной нагрузки

γ_{f1} – коэффициент увеличения вертикальной сосредоточенной нагрузки на отдельное колеса крана (табл.6.4)

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке

$M_t=\gamma_{f1}F_н e+0{,}75\gamma_f Q_н h_r$, где e – условный эксцентриситет; h_r – высота кранового рельса

$J_f=J_t+b_f t^3/3$ – сумма собственных моментов инерции кручения рельса и пояса

b_f – ширина сжатого пояса балки

t_f – толщина сжатого пояса балки

t – толщина стенки балки

h – высота стенки балки

J_t – момент инерции кручения кранового рельса:

Тип рельса	КР50	КР70	КР80	КР100	КР120	КР140
J_t см^4	78	253	387	765	1310	2130

Все напряжения в формулах (7) – (17) следует принимать со знаком «плюс».

Поясные уголки могут быть равнополочные и неравнополочные. Площадь поясных уголков должна быть не менее 30 % всей площади пояса. Горизонтальные полки уголков верхнего пояса выбираются с учетом возможности размещения подкранового рельса. Это требование удовлетворяется при ширине горизонтальной полки ≥ 160 мм. Вертикальные полки уголков верхнего пояса принимаются из условия размещения высокопрочных болтов – минимальная ширина полок принимается 100 мм. Толщину полки уголков следует принимать не менее 10 м. Калибр уголков нижнего пояса принимается из условий размещения высокопрочных болтов, жесткости поясов, размещения крепления связей по нижним поясам и рациональной компоновки сечения балки. Минимальную ширину полок уголков принимать 100 мм.

Пояса могут выполняться из пакета листов, состоящего не более чем из трех листов. При этом следует стремиться к минимальному количеству листов в пакете. Минимальную ширину листов верхнего пояса принимают 460 мм. В пакете прикрепление каждого из листов за местом своего теоретического обрыва следует рассчитывать на половину усилия, которое может быть воспринято сечением листа. Прикрепление каждого листа на участке между действительным местом его обрыва и местом обрыва предыдущего листа следует рассчитывать на полное усилие, которое может быть воспринято сечением листа.

Минимальную расчетную ширину не окаймленного свеса b_{ef} сжатого поясного листа следует принимать из условия $b_{ef}/t = 0{,}5\sqrt{E/R_y}$, где t – толщина свеса; R_y – расчетное сопротивление.

Тормозную балку рекомендуется выполнять из сплошного листа и соединять с верхним поясом по всей длине на высокопрочных болтах. Прогибы тормозных конструкций не должны превышать 1/2000 пролета.

Нижние пояса балок пролетом более 12 м следует развязывать связями в уровне нижнего пояса. Гибкость растянутого нижнего пояса должна быть не более 150. Нижние пояса неразрезных подкрановых балок следует развязывать с учетом обеспечения устойчивости сжатого нижнего пояса.

При отсутствии связей по нижним поясам неразрезных балок следует производить проверку устойчивости нижнего пояса средних пролетов для случая расположения кранов в пролетах, смежных с рассчитываемым:

$$\sigma_x = \frac{M_x}{w_x} \leq \varphi R_y \gamma_c,$$

где φ – по СНиП II-23-81* п. 5.3; для определения гибкости расчетная длина сжатого пояса принимается равной длине балки и учитывается радиус инерции нижнего пояса в горизонтальной плоскости; M – момент в среднем пролете трехпролетной балки при установке в крайних пролетах по одному крану.

Стенку балки для обеспечения устойчивости следует укреплять ребрами (рис.6.8, 6.9):

– поперечными основными ребрами, поставленными на всю высоту стенки;

– поперечными основными и продольными ребрами;

– поперечными основными и промежуточными короткими ребрами и продольным ребром (при этом промежуточные короткие ребра следует располагать между сжатым поясом и продольным ребром).

Поперечные и продольные ребра жесткости рекомендуется проектировать из парных уголков, симметрично расположенных относительно оси стенки.

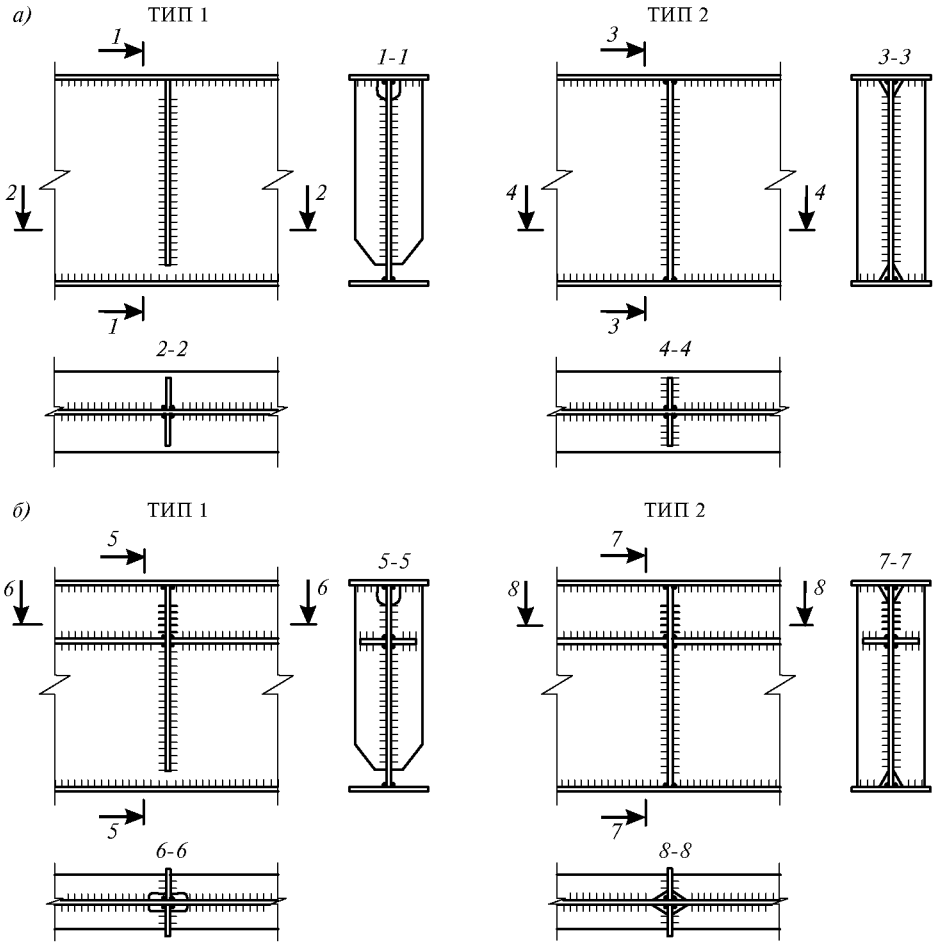


Рис.6.8. Ребра жесткости на сварных подкрановых балках
а - поперечные ребра; *б* - поперечные и продольные ребра

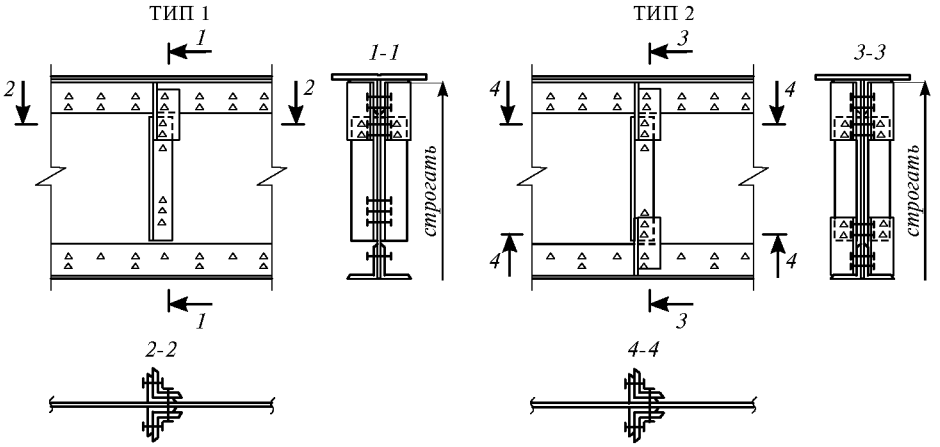


Рис.6.9 *а*. Ребра жесткости на подкрановых балках с соединениями на высокопрочных болтах: крепление ребер к стенке балки без прокладок

Минимальные размеры выступающих полок уголков ребер жесткости должны быть не менее $h_e/30+40$ и толщина t_s не менее $2b_h\sqrt{R_y/E}$. При укреплении стенки одним продольным ребром необходимые моменты инерции I_s сечения ребер жесткости следует определять:

- для поперечных ребер – по формуле $I_s = 3h_{ef}t_s^3$, где h_{ef} – расчетная высота стенки; b_n – ширина выступающей части ребра;
- для продольного ребра по формулам табл.26 СНиП II-23-81* с учетом предельных значений.

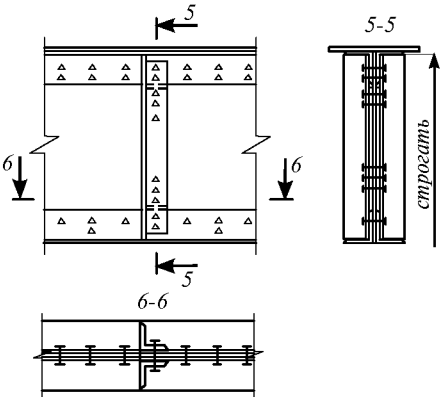


Рис.6.9 *б*. Ребра жесткости на подкрановых балках с соединениями на высокопрочных болтах: крепление ребер к стенке балки с прокладкой

Минимальную ширину полки уголка ребер жесткости принимать 90 мм. Для комбинированных балок ребра жесткости можно проектировать из парных листов, привариваемых к стенке балки.

Ширина выступающей части листа ребра должна быть не менее 90 мм. Поперечные ребра жесткости следует пристрогать и плотно пригнать к верхнему поясу. Опорные ребра рекомендуется проектировать из двух уголков. Размеры их определяются из условия прочности и устойчивости ребра.

Для комбинированных балок опорные ребра можно выполнять из листа, привариваемого к стенке балки. Торцы уголков или листов опорных ребер должны быть строганными и плотно пригнанными к нижнему поясу или опорной плите колонны.

Прикрепление опорных ребер из уголков рекомендуется выполнять на высокопрочных болтах. Высокопрочные болты (ВПБ) следует размещать с учетом требований (табл.6.9) и соответствующих расчетов.

Таблица 6.9. Размещение высокопрочных болтов

Характеристика расстояния	Расстояние при размещении болтов
Расстояние между центрами болтов в любом направлении:	
минимальное	2,5*d**
максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	8*d* или 12*t*
максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:	
при растяжении	16*d* или 24*d*
при сжатии	12*d* или 18*d*
Расстояние от центра болта до края элемента:	
минимальное вдоль усилия	2*d*
то же, поперек усилия:	
при обрезных кромках	1,5*d*
при прокатных кромках	1,2*d*
максимальное	4*d* или 8*t*
минимальное для высокопрочных болтов при любой кромке и любом направлении усилия	1,3*d*

* В соединяемых элементах из стали с пределом текучести св. 380 МПа минимальное расстояние между болтами следует принимать 3*d*.

Малонагруженные и соединительные болты должны размещаться на максимальных расстояниях; в стыках и узлах следует размещать болты на минимальных расстояниях. Болты крепления вертикальных полок уголков верхнего пояса к стенке балок под краны грузоподъемностью 125 т и более проектировать не менее чем в два ряда. При назначении шагов болтов следует учитывать модуль кондукторов или другой оснастки на заводе-изготовителе.

В соединяемых элементах из стали с пределом текучести до 380 МПа допускается уменьшение расстояния от центра болта до края элемента вдоль усилия и минимального расстояния между центрами болтов в случаях расчета с учетом соответствующих коэффициентов условий работы соединений согласно п.11.7 и 15.14 СНиП II-23-81*. Заводские стыки элементов балок можно выполнять сварными встык с последующей зачисткой и контролем швов физическими методами. Концы швов выводить на выводные планки. Монтажные стыки могут быть выполнены на сварке (рис.6.10), однако рекомендуется проектировать их на высокопрочных болтах (рис.6.11) или комбинированными.

Передачу продольных сил от торможения кранов, ветра и других нагрузок с подкрановых балок на колонны рекомендуется осуществлять в панели, где установлены вертикальные связи по колоннам. Передача этих усилий производится с помощью специальных прокладок, соединяющих нижний пояс с колоннами.

При проектировании подкрановых балок на ВПБ окончательные сечения определяются на основе детальных расчетов прочности, выносливости и жесткости. На прочность следует рассчитывать в соответствии с табл.6.10, при этом в сечениях устанавливаемых расчетом, недонапряжение не должно превышать 5 %.

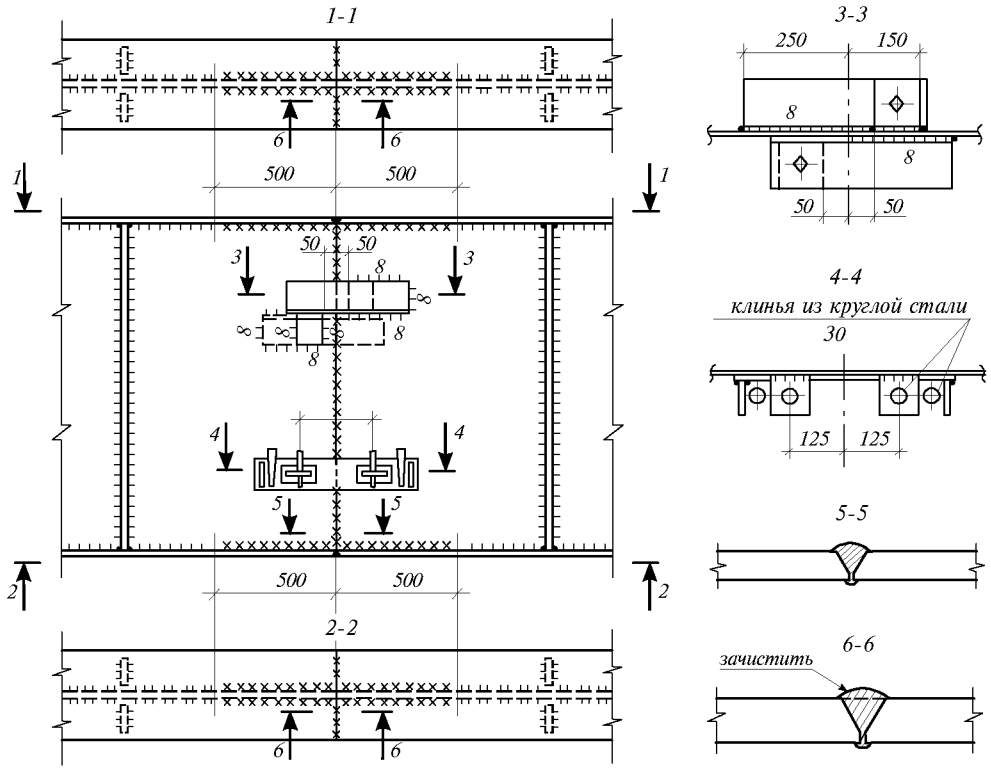


Рис.6.10. Монтажный стык сварной балки

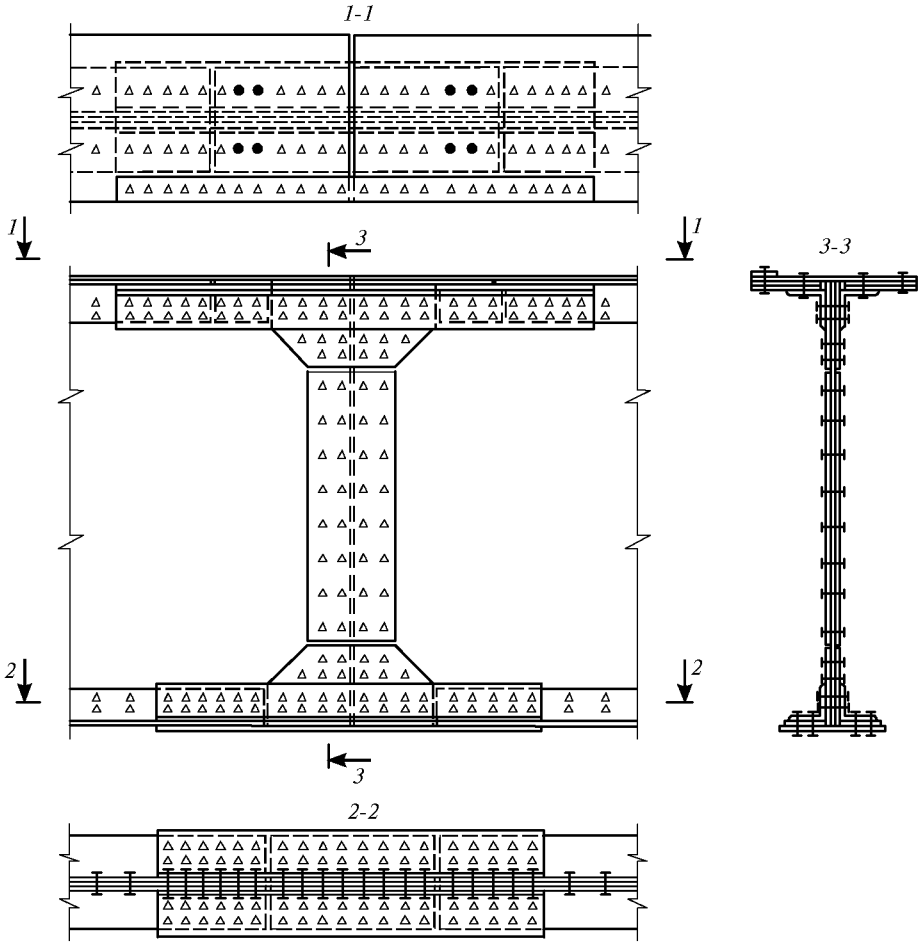


Рис.6.11. Монтажный стык балок на высокопрочных болтах

Число сечений балки, подлежащих расчету, определяют в зависимости от схемы балки и размеров пролетов. В разрезных балках пролетом до 12 м нормальные напряжения проверяют в одном сечении в середине пролета, а касательные напряжения – только на опоре. При этом приведенные напряжения по формуле (5) в табл.6.10 определяют в обоих сечениях. При пролетах более 12 м и при переменном сечении балок помимо проверки сечений с максимальными усилиями, следует определять напряжения во всех местах перемены сечений.

Стенки балок на ВПБ также как и при сварке для обеспечения их устойчивости укрепляются системой поперечных и продольных ребер.

Прямоугольные отсеки стенки (пластинки), заключенные между поясами и ребрами, следует проверять на устойчивость. При этом расчетными размерами проверяемой пластинки, заключенной между поясами и соседними поперечными основными ребрами жесткости, являются: a – расстояние между осями поперечных основных ребер; h_{ef} – расчетная высота стенки, равная расстоянию между ближайшими к оси балки краями поясных уголков; в комбинированных балках – от края полок поясных уголков верхнего пояса до внутренних граней поясного листа нижнего пояса.

Расчет на устойчивость стенки балок следует производить по табл.6.11.

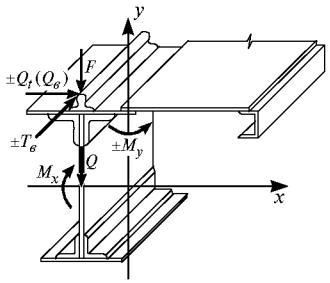


Таблица 6.10. Расчет на прочность подкрановых балок на высокопрочных болтах

Элемент сечения	Формулы для проверки прочности	Формулы напряжений
1	2	3
Верхний пояс балки	$\sigma \le R_y\gamma_c$ (1)	$\sigma = \frac{M_x}{W_{xn}} \pm \frac{M_y}{W_y}$ или $\sigma = \frac{M_x}{W_{xn}} \pm \frac{T_b}{A_{fn}}$
Нижний пояс	$\sigma \le R_y\gamma_c$ (2) Для неразрезных балок необходима дополнительная проверка	$\sigma_x = \frac{M_x}{W_{xn}}$
Стенка балки	$\tau = \frac{QS}{Jt} \le R_s\gamma_c$ (3); $\sigma_{loc} = \frac{\gamma_f F}{tl_{ef}} \le R_y\gamma_c$ (4); $\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \le \beta R_y\gamma_c$ (5); $\tau_{xy} \le R_s\gamma_c$ (6)	$\sigma_x = \frac{M_x}{J_n}y$; $\tau_{xy} = \frac{Q}{th}$; $\sigma_y = \sigma_{loc}$ Напряжения σ_x и σ_y следует определять в одной и той же точке стенки балки и принимать в формуле (5) каждое со своим знаком
	При количестве циклов нагружения $n \ge 2\cdot10^6$ $\sqrt{(\sigma_x+\sigma_{loc,x})^2 - (\sigma_x+\sigma_{loc,x})\sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy}+\tau_{loc,xy})^2} \le \beta R_y$; (7) $\sigma_x + \sigma_{loc,x} \le R_y$; (8) $\sigma_{loc,y} + \sigma_{fy} \le R_y$; (9) $\tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy} \le R_s$ (10)	$\sigma_x = \frac{M_x}{W_{xn}}y$; $\tau_{xy} = \frac{Q}{th}$; $\sigma_{loc,y} = \gamma_f F/tl_{ef}$; $\sigma_{loc,x} = 0{,}25\sigma_{loc,y}$; $\tau_{loc,xy} = 0{,}3\sigma_{loc,y}$; $\sigma_{fy} = 2M_t t/J_f$; $\tau_{f,xy} = 0{,}25\sigma_{fy}$

Пояснения к табл.6.10 :

β – коэффициент, принятый для разрезных балок $\beta = 1{,}15$, в сечениях на опорах неразрезных балок $\beta = 1{,}3$;

t, h – толщина и высота стенки;

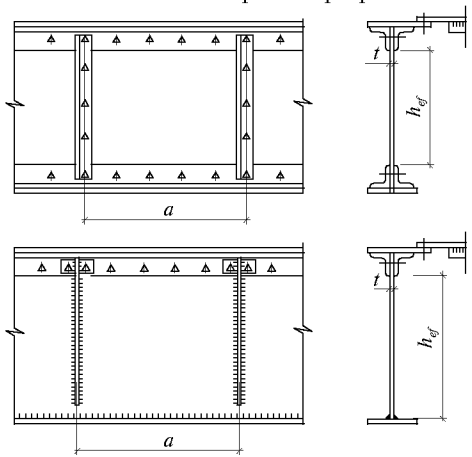
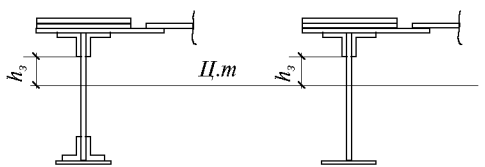
l_{ef} – условная длина распределения сосредоточенного груза $l_{ef} = C\sqrt[3]{J_{1f}/t}$, где $C = 4{,}5$;

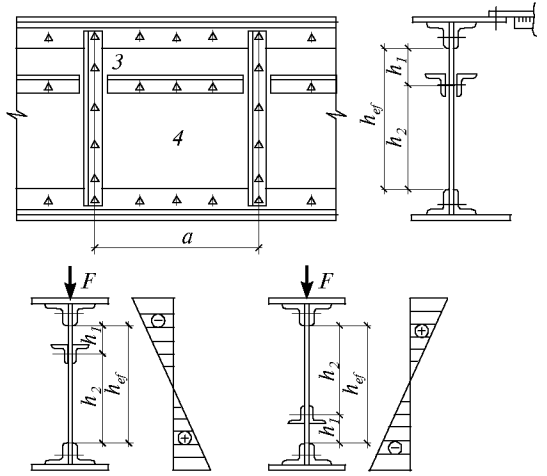
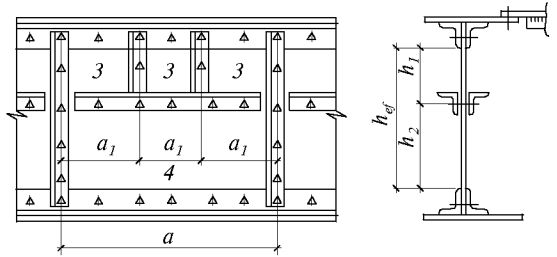
J_{1f} – сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса;

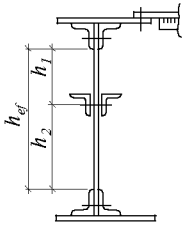
$J_f = J_t + \frac{b_f t_f^3}{3}$ – сумма собственных моментов инерции кручения рельса и пояса;

γ_f – коэффициент увеличения вертикальной сосредоточенной нагрузки на колесо крана по требованию СНиП «Нагрузки и воздействия».

Таблица 6.11. Расчет на устойчивость стенки подкрановой балки на высокопрочных болтах

Эскиз	Формула для проверки устойчивости, необходимые компоненты	Критические напряжения
1	2	3
Сечение симметричное. Только основные поперечные ребра жесткости 	$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}+\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}\le\gamma_c$ (1) $\sigma=\frac{M}{J_x}y$ (2); $\sigma_{loc}=\gamma_f\frac{F}{tl_{ef}}$ (3); $\tau=\frac{Q}{th}$ (4)	$\tau_{cr}=10{,}3\left(1+\frac{0{,}76}{\mu^2}\right)\frac{R_s}{\bar{\lambda}^2_{ef}}$ (5) *а*) при $a/h_{ef}\le 0{,}8$ $\sigma_{cr}=\frac{33{,}3R_y}{\bar{\lambda}^2_w}$ (6); $\sigma_{loc,cr}=\frac{C_1R_y}{\bar{\lambda}^2_a}$ (7) *б*) при $a/h_{ef}>0{,}8$ и σ_{loc}/σ больше значений в табл.24 СНиП II-23-81* $\sigma_{cr}=\frac{C_2R_y}{\bar{\lambda}^2_w}$ (8); $\sigma_{loc,cr}=\frac{C_1R_y}{\bar{\lambda}^2_a}$ в этой формуле при $a/h_{ef}>2$ следует принять $a=2h_{ef}$ *в*) при $a/h_{ef}>0{,}8$ и $\sigma_{loc,cr}/\sigma$ не больше значений в табл.24 СНиП II-23-81*: $\sigma_{cr}=\frac{33{,}3R_y}{\bar{\lambda}^2_w}$ (9); $\sigma_{loc,cr}=\frac{C_1R_y}{\bar{\lambda}^2_a}$ (10) в этой формуле вместо *а* принять $a/2$
Асимметричное сечение (с более развитым сжатым поясом). Только основные поперечные ребра жесткости 	Те же формулы (1), (2), (3), (4), (5), (6)	В формуле (6) и (8) $h_{ef}=2h_3$ При $a/h_{ef}>0{,}8$ расчеты по п.п. б) и в) выполнять независимо от отношения σ_{loc}/σ

1	2	3
Сечение симметричное. Поперечные основные ребра жесткости и продольное ребро 	Пластина 3 $\frac{\sigma}{\sigma_{cr1}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr1}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr1}}\right)^2 \le \gamma_c$ (12) $\sigma = \frac{M}{J_x} y$ (2); $\tau = \frac{Q}{th}$; $\sigma_{loc} = \gamma_f \frac{F}{tl_{ef}}$ Пластина 4 $\sqrt{\left[\frac{\sigma(1-2h_1/h_{ef})}{\sigma_{cr2}} + \frac{\sigma_{loc2}}{\sigma_{loc,cr2}}\right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \le \gamma_c$; (19) $\sigma_{loc2} = 0{,}4\sigma_{loc}$ (11)	При $\mu_1 = \frac{a}{h_1} \le 2$; $\sigma_{cr1} = \frac{1{,}19\psi}{1-h_1/h_{ef}} \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_1^2}$ (13) $\sigma_{loc,cr1} = (1{,}24 + 0{,}476\mu_1)\psi \frac{R_y}{\bar{\lambda}_a^2}$ (14) При $\mu_1 = a/h_1 > 2$ σ_{cr1} и $\sigma_{loc,cr1}$ по формулам (13), (14), принять $a = 2h_1$ $\tau_{cr1} = 10{,}3\left(1 + \frac{0{,}76}{\mu^2}\right)\frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}$ (15) $\sigma_{cr2} = \frac{5{,}43}{(0{,}5 - h_1/h_{ef})^2}\frac{R_y}{\bar{\lambda}_w^2}$ (16) $\sigma_{loc,cr2} = \frac{C_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2}$ (17) $\tau_{cr2} = 10{,}3\left(1 + \frac{0{,}76}{\mu^2}\right)\frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}$ (18)
Пластина 3 укреплена дополнительными короткими поперечными ребрами 	Пластина 3 формула (12) Пластина 4 формула (19)	В формулах заменить величину a величиной a_1

1	2	3
Асимметричное сечение с развитым поясом. Поперечные основные ребра жесткости и продольное ребро 	В формулы (19) и (13) вместо h_1/h_{ef} следует подставить $\alpha h_1/2h_{ef}$. В формулу (16) вместо $(0,5 - h_1/h_{ef})$ следует подставить $\left(\frac{1}{\alpha} - \frac{h_1}{h_{ef}}\right)$, где $\alpha = (\sigma - \sigma_t)/\sigma$; σ_t – краевое растягивающее напряжение (со знаком «минус») у расчетной границы отсека	

Обозначения:

$\gamma_c = 0,9$ – коэффициент условий работы (табл.6. СНиП II-23-81*)

$\bar{\lambda}_{ef} = d/t\sqrt{R_y/E}$; $\bar{\lambda}_w = h_{ef}/t\sqrt{R_y/E}$; $\bar{\lambda}_a = a/t\sqrt{R_y/E}$ – условная гибкость стенки;

a – меньшая сторона пластинки;

μ – отношение большей стороны пластинки к меньшей;

C_1 – коэффициент, принимаемый в зависимости от a/h_{ef} и значения δ по табл.23 СНиП II-23-81*;

σ_{loc}/σ – коэффициент, принимаемый в зависимости от a/h_{ef} по табл.24 СНиП II-23-81*;

C_2 – коэффициент, принимаемый в зависимости от a/h_{ef} по табл.25 СНиП II-23-81*;

$\psi = (\mu_1 + 1/\mu_1)^2$; $\bar{\lambda}_a = a/t\sqrt{R_y/E}$

В формулах (15) и (18) величины τ_{cr1} и τ_{cr2} определяются подстановкой действительных размеров проверяемой пластинки.

Устойчивость стенок балок не требует проверки при выполнении условий

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \le \beta R_y\gamma_c\,, \quad \tau_{xy} \le R_s\gamma_c$$

и условной гибкости стенки

$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t)\sqrt{R_y/E} < 2,5\,.$$

Стенку балки следует укреплять поперечными ребрами жесткости, если $\bar{\lambda}_w \ge 2,2$.

Расстояние между основными поперечными ребрами жесткости не должно превышать:

$$a \le 2h_{ef} \quad \text{при} \quad \bar{\lambda}_w > 3,2;$$

$$a \le 2,5h_{ef} \quad \text{при} \quad \bar{\lambda}_w \le 3,2.$$

Расчет подкрановых балок на выносливость следует производить по формуле

$$\sigma_{\max} \le \alpha R_v\gamma_v \le R_u/\gamma_u$$

где α – коэффициент, учитывающий количество циклов нагружений и вычисляемый по формуле:

для групп элементов *1* и *2* (табл.6.12):

при $n \le 4\cdot 10^6$ $\quad \alpha = 0,064\left(\frac{n}{10^6}\right)^2 - 0,5\frac{n}{10^6} + 1,75;$

при $n > 4\cdot 10^6$ $\quad \alpha = 0,774;$

для групп элементов *3 – 8*: $\quad \alpha = 0,07\left(\frac{n}{10^6}\right)^2 - 0,64\frac{n}{10^6} + 2,2\,;$

R_v – расчетное сопротивление усталости, принимаемое по табл.6.12;

Таблица 6.12. Расчетное сопротивление усталости стали

Группа элементов*	Значение R_v при временном сопротивлении стали разрыву R_{un}, МПа				
	до 420	св. 420	св. 440	св. 520	св. 580
1	120	128	132	136	145
2	100	106	108	110	116
3		Для всех марок стали		90	
4		То же		75	
5		″		60	
6		″		45	
7		″		36	
8		″		27	

Группа элементов принимается по табл.83 СНиП II-23-81. При отсутствии сварных соединений принять гр.1 или 2 с учетом качества кромок металла.

γ_v – коэффициент, определяемый по табл.6.13 в зависимости от вида напряженного состояния и коэффициента ассиметрии напряжений; здесь σ_{min} и σ_{max}, $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$ – соответственно наибольшее и наименьшее напряжение в расчитываемом элементе, вычисленное по сечению нетто без учета коэффициентов динамичности и коэффициентов φ, φ_e, φ_b. При разнозначных напряжениях коэффициент ассиметрии напряжений следует принимать со знаком «минус»;

Таблица 6.13. Значение коэффициента надежности γ_v

σ_{max}	Коэффициент ассиметрии напряжений	Формулы для вычисления коэффициента γ_v
Растяжение	$-1 \le \rho \le 0$	$\gamma_v = 2{,}5/(1{,}5 - \rho)$
	$0 < \rho \le 0{,}8$	$\gamma_v = 2/(1{,}2 - \rho)$
	$0{,}8 < \rho < 1$	$\gamma_v = 1/(1 - \rho)$
Сжатие	$-1 \le \rho < 1$	$\gamma_v = 2/(1 - \rho)$

Проверку общей устойчивости подкрановой балки для сжатого пояса при отсутствии сплошного тормозного настила производить по СНиП II-23-81*, п. 5.15.

Стенку балки над опорой, укрепленную ребром жесткости, следует рассчитывать на продольный изгиб из плоскости как стойку, нагруженную опорной реакцией. В расчетное сечение включить сечение ребра жесткости и полосу стенки шириной $0{,}65t\sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра. Расчетную длину стойки следует принимать равной высоте стенки.

Нижние торцы опорных ребер должны быть строганными либо плотно пригнанными. Напряжения в этих сечениях не должны превышать в случае:

а) расчетного сопротивления прокатной стали смятию R_p при $a \le 1{,}5t$ и сжатию R_y при $a > 1{,}5t$;

б) расчетного сопротивления смятию R_p
(в соответствии с п.7.12 СНиП II-23-81*).

Соединение на высокопрочных болтах поясных уголков верхнего пояса со стенкой следует рассчитывать по формуле

$$a\sqrt{T^2+\alpha^2V^2}\le Q_{bh}k\gamma_c.$$

Соединение на высокопрочных болтах поясного листа верхнего пояса с уголками и соединение нижнего пояса со стенкой следует рассчитывать по формуле

$$aT\le Q_{bh}k\gamma_c,$$

где a – шаг поясных высокопрочных болтов;

$T=QS/I$ – сдвигающее пояс усилие на единицу длины, вызываемое поперечной силой Q; S – статический момент брутто пояса балки относительно нейтральной оси;

$\alpha=0{,}4$ – когда стенка пристрогана к верхнему поясу; $\alpha=1$ – при отсутствии пристрожки;

$V=\gamma_{f1}F_н/l_{ef}$ – давление на единицу длины от катка крана; γ_{f1} – коэффициент увеличения вертикальной сосредоточенной нагрузки на колесо крана; $F_н$ – сосредоточенное давление катка крана, принимаемое без коэффициента динамичности; l_{ef} – условная длина распределения сосредоточенного груза, принимаемая по табл.6.10;

$Q_{bh}=R_{bn}\cdot\gamma_b\cdot A_{bn}\cdot\mu/\gamma_h$ – расчетное усилие одного высокопрочного болта;

здесь R_{bn} – расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов $R_{bn}=0{,}7R_{bun}$; R_{bun} – наименьшее временное сопротивление разрыву; γ_b – коэффициент условия работы, принимаемый для соединения элементов поясов балки, $\gamma_b=1$. Для других прикреплений $\gamma_b=0{,}9$ при количестве болтов n $5\le n\le 10$ и $\gamma_b=0{,}8$ при $n<5$; A_{bn} – площадь сечения болта нетто, вычисляемая по табл.6.14; μ – коэффициент трения соприкасающихся поверхностей по табл.6.15. Рекомендуется проектировать соединения с обработкой поверхностей стальными щетками. γ_h – коэффициент надежности, принимаемый по табл.6.15.

Таблица 6.14. Площади сечения болтов нетто

d, мм	16	18	20	22	24	27
A_{bn}, см^2	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59

Таблица 6.15. Коэффициент трения и надежности соединений на высокопрочных болтах

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Способ регулирования натяжения болтов	Коэффициент трения μ	Коэффициент γ_h при нагрузке и при разности номинальных диаметров отверстий и болтов δ, мм	
			динамической и при δ=3-6; статической и при δ=5-6	динамической и при δ=1; статической и при δ=1-4
1	2	3	4	5
Пескоструйный, дробеметный или дробеструйный двух поверхностей кварцевым песком или дробью без консервации	По M " α	0,58 0,58	1,35 1,2	1,12 1,02

Продолжение табл.6.15

1	2	3	4	5
То же, с консервацией, металлизацией, распылением цинка или алюминия	По M	0,5	1,35	1,12
	" α	0,5	1,2	1,02
Кварцевым песком или дробью одной поверхности с консервацией полимерным клеем и посыпкой карборундовым порошком, стальными щетками без консервации – другой поверхности	По M	0,5	1,35	1,12
	" α	0,5	1,2	1,02
Газопламенный двух поверхностей без консервации	По M	0,42	1,35	1,12
	" α	0,42	1,2	1,02
Стальными щетками двух поверхностей без консервации	По M	0,35	1,35	1,17
	" α	0,35	1,25	1,06
Без обработки	По M	0,25	1,7	1,3
	" α	0,25	1,5	1,2

Примечание: Способ регулирования натяжения болтов по M означает регулирование по моменту закручивания, а по α – по углу поворота гайки.

Для соединений элементов балки рекомендуется применять высокопрочные болты диаметром 16–27 мм из стали 40Х «Селект» с $R_{bun} = 1100$ Н/мм^2.

Сварные поясные швы нижнего пояса комбинированных балок следует рассчитывать по формуле:

$$\frac{T}{2\beta_f k_f} \le R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c; \quad \frac{T}{2\beta_z k_f} \le R_{wz}\gamma_{wz}\gamma_c;$$

где β_z; γ_{wz}; β_f; γ_{wf} – коэффициенты принимать по табл.34 СНиП II-23-81*, п.11.2; k_f – высота шва; R_{wf} – расчетное сопротивление сварного соединения.

Прогибы подкрановых балок определяются от одного наиболее неблагоприятного по воздействию крана по формуле

$$f = \frac{l^3 F_{\text{Н}} \Sigma Y_n}{EI_x},$$

где ΣY_n – сумма ординат линий влияния прогиба в середине пролета, определяемая для различных схем балок по табл.6.16–6.18. В этих таблицах: α – место приложения нагрузки в долях пролета; x – место определения прогиба балки в долях пролета.

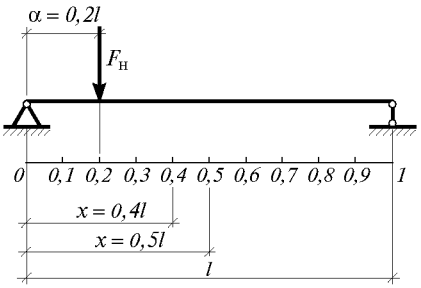


Таблица 6.16. Ординаты «Y» линии влияния прогиба для разрезных балок

α	$x = 0{,}4l$	$x = 0{,}5l$
0	0	0
0,1	0,00635	0,00615
0,2	0,01210	0,01190
0,3	0,01650	0,01660
0,4	0,01920	0,01970
0,5	0,01970	0,02080
0,6	0,01810	0,01970
0,7	0,01500	0,01660
0,8	0,01080	0,01190
0,9	0,00550	0,00615

Таблица 6.17. Ординаты «Y» линии влияния прогиба для крайнего пролета неразрезных балок

α	$x = 0,4l$	$x = 0,5l$	α	$x = 0,4l$	$x = 0,5l$
0	0	0			
0,1	0,00487	0,00449	2,1	0,00058	0,00065
0,2	0,00922	0,00869	2,2	0,00096	0,00108
0,3	0,01240	0,01204	2,3	0,00115	0,00129
0,4	0,01415	0,01408	2,4	0,00120	0,00134
0,5	0,01408	0,01452	2,5	0,00113	0,00126
0,6	0,01235	0,01326	2,6	0,00095	0,00107
0,7	0,00964	0,01063	2,7	0,00073	0,00082
0,8	0,00598	0,00708	2,8	0,00048	0,00054
0,9	0,00293	0,00324	2,9	0,00022	0,00025
1	0	0	3	0	0
1,1	-0,00217	-0,00242	3,1	-0,00017	-0,00019
1,2	-0,00355	-0,00396	3,2	-0,00029	-0,00032
1,3	-0,00426	-0,00476	3,3	-0,00036	-0,00040
1,4	-0,00442	-0,00493	3,4	-0,00039	-0,00043
1,5	-0,00412	-0,00460	3,5	-0,00038	-0,00042
1,6	-0,00351	-0,00391	3,6	-0,00034	-0,00038
1,7	-0,00267	-0,00297	3,7	-0,00028	-0,00031
1,8	-0,00173	-0,00192	3,8	-0,00019	-0,00021
1,9	-0,00080	-0,000895	3,9	-0,00010	-0,00011
2	0	0	4	0	0

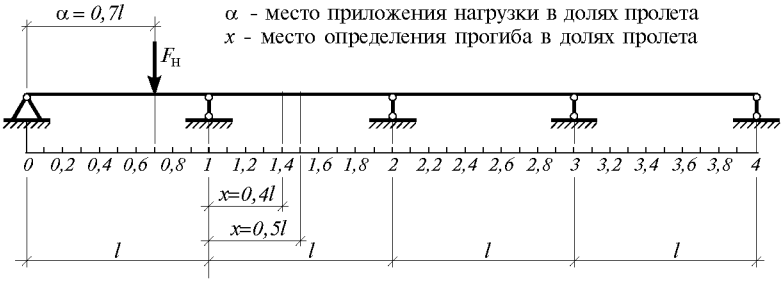


Таблица 6.18. Ординаты «Y» линии влияния прогиба для среднего пролета неразрезных балок

α	$x = 0,4l$	$x = 0,5l$	α	$x = 0,4l$	$x = 0,5l$
1	2	3	1	2	3
0	0	0			
0,1	-0,00130	-0,00121	1,1	0,00297	0,00267
0,2	-0,00252	-0,00236	1,2	0,00613	0,00580
0,3	-0,00358	-0,00335	1,3	0,00870	0,00855
0,4	-0,00442	-0,00412	1,4	0,01030	0,01048
0,5	-0,00495	-0,00460	1,5	0,01050	0,01117
0,6	-0,00505	-0,00472	1,6	0,00930	0,01040
0,7	-0,00469	-0,00438	1,7	0,00734	0,00845
0,8	-0,00376	-0,00354	1,8	0,00499	0,00569
0,9	-0,00224	-0,00210	1,9	0,00224	0,00260
1	0	0	2	0	0

1	2	3
2,1	-0,00167	-0,00196
2,2	-0,00274	-0,00321
2,3	-0,00330	-0,00387
2,4	-0,00343	-0,00401
2,5	-0,00320	-0,00376
2,6	-0,00274	-0,00322
2,7	-0,00209	-0,00246
2,8	-0,00137	-0,00161
2,9	-0,00065	-0,00076
3	0	0

1	2	3
3,1	0,00048	0,00057
3,2	0,00083	0,00097
3,3	0,00102	0,00119
3,4	0,00109	0,00128
3,5	0,00107	0,00126
3,6	0,00096	0,00113
3,7	0,00078	0,00091
3,8	0,00055	0,00065
3,9	0,00028	0,00033
4	0	0



6.4. Расчет и конструирование подкрановых ферм

Решетчатые подкрановые балки могут быть решены в виде шпренгельной балки, подкрановой фермы (рис.6.5 *в*, 6.12), подкраново-подстропильной фермы (рис.6.7). Конструкция шпренгельной балки состоит из балки жесткости (верхнего пояса), центральной стойки и шпренгеля (нижнего пояса). Для повышения устойчивости балки шпренгель рекомендуется центрировать на нижнюю грань балки жесткости. Применение шпренгельных балок с числом стоек более одной в качестве подкрановых не рекомендуется ввиду малой жесткости таких балок в вертикальной плоскости при односторонней нагрузке. Исходя из наибольшего размера панели (около 3 м) максимальный пролет шпренгельной балки получается 6 м.

Подкрановые фермы (рис.6.5 *в*, 6.12) проектируют с параллельными поясами, треугольной схемой решетки и дополнительными стойками. При такой схеме решетки масса подкрановой фермы на 10 % меньше массы аналогичных ферм, имеющих раскосную решетку при одинаковых высоте и нагрузках. Высоту подкрановых ферм следует назначать в пределах 1/5 – 1/7 пролета при пролетах 12 – 18 м и 1/7 – 1/10 пролета при пролетах 24 – 36 м (где меньшие величины относятся к большим пролетам ферм).

Длину панели подкрановой фермы рационально назначать приблизительно равной высоте фермы, но не более 3 м с тем, чтобы можно было подобрать сечение верхнего пояса из прокатного широкополочного или обычного двутавра, нижний пояс – из широкополочного тавра или из уголков; для элементов решетки рекомендуются спаренные уголки.

Расчет подкрановой фермы, представляющей собой статически неопределимую систему с числом неизвестных $n-1$ (где n – число панелей верхнего пояса), точными методами строительной механики достаточно трудоемок и его следует выполнять с применением компьютерной техники. Предварительное определение геометрических характеристик элементов подкрановых ферм может производиться сопоставлением с ранее запроектированными подобными фермами или, если та-

кой возможности нет, используют более простые приближенные методы расчета, получая затем путем последовательных приближений окончательные значения усилий и размеры сечений элементов фермы.

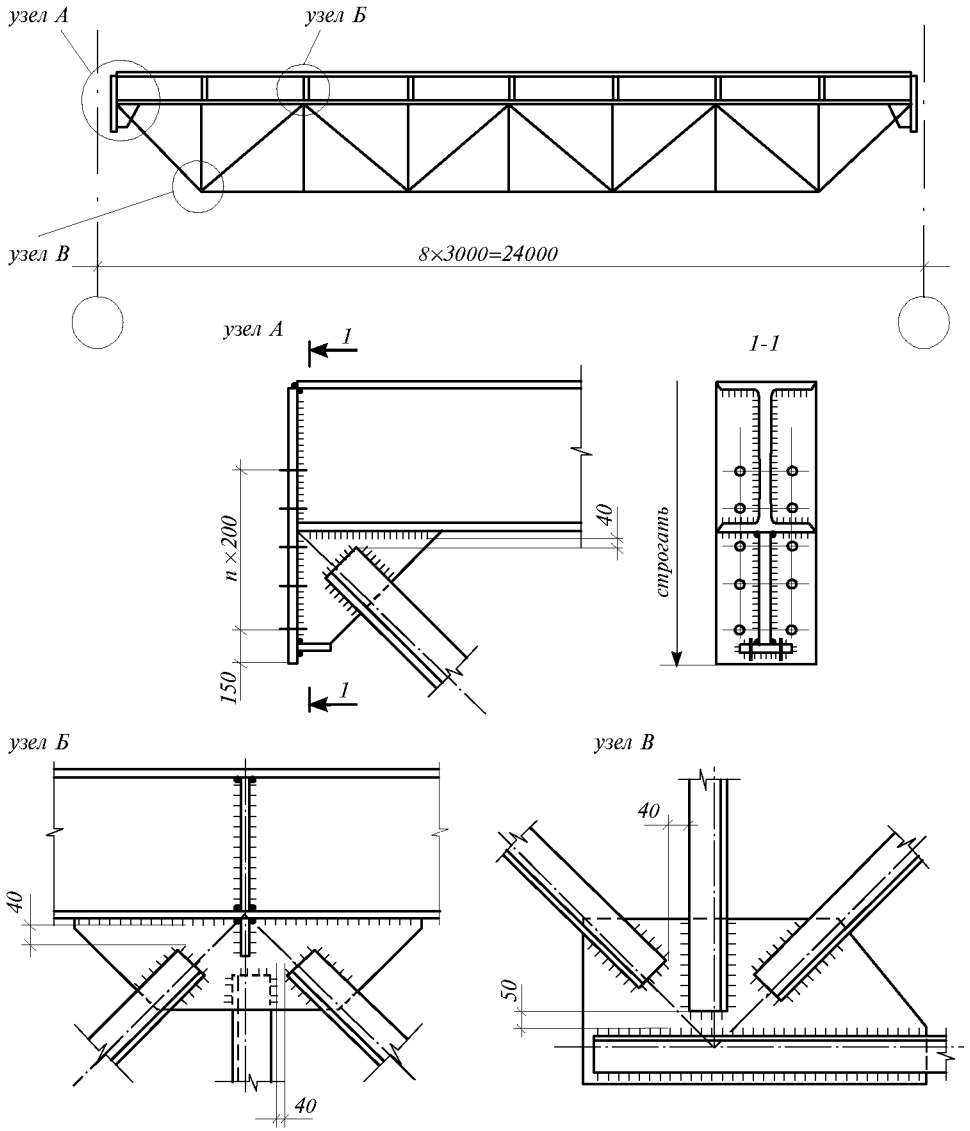


Рис.6.12. Сварные узлы подкрановых ферм

Высота подкраново-подстропильных ферм определяется габаритом крана и высотой стропильной фермы на опоре, но должна быть не менее 1/8 пролета, причем верхний пояс подкраново-подстропильной фермы принимается в одном уровне с верхним поясом стропильных конструкций. Длину панели назначают в пределах (0,8–1,3)h, кратной 3 м. В узлах ферм коробчатый жесткий пояс усиливают диафрагмами из листа; в сечениях между узлами для обеспечения неизменяемости контура коробки диафрагмы могут быть сквозными или сплошными. Расстояние между диафрагмами принимают 3, 4 или 6 м.

Прогибы подкрановых и подкраново-подстропильных ферм рекомендуется вычислять точными методами с использованием ЭВМ. Для приближенных подсчетов можно пользоваться формулой $f = Ml^2/8EI_f$, где M – изгибающий момент в середине пролета от вертикальной нормативной нагрузки без учета коэффициента динамичности; l – расчетный пролет фермы; I_f – момент инерции поясов фермы относительно нейтральной оси фермы в середине пролета.

Элементы решетки подкрановых ферм следует присоединять к поясам с помощью фасонок. Крепление фасонок к верхним поясам должно быть выполнено с полным проваром на всю толщину фасонок. Элементы решетки рекомендуется центрировать на нижнюю грань верхнего пояса. Подкрановые фермы проектируют сварными, рекомендуемые типы сварных узлов показаны на рис.6.12. В узлах примыкания решетки к верхнему поясу стенку пояса укрепляют парными ребрами жесткости.

Стыки элементов верхнего пояса проектируют встык без накладок, располагая их на участках с не полностью использованной несущей способностью. Монтажные соединения элементов подкраново-подстропильных конструкций выполняются обычно на высокопрочных болтах. Монтажные стыки балок жесткости должны быть расположены в наименее напряженных местах и выполнены на сварке встык.

6.5. Опирание подкрановых балок и ферм на колонны

Подкрановые балки и фермы следует опирать на колонны с центрованной передачей опорного давления через опорные ребра, имеющие строганые поверхности (рис.6.13), или через опорные прокладки, прикрепленные к нижнему поясу (рис.6.14). В этих случаях опорным ребрам подкрановых балок должно отвечать ребро в колонне. При оформлении узлов опирания подкрановых балок на опорную плиту колонны опорные ребра подкрановых балок следует располагать над полками подкрановой ветви колонны (рис.6.15). Во избежание повреждений болтового соединения балок на опоре болты размещают на расстоянии не более 0,6 высоты балки от низа опорного ребра (рис.6.13 и 6.15) или соединяют балки между собой жесткой распоркой в уровне нижнего пояса, допускающей свободный поворот опорного сечения (рис.6.16). Промежуточные опоры неразрезных балок на колонны показаны на рис.6.17.

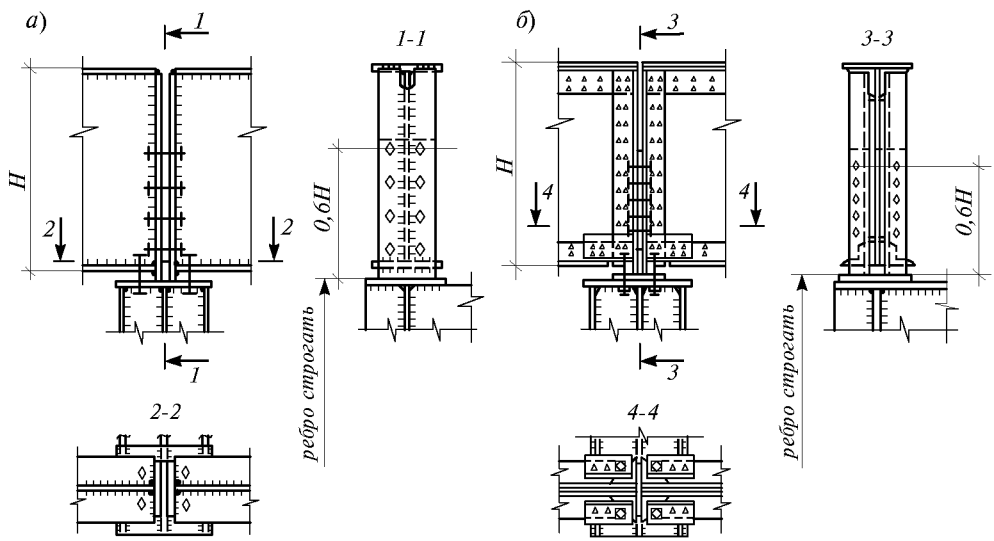


Рис.6.13. Опирание разрезных подкрановых балок на стальные колонны
а – сварных; *б* – на высокопрочных болтах

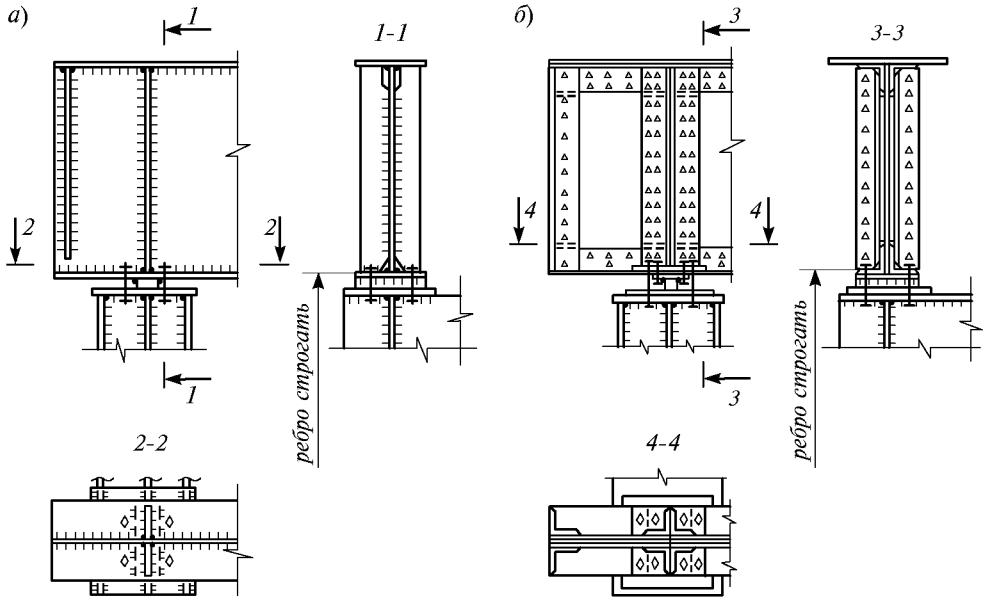


Рис.6.14. Опирание концевой (температурной) балки на стальную колонну
а - сварной; *б* - на высокопрочных болтах

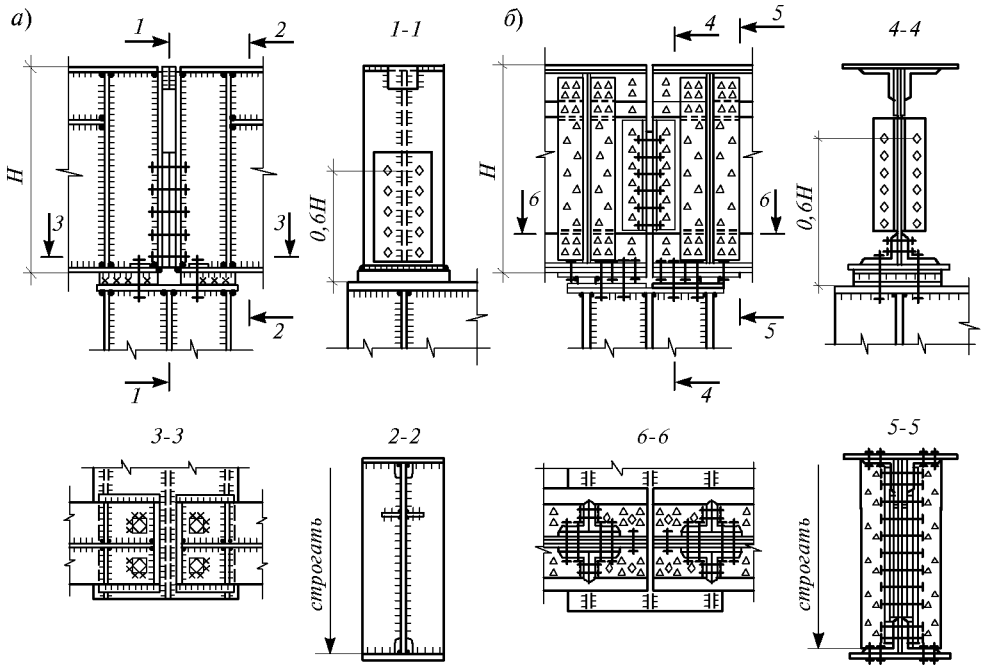


Рис.6.15. Опирание балок на стальную колонну через плиту
а - сварных; *б* - на высокопрочных болтах

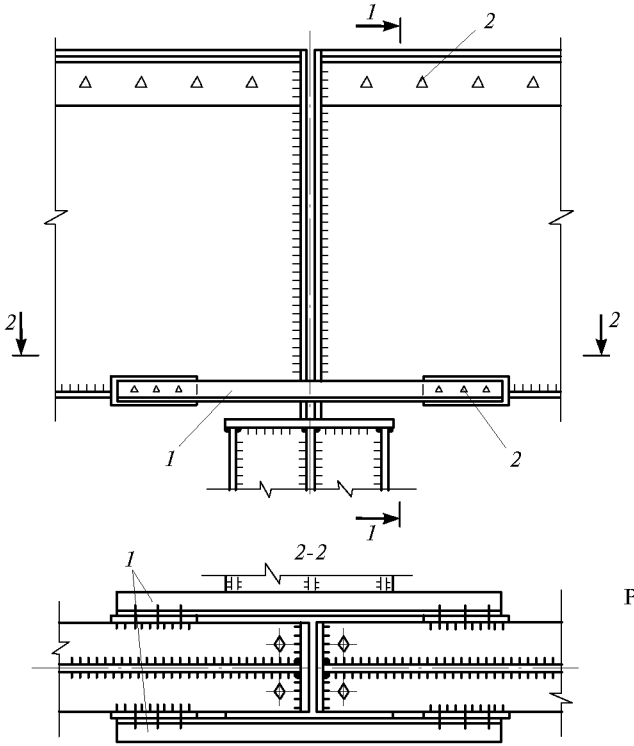


Рис.6.16. Соединение разрезных балок на колонне с помощью жесткого элемента

1 - жесткий элемент;

2 - высокопрочные болты

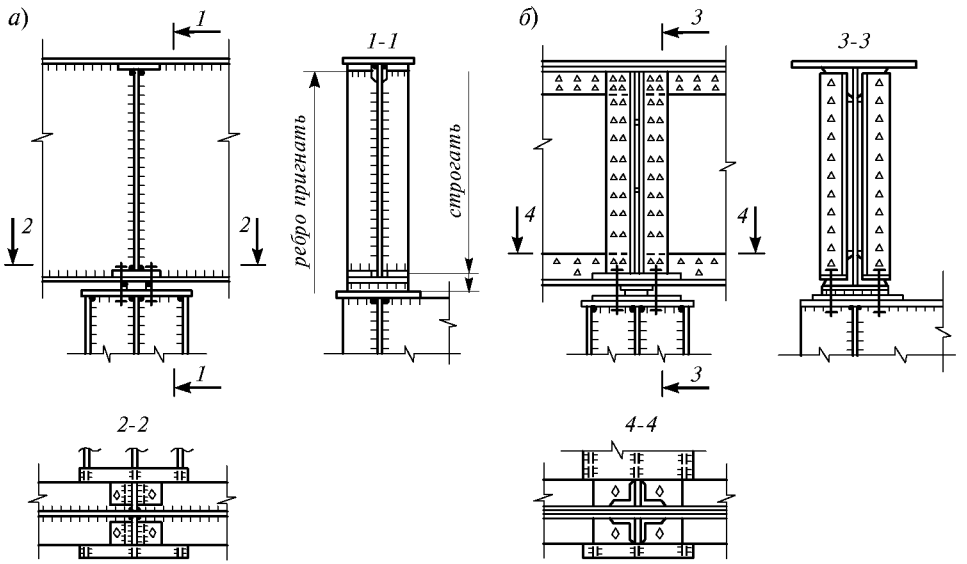
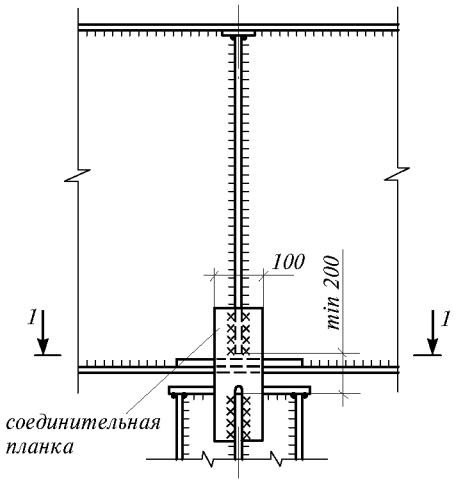


Рис.6.17. Опирание неразрезной подкрановой балки на стальную колонну

а – сварной; *б* – на высокопрочных болтах

Крайние опоры неразрезных подкрановых балок конструируют аналогично разрезным подкрановым балкам, при этом опорные закрепления должны выполняться с учетом отрывающегося усилия. Для этого могут быть использованы анкерные болты или специальные конструктивные элементы (рис.6.18). Опирание стальных

подкрановых балок на железобетонные колонны должно осуществляться через распределительную опорную плиту и крепиться к колонне предусмотренными в ней анкерными болтами. Размер распределительной плиты определяется в зависимости от опорного давления подкрановой балки и марки бетона колонны (рис.6.19).



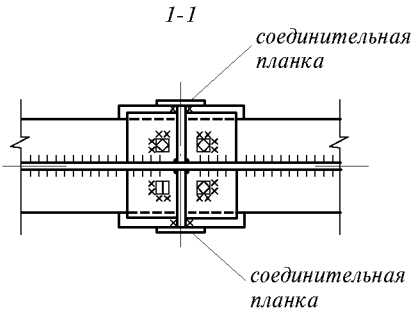


Рис.6.18. Опирание неразрезной подкрановой балки на стальную колонну при наличии отрывающих усилий

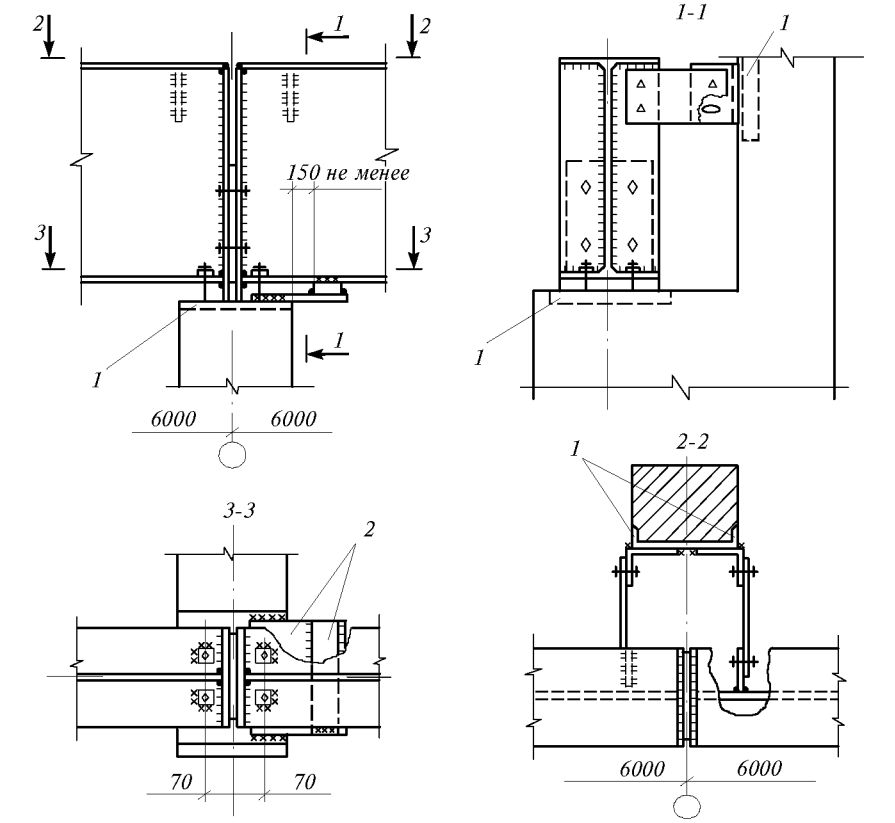


Рис.6.19. Опирание разрезных подкрановых балок на железобетонную колонну
1 – закладные детали; *2* – планки, устанавливаемые только в местах расположения вертикальных связей по колоннам

При опирании подкрановых балок на колонны в связевых панелях для передачи горизонтальных усилий на связи предусматриваются дополнительные закрепления подкрановых балок к колоннам. Размер монтажных швов или количество болтов этих прикреплений определяется расчетом. Конструкция узла прикрепления стальных подкрановых балок к колоннам в связевых панелях показана на рис.6.20, при опирании на железобетонные колонны – на рис.6.19. Опирание смежных подкрановых балок разной высоты выполняется либо установкой опорных столиков на торце более высокой балки (рис.6.21 *б*,*в*), либо путем развития опорного сечения низкой балки (рис.6.21 *а*).

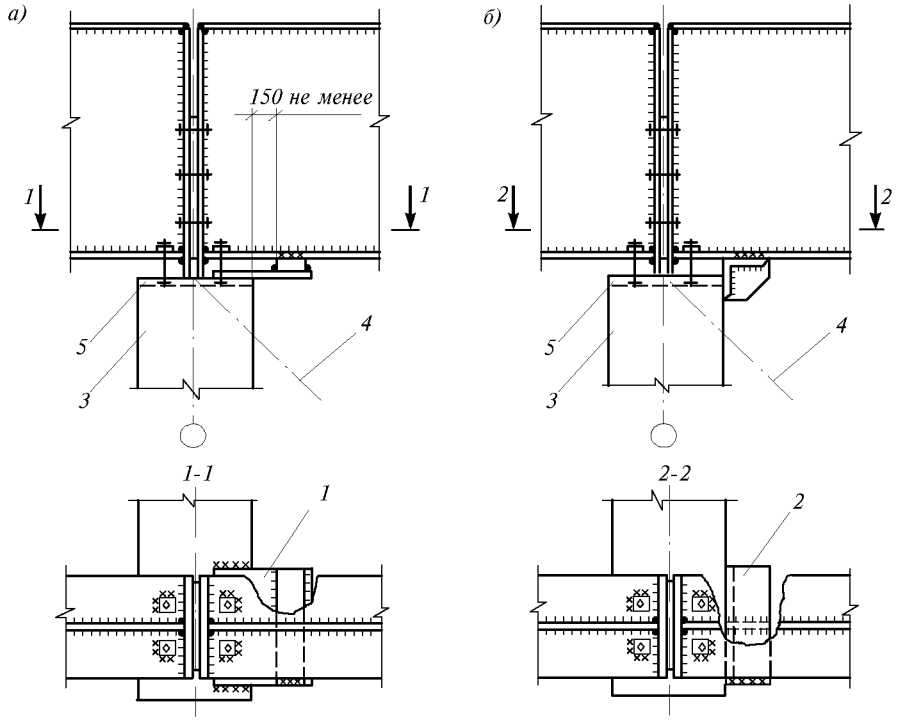


Рис.6.20. Опирание разрезных подкрановых балок на колонны в связевой панели
а – на гибких планках; *б* – с жестким элементом; *1* – гибкие планки; *2* – жесткий элемент; *3* – колонна стальная или железобетонная; *4* – вертикальные связи по колоннам; *5* – закладной элемент в железобетонной колонне

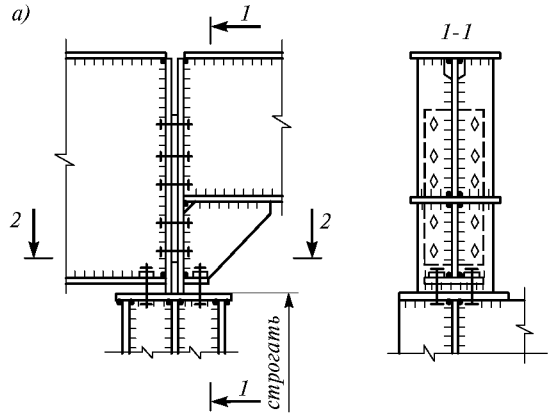


Рис.6.21 *а*. Опирание балок разной высоты на колонну

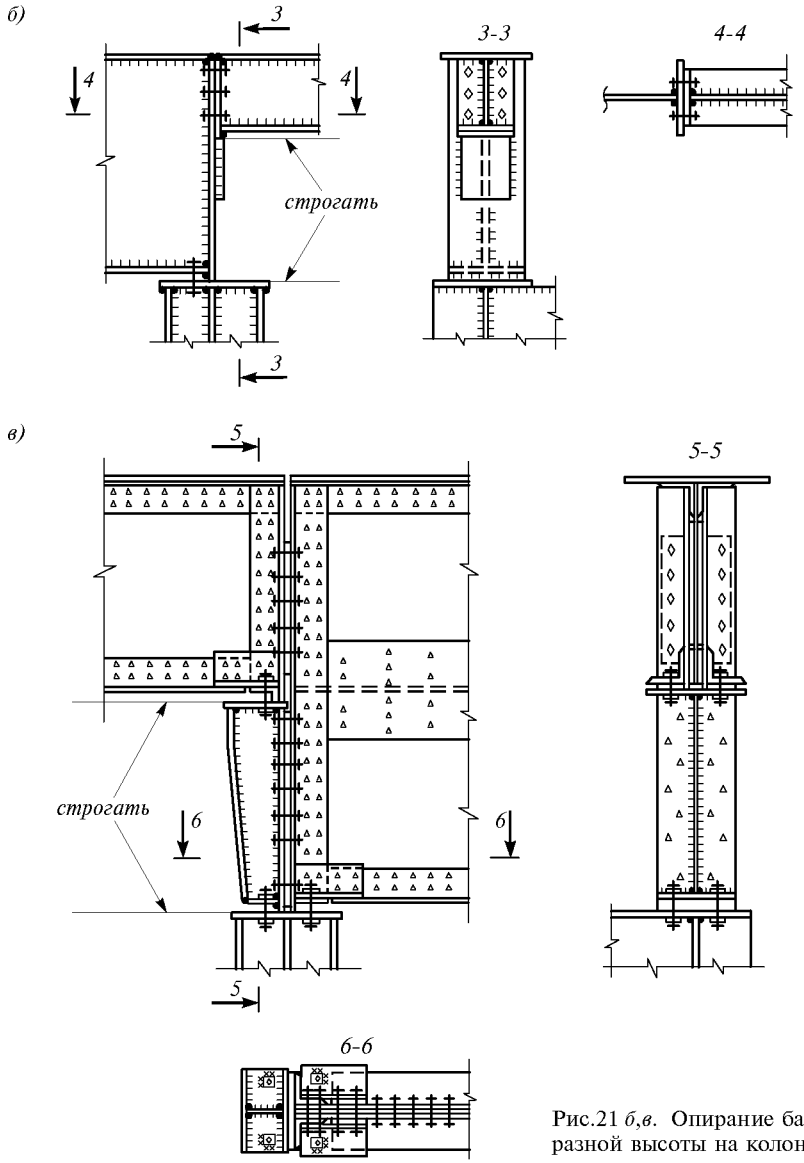


Рис.21 *б,в.* Опирание балок разной высоты на колонну

Температурные швы подкрановых балок обычно конструируют на парных колоннах. В местах расположения температурных швов подкрановые балки следует проектировать консольными (рис.6.14).

6.6. Расход стали на подкрановые конструкции

В табл.6.19 приведен ориентировочный расход стали на сварные подкрановые балки и фермы пролетом 6 и 12 м из стали марки С255 для кранов грузоподъемностью до 50 т, без учета массы тормозных конструкций, крановых рельсов и креплений. При подсчете массы неразрезных подкрановых балок принята масса среднего пролета балки. В табл.6.20 дан ориентировочный расход стали на разрезные и неразрезные сварные балки под некоторые тяжелые краны. Для неразрезных балок показана масса балки на один пролет, исходя из средней массы 1 пог м балки.

Таблица 6.19. Ориентировочная масса подкрановых балок из стали С255 под краны грузоподъемностью 5 – 50 т

Пролет балки, м	Грузоподъемность крана, т	Масса подкрановых балок, т		Масса фермы, т
		разрезных	неразрезных	
6	5	0,48	0,42	–
	10	0,57	0,49	–
	15	0,72	0,60	–
	15/3	0,74	0,61	–
	20/5	0,76	0,64	–
	30/5	1,09	0,90	–
	50/10	1,49	1,32	–
12	5	1,47	1,29	1,01
	10	1,81	1,58	1,41
	15	2,32	2,07	1,64
	15/3	2,40	2,14	1,75
	20/5	2,55	2,27	2,00
	30/5	3,27	2,96	2,64
	50/10	4,32	3,82	3,69

Таблица 6.20. Ориентировочная масса подкрановых балок под краны грузоподъемностью 80 – 320 т

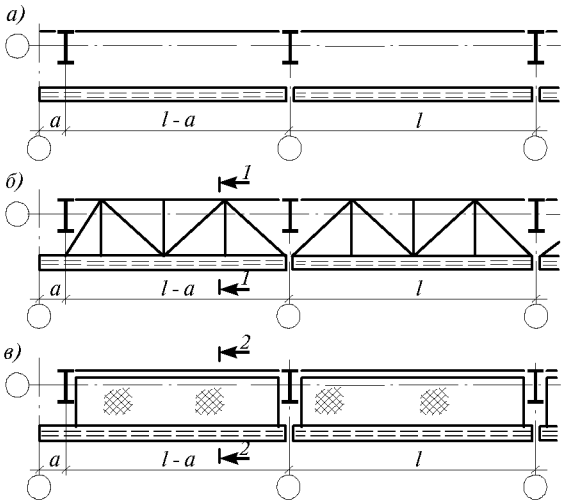
Пролет балки, м	Грузоподъемность крана, т	Масса подкрановых балок, т			
		разрезных из стали марки		неразрезных из стали марки	
		С255	С345	С255	С345
6	80/20	1,26	1,09	1,09	0,87
	100/20	1,35	1,24	1,12	0,94
	125/20	1,43	1,2	1,18	1,0
	250/32	2,09	1,71	1,65	1,38
	320/32	2,43	1,9	2,1	1,8
12	80/20	4,13	3,7	3,71	2,74
	100/20	4,85	4,09	3,81	3,00
	125/20	5,77	4,69	4,39	3,42
	250/32	8,52	6,6	6,65	5,1
	320/32	9,61	7,42	6,21	5,21
18	80/20	8,32	6,89	6,69	6,05
	100/20	9,94	7,95	7,68	5,52
30	100/20	25,29	23,26	19,32	16,8
	250/30	48,8	39,47	37,24	29,47
	320/32	53,48	44,72	42,28	34,79
36	200/32	–	–	–	68,6

6.7. Тормозные конструкции. Связи

Тормозные конструкции при кранах грузоподъемностью до 80 т и пролете балок 12 м и более рекомендуется проектировать решетчатыми. При кранах грузоподъемностью 100 т и выше, а также в зданиях с кранами групп режимов работы 6К–8К независимо от грузоподъемности кранов и в зданиях, где по правилам Госгортехнадзора требуются проходы вдоль подкрановых путей, тормозные конструкции проектируют сплошными в виде тормозных балок. В зданиях, возводимых в районах с расчетной зимней температурой -40°С и ниже, тормозные конструкции должны быть сплошного сечения.

При кранах грузоподъемностью до 50 т и пролете балок 6 м в зданиях с кранами групп режимов работы 1К–3К и при отсутствии проходов вдоль подкрановых путей рекомендуется для восприятия усилия от поперечного торможения принимать верхний пояс балки развитого сечения без устройства тормозных конструкций.

При расположении подкрановых балок вдоль колонн крайних рядов поясами тормозной балки (фермы) являются верхний пояс подкрановой балки и специальный наружный пояс (обычно из одного швеллера) (рис.6.22). Пояса тормозной балки соединяют в случае решетчатых балок решеткой (рис.6.22 *б*), в случае сплошных балок – листом (рис.6.22 *в*). При расположении подкрановых балок вдоль колонн средних рядов (рис.6.23) поясами тормозной балки служат верхние пояса подкрановых балок, соединенные между собой решеткой или листом. Решетку тормозных балок рекомендуется проектировать треугольной, с дополнительными стойками (рис.6.22 *б* и 6.23 *б*). Угол наклона раскосов к поясу назначают в пределах 35–40°. Фасонки тормозных ферм приваривают двумя продольными швами.



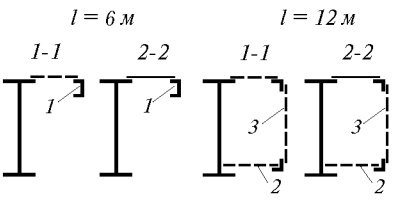
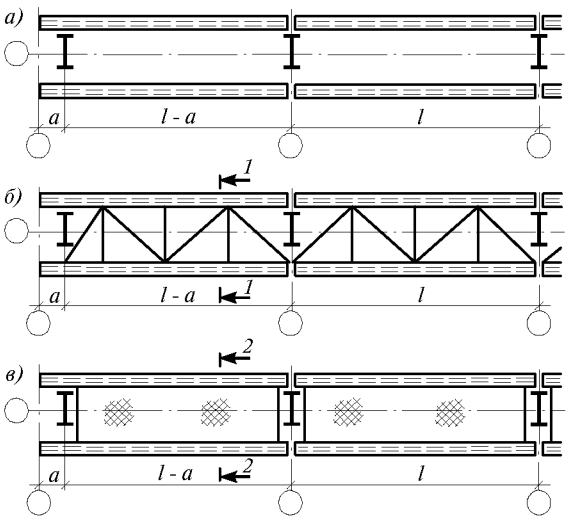


Рис.6.22. Подкрановые конструкции по крайним рядам колонн

а – без тормозных конструкций;
б – с тормозными фермами;
в – с тормозными балками из рифленого настила;
1 – вспомогательная балка-швеллер;
2 – горизонтальные связи;
3 – вспомогательная вертикальная ферма



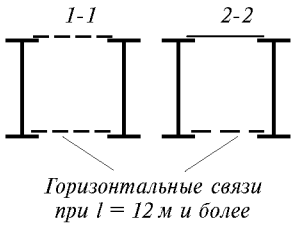


Рис.6.23. Подкрановые конструкции по средним рядам колонн

а – без тормозных конструкций;
б – с тормозными фермами;
в – с тормозными балками из рифленого настила

Стенки тормозных балок выполняют из рифленого настила с ребрами жесткости из полосовой стали, расположенными примерно через 1,5 м по длине балки. Ширину ребра необходимо принимать не менее 65 мм, толщину – не менее 6 мм. Крепление листов к подкрановым балкам и колоннам выполняют сплошными швами. Вырезы в листах тормозных балок для пропуска лестниц, трубопроводов и т.п. окаймляют ребрами (из полосы или уголков). Примеры сопряжений разрезных подкрановых конструкций с колоннами в уровне верхнего пояса показаны на рис.6.24 – 6.28. Пример сопряжения неразрезных подкрановых конструкций с колонной в уровне верхнего пояса приведен на рис.6.29.

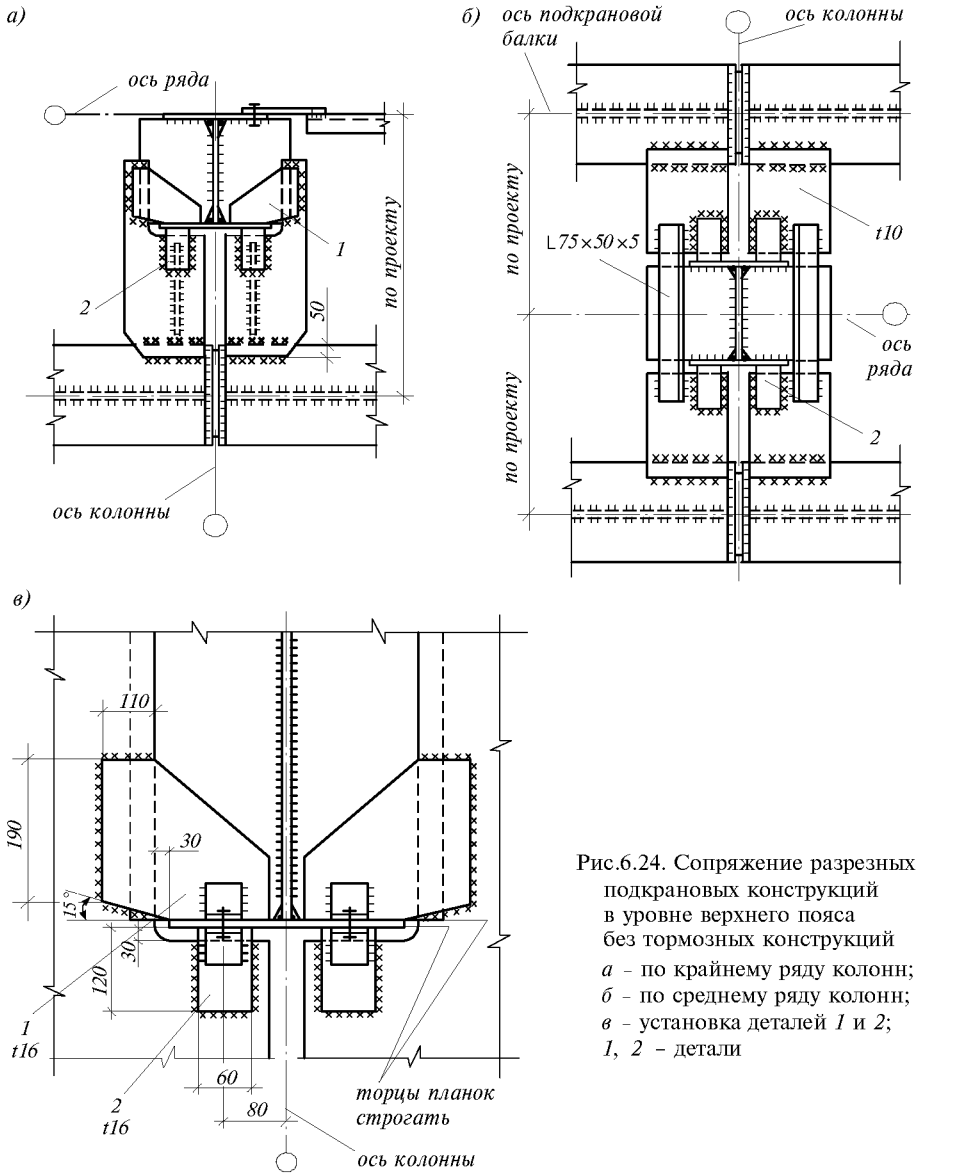
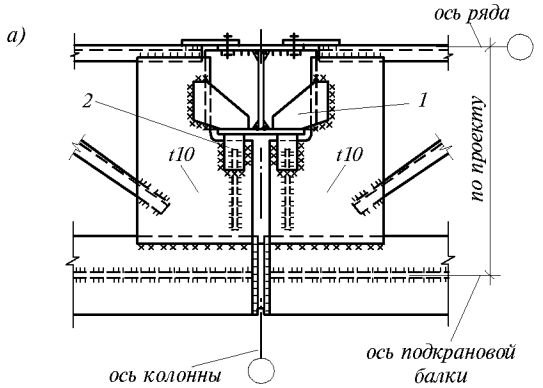


Рис.6.24. Сопряжение разрезных подкрановых конструкций в уровне верхнего пояса без тормозных конструкций
а – по крайнему ряду колонн;
б – по среднему ряду колонн;
в – установка деталей *1* и *2*;
1, *2* – детали



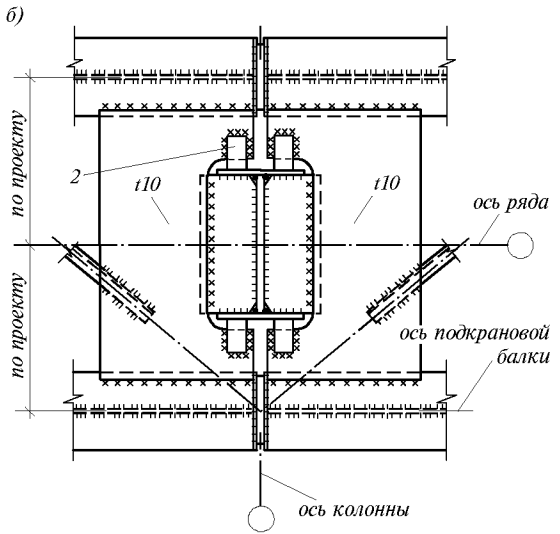


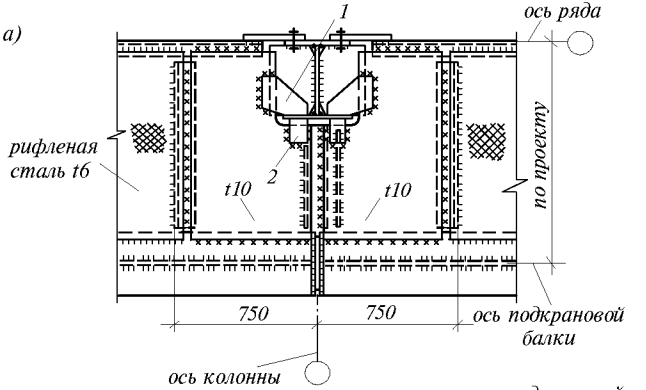
Рис.6.25

Сопряжение разрезных подкрановых конструкций в уровне верхнего пояса при тормозных фермах (слева) и при тормозной балке (справа)

а - по крайнему ряду колонн;

б - по среднему ряду колонн;

1, 2 - детали



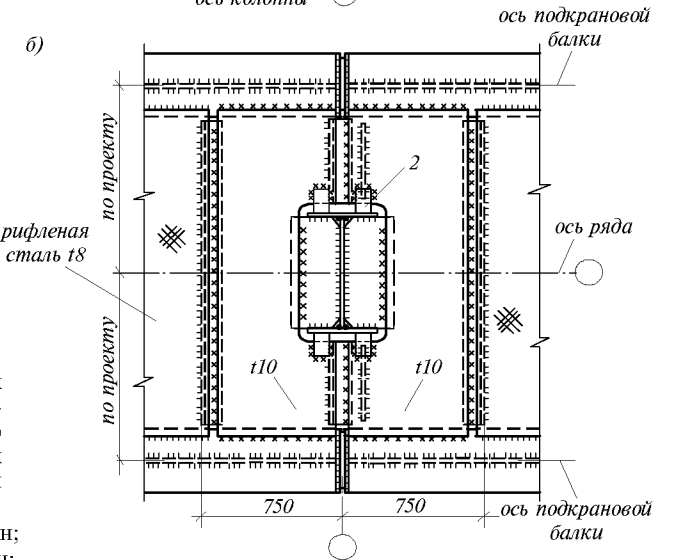
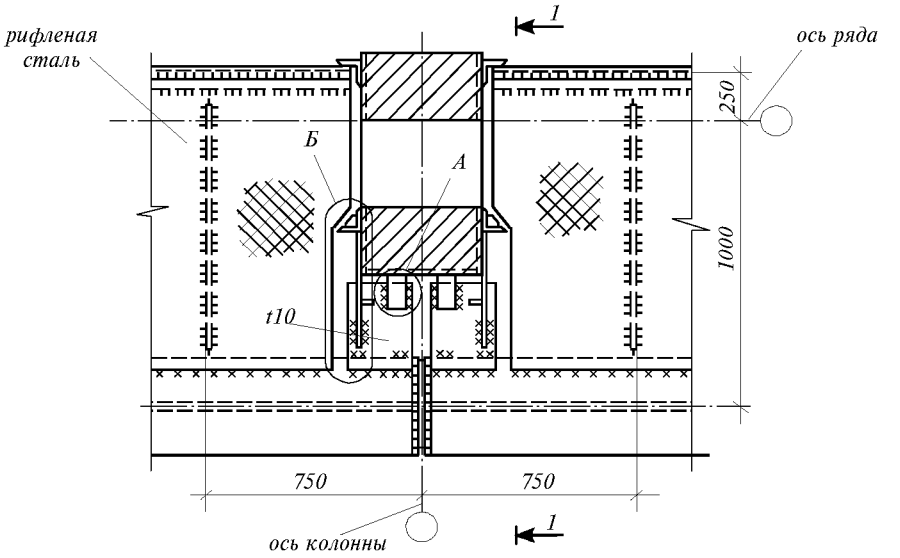
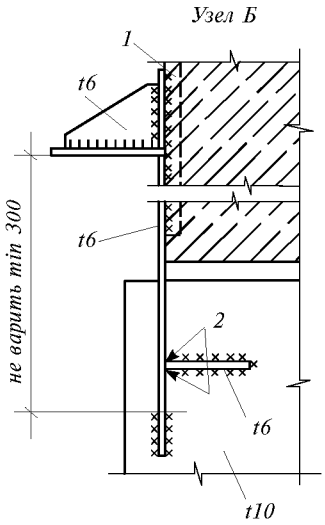
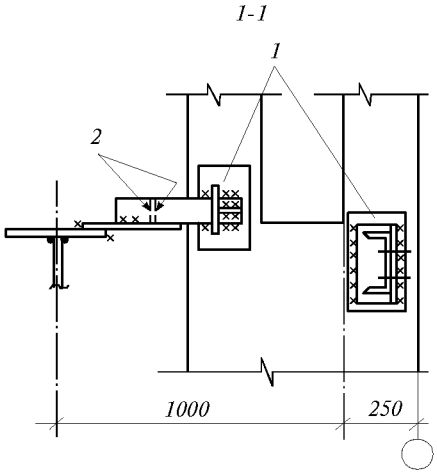


Рис.6.26







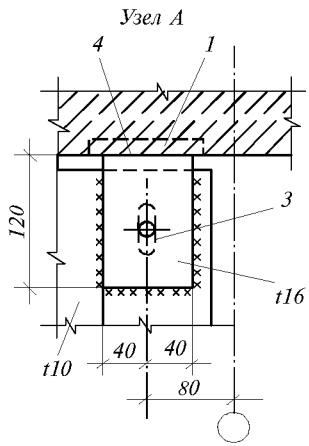


Рис.6.27. Сопряжение разрезных подкрановых конструкций в уровне верхнего пояса при тормозной балке и железобетонной колонне

1 - закладные детали в колонне;
2 - вертикальные швы не варить;
3 - овальное отверстие 50×23 в листе;
4 - торец детали строгать

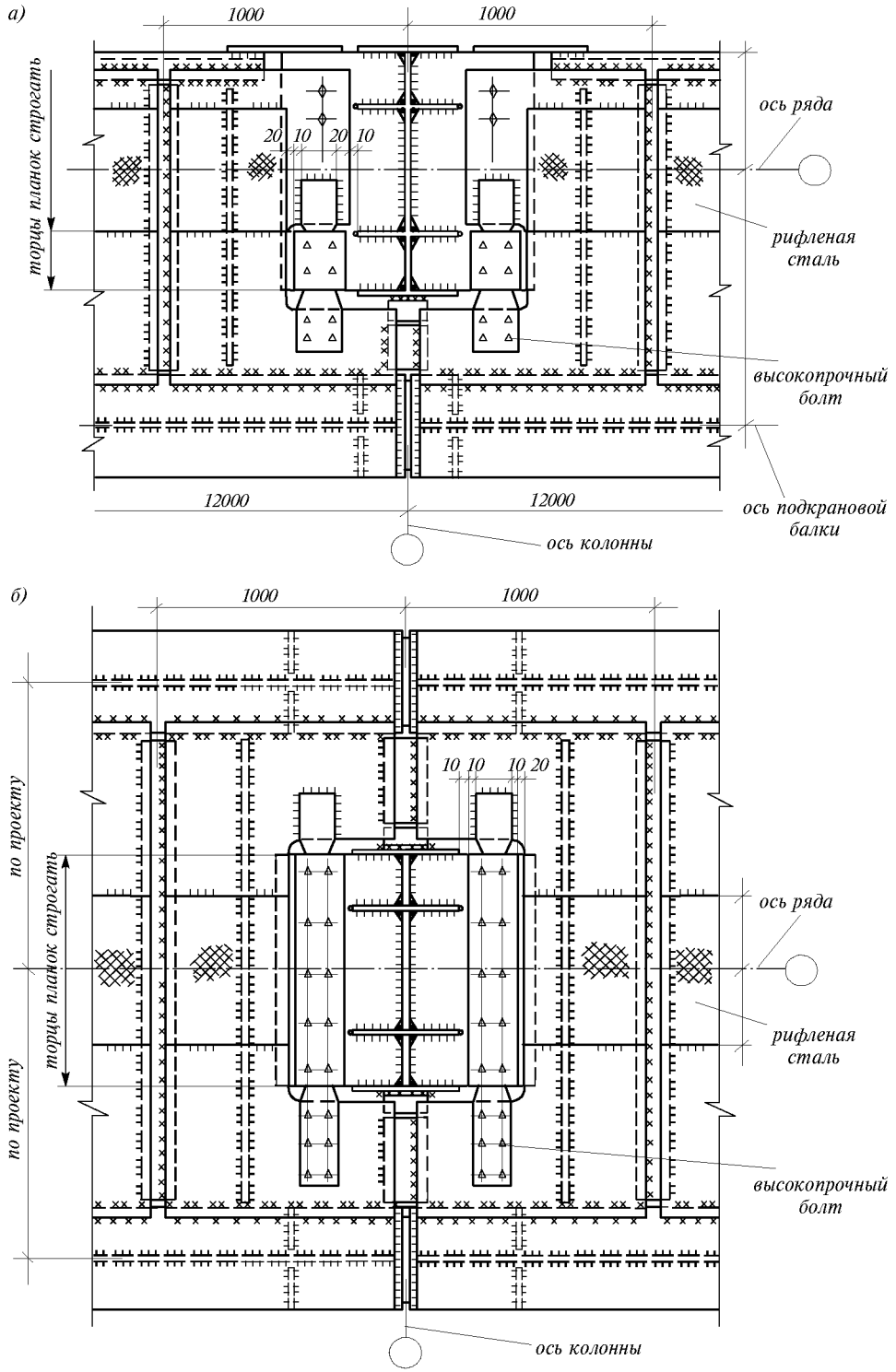


Рис.6.28. Сопряжение разрезных подкрановых конструкций в уровне верхнего пояса при кранах группы режима работы 7К-8К

а – по крайнему ряду; *б* – по среднему ряду

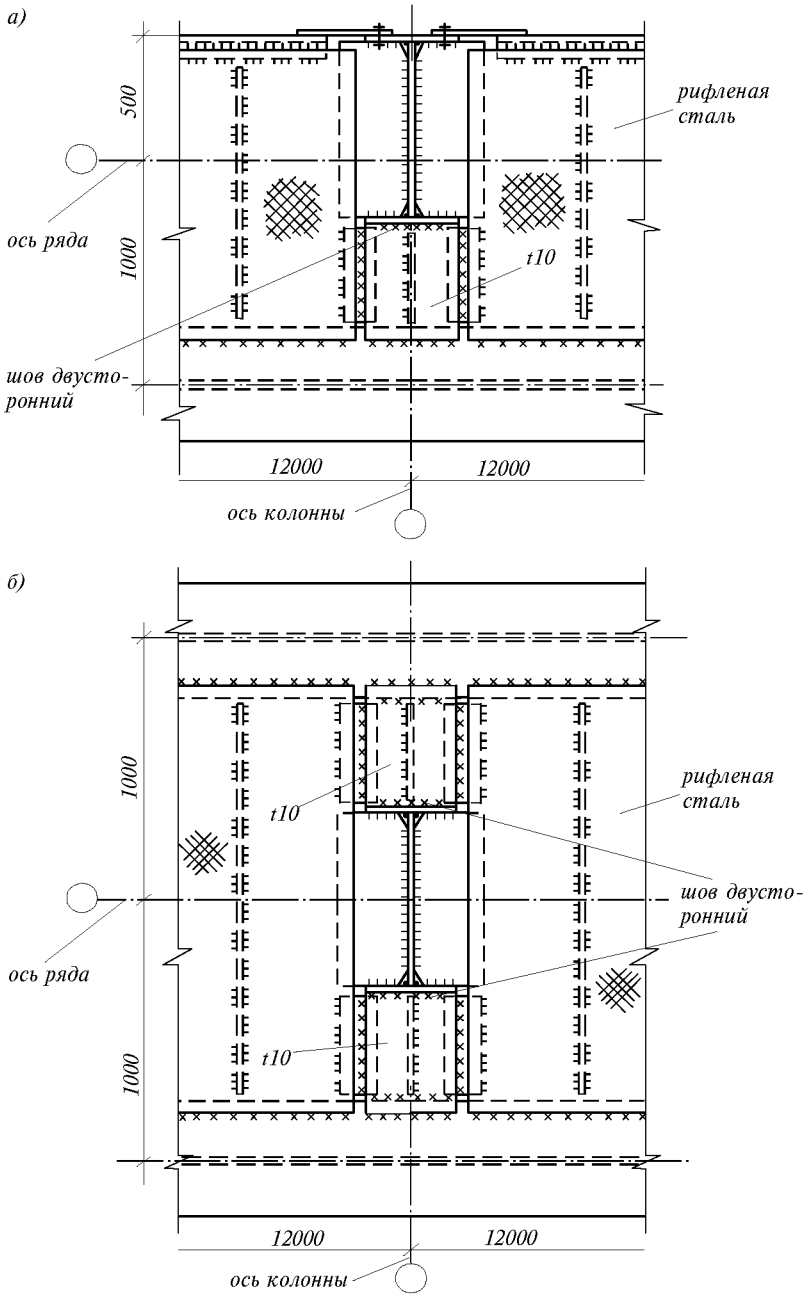


Рис.6.29. Сопряжение неразрезных подкрановых конструкций с колонной в уровне верхнего пояса
а – по крайнему ряду колонн; *б* – по среднему ряду колонн

Крепление разрезных подкрановых конструкций к колоннам в уровне верхнего пояса рекомендуется осуществлять с помощью деталей, которые передают поперечные тормозные и распорные воздействия кранов, но не препятствуют перемещению верха балок вдоль их осей. При пролетах подкрановых балок крайнего ряда 12 м и более необходимо стойки фахверка крепить к тормозным конструкциям.

Передачу сил продольного торможения кранов и ветровой нагрузки с торца здания осуществляют в связевой панели (рис.6.30). При этом независимо от конструктивного решения тормозных конструкций и даже при их отсутствии (при пролетах балок 6 м) в связевой панели устанавливают сплошной лист, к которому прикрепляют надкрановые связи (узел *А* на рис.6.30). Крепление низа подкрановых балок к колоннам в связевой панели показано на рис.6.19, 6.20.

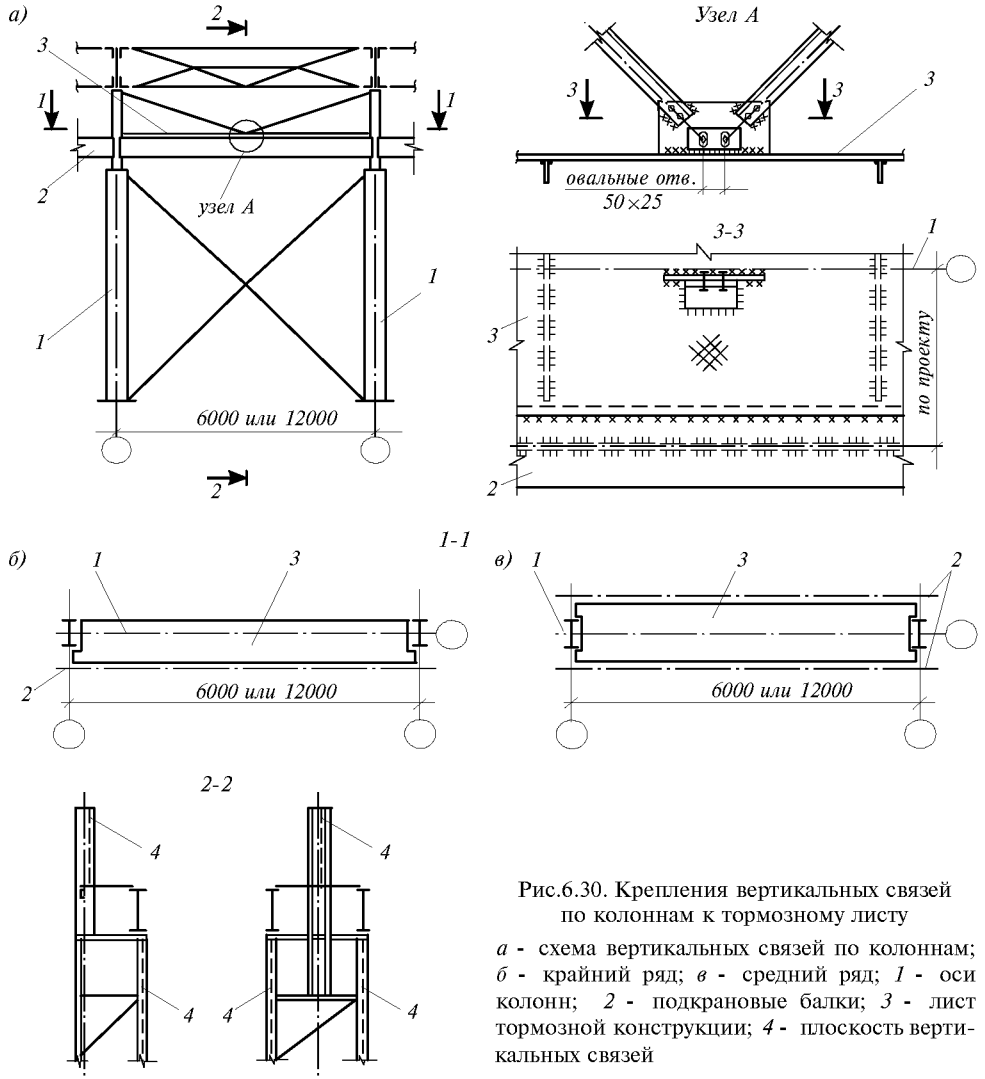


Рис.6.30. Крепления вертикальных связей по колоннам к тормозному листу

а - схема вертикальных связей по колоннам; *б* - крайний ряд; *в* - средний ряд; *1* - оси колонн; *2* - подкрановые балки; *3* - лист тормозной конструкции; *4* - плоскость вертикальных связей

В зданиях с группой режима работы крана 6К–8К при пролете балок 12 м и более следует проектировать горизонтальные связи по нижним поясам балок (рис.6.31). Развязка нижних поясов балок требуется (независимо от группы режима работы крана и пролета балок), если гибкость их превышает 150. Вертикальные связи по балкам предусматривают при блочном монтаже подкрановых конструкций или в случае, когда необходимо обеспечить пространственную работу подкрановых конструкций. Схемы расположения горизонтальных связей по нижним поясам подкрановых ферм и вертикальных связей по балке жесткости приведены на рис.6.32.

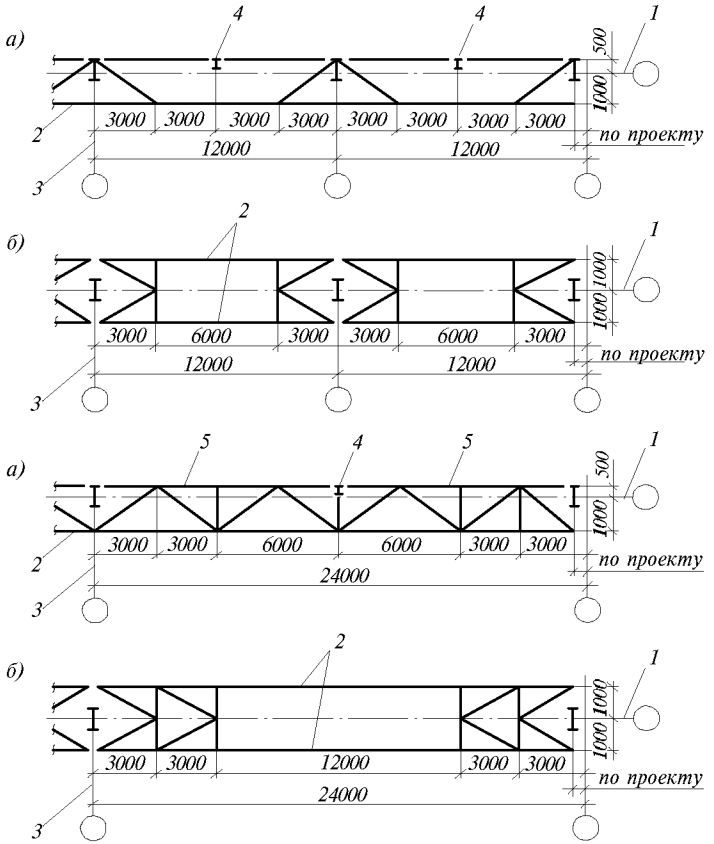


Рис.6.31. Связи по нижним поясам подкрановых балок
а – по крайнему ряду колонн; *б* – по среднему ряду колонн;
1 – ось ряда; *2* – подкрановые балки; *3* – оси колонн; *4* – стойка фахверка; *5* – вспомогательная фера

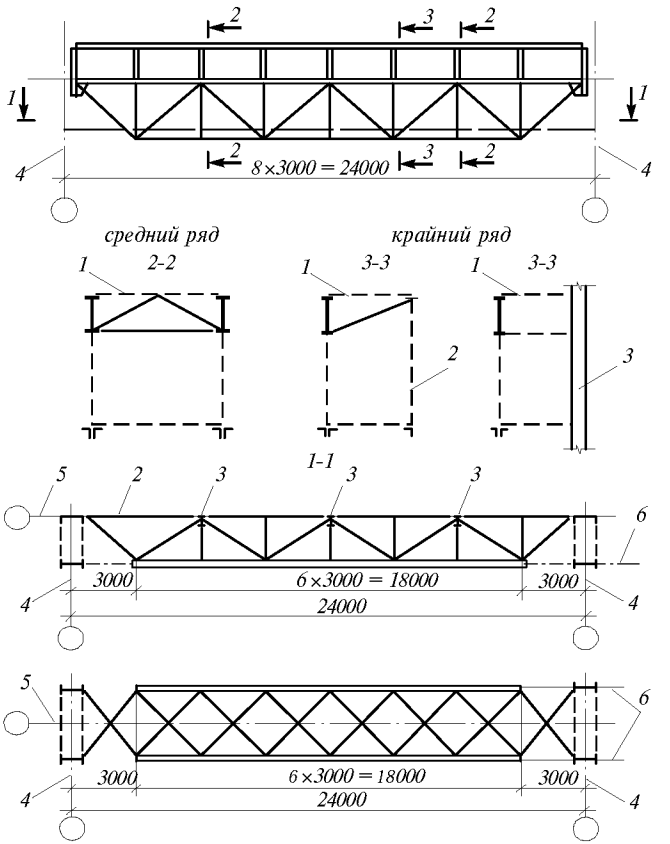


Рис.6.32. Связи по подкрановым фермам
а – по крайнему ряду; *б* – по среднему ряду;
1 – тормозная ферма (балка); *2* – вспомогательная ферма; *3* – стойка фахверка; *4* – ось колонн; *5* – ось ряда; *6* – ось подкрановой фермы

6.8. Крановые рельсы, крепления, стыки, упоры

Для подкрановых путей рекомендуется применять специальные крановые рельсы по ГОСТ 4121-76* или железнодорожные по ГОСТ 7173-54*, ГОСТ 7174-75*. Рекомендуемые типы рельсов под краны различной грузоподъемности приведены в ГОСТах на мостовые краны. При специальных кранах типы рельсов принимаются на основании технологических заданий и по данным заводов-изготовителей кранов. Рекомендуемые типы крановых рельсов приведены в табл.6.21.

Таблица 6.21. Рекомендуемые типы кранового рельса в зависимости от нагрузки на ходовые колеса кранов

Группы режима работы кранов	Давление на ходовое колесо, кН	Тип рельса	
		железнодорожного	специального
1К-3К	До 50 включ.	Р43	квадрат 50
4К-6К	До 300 включ.	Р43	КР70
	Св. 300 до 400 включ.	Р50	КР70
	Св. 400	–	КР80
7К-8К	До 200 включ.	Р43	КР70
	Св. 200 до 350 включ.	Р50	КР70
	Св. 350 до 500 включ.	–	КР100
	Св. 500 до 800 включ.	–	КР120
	Св. 800	–	КР140

Крепления рельсов к подкрановым балкам должны быть разъемными (подвижными). Крепление железнодорожных рельсов осуществляется крюками из круглых стержней диаметром 24 мм с пружинными шайбами; крюки проходят через отверстия в стенке рельса и захватывают кромки верхнего пояса подкрановой балки (рис.6.33). Специальные крановые рельсы крепятся посредством планок с подкладками по ГОСТ 24741-81; планки имеют круглые отверстия и соединяются с балкой болтами диаметром 24 мм, а подкладки имеют овальные вырезы, которые позволяют рихтовать рельс упором подкладок. После рихтовки рельсов плотно прижатые к ним подкладки приваривают к планкам (рис.6.34).

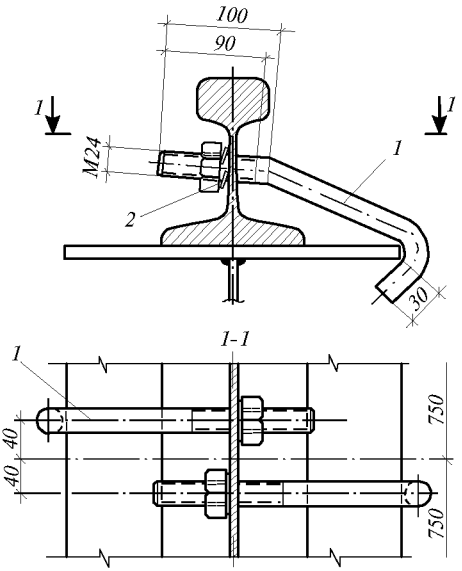


Рис.6.33. Крепление железнодорожного рельса крючьями; *1* – крюк диаметром 24 мм; *2* – пружинная шайба

Наряду с креплением рельса по ГОСТ 24741-81 может применяться крепление рельса с помощью скоб, прикрепляемых на высокопрочных болтах с фигурными планками и клиньями (рис.6.35). Для кранов группы режима работы 7К, 8К возможно крепление рельса (рис.6.36) установкой под него подкладок специального профиля с выпуклой цилиндрической поверхностью, контактирующей с верхним поясом балки в пределах толщины стенки (авторское свидетельство 441384). Расстояние между крюками и планками принимается 750 мм.

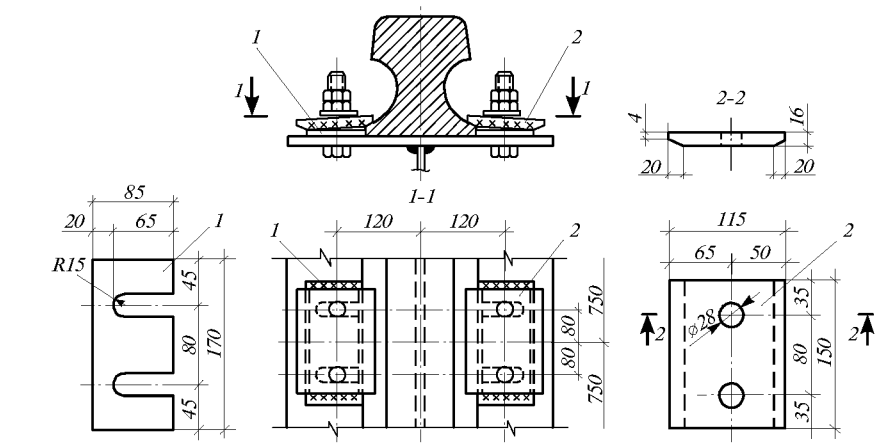
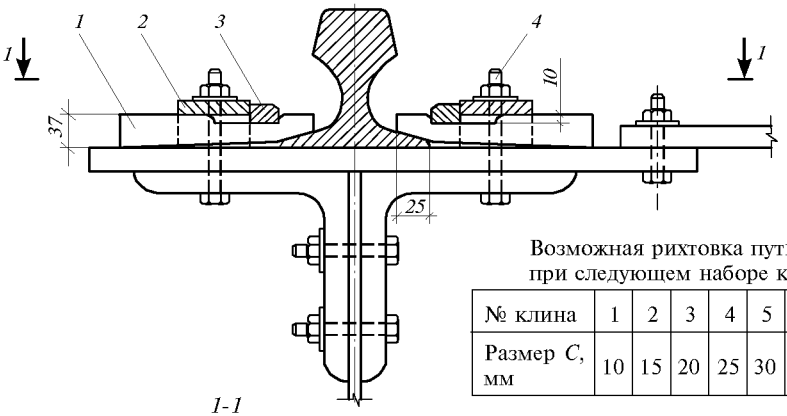


Рис.6.34. Крепления кранового рельса планками
1 - упорная планка; *2* - прижимная планка



Возможная рихтовка пути ±20мм
при следующем наборе клиньев:

№ клина	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Размер *C*, мм	10	15	20	25	30	35	40	45	50

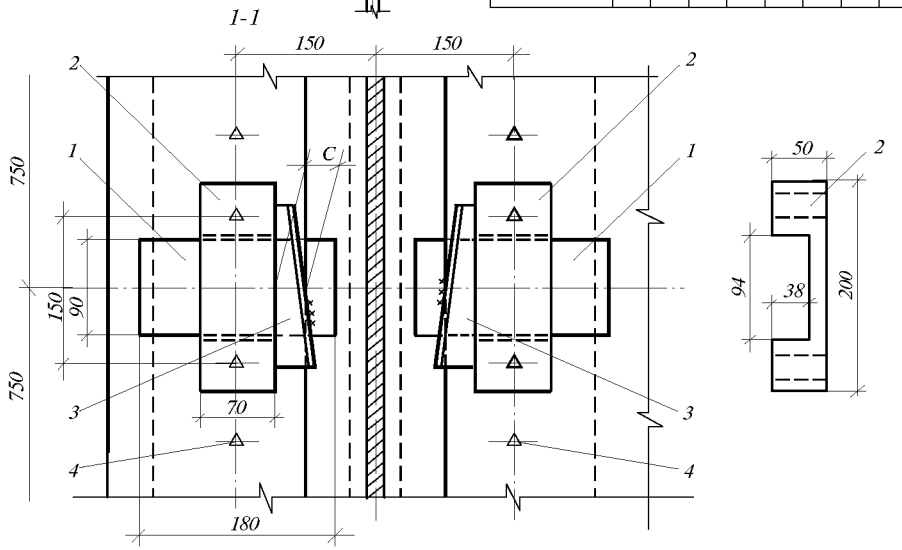


Рис.6.35. Крепления кранового рельса с помощью скоб
1 - фигурная планка; *2* - скоба; *3* - клин; *4* - высокопрочный болт

Конструкция стыков рельсов должна обеспечивать плавный переход колес на стыкуемых участках пути. Рекомендуемые конструкции промежуточных (нормальных) стыков показаны на рис.6.37. Железнодорожные рельсы стыкуют с помощью накладок (рис. 6.37 *а*), используя заводские овальные отверстия. Специальные рельсы стыкуют также с помощью накладок (рис.6.37 *б*).

В зданиях с группой режимов работы кранов 7К, 8К применяют сварные стыки рельсов. Стыки должны быть расположены на расстоянии не менее 1500 мм от оси колонны. Расстояние между стыками должно быть не менее 6 м.

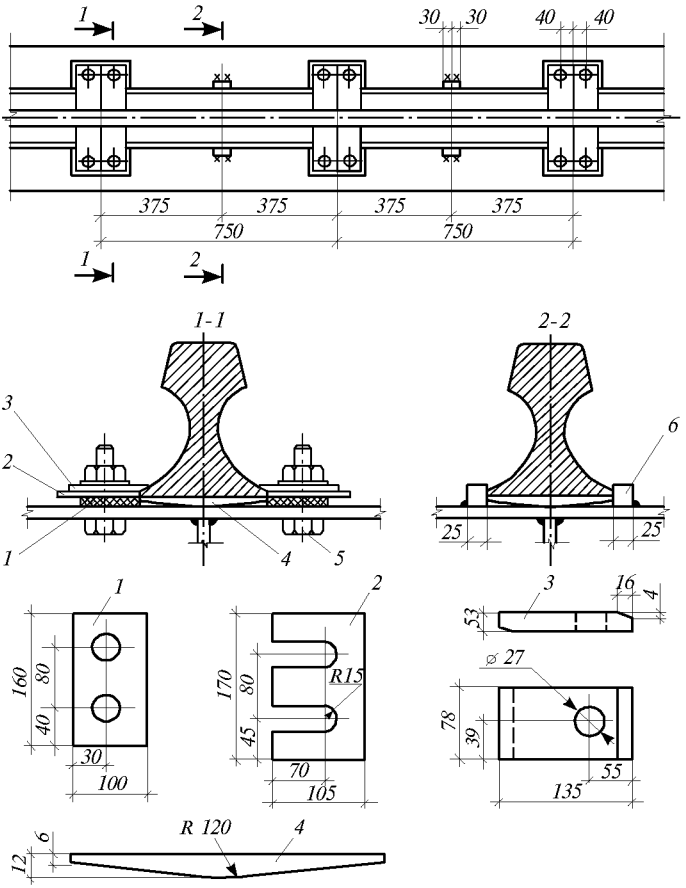


Рис.6.36. Крепление кранового рельса с подкладкой
1 – упругая подкладка; *2* – упорная планка; *3* – прижимная планка; *4* – подрельсовая подкладка; *5* – болт М24; *6* – упор

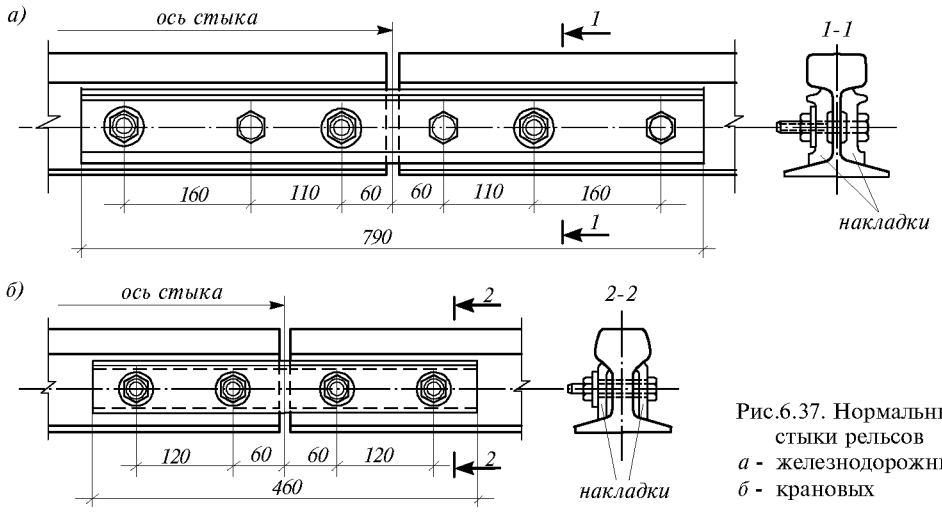


Рис.6.37. Нормальные стыки рельсов
а - железнодорожных;
б - крановых

Температурные стыки крановых рельсов должны быть размещены в местах сопряжения температурных блоков здания. Конструкции температурных стыков железнодорожных и специальных крановых рельсов показаны на рис.6.38, 6.39. Температурные перемещения крановых рельсов обеспечиваются благодаря продольным овальным отверстиям. Продольные смещения рельсов должны быть ограничены в торцах здания (по концам путей). Величина зазора между концами рельсов и упорами, установленными на подкрановых балках, принимается 50 мм.

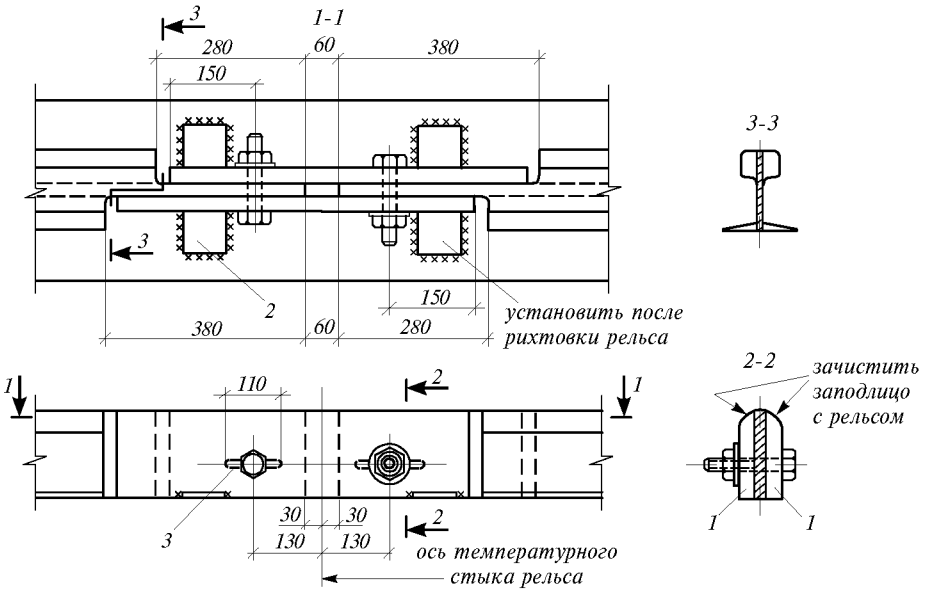


Рис.6.38. Температурный стык железнодорожного рельса. *1* – накладки; *2* – упорные планки; *3* – продольные овальные отверстия 28×110 только в стенке рельса

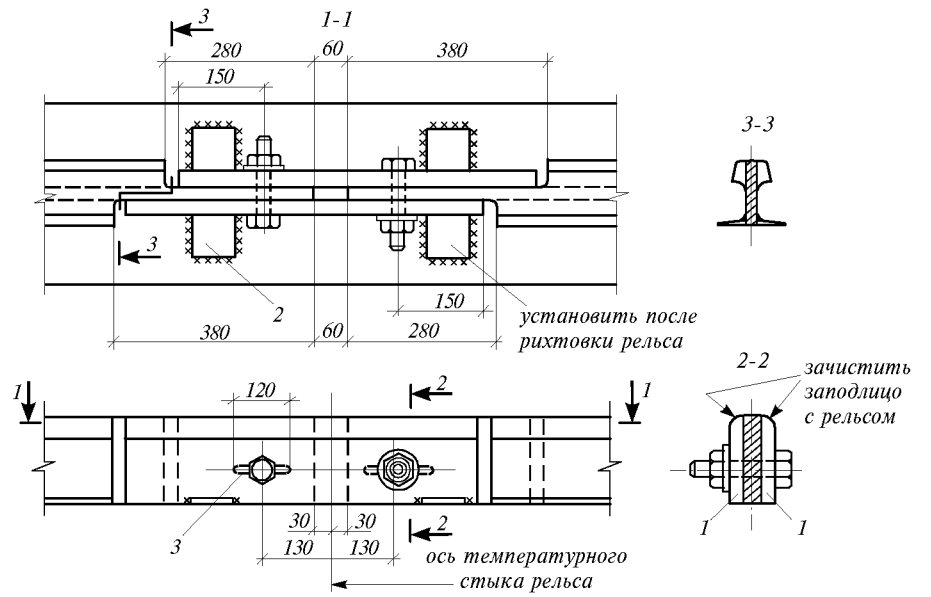


Рис.6.39. Температурный стык кранового рельса. *1* – накладки; *2* – упорные планки; *3* – продольные овальные отверстия 33×120 только в стенке рельса

Упоры для кранов устраивают по концам подкранового пути для фиксации предельного положения кранов. Их располагают в соответствии с технологическим заданием. Для смягчения возможных ударов к передней части упора следует прикреплять деревянный брус на уровне буферов кранового моста (рис.6.40). В зданиях с кранами групп режимов работы 7К, 8К и при кранах грузоподъемностью свыше 100 т, а также при всех кранах с жестким подвесом рекомендуется взамен деревянных брусов установка пружинных буферов железнодорожного типа.

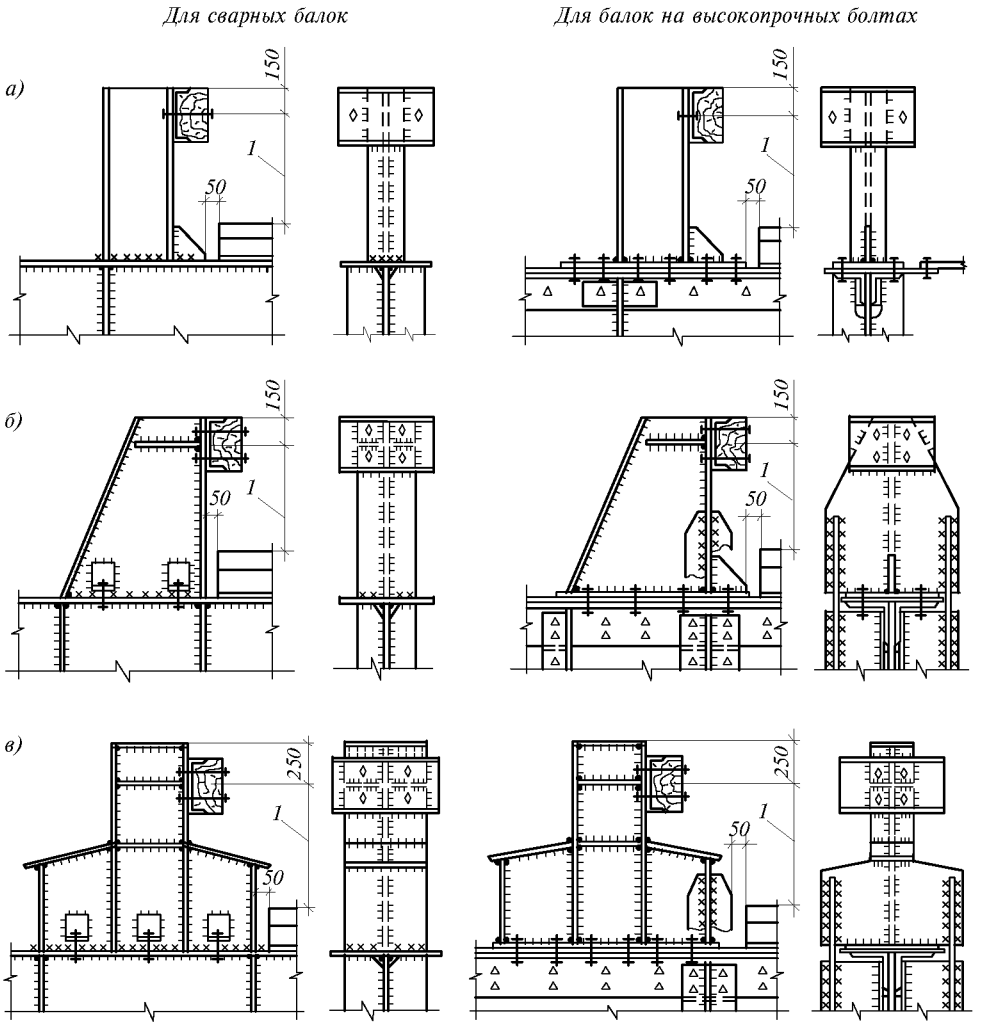


Рис.6.40. Упоры для кранов разной грузоподъемности
а – до 30 т (режим 7К) и до 50 т (режим 1К-6К); *б* – до 250 т; *в* – более 250 т;
1 – размер, принимаемый по данным завода-изготовителя кранов

Нагрузки от удара крана о тупиковый упор определяют по приложению 2 СНиП 2.01.07-85. Расстояние от верха кранового рельса до оси деревянного бруса или буфера принимают в соответствии с данными завода-изготовителя кранов. Ориентировочные расстояния от верха кранового рельса до оси деревянного бруса или буфера упора следующие:

Грузоподъемность крана, т	5	10	15	20	30	50	80 и более
Расстояние, мм	700	725	835	835	1040	1060	1200

6.9. Особенности подкрановых путей консольных кранов

Подвижные консольные краны пока не внесены в государственные стандарты, и нагрузки от них определяют по технологическим заданиям и по данным завода-изготовителя кранов. Наиболее употребительны краны грузоподъемностью 1,5; 3; 5; 10 т.

Консольные краны имеют два подкрановых пути: горизонтальный и вертикальный. Расчет и конструирование этих путей практически не отличаются от расчета и конструирования сплошных подкрановых балок под мостовые краны. На рис.6.41 показаны примеры крепления подкрановых путей консольного крана к колонне, к блоку подкрановых балок по среднему ряду колонн большого производственного здания и к подкраново-подстропильной конструкции.

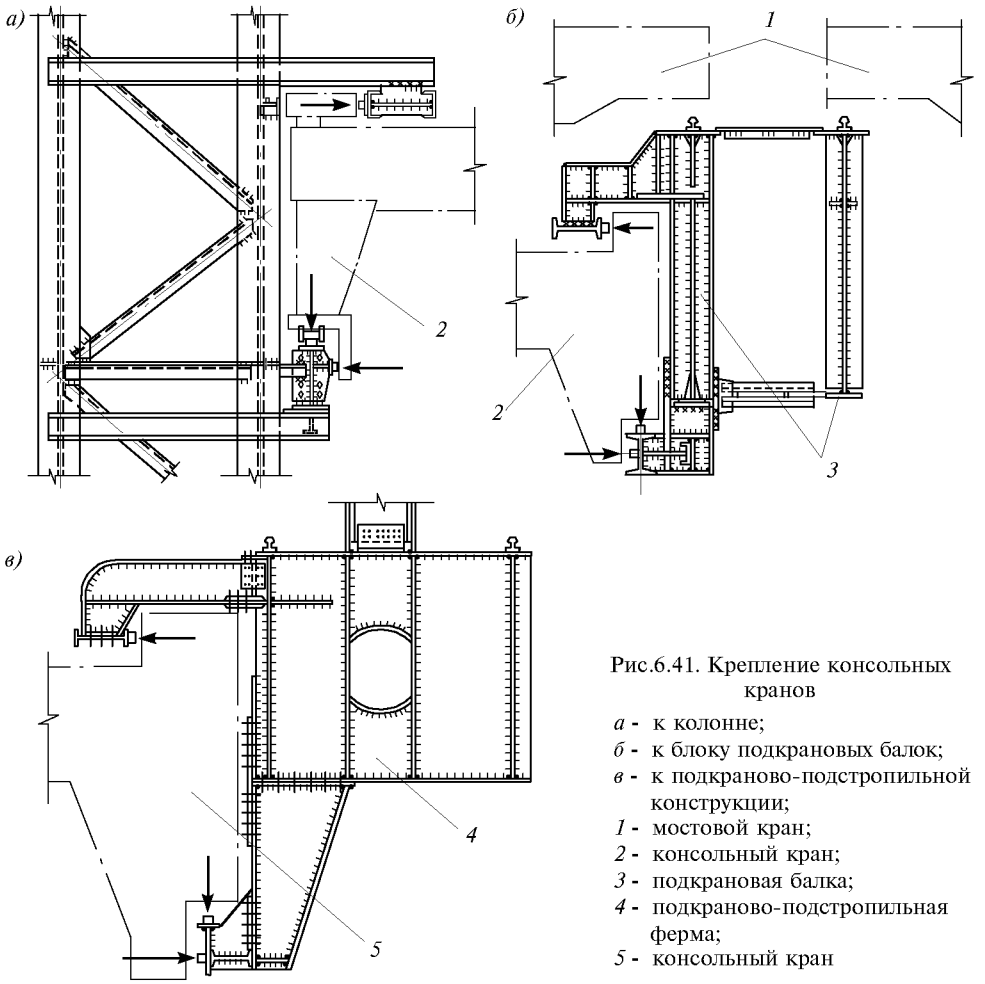


Рис.6.41. Крепление консольных кранов

а - к колонне;
б - к блоку подкрановых балок;
в - к подкраново-подстропильной конструкции;
1 - мостовой кран;
2 - консольный кран;
3 - подкрановая балка;
4 - подкраново-подстропильная ферма;
5 - консольный кран

6.10. Пути подвесного подъемно-транспортного оборудования

Подвесные пути устраивают в производственных зданиях для передвижения по ним электрических или ручных кранов, талей и кошек. Эти пути выполняют обычно из прокатных двутавров типа *М* по ГОСТ 19425-74* и по ТУ 14-2-427-80.

Пути подвесного подъемно-транспортного оборудования как правило подвешены к несущим конструкциям покрытия или перекрытия. Наиболее распространенные подвесные подъемно-транспортные устройства регламентированы ГОСТ 7890-93 и ГОСТ 22584-88*. Применяются также краны и тали, изготовляемые по техническим условиям.

Нагрузки на пути подвесного подъемно-транспортного оборудования принимают в соответствии с технологическими заданиями по данным соответствующих стандартов и нормалей заводов-изготовителей оборудования.

Балки путей подвесного подъемно-транспортного оборудования выполняются по неразрезной схеме с устройством сварных монтажных стыков вне опор. Подвесные пути наиболее часто применяются при шаге стропильных ферм (балок) 6 м. Для такого шага ферм разработаны типовые конструкции.

6.11. Типовые подкрановые конструкции

Типовые подкрановые балки и балки путей подвесного транспорта разработаны применительно к мостовым электрическим кранам общего назначения, мостовым ручным кранам, некоторым мостовым кранам специального назначения объектов черной металлургии, а также подвесному транспорту. Типовые подкрановые балки могут применяться в отапливаемых и неотапливаемых производственных зданиях, а также на открытых крановых эстакадах.

В разработанных сериях даются указания по их применению, приведены схемы крановых нагрузок, ключи для выбора марок балок, сортаменты балок, чертежи общих видов и узлов подкрановых балок и тормозных конструкций, указания по назначению марок стали и данные для заказа стали. Ключи для выбора марок балок составлены исходя из расчета на два крана одинаковой грузоподъемности. При расположении на крановых путях только одного крана или двух кранов разной грузоподъемности или нестандартных кранов рекомендуется определять расчетные усилия, действующие на балки, и по ним подбирать марки типовых серий.

Среди разработанных в свое время типовых подкрановых балок могут быть упомянуты некоторые из них. Серия 1.426.2-7 включает шесть выпусков, охватывающих разрезные и неразрезные балки при шаге колонн 6 и 12 м для зданий пролетами 9, 12, 18, 24, 30 и 36 м, оборудованных кранами грузоподъемностью 1–5, 5–20, 20–80 и 80–500 т и возводимых в различных климатических районах. Серия 1.426-6 содержит балки путей подвесного транспорта в виде двух выпусков: с несущими балками пролетом 3–6 м под подвесные краны, тали и кошки грузоподъемностью до 8 т и с балками пролетом 12 м под подвесные краны и тали грузоподъемностью до 10 т для разнообразных климатических районов и условий эксплуатации. В серии 1.426.2-5 разработаны подкрановые балки объектов черной металлургии пролетом 12 и 24 м под краны специального назначения грузоподъемностью от 15 до 450 т групп режимов работы 7К и 8К, а также для зданий различного назначения и условий эксплуатации пролетами от 18 до 36 м.

ГЛАВА 7

ПОКРЫТИЯ

7.1. Общие положения

Стальные конструкции покрытий в общем случае состоят из следующих элементов: стропильных конструкций; подстропильных конструкций; прогонов (в покрытиях с прогонным решением); фонарных конструкций; связей. Стропильные конструкции проектируют, главным образом в виде стропильных ферм. Стропильные конструкции балочного типа обычно требуют большей затраты металла и поэтому к применению допускаются:

- в зданиях с каркасом из несущих сплошностенчатых рам при пролетах шириной до 24 м;
- при ограниченной высоте покрытия (до 1,5 м);
- при малой величине перекрываемого пролета.

Стропильные конструкции из тонкостенных балок с отношением высоты стенки к толщине 250 – 500 можно применять при пролетах до 30 м.

Покрытия типа структур могут использоваться для зданий павильонного типа при отсутствии значительных сосредоточенных нагрузок на покрытия. При этом необходимо учитывать их повышенную стоимость по сравнению с плоскостными конструкциями.

Подстропильные конструкции следует проектировать в виде стержневых систем. Применение балок возможно при их длине до 12 м и малой высоте стропильных ферм на опоре (например при опирании на колонны в уровне верхнего пояса), а также при комплектации со стропильными конструкциями балочного типа.

Прогоны являются необходимым элементом покрытия в сочетании с легкими ограждающими конструкциями (кровля по стальному оцинкованному настилу, экструзионным плитам, из асбестоцементных волнистых листов и др.).

Фонарные конструкции – фонари световые, светоаэрационные, аэрационные рекомендуется применять типовые. Фонари индивидуальной проектировки допускаются только в технически обоснованных случаях. Соответствующий тип фонаря принимают в зависимости от характера производства.

Связи покрытий должны обеспечивать: устойчивость отдельных конструкций и их элементов; восприятие передаваемых на них ветровых, сейсмических, крановых и других нагрузок; удобные и надежные условия монтажа конструкций; пространственную жесткость и неизменяемость каркаса здания.

Все заводские соединения составных элементов конструкций покрытий надлежит выполнять сварными с применением полуавтоматической и автоматической сварки. Монтажные соединения рекомендуется осуществлять на болтах, в том числе высокопрочных.

Разработка проектной документации всех элементов покрытий требует повышенного контроля за соответствием расчетных предпосылок, положенных в основу проекта, фактическому исполнению конструкций в рабочих чертежах и в натуре (шарнирное или жесткое опирание, разрезность или неразрезность конструкции, меры антикоррозийной защиты, выполнение других требований СНиП и нормативных документов).

При проектировании покрытий зданий, строительные параметры, нагрузки и районы строительства которых соответствуют принятым в действующих сериях

типовых конструкций покрытий, предпочтительней использовать проверенные практикой типовые проекты.

7.2. Нагрузки

При расчете конструкций покрытий необходимо учитывать постоянные, временные длительные, кратковременные и особые нагрузки.

К *постоянным нагрузкам* относится вес несущих и ограждающих конструкций покрытия (стропильные, подстропильные, фонарные конструкции, прогоны, связи, кровля).

Временные длительные нагрузки включают в себя: вес стационарного технологического оборудования (крышные вентиляторы, вентиляционные камеры, ленточные транспортеры, конвейеры, трубопроводы с заполнением и т.п.); вес отложений производственной пыли; вес слоя воды на водонаполненных плоских покрытиях.

К *кратковременным нагрузкам* относятся: снеговые нагрузки; ветровые нагрузки; нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (подвесных кранов, тельферов) и мостовых опорных кранов; монтажные нагрузки.

К *особым нагрузкам* относятся: сейсмическое воздействие; воздействие просадок основания, обусловленных коренным изменением структуры грунта (при жестком – рамном соединении конструкций покрытий с колоннами).

Значения нормативных снеговых и ветровых нагрузок принимают по СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия»; нагрузки от элементов кровли, подвесных кранов, фонарных конструкций и т.п. устанавливают по соответствующим нормативным документам, справочникам или по строительному заданию.

7.3. Расчетные предпосылки

Расчет конструкций покрытия следует производить на совместное действие всех нагрузок, при этом необходимо различать:

- основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных и одной кратковременной нагрузки, значение которой принимают без снижения;
- основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, а также временных длительных и кратковременных нагрузок (независимо от их числа), в этом случае значения временных длительных и кратковременных нагрузок должны умножаться на коэффициенты сочетаний ψ , равные соответственно 0,95 и 0,9;
- особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, временных длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок. Если особой нагрузкой является воздействие просадок основания, то значения временных длительных и кратковременных нагрузок, принятые для основного сочетания, должны учитываться с коэффициентами соответственно 0,95 и 0,8. Если особой нагрузкой является сейсмическое воздействие – величины нагрузок по основному сочетанию должны быть умножены на коэффициент, равный:

  для постоянных нагрузок – 0,9;

  для кратковременных длительных нагрузок – 0,8;

  для кратковременных нагрузок на покрытие – 0,5.

Расчет на особые сочетания нагрузок следует производить в дополнение к расчету на основные сочетания нагрузок. При расчете конструкций на монтажные случаи загружения кратковременные нагрузки следует принимать с коэффициентом 0,8.

Расчет конструкций покрытия на прочность и устойчивость производят по расчетным нагрузкам. Расчетные нагрузки определяют умножением значений нормативных нагрузок, принятых с учетом вышеуказанных коэффициентов, на коэффициенты надежности по нагрузке γ_f и надежности по назначению зданий γ_n, приведенные в табл.7.1 и 7.2.

Таблица 7.1. Значение коэффициентов надежности по нагрузке

Вид конструкции или нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Металлические конструкции	1,05
Железобетонные плиты покрытий	1,1
Изоляционные и выравнивающие слои (плиты, материалы в рулонах, засыпки, стяжки и т.п.) выполняемые:	
в заводских условиях	1,2
на строительной площадке	1,3
Вес стационарного оборудования	1,05
Вес изоляции стационарного оборудования	1,2
Вес заполнения трубопроводов:	
жидкостями	1
суспензиями, шламами, сыпучими телами	1,1
Снеговая нагрузка:	
q/s_0 – 0,8 и более	1,4
q/s_0 – менее 0,8	1,6
(q – нормативный вес покрытия, включая вес стационарного оборудования, s_0 – нормативный вес снегового покрова)	
Ветровая нагрузка	1,4
Крановая нагрузка	1,1

Примечание: В случае, когда снижение значений постоянной нагрузки может ухудшить условия работы конструкций, следует провести дополнительный расчет, принимая коэффициент надежности по нагрузке 0,9 (например при проверке растянутого от веса покрытия пояса стропильной фермы на рамную сжимающую силу)

Таблица 7.2. Значение коэффициента надежности по назначению зданий

Класс ответственности	Коэффициент надежности по назначению γ_n
Класс **I** Основные здания объектов, имеющих особо важное народнохозяйственное и (или) социальное значение, такие как: главные корпуса ТЭС, АЭС, центральные узлы доменных печей, крытые спортивные сооружения с трибунами, здания театров, кинотеатров, цирков, крытых рынков и т.п.	1
Класс **II** Здания объектов, имеющих важное народнохозяйственное и (или) социальное значение (объекты промышленного, сельскохозяйственного, общественного назначения, не вошедшие в **I** и **III** классы)	0,95
Класс **III** Здания и сооружения объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное и (или) социальное значение, такие как: склады без процессов сортировки и упаковки для хранения сельскохозяйственных продуктов и сырья (удобрения, химикаты, уголь, торф и др.), временные здания (со сроком службы до 5 лет допускается принимать $\gamma_n = 0,8$) и т.п.	0,9

Определение деформаций элементов покрытия производят от воздействия нормативных нагрузок, принимаемых в соответствующих случаях с учетом коэффициента сочетаний ψ. При назначении сечений элементов конструкций расчетные сопротивления материалов в случаях, приведенных в табл.6 СНиП II-23-81*, должны умножаться на коэффициенты условий работы γ_c.

7.4. Конструктивная форма стропильных ферм

В покрытиях производственных зданий в зависимости от назначения здания и условий эксплуатации следует применять фермы: с параллельными поясами – (рис.7.1*а*); трапециевидные двускатные – (рис.7.1*б*); треугольного очертания – (рис.7.1*в*).

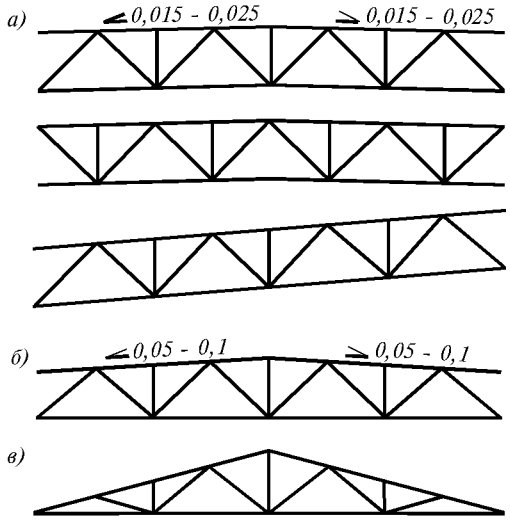


Рис.7.1. Геометрические схемы стропильных ферм

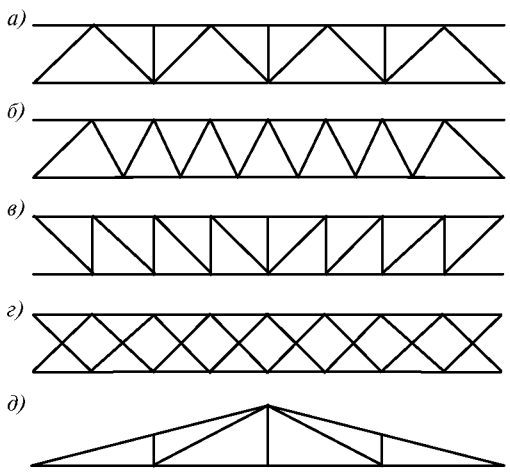


Рис.7.2. Геометрические схемы решетки стропильных ферм

Первые два типа ферм применяют при кровлях из рулонных и мастичных материалов и кровельных панелях, фермы треугольного очертания – при кровле из асбестоцементных волнистых листов.

Фермы с параллельными поясами целесообразны к применению при уклонах кровли до 2,5 % (для кровель, не заполняемых водой, рекомендуется уклон 2,5 %). При необходимости устройства более крутых кровель (5–10 %) предпочтительнее трапециевидные двускатные фермы.

Решетку ферм следует применять малоэлементную, простой формы. Рациональны треугольная с дополнительными стойками (рис.7.2*а*), треугольная (рис.7.2*б*), раскосная (рис.7.2*в*) и перекрестная (рис.7.2*г*). Выбор типа решетки зависит от конструктивных особенностей фермы; способа узловых соединений решетки с поясами, вида опирания на колонны, требуемых размеров пространства между элементами решетки и др. Наиболее употребительна треугольная решетка с дополнительными стойками, поскольку она имеет наименьшее количество стержней и узлов.

При легкой кровле возможно применение разреженной решетки (рис.7.2*д*) с внеузловой передачей нагрузки от кровли на стропильную ферму. При этом следует учитывать, что фермы с такой решеткой обладают повышенной деформативностью.

Сопряжение стропильных ферм с колоннами может быть шарнирным или жестким (рамным). Рамное сопряжение следует применять, когда при шарнирном опирании ферм на колонны не обеспечивается требуемая жесткость рам каркаса здания.

Опирание стропильных ферм на колонны возможно в уровне нижнего или верхнего поясов. Опирание в уровне нижнего пояса предпочтительно в зданиях с крановыми нагрузками, требующими устройства контурных (поперечных и продольных) горизонтальных связей покрытия, при рамном сопряжении ферм с колоннами. Опирание ферм в уровне верхнего пояса повышает надежность эксплуатации кровли в ендовах и более удобно при производстве монтажных работ.

При проектировании стропильных ферм должна быть обеспечена их габаритность по условиям транспортировки. Предельный размер по высоте между крайними точками выступающих элементов не должен превышать 3,86 м. Для достижения габаритности ферм по высоте, при больших уклонах кровли и больших пролетах следует предусматривать устройство монтажных стыков для исключения негабаритных участков фермы.

Членение ферм по длине на отправочные марки следует производить согласно Инструкции по поставке стальных конструкций заводами металлоконструкций (ВСН-141-80/ ММСС СССР): фермы пролетами 24 и 30 м поставляются двумя отправочными марками, пролетом 36 м – тремя отправочными марками. Отправочные марки могут поставляться длиной более 15 м при условии их вывоза транспортом заказчика.

Для ферм пролетом свыше 36 м следует предусматривать строительный подъем, равный прогибу от постоянных и длительных временных нагрузок.

7.5. Типы сечений элементов стропильных ферм. Рекомендуемые области применения

Стропильные фермы, в основном, проектируют: из парных горячекатаных уголков; из замкнутых прямоугольных гнутосварных профилей; из круглых электросварных труб; с поясами из тавров и решеткой из горячекатаных уголков; с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из замкнутых прямоугольных гнутосварных профилей или горячекатаных уголков. Возможно также применение ферм из одиночных уголков.

Фермы из парных горячекатаных уголков по своим конструктивным особенностям можно применять во всех климатических районах в сочетании с легкими и тяжелыми ограждающими конструкциями при пролете зданий – 18÷42 м. Однако из-за наличия узловых фасонок и других листовых деталей они многодельны, материалоемки и могут применяться только в обоснованных случаях. Не допускается эксплуатация этих ферм в средне- и сильно- агрессивной среде из-за щелей между уголками. Не следует также их применять при внеузловых нагрузках, вызывающих значительный местный изгиб поясов. Характерные решения конструкции узлов стропильных ферм из парных горячекатаных уголков приведены на рис.7.3, 7.4.

Фермы из замкнутых гнутосварных прямоугольных и квадратных труб весьма экономичны благодаря рациональной форме профиля и бесфасоночным соединениям элементов решетки с поясами. Наиболее целесообразной областью применения таких ферм являются пролеты зданий до 30 м в сочетании с легкими ограждающими конструкциями. При больших нагрузках и пролетах их эффективность, учитывая повышенную стоимость профилей, снижается. Сравнительно высокая жесткость профилей позволяет воспринимать внеузловые нагрузки. Необходимо

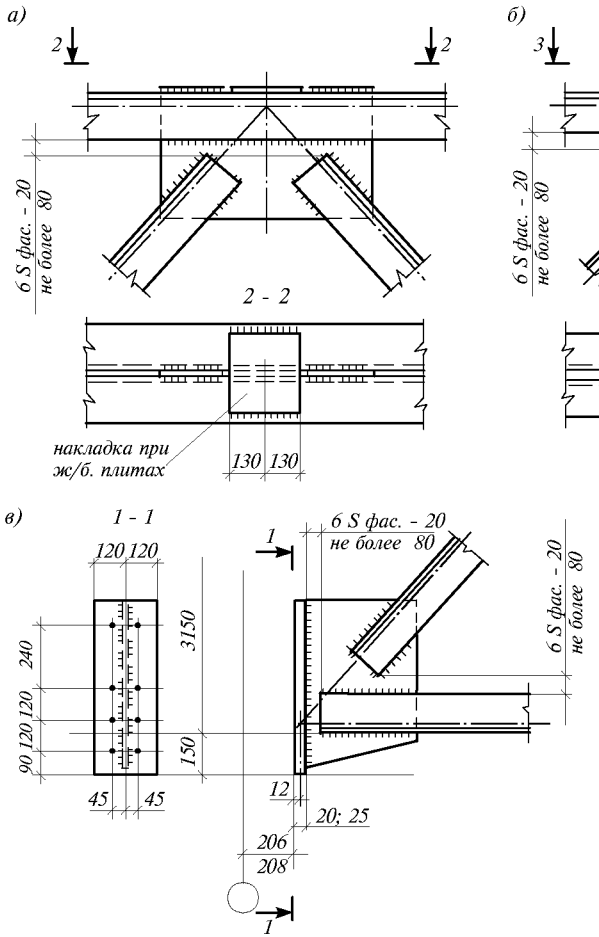


Рис.7.3. Узлы ферм из парных горячекатаных уголков

а - рядовой узел фермы;

б - то же, при изменении сечения пояса

в - опорный узел фермы;

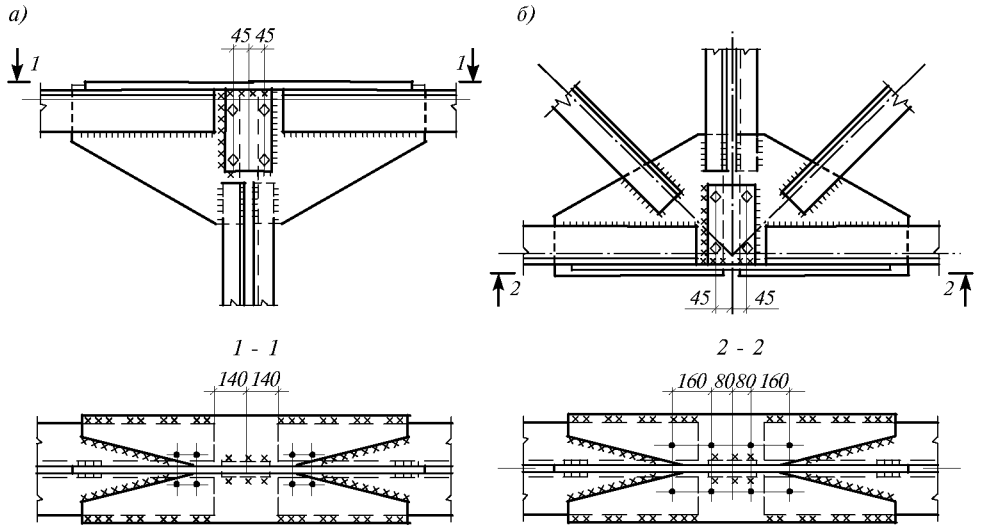


Рис.7.4. Монтажные стыки ферм из парных горячекатаных уголков

а - стык верхнего пояса фермы; *б* - стык нижнего пояса фермы

однако учитывать, что при изготовлении профилей ударная вязкость материала в местах гибов снижается, поэтому без дополнительной термообработки поясов и опорных раскосов применять эти фермы в условиях эксплуатации при расчетной температуре наружного воздуха ниже минус 40 °С не допускается. Рекомендуемые конструктивные решения наиболее ответственных узлов ферм из замкнутых гнутосварных прямоугольных и квадратных труб показаны на рис.7.5, 7.6.

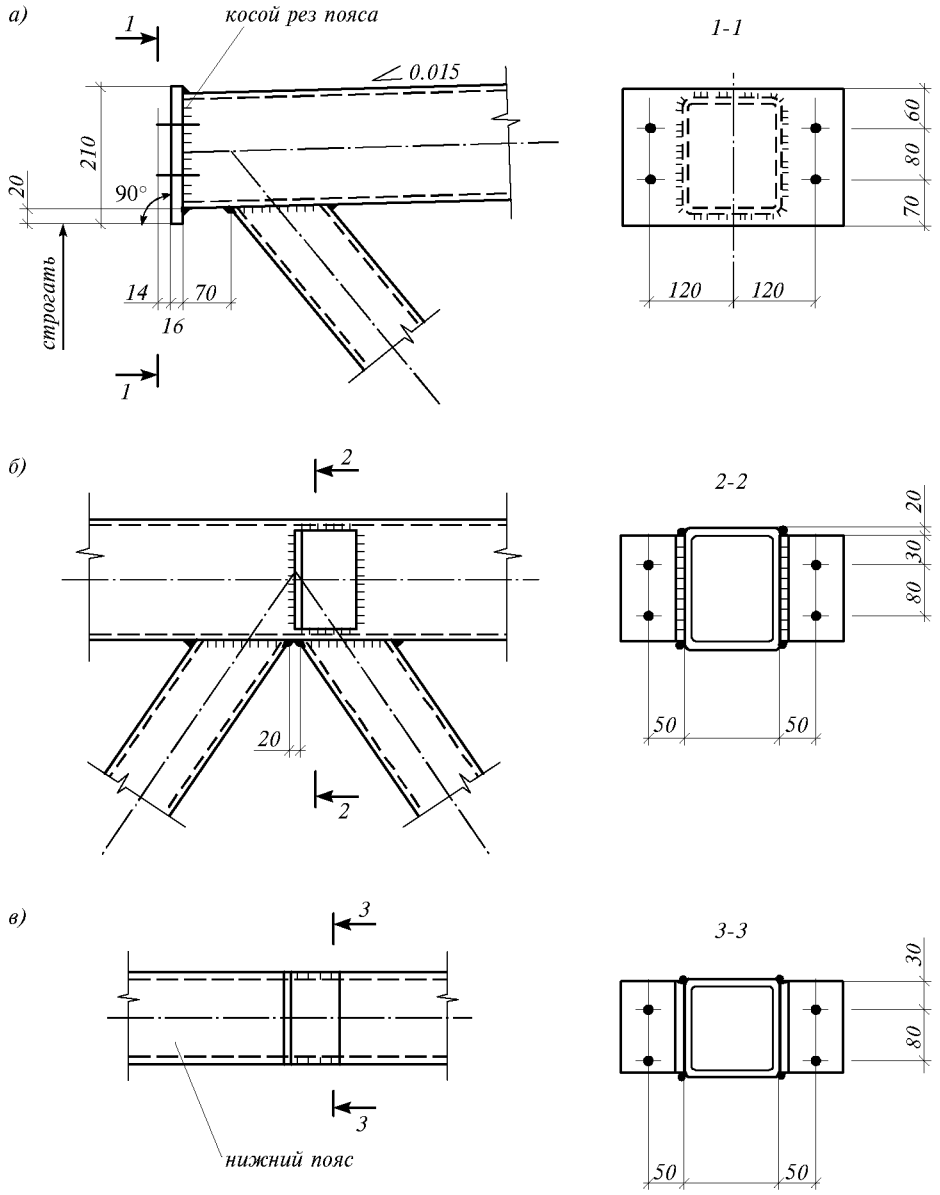


Рис.7.5. Узлы фермы из гнутосварных профилей

а – опорный узел;

б – узел примыкания раскосов;

в – узел крепления вертикальных связей

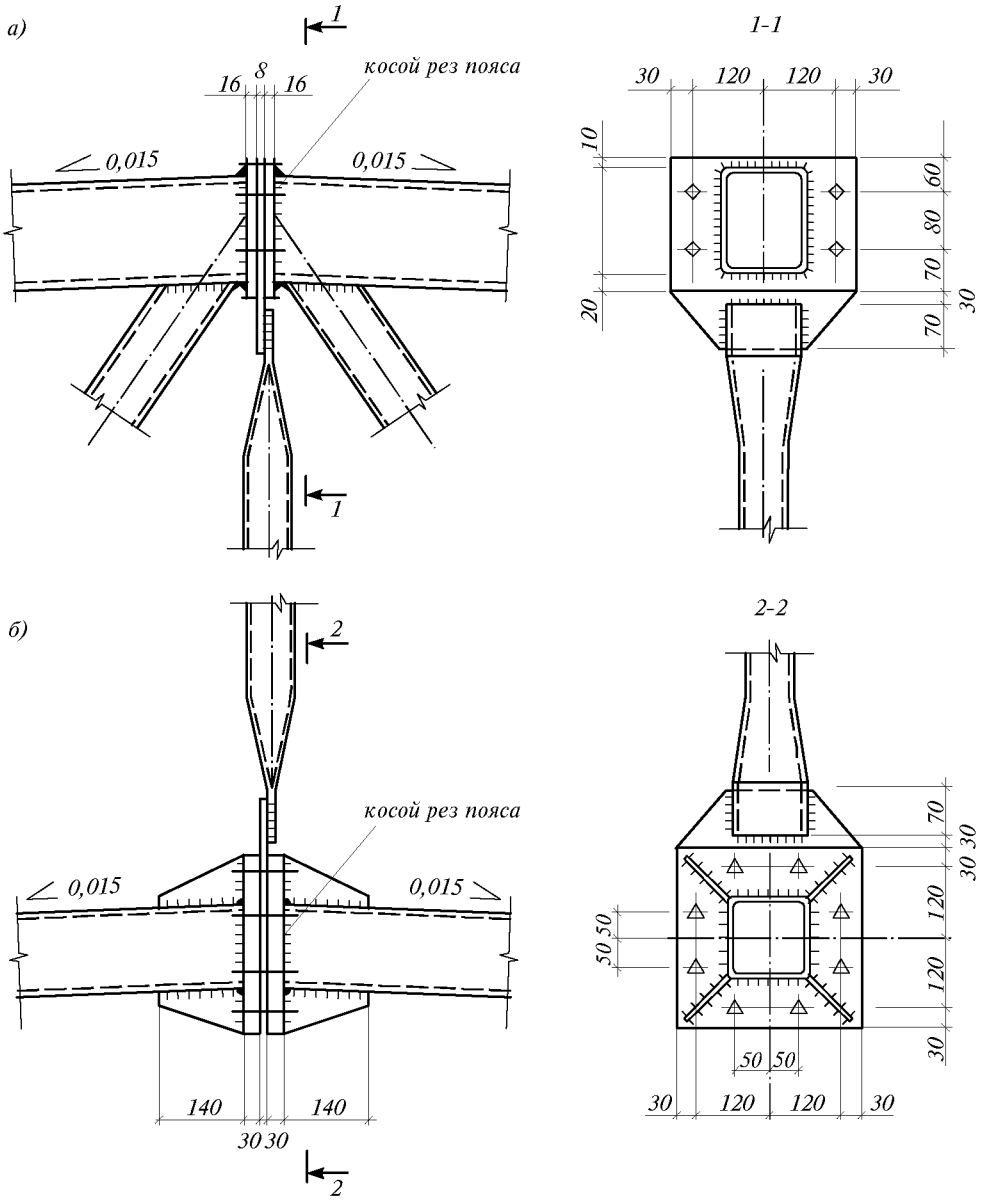


Рис.7.6. Узлы ферм из гнутосварных профилей
а – стык сжатого пояса; *б* – стык растянутого пояса

Фермы из круглых электросварных труб по расходу стали относятся к числу наиболее эффективных конструкций. Круглая форма поперечного сечения профиля обеспечивает по сравнению с открытыми профилями той же площади, повышенную общую и местную устойчивость стержней, а также возможность бесфасоночного соединения элементов решетки с поясами. К достоинствам этого типа ферм следует отнести и возможность использования высокопрочных сталей.

Фермы из круглых труб рекомендуется применять в сочетании с легкими ограждающими конструкциями (стальной профилированный настил и другие анало-

гичные материалы) ввиду ограниченной несущей способности поясов при восприятии непосредственно воздействующих на них узловых сосредоточенных нагрузок. Целесообразно их использование в зданиях с повышенной агрессивной средой. При применении ферм из круглых труб следует учитывать необходимость фигурных резов концов элементов решетки при их бесфасоночном соединении с поясами, что практически возможно только на заводах, оснащенных специальными машинами.

Фермы с поясами из тавров и решеткой из горячекатаных уголков являются одним из самых рациональных конструктивных решений универсального назначения. Область применения таких ферм аналогична фермам из парных горячекатаных уголков, но в отличие от последних фермы с поясами из тавров за счет существенного сокращения количества листовых деталей менее трудоемки в изготовлении и имеют меньшую, на 10 – 12 %, массу.

Фермы с поясами из широкополочных двутавров из-за особенностей сортамента этих профилей могут быть в достаточной степени эффективны при пролетах 30 м и более. При пролетах 24 м такие фермы можно применять при больших нагрузках. Они также могут быть использованы при наличии внеузловых нагрузок.

Решетку ферм экономически целесообразно выполнять из замкнутых гнутосварных профилей с креплением к поясам впритык, без фасонок. Однако следует иметь в виду, что такое решение требует повышенной точности изготовления. Некоторые из реализованных в практике решений узлов стропильных ферм с поясами из широкополочных двутавров представлены на рис.7.7.

Возможна решетка из горячекатаных уголков с узловыми соединениями на фасонках. В этом случае повышается трудоемкость изготовления и растет материалоемкость ферм, в связи с чем такой вариант может быть использован лишь при соответствующем обосновании.

Фермы из одиночных уголков по расходу стали и трудоемкости изготовления малоэффективны, поэтому не могут быть рекомендованы для широкого применения. Возможной областью рационального использования таких ферм могут быть здания с агрессивной средой, так как элементы ферм легко доступны для нанесения антикоррозионной защиты.

7.6. Расчет стропильных ферм

Расчетную схему стропильных ферм принимают в виде стержневой системы с шарнирными или жесткими узловыми соединениями. Шарнирные соединения стержней в узлах допускается принимать:

- для стропильных ферм из парных и одиночных уголков и с поясами из тавров;
- для стропильных ферм из трубчатых профилей (прямоугольных и круглых), а также ферм с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из замкнутых гнутосварных профилей, если отношение высоты сечения к длине элемента не превосходит 1/10 при эксплуатации ферм в районах с расчетной температурой наружного воздуха минус 40 °С и выше и не более 1/15 – при эксплуатации ферм в районах с температурой наружного воздуха ниже минус 40 °С.

При расчете ферм с учетом жесткости узлов следует принимать во внимание возникающие при этом дополнительные изгибающие моменты в стержнях вследствие искривления стержней от перемещения узлов под нагрузкой. При этом в фермах с поясами из двутавров и решеткой из уголков эти моменты допускается учитывать только в поясах и опорных раскосах (в предположении шарнирного присоединения остальных элементов решетки к неразрезным поясам).

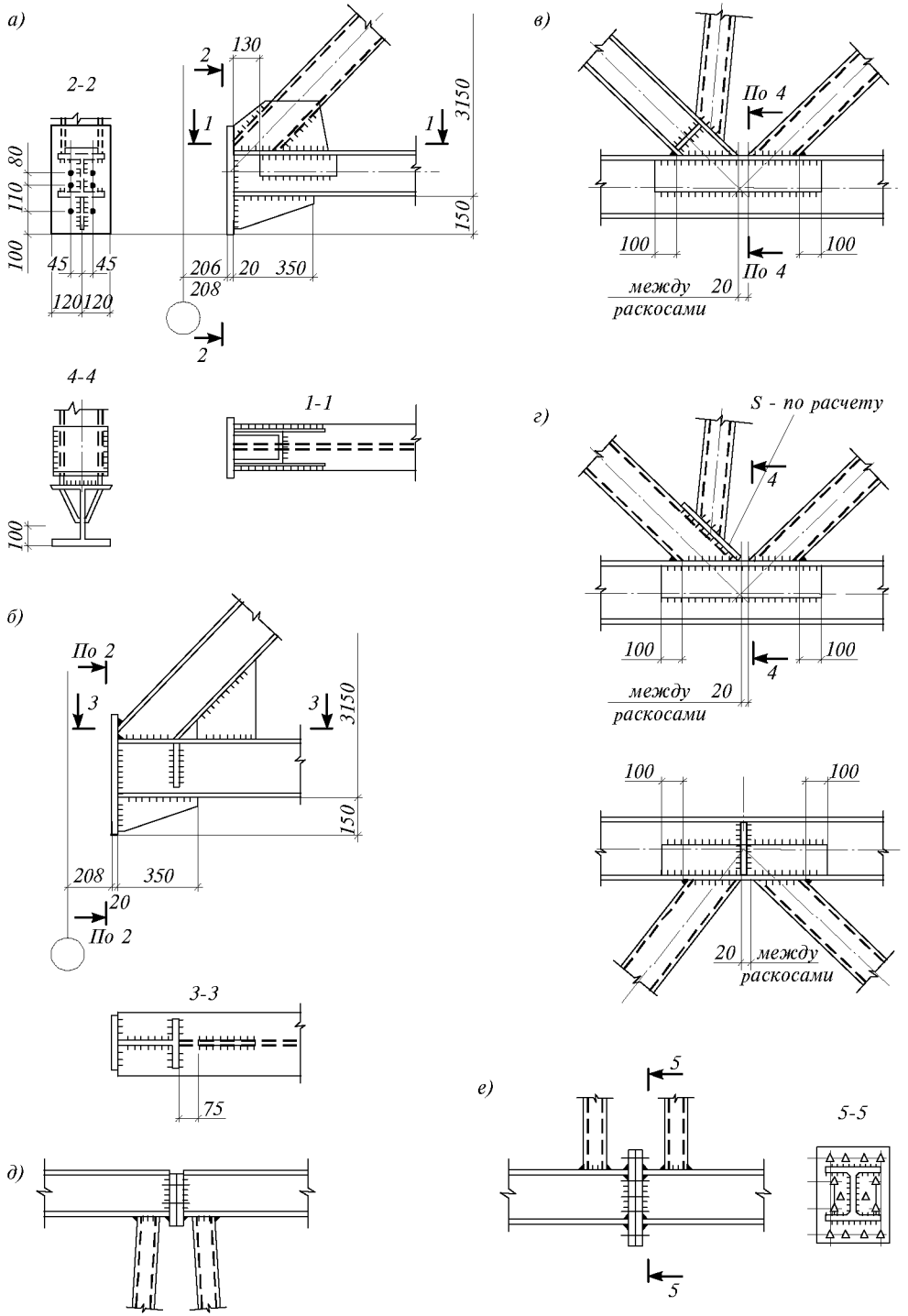


Рис.7.7. Узлы ферм с поясами из широкополочных двутавров

а - опорный узел (вариант 1); *б* - то же (вариант 2); *в* - узел примыкания раскосов и стоек (вариант 1); *г* - то же (вариант 2); *д* - стык стропильной фермы (верхний пояс); *е* - то же (нижний пояс)

Расчет ферм с учетом жесткости узлов следует выполнять с использованием ЭВМ. При вычислении дополнительных моментов от жесткости узлов приближенными методами осевые усилия допускается определять по шарнирной схеме. При наличии внеузловых нагрузок, а также при отсутствии в узлах ферм центрации стержней по центрам тяжести, элементы ферм следует рассчитывать с учетом соответствующих изгибающих моментов. Эксцентриситеты в узлах, за исключением опорных, допускается не учитывать, если они не превышают:

- в фермах из уголков и с поясами из тавров – 5 % высоты пояса;
- в фермах с поясами из двутавров и трубчатых сечений – 10 % высоты пояса с расположением эксцентриситетов по одну сторону его оси.

Моменты от смещения осей поясов ферм при изменении сечений допускается не учитывать, если это смещение не превышает 1,5 % высоты пояса.

В фермах, рассчитываемых по шарнирной схеме, моменты от внеузловых нагрузок допускается учитывать только в поясах, определяя их значения в поясе как в неразрезной балке на шарнирных опорах. При этом расчетный момент в пролете рекомендуется принимать с коэффициентом 1,2, учитывая упругую податливость опор. При наличии эксцентриситетов в узлах узловые моменты следует распределять пропорционально погонной жесткости примыкающих к узлу элементов. Расчет элементов стропильных ферм на прочность и устойчивость в зависимости от действующих в них усилий (только осевые силы или осевые силы с изгибающими моментами) производят по соответствующим формулам СНиП II-23-81*.

При наличии изгибающих моментов от жесткости узлов прочность элементов следует определять по формуле (50) СНиП II-23-81*, в которой коэффициент условий работы γ_c принимается 1,2. В этом случае напряжения от осевой силы и изгибающих моментов без учета жесткости узлов не должны превышать расчетного сопротивления стали.

Расчет ферм с жесткими узловыми соединениями рекомендуется производить по следующей схеме:

- определяют усилия и сечения стержней, как в ферме с шарнирными узлами;
- исходя из требований к конструктивным решениям узлов (необходимость зазоров между примыкающими к узлу элементами решетки, возможность установки болтов и др.) и размеров сечений элементов определяют наличие эксцентриситетов и их величины;
- вычисляют усилия в стержнях ферм с учетом жесткости узлов на основе ранее подобранных сечений и полученных значений эксцентриситетов и по этим усилиям проверяют подобранные сечения;
- в необходимых случаях осуществляют корректировку сечений.

Примеры расчета стропильных ферм приведены в п.7.10.

7.7. Связи покрытия

Связи покрытия создают общую жесткость каркаса здания, обеспечивают пространственную работу поперечных рам с перераспределением местных нагрузок (например, крановых), приложенных к одной из рам, на соседние рамы с уменьшением горизонтальных деформаций в уровне подкрановых балок. Связи воспринимают ряд горизонтальных нагрузок таких, как ветровая, сейсмическая, обеспечивают устойчивость сжатых элементов покрытия и заданную геометрию каркаса при монтаже.

В пределах покрытия в общем случае должны назначаться следующие системы связей: поперечные и продольные горизонтальные связи в плоскости верхних и

(или) нижних поясов стропильных ферм; вертикальные связи между стропильными фермами, связи по фонарям (при наличии фонарей).

Поперечные горизонтальные связи устанавливают в каждом пролете здания и располагают как правило по торцам температурных и сейсмических отсеков. При длине температурного отсека более 144 м в зданиях, возводимых в районах с расчетной температурой наружного воздуха минус 40°С и выше, и более 120 м в зданиях, возводимых в районах с расчетной температурой наружного воздуха ниже минус 40°С, предусматривают дополнительно одну поперечную горизонтальную связь в середине отсека. В зданиях с расчетной сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов число дополнительных поперечных связей определяют расчетом на воздействие горизонтальных сейсмических нагрузок.

Продольные горизонтальные связи предусматривают в зданиях, оборудованных мостовыми опорными кранами, требующими устройства галерей для прохода вдоль крановых путей, при наличии подстропильных ферм, с расчетной сейсмичностью ≥7 баллов и в других технически обоснованных случаях. Эти связи в зданиях с числом пролетов до трех следует располагать только вдоль крайних рядов колонн, а в зданиях с числом пролетов более трех также и вдоль средних рядов колонн с таким расчетом, чтобы они были расположены через 1–2 пролета.

Вертикальные связи устанавливают в местах размещения поперечных горизонтальных связей.

Компоновка схемы связей зависит от типа покрытия, конструктивных особенностей каркаса здания и условий его эксплуатации.

В зданиях с опиранием стропильных ферм на колонны в уровне нижнего пояса основную систему горизонтальных связей, воспринимающую горизонтальные нагрузки и обеспечивающую жесткость здания, располагают по нижним поясам стропильных ферм. Эти связи обычно решают в виде ферм. В этом случае связи по верхним поясам стропильных ферм устанавливают для обеспечения устойчивости верхних поясов при эксплуатации и монтаже.

При кровле по железобетонным плитам, образующим жесткий диск, устойчивость верхних поясов ферм в период монтажа обеспечивается системой распорок и вертикальных связей, устанавливаемых с таким расчетом, чтобы гибкость верхнего пояса стропильных ферм в горизонтальной плоскости не превышала значения 220, и при этом несущая способность верхнего пояса была достаточной для восприятия монтажной нагрузки, расположенной на половине (четверти) пролета.

Если жестким диском является стальной профилированный настил, то устойчивость верхних поясов ферм из плоскости на период монтажа должна быть обеспечена прогонами и вертикальными связями между фермами. При наличии светоаэрационных (аэрационных) фонарей – в подфонарном пространстве устанавливают распорки и растяжки из условия обеспечения принятой при проектировании стропильных ферм гибкости верхних поясов из плоскости.

Если кровля не является жестким диском, по верхним поясам стропильных ферм следует предусматривать поперечные горизонтальные связевые фермы и совмещать их расположение со связевыми фермами по нижним поясам.

В зданиях с опиранием стропильных ферм на колонны в уровне верхнего пояса основную систему горизонтальных связей располагают в уровне верхних поясов стропильных ферм. В этом случае поперечные связи, расположенные в торцах здания, не только обеспечивают устойчивость верхних поясов стропильных ферм при монтаже и в условиях эксплуатации, но и воспринимают горизонтальные ветровые нагрузки. При кровле по железобетонным плитам эти нагрузки воспринимаются жестким диском, образуемым плитами. При кровле по стальному профилированному настилу следует устраивать диафрагмы жесткости в виде балки, пояса-

ми которой служат верхние пояса смежных стропильных ферм, расположенных в торце здания, а стенкой – профилированный настил с усиленным креплением к прогонам или поясам ферм (при беспрогонном решении). Пример расчета диафрагм жесткости приведен в п.7.10.

Необходимую развязку нижних поясов стропильных ферм обеспечивают системой растяжек и вертикальных связей. При этом следует устанавливать растяжки также в местах сопряжения нисходящих опорных раскосов и горизонтального нижнего пояса.

7.8. Фонари

Для освещения и аэрации помещений производственных зданий на покрытиях устанавливаются фонари. Фонари подразделяются на светоаэрационные и аэрационные. Светоаэрационные фонари совмещают функции освещения и аэрации (в некоторых случаях используются только как световые).

В конструктивном отношении применяются П-образные фонари с наружным отводом воды, в которых светопрозрачные элементы расположены в вертикальных плоскостях и зенитные фонари, в которых светопрозрачные элементы расположены в горизонтальной плоскости. П-образные фонари располагают вдоль пролетов зданий (продольные фонари). Для пролетов зданий до 18 м применяют фонари шириной 6 м, для пролетов свыше 18 м – шириной 12 м.

Высота фонарей зависит от необходимых размеров поверхности остекления, определяемой светотехническим расчетом. Переплеты остекления располагаются вдоль боковых поверхностей фонарей. Длина фонаря не должна превышать 120 м. Фонари не должны доходить до торца здания или до температурного шва на один шаг стропильных ферм.

Для остекления применяются типовые фонарные переплеты, имеющие высоту 1250 мм и 1750 мм, устанавливаемые в один или два яруса по высоте. Обычно для фонаря шириной 6 м применяются переплеты высотой 1750 мм в один ярус, а для фонаря шириной 12 м – переплеты высотой 1750 мм в один ярус или переплеты высотой по 1250 мм, устанавливаемые в два яруса. Переплеты могут быть глухими или открывающимися.

Конструктивными элементами фонаря являются поперечная ферма, продольная фонарная панель, на которую навешиваются переплеты и крепится система связей. Конструкции фонаря опираются на стропильные фермы. Ограждающая конструкция покрытия фонаря выполняется такой же, как ограждающая конструкция покрытия здания.

Зенитные фонари устанавливают в световые проемы, организуемые в кровле покрытия, размером от 1000×1000 мм до 3000×6000 мм. Конструкция зенитного фонаря состоит из утепленного стального стакана высотой 450–500 мм, деревянной опорной рамы и светопропускающего заполнения из двухслойного куполообразного органического стекла или двухслойных стеклопакетов из оконного листового стекла (в последнем случае в фонаре предусматривают защитные сетки). Зенитные фонари могут быть глухими и открывающимися. Рекомендуется применять фонари по типовым сериям.

Аэрационные фонари предназначаются только для аэрации помещения и применяются в зданиях со значительными тепловыделениями. Для того чтобы исключить задувание и обеспечить нормальную работу фонарей их снабжают ветроотбойными щитами (панелями). Конструкция фонаря состоит из фонарных ферм, фонарных панелей, на которые устанавливаются поворотные створки, и собственной системы связей. В качестве покрытия фонарей применяются стальные щиты с обшивкой из листовой стали толщиной 3 мм. Ветроотбойные щиты и торцы фона-

рей обшивают асбестоцементными волнистыми листами. Поворотные створки обшивают либо профилированным настилом, либо листовой сталью толщиной 2–3 мм. Необходимую ширину горловины фонаря и высоту вертикального проема устанавливают специальным расчетом.

Расчет П-образных и аэрационных фонарей производится на воздействие постоянных (вес покрытия, остекления, механизмов открывания переплетов, створок и собственный вес конструкций фонаря) и временных (снег, ветер) нагрузок.

7.9. Особенности покрытий для конвейерной сборки и крупноблочного монтажа

Конвейерная сборка и блочный монтаж – система технических и организационных мероприятий, способствующих индустриализации строительства. В дальнейшем для сокращения записи метод конвейерной сборки и блочного монтажа обозначается БКМ.

Схема покрытия, предназначенного для условий БКМ, компонуется таким образом, что сборка конструкций из отдельных элементов в жесткие пространственные блоки и выполнение всех общестроительных и технологических операций производятся на уровне земли (укладка кровли, заполнение межферменного пространства различными технологическими коммуникациями и промышленными проводками, остекление фонарей, окраска конструкций).

Блоки покрытия формируются в процессе последовательного прохождения участков (стоянок) конвейера, на каждом из которых выполняется определенная часть строительных операций по сборке и оснастке блока.

В дальнейшем изложении приводятся рекомендации по строительному проектированию металлических конструкций покрытий одноэтажных промышленных зданий применительно к БКМ.

Рекомендации распространяются на проектирование покрытий одноэтажных промышленных зданий, возводимых в несейсмических районах с расчетной температурой до -40°С и выше. При строительстве зданий в районах с расчетной сейсмичностью выше 6 баллов данные рекомендации должны быть дополнены специальными требованиями СНиП II-7-81*.

БКМ следует применять для одноэтажных промышленных зданий с легкой кровлей, имеющих площадь покрытия не менее 25 тыс.м^2 для конструктивного решения в виде блоков с консолями и не менее 40 тыс.м^2 для конструктивного решения в виде замкнутого блока. При площади покрытия менее 25 тыс.м^2 применение БКМ разрешается только при наличии подробного технико-экономического обоснования. При этом следует учитывать особенности площадки строительства.

Для зданий, площадь покрытия которых меньше 25 тыс.м^2 или при невозможности размещения на монтажной площадке конвейера по условиям генплана, следует применять блочный монтаж (БМ), отличающийся от БКМ тем, что сборка и оснастка блоков производится не на конвейере, а на одной-двух стационарных стоянках.

Блок покрытия, предназначенный для БКМ и БМ, представляет собой геометрически неизменяемую конструкцию, прочность и устойчивость которой обеспечена при воздействии нагрузок, возникающих при сборке и монтаже.

Основными требованиями, предъявляемыми к конструкции блока покрытия, являются:

- обеспечение геометрической неизменяемости конструкции с постановкой в необходимых случаях минимального количества дополнительных элементов, требующихся только на время сборки и монтажа;
- обеспечение минимального объема монтажных работ в проектном положении.

Типы блоков и рекомендации по их применению. Для использования при проектировании одноэтажных производственных зданий рекомендуются следующие перечисленные ниже конструктивные формы блоков покрытия, монтируемых с помощью БКМ и БМ. В некоторых случаях в зависимости от конкретных технологических и объемно-планировочных особенностей здания допускаются некоторые изменения схем блоков, не носящие принципиального характера.

Консольный несимметричный блок имеет ширину 12 м (рис.7.8) и может быть с зенитными фонарями и без фонарей при шаге колонн 12 м. Блок состоит из двух стропильных ферм с шагом 6 м, одна из которых опирается на колонны, а другая на подстропильную ферму. Двенадцатиметровые прогоны блока образуют неравные консоли со свесом 4,5 и 1,5 м. При установке блока покрытия в проектное положение консольные свесы прогонов с уложенным по ним настилом стыкуются с помощью продольных элементов, объединяющих концы прогонов.

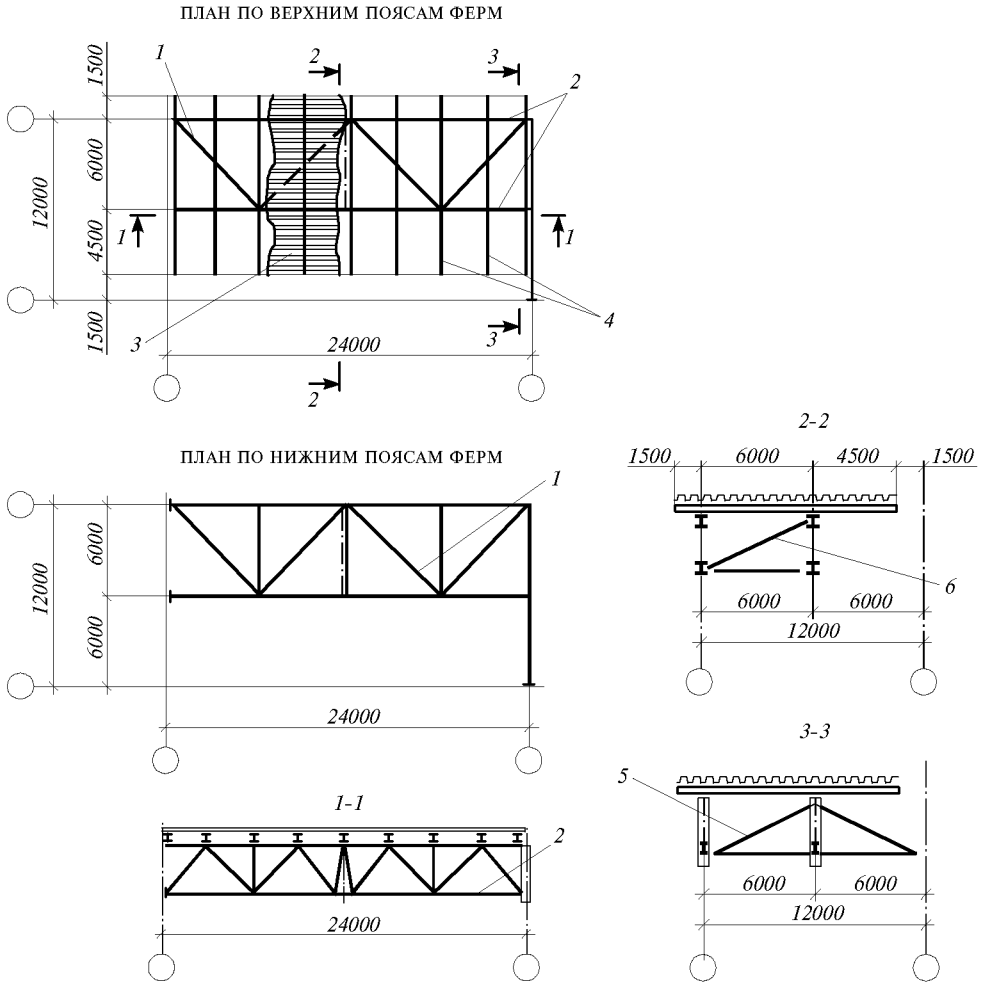


Рис.7.8. Блок шириной 12 м с несимметричными консолями для зданий с зенитными фонарями. Шаг ферм 6 м

1 – связи через 60 м; *2* – стропильная ферма; *3* – профилированный настил; *4* – прогоны; *5* – подстропильная ферма; *6* – диагональная связь

Пространственная неизменяемость блока обеспечивается вертикальными связями и профилированным настилом, в связевых блоках устанавливаются также горизонтальные связи в уровне верхнего пояса.

Блок, показанный на рис.7.9, является аналогом описанного выше для ферм с нисходящим опорным раскосом. Блок, приведенный на рис.7.10, имеет ширину 12 м. Шаг колонн 12 м и стропильных ферм 6 м. Блок несимметричный, двухконсольный, с фонарями и без фонарей. Он состоит из двух стропильных ферм, прогонов и связей. Вертикальные связи расположены с шагом 6 м и имеют одностороннюю консоль длиной 3 м. По прогонам уложен профилированный настил, имеющий с одной стороны трехметровый свес.

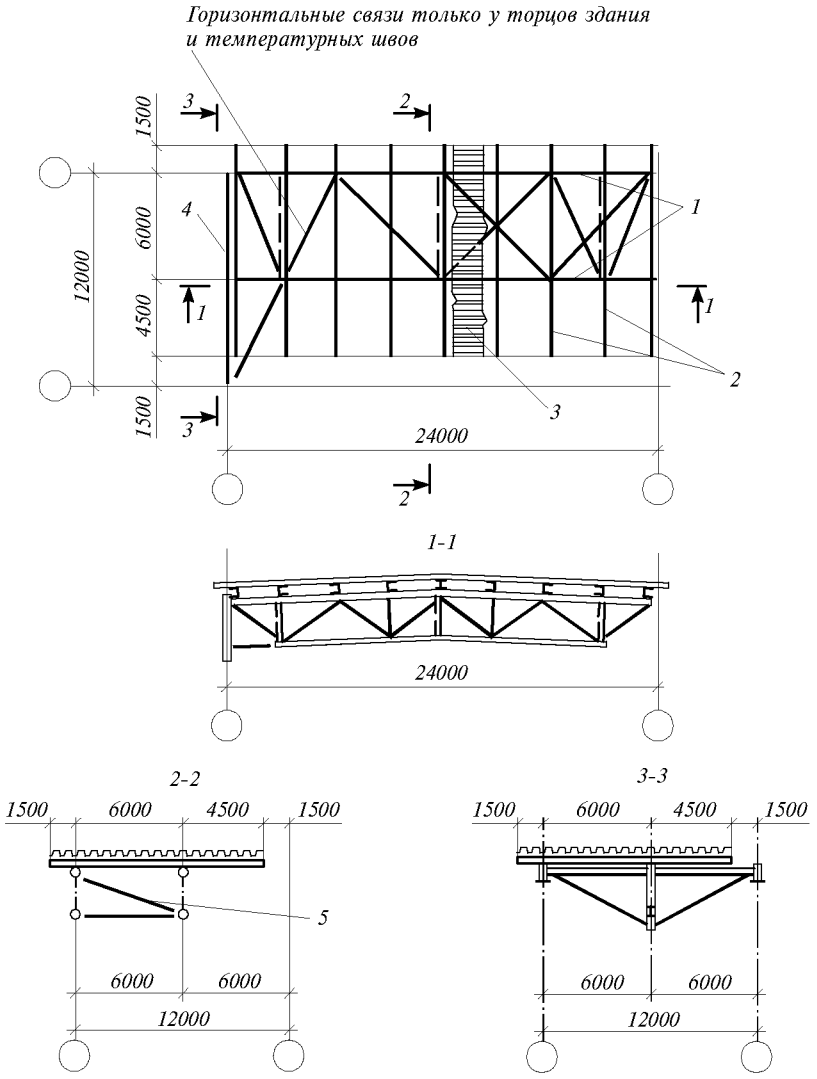


Рис.7.9. Блок шириной 12 м с несимметричными консолями для зданий с зенитными фонарями. Шаг ферм 6 м (вариант с нисходящим раскосом)

1 – ферма стропильная; *2* – прогоны; *3* – профилированный настил; *4* – ферма подстропильная; *5* – связь диагональная

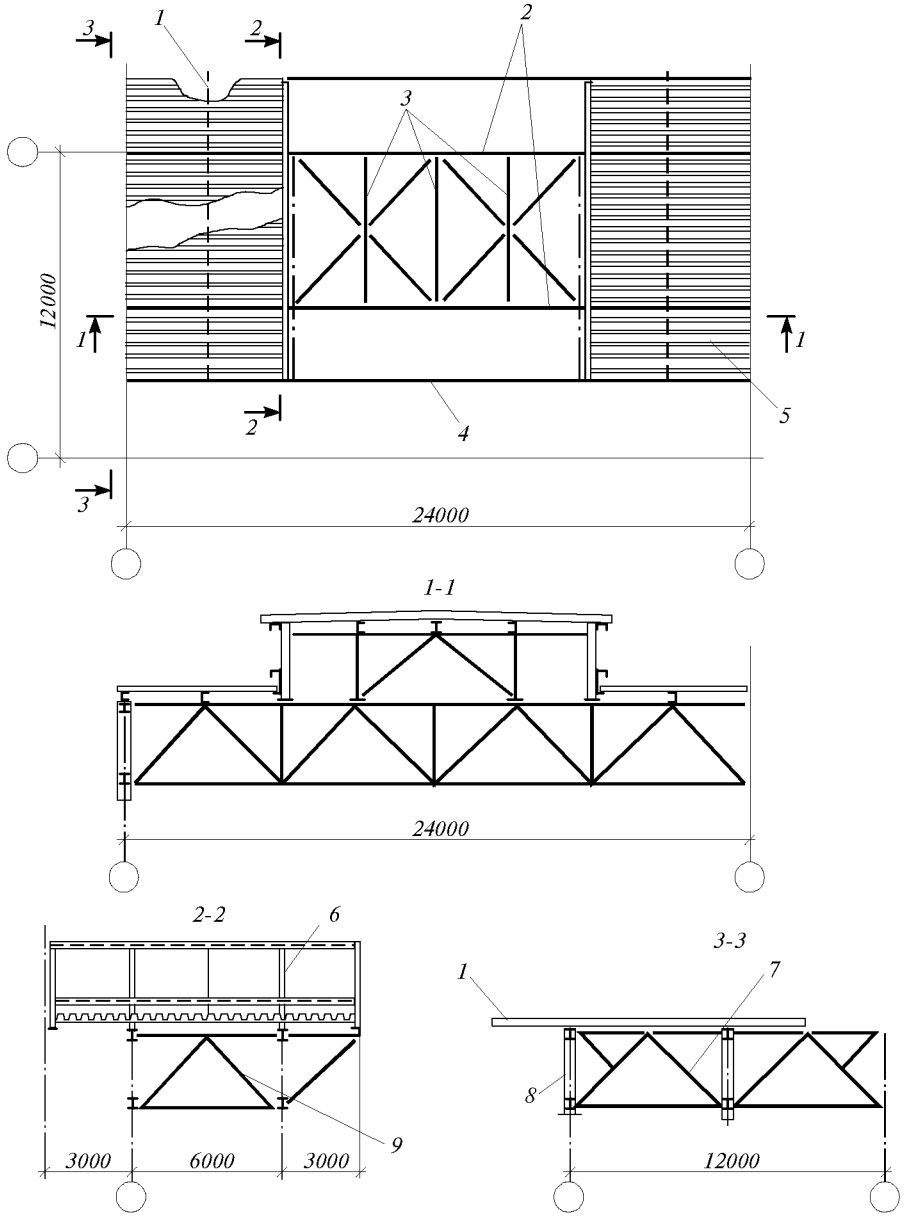


Рис.7.10. Блок шириной 12 м с симметричными консолями для зданий со светоаэрационным фонарями. Шаг ферм 6 м

1 – прогон; *2* – стропильные фермы; *3* – распорки; *4* – балка; *5* – профилированный настил; *6* – фонарная панель; *7* – подстропильная ферма; *8* – надколонник; *9* – вертикальная связь

Пространственная неизменяемость блока обеспечивается горизонтальными связями в уровне нижних поясов стропильных ферм, вертикальными связями и профилированным настилом. После установки блока в проектное положение производится закрепление профилированного настила к консолям ранее установленного блока.

Перечисленные выше блоки предназначены для блочного и блочно-конвейерного монтажа зданий площадью 10 – 100 тыс.м^2. Блок шириной 24 м для покрытий с зенитными фонарями и без фонарей (рис.7.11) может быть также запроектирован и под светоаэрационный фонарь. Шаг колонн 12 м, шаг стропильных ферм 12 м.

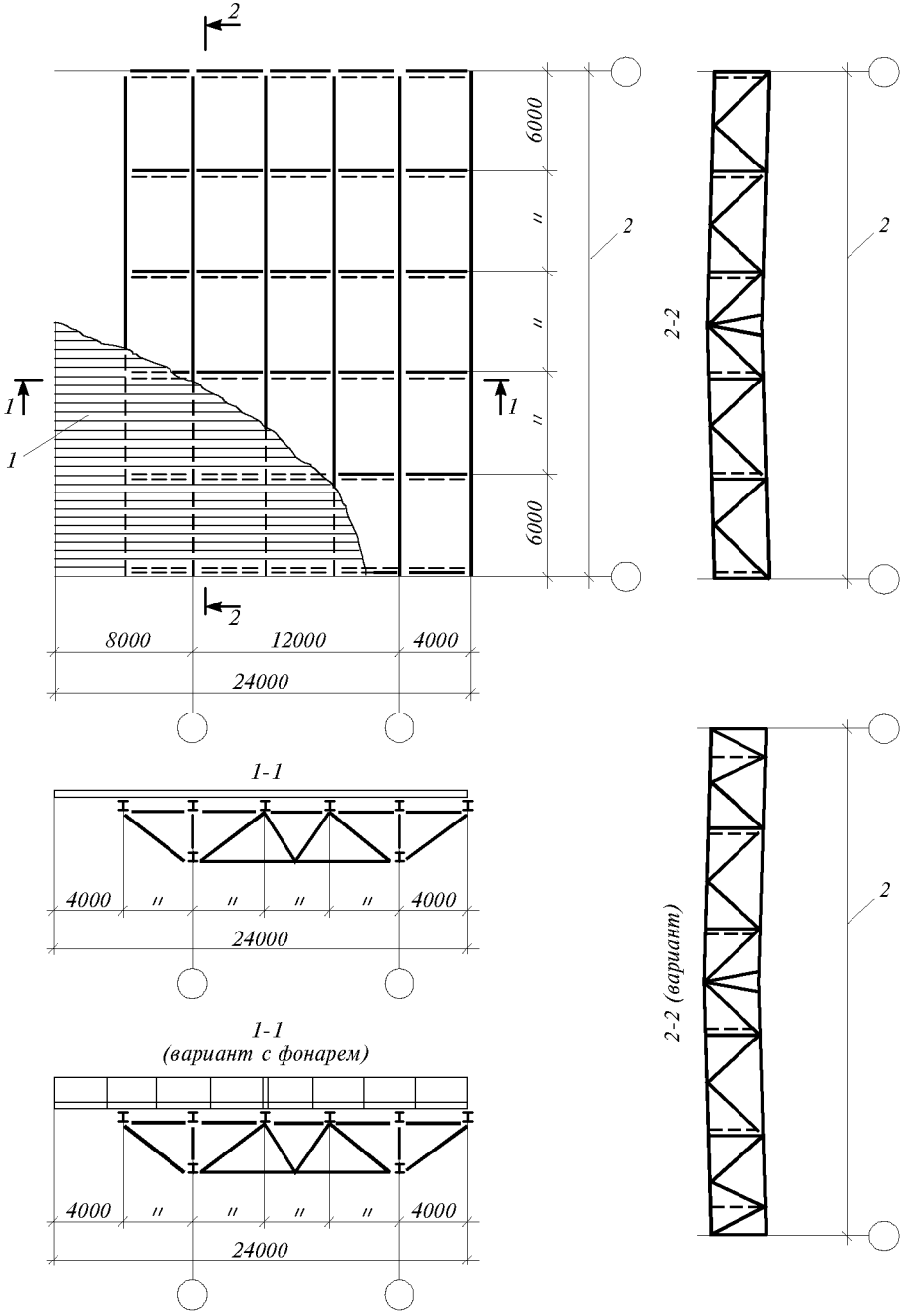


Рис.7.11. Блок шириной 24 м с несимметричными консолями
1 – профилированный настил; *2* – пролет

Блок состоит из двух стропильных ферм, расположенных по осям колонн, поперечных ферм и прогонов, опирающихся на верхние пояса поперечных ферм. Поперечные фермы расположены с шагом 6 м и имеют двухсторонние консоли длиной 4 м. По прогонам уложен профилированный настил, имеющий с одной стороны четырехметровый свес. Пространственная неизменность блока обеспечивается горизонтальными связями в уровне нижних поясов стропильных ферм, поперечными фермами и профилированным настилом.

После установки блока в проектное положение производится закрепление профилированного настила к консолям ранее установленного блока. Применение блока рекомендуется для конвейерно-блочного монтажа зданий площадью свыше 100 тыс.м^2.

Блок типа «Молодечно» типовой по серии 1.460.3-14 (рис.7.12) имеет ширину 12 м. Шаг колонн 12 м, шаг стропильных ферм 4 м. Блоки несимметричные, беспрогонные, выполнены из гнутосварных профилей прямоугольного сечения типа

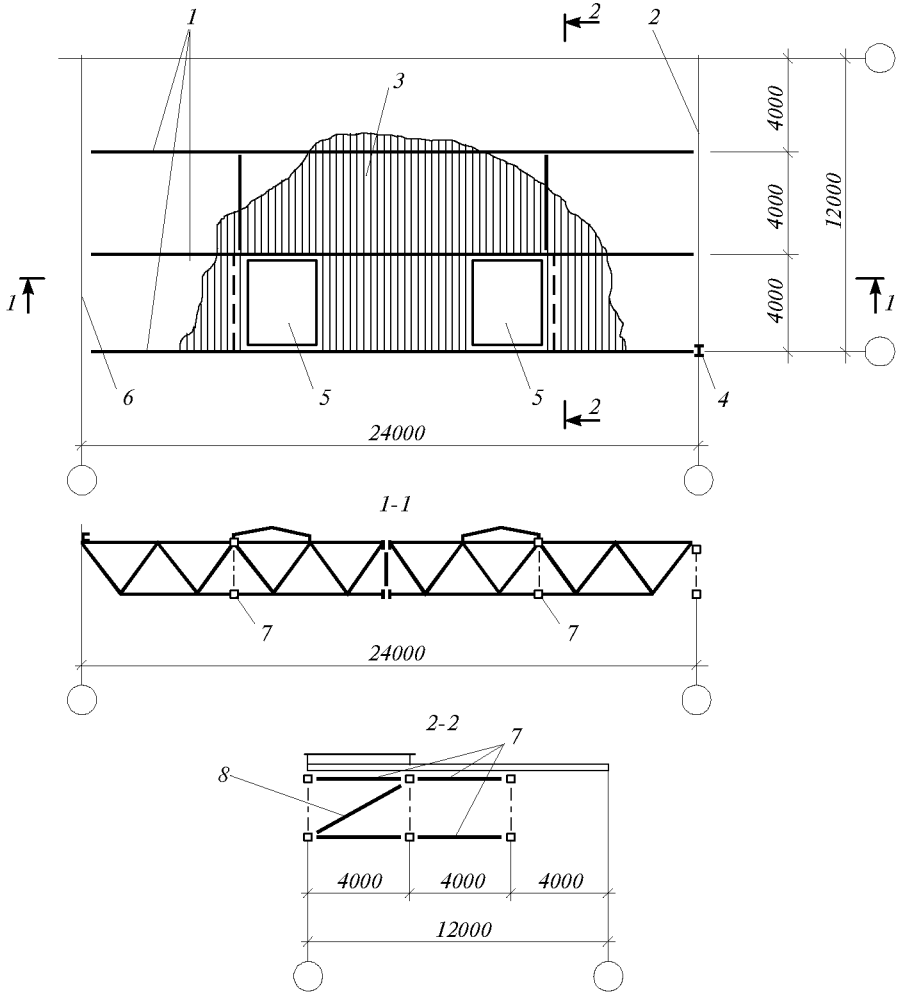


Рис.7.12. Блок покрытия типа «Молодечно»

1 – стропильная фермы; *2* – подстропильная ферма; *3* – профилированный настил; *4* – надколонник; *5* – зенитный фонарь; *6* – монтажная балка; *7* – распорка; *8* – диагональная связь

«Молодечно». Блок состоит из трех стропильных ферм, соединенных вертикальными связями и распорками, и профилированного настила с листами длиной 12 м, прикрепленными дюбелями к верхним поясам стропильных ферм. С одной стороны блока профилированный настил имеет консольный свес длиной 4 м. При установке блока покрытия в проектное положение консольный свес настила опирается на стропильную ферму предыдущего блока и крепится к ней дюбелями. Профилированный настил обеспечивает жесткость блока при монтаже и при последующей работе покрытия. Подстропильные конструкции не входят в состав блока.

Для обеспечения геометрической неизменяемости блока в процессе монтажа применяется специальная траверса, которая демонтируется после окончания монтажа.

На рис.7.13 приведен замкнутый блок шириной 12 м с фермами из широкополочных двутавров в поясах и решеткой из одиночных уголков для покрытий с зенитными фонарями или без фонарей. Блок состоит из двух стропильных ферм с опиранием в уровне верхнего пояса. Шаг ферм 12 м, шаг колонн также 12 м, таким образом при монтаже на одной колонне размещаются две фермы. Фермы объединены поперечными элементами, имеющими шаг 6 м, на которые укладываются прогоны, идущие вдоль ферм с шагом 3 м. В качестве покрытия может быть использован стальной оцинкованный профилированный настил или экструзионные плиты.

Применение двух последних блоков рекомендуется для зданий блочного и блочно-конвейерного монтажа, а также комплектной поставки пролетом до 30 м, высотой до 18 м с мостовыми кранами легкого и среднего режимов работы грузоподъемностью до 50 т. В блочных покрытиях опирание стропильных ферм на колонны выполняется шарнирным. Однако в необходимых случаях в блоках, приведенных на рис.7.3 и 7.5, сопряжение стропильных ферм с колоннами может быть запроектировано жестким.

Торцевые блоки всех типов должны иметь горизонтальные связи, рассчитанные на восприятие ветровой нагрузки с торцов здания.

При необходимости использовать блоки в зданиях с кранами тяжелого режима работы грузоподъемностью более 75 т увеличение жесткости покрытия достигается постановкой дополнительных связей (продольных и поперечных) и (или) соединением блоков между собой. Постановка дополнительных связей необходима также в зданиях высотой более 18 м и в зданиях с перепадами высоты покрытия соседних пролетов более 10 м.

При соответствующем прикреплении профилированного настила к несущим конструкциям покрытия рекомендуется также учитывать жесткость профилированного настила в качестве дополнительной горизонтальной связи. Учет жесткости профилированного настила и расчет соединений настила с несущими конструкциями выполняется в соответствии с «Рекомендациями по учету жесткости диафрагм из стального профилированного настила в покрытиях одноэтажных производственных зданий при горизонтальных нагрузках», М.: ЦНИИПСК, 1980.

Расчет каркаса здания с блочным покрытием следует выполнять по пространственной схеме при наличии жесткого диска в уровне нижних поясов стропильных ферм или при учете профилированного настила в качестве горизонтальной связи.

При проектировании покрытий в северной климатической зоне с расчетной температурой района строительства ниже -40°С следует дополнительно предусматривать в каждом блоке установку вертикальных связей или распорок, образующих непрерывную ферму в середине пролета вдоль всего покрытия. Кроме того, следует применять сплошностенчатые прогоны и выполнять другие требования, предусмотренные для проектирования конструкций с учетом особенностей северного исполнения.

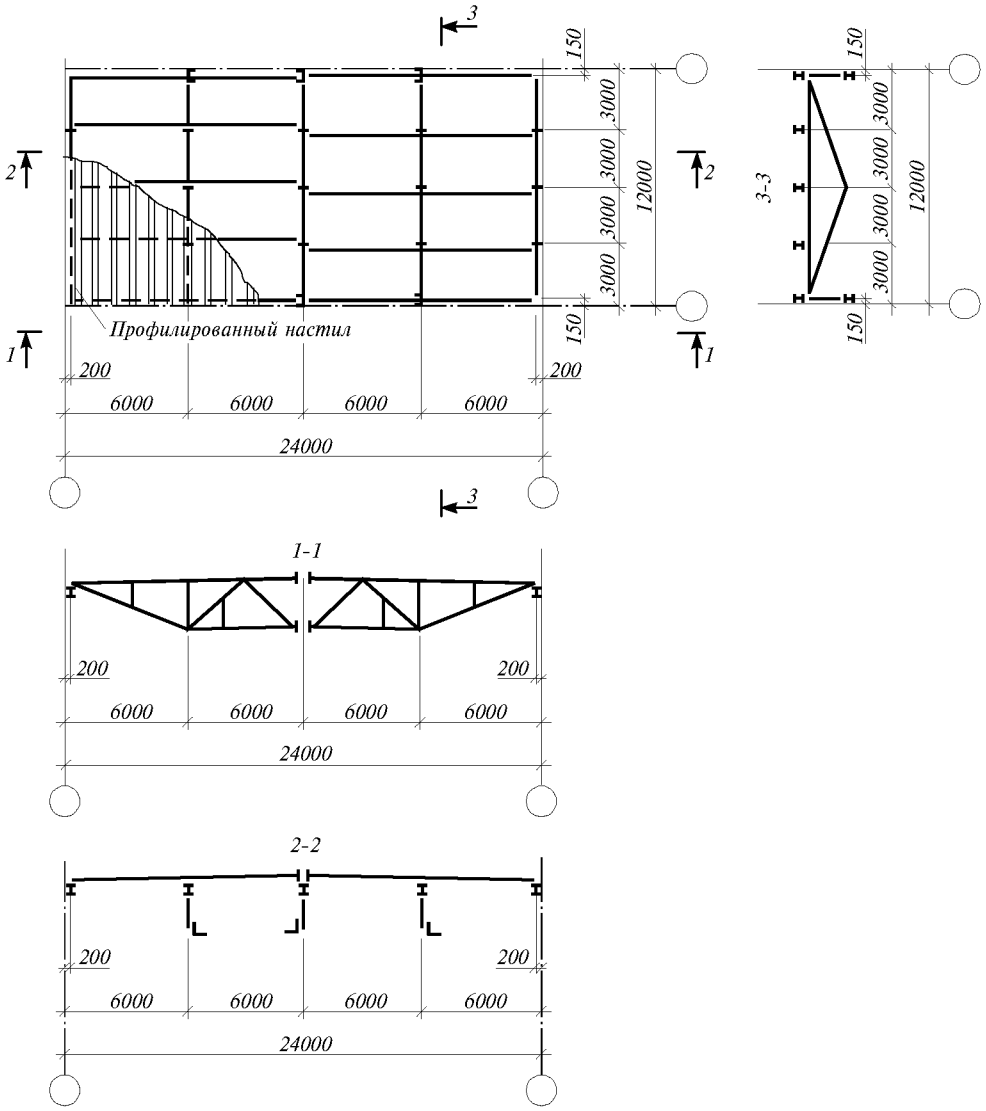


Рис.7.13. Замкнутый блок покрытия с фермами из широкополочных двутавров и решеткой из одиночных уголков

7.10. Практические примеры расчета

7.10.1. Пример расчета стропильной фермы с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из замкнутых гнутосварных профилей

1. Исходные данные. Пролет здания L=24 м, здание без фонарей, кровля – рулонная по профилированному настилу. Район по весу снегового покрова – II. Здание возводится в несейсмическом районе с расчетной температурой -40°С и выше. Класс ответственности сооружения – II. Ферма разрезная, пролетом 23,6 м с треугольной решеткой с дополнительными стойками, высотой по наружным граням полок 3150 мм и уклоном 1,5 % от середины пролета к опорам. Стык растянутого пояса на фланцах.

Расчетные сопротивления материала:
поясов – $R_y = 235$ МПа – ВСт3пс6 ГОСТ 380-71**;
решетки – t = 3 мм; $R_y = 205$ МПа – 4-IV ВСт3сп ГОСТ 16523-89*
t = 4–20 мм; $R_y = 225$ МПа – ВСт3сп3 ГОСТ 380-71**,
ВСт3сп5 ГОСТ 380-71**

2. Расчетные нагрузки на 1 м², Па:
от покрытия 1373
от снега..... 981
технологическая нагрузка 530
от собственного веса фермы..... 196
от связей..... .29
$q_{пост} = 1373 + 196 + 29 = 1598$
$q_{врем} = 981 + 530 = 1511$

3. Подбор сечений элементов фермы. Сечения элементов поясов и решетки назначаются из расчета фермы по шарнирной схеме. Схема фермы приведена на рис.7.14*а*. При этом в соответствии со СНиП 2.01.07-85 усилия в элементах определяются при двух схемах загружения временной нагрузкой – на всем пролете и на половине пролета. По полученным усилиям подбираются сечения элементов фермы как центрально-сжатых или центрально-растянутых стержней по формулам (5) и (7) СНиП II-23-81* (с учетом «Рекомендаций по проектированию стальных конструкций из гнутых профилей» для элементов решетки). Расчетные длины элементов принимаются по табл.11 СНиП II-23-81*.

В табл.7.3 приведены усилия и сечения элементов, полученные из предварительного расчета.

Таблица 7.3. Усилия и сечения элементов фермы по предварительному расчету

Элемент фермы	Обозначение стержня	Материал стержня	Усилие от действительных нагрузок, кН	Сечение	Несущая способность, кН
Верхний пояс	В1 В2	ВСт3пс6 ВСт3пс6	-640 -863	I 20К1 I 20К1	-934 -934
Нижний пояс	Н1 Н2 Н3	ВСт3пс6 ВСт3пс6 ВСт3пс6	+360 +807 +863	I 20К1 I 20К1 I 20К1	+1156 +1156 +1156
Раскосы	Р1 Р2 Р3 Р4	ВСт3сп5 ВСт3сп5 ВСт3сп5 4-IVВСт3сп	-529 +391 -236 +117	□160×6 □140×5 □120×5 □120×3	-640 +477 -319 +228
Стойки	С1 С2	4-IVВСт3сп 4-IVВСт3сп	-112 -112	□120×3 □120×80×3	-231 -151

4. Уточнение расчетной схемы (определение эксцентриситетов) выполняется по результатам прочерчивания узлов фермы. При прочерчивании узлов фермы исходят из условия максимального сближения носков раскосов между собой или между носком раскоса или стойки и опорным ребром или фланцем – 20 мм. По результатам прочерчивания определяют значения расцентровки стержней решетки.

5. Уточненный расчет фермы. Используя полученные эксцентриситеты, составляется действительная расчетная схема фермы (рис.7.14*б*) и выполняется расчет на ЭВМ всех возможных сочетаний нагрузок.

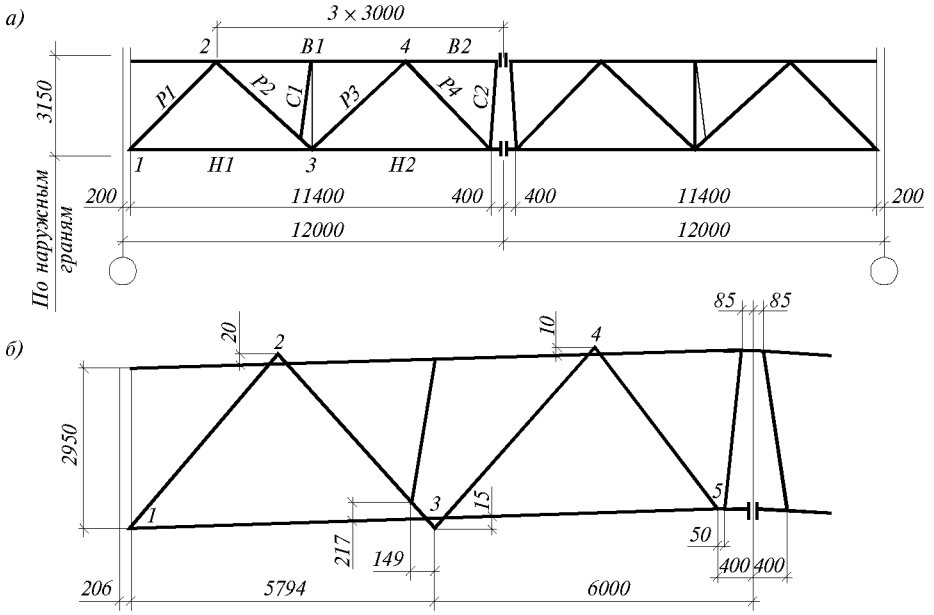


Рис.7.14. Расчетная схема стропильной фермы с поясами из широкополочных двутавров
а – ферма для предварительного расчета; *б* – расчетная схема фермы

Из расчета получают действительные значения внутренних усилий в стержнях: нормальных сил N и суммарных изгибающих моментов $M_н$, $M_к$ от жесткости узлов и расцентровок ($M_н$ – момент в начале стержня, $M_к$ – в конце стержня). Определяют также моменты (с использованием ЭВМ) без учета расцентровок в узлах $M_н^ж$ и $M_к^ж$ и определяют моменты от расцентровок $M_н^э$; $M_к^э$, как разницу величин моментов из первого и второго расчетов.

В табл.7.4 приведены расчетные значения внутренних усилий N, M, $M^ж$ и $M^э$, полученные из машинных расчетов.

Таблица 7.4. Расчетные значения внутренних усилий элементов фермы

Элемент фермы	Обозначение стержня	N кН	Изгибающие моменты, кН					
			$M_н$	$M_н^ж$	$M_н^э$	$M_к$	$M_к^ж$	$M_к^э$
Верхний пояс	B1	-647	+3,99	+2,89	+1,10	-12,19	-9,15	-3,84
	B1	-651	-12,19	-9,15	-3,04	-0,65	-1,91	+1,26
	B3	-872	-0,45	-1,42	+0,97	-14,27	-10,16	-4,11
Нижний пояс	H1	+368	+6,24	+2,35	+3,89	-21,72	-5,75	-15,97
	H2	+821	+13,66	-3,92	+17,58	-13,40	-6,52	-6,88
	H2	+871	-16,18	-6,60	-9,58	-20,54	-11,85	-8,69
Раскосы	P1	-537	-5,33	-2,46	-2,87	+6,24	+2,35	+3,89
	P2	+388	+3,44	-1,93	+5,37	-9,90	+0,65	-10,55
	P2	+284	-9,90	+0,65	-10,55	+37,77	+0,86	+36,91
	P3	-238	+2,36	-0,94	+3,30	-1,71	-0,02	-1,69
	P4	-42 +129	-0,61	-0,50	-0,11	+0,19	-0,08	+0,27
Стойки	C1	-110						
	C2	-72						

6. Поверочный расчет стержней поясов фермы

Проверочный расчет прочности элементов фермы производится по формуле

$$\frac{N}{A}+\frac{M}{W}\le 1{,}2R_y$$

При этом должно удовлетворяться условие:

$$\frac{N}{A}+\frac{M^{\text{Э}}}{W}\le R_y$$

где W, A, R_y – момент сопротивления, площадь сечения и расчетное сопротивление стали рассматриваемой панели пояса.

Расчетное сопротивление стали для растянутых элементов решетки при данном типе профилей следует принимать с коэффициентом условий работы γ_c=0,85.

Проверочный расчет устойчивости сжатых элементов производится по формулам (51) и (56) СНиП II-23-81* без учета изгибающих моментов от жесткости узлов ($M^{\text{ж}}$).

Относительный эксцентриситет при расчете определяется с использованием большего из концевых моментов рассматриваемого элемента.

В таблице 7.5 приведены данные расчета на прочность и устойчивость. Поскольку в данном примере $e_{\max}/h$=0,1 и h/l=1/15, расчет возможно было выполнить без учета моментов от жесткости узлов и расцентровок.

Ниже приводятся формулы для расчета носковых швов крепления раскосов из гнуто-замкнутых профилей к поясам.

Носковые швы следует рассчитывать по 3-м сечениям.

- сечение 1–1 – на срез (условный) по металлу границы сплавления шва по формуле

$$\frac{N}{\beta_z\cdot K_f^{1-1}\cdot l_w}\le R_{wz}\cdot\gamma_{wz}\cdot\gamma_c;\quad \beta_z=1{,}05$$

- сечение 2–2 – на совместное действие сил N_1 и N_2 по металлу шва по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{N_1}{K_f^{2-2}\cdot l_w}\right)^2+3\left(\frac{N_2}{K_f^{2-2}\cdot l_w}\right)^2}\le 1{,}15R_{wy}\cdot\gamma_c$$

- сечение 3–3 – на совместное действие сил N_3 и N_4 по металлу границы сплавления шва по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{N_3}{\beta_z K_f^{3-3}\cdot l_w}\right)^2+3\left(\frac{N_4}{\beta_z K_f^{3-3}\cdot l_w}\right)^2}\le$$

$$\le 1{,}15R_{wy}\cdot\gamma_c;\quad \beta_z=1{,}05$$

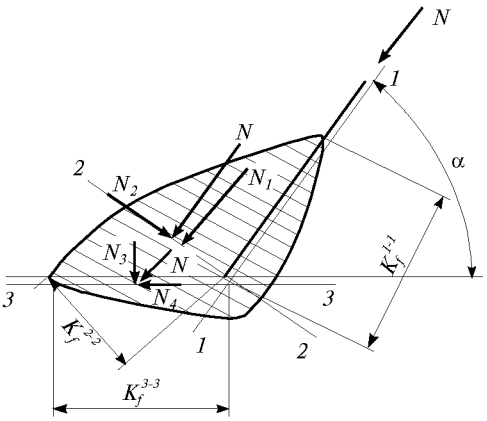


Рис.7.15. Схема расчета носковых сварных швов крепления раскоса

1–1 на срез по металлу границы сплавления; *2–2* на совместное действие сил N_1 и N_2 по металлу шва; *3–3* на совместное действие сил N_3 и N_4 по металлу границы сплавления шва

При этом усилие N определяется в предположении равномерного распределения по периметру гнутозамкнутого профиля нормального усилия в раскосе и с учетом момента от расцентровки раскоса.

Усилия $N_1 \div N_4$ определяются по формулам

$$N_1=N\cdot\sin(90^\circ-0{,}5\alpha^\circ);\quad N_2=N\cdot\cos(90^\circ-0{,}5\alpha^\circ);\quad N_3=N\cdot\sin\alpha^\circ;\quad N_4=N\cdot\cos\alpha^\circ$$

Неоговоренные коэффициенты и расчетные сопротивления швов следует принимать по СНиП II-23-81*.

Таблица 7.5. Расчет на прочность и устойчивость элементов фермы с учетом эксцентриситетов в узлах

№№ пп	Обозначение величин	Единица измерения	Стержни											
			верхнего пояса		нижнего пояса			раскосов					стоек	
			В1	В2	Н1	Н2	Н2*	Р1	Р2	Р2*	Р3	Р4	С1	С2
1.	Сечение	–	I20К1	I20К1	I20К1	I20К1	I20К1	□160×6	□140×5	□140×5	□120×5	□120×3	□120×3	□120×80×3
2.	Материал		ВСт3пс6		ВСт3пс6			ВСт3сп5					4-IV ВСт3сп	
3.	Расчетное сопротивление	МПа	235	235	235	235	235	225	225	225	225	205	205	205
4.	$A\times10^{-4}$	м^2	51,7	51,7	51,7	51,7	51,7	36,0	26,4	26,4	22,4	13,8	13,8	11,4
5.	$W_x\times10^{-6}$	м^3	383	383	383	383	383	176	113	113	80,9	52,1	–	–
6.	$i_y\times10^{-2}$	м	5,03	5,03	–	–	–	6,24	–	–	4,66	4,76	4,76	3,28
7.	N	кН	–651	–872	+368	+821	+871	–537	+388	+284	–238	–42/+129	–110	–72
8.	$M\cdot e$	кНм	13,0	2,22			6,80		5,4	–10,6				
9.	$R_y\gamma_c$ (1,2$R_y\cdot\gamma_c$)	МПа	235	235	223	223	223	225	191(248)	191(248)	225	225/191	205	205
10.	N/A	МПа	–	–	–	–	168,5	–	147	107,6	–	93,5	–	–
11.	M/W	МПа	–	–	–	–	–	–	47,8	93,8	–	–	–	–
12.	$(10 + 11) \le 1,2\ R_y\gamma_c$	МПа	–	–	–	–	–	–	194,8	201,4	–	–	–	–
13.	l	м	–	3,00	–	–	–	4,07	–	–	4,21	4,21	2,95	2,95
14.	l_y	м	–	3,00	–	–	–	4,07	–	–	4,21	4,21	2,95	2,95
15.	λ	–	–	60	–	–	–	66	–	–	91	89	62	90
16.	φ	–	–	0,808	–	–	–	0,784	–	–	0,624	–	0,803	0,631
17.	$\sigma = N/\varphi A \le R_y\cdot\gamma_c$	МПа	–	209	–	–	–	190	–	–	170	–	99,3	100

7.10.2. Пример расчета стропильной фермы из замкнутых гнутосварных профилей

1. Исходные данные. Пролет здания L = 24 м, шаг ферм 12 м, здание без фонарей, кровля – трехслойные металлические панели по прогонам; высота здания – 7,2 м. Район по весу снегового покрова – IV. Район по ветровому давлению – I. Здание возводится в несейсмическом районе с расчетной температурой минус 40°С и выше. Класс ответственности сооружения – II. Ферма разрезная, пролетом 23,6 м, с треугольной решеткой, с опиранием в уровне верхнего пояса, с уклоном верхнего пояса 10 % от середины пролета к опорам. Стык растянутого пояса на фланцах.

Расчетные сопротивления материала

поясов – R_y = 330 МПа – 09Г2С-6

решетки – R_y = 330 МПа – 09Г2С-6

– R_y = 225 МПа – ВСт3пс6

2. Расчетные нагрузки на 1 м²

от покрытия – 628 Па

от снега – 2354 Па

от собственного веса фермы – 167 Па

от связей – 19 Па

$q_{пост.}$ = 628 + 167 + 10 = 805 Па

$q_{врем.}$ = 2354 Па

3. Подбор сечений элементов фермы

Сечения элементов поясов и решетки назначаются из расчета фермы по шарнирной схеме. Схема фермы приведена на рис.7.16*а*. При этом в соответствии со

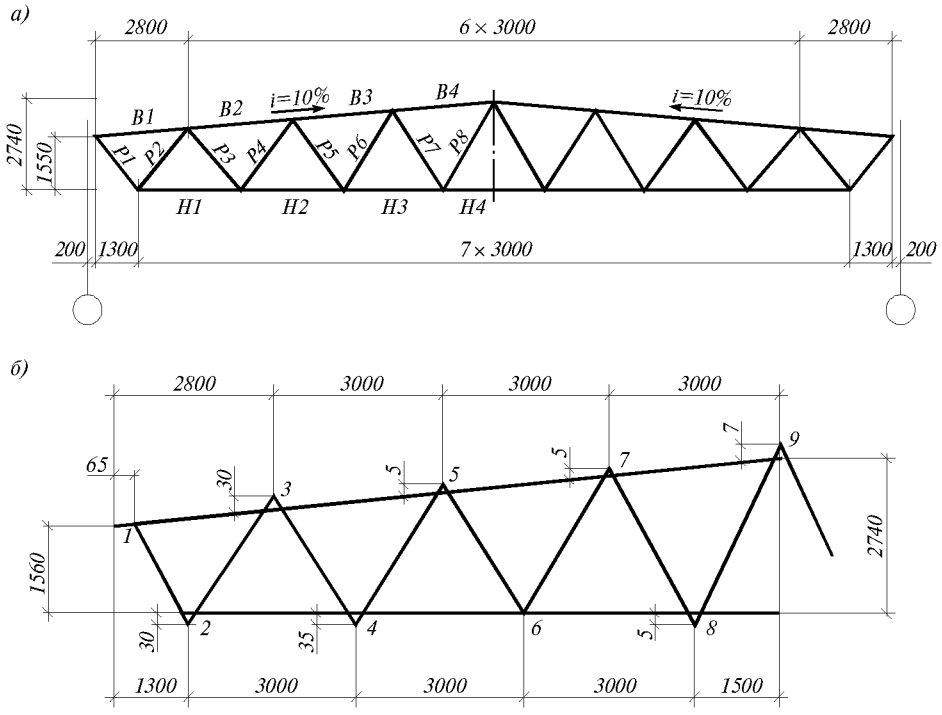


Рис.7.16. Расчетная схема стропильной фермы из гнутосварных профилей
а – фермы для предварительного расчета; *б* – расчетная схема фермы

СНиП 2.01.07-85 усилия в элементах определяются при двух схемах загружения временной нагрузкой: на всем пролете и на половине пролета. По полученным усилиям подбираются сечения элементов фермы как центрально-сжатых или центрально-растянутых стержней с учетом «Рекомендаций по проектированию стальных конструкций из гнутых профилей». Расчетные длины элементов принимаются по табл.11 СНиП II-23-81*.

В таблице 7.6. приведены усилия и сечения элементов, полученные из предварительного расчета.

Таблица 7.6. Усилия в элементах из замкнутых гнутосварных профилей по предварительному расчету

Элемент фермы	Обозначение стержня	Материал стержня	Усилие от действующих нагрузок, кН	Сечение	Несущая способность, кН
Верхний пояс	В1	09Г2С-6	–310	□160×6	–920
	В2	09Г2С-6	–768	□160×6	–980
	В3	09Г2С-6	–964	□160×6	–980
	В4	09Г2С-6	–980	□160×6	–980
Нижний пояс	Н1	09Г2С-6	+577	□160×6	+1123
	Н2	09Г2С-6	+886	□160×6	+1123
	Н3	09Г2С-6	+984	□160×6	+1123
	Н4	09Г2С-6	+945	□160×6	+1123
Раскосы	Р1	09Г2С-6	+464	□140×4	+572
	Р2	09Г2С-6	–465	□100×140×5	–606
	Р3	09Г2С-6	+263	□140×4	+572
	Р4	09Г2С-6	–251	□100×140×5	–471
	Р5	ВСт3пс6	+92	□60×140×4	+265
	Р6	ВСт3пс6	–89	□80×140×4	–250
	Р7	ВСт3пс6	–102	□60×140×4	–180
			+42		+265
	Р8	ВСт3пс6	–38	□80×120×4	–250
			+97		+265

4. Уточнение расчетной схемы

Уточнение расчетной схемы осуществляется по результатам прочерчивания узлов фермы. При прочерчивании исходят из условия максимального сближения носков раскосов между собой или между носком раскоса и опорным ребром или фланцем – 20 мм. По результатам прочерчивания определяют величины расцентровки стержней решетки.

5. Уточненный расчет фермы

Используя полученные эксцентриситеты, составляется действительная расчетная схема фермы (рис.7.16*б*) и выполняется расчет на ЭВМ с учетом всех возможных сочетаний нагрузок.

Из расчета получают действительные значения внутренних усилий в стержнях: нормальных сил N и суммарных изгибающих моментов $M_н$ и $M_к$ от жесткости узлов и расцентровок ($M_н$ – момент в начале стержня, $M_к$ – в конце стрежня).

Определяют также моменты (с использованием ЭВМ) без учета расцентровок в узлах $M_н^ж$ и $M_к^ж$ и определяют моменты от расцентровок $M_н^э$ и $M_к^э$ как разницу величин моментов из первого и второго расчетов.

В табл.7.7 приведены расчетные значения внутренних усилий N, M, $M^ж$ и $M^э$, полученные из машинных расчетов.

Таблица 7.7. Расчетные значения внутренних усилий фермы из замкнутых гнутосварных профилей

Элемент фермы	Обозначение стержня	N, кН	Изгибающие моменты, кНм					
			$M_н$	$M_н^ж$	$M_н^э$	$M_к$	$M_к^ж$	$M_к^э$
Верхний пояс	В1	–286	+3,10	+3,12	–0,02	–5,91	–6,26	+0,35
	В2	–741	–2,20	–2,63	+0,43	–3,93	–3,91	–0,02
	В3	–958	–3,07	–3,17	+0,10	–5,57	–5,07	–0,50
	В4	–968	–5,86	–5,28	–0,58	+0,60	–0,32	+0,92
Нижний пояс	Н1	+568	+2,48	+2,38	+0,10	–6,06	–6,38	+0,32
	Н2	+894	–2,69	–3,18	+0,49	–4,58	–4,20	–0,38
	Н3	+998	–4,22	–3,83	–0,39	–4,10	–4,14	+0,04
	Н4	+957	–4,28	–4,24	–0,04	+0,58	–0,23	–0,81
Раскосы	Р1	+461	–3,09	–3,12	+0,03	+1,90	+1,85	+0,05
	Р2	–458	–0,57	–0,53	–0,04	+0,28	+0,17	+0,11
	Р3	+272	–3,42	–3,45	+0,03	+1,86	+1,73	+0,13
	Р4	–275	–1,50	–1,48	–0,02	+0,47	+0,37	+0,10
	Р5	+103	–0,39	–0,36	–0,03	+0,09	+0,08	+0,01
	Р6	–85	–0,26	–0,27	+0,01	–0,31	–0,26	–0,05
	Р7	–118	–0,02	–0,06	+0,04	–0,22	–0,18	–0,04
	Р8	–29	–0,04	–0,09	+0,05	–0,15	–0,15	0
		+107						

6. Поверочный расчет стержней и узлов фермы

Проверка прочности стержней производится по формулам 49, 50 СНиП II-23-81*, при этом в расчет вводятся полные значения изгибающих моментов M от жесткости и расцентровки стержней.

Проверка устойчивости стержней производится по формулам 52, 56 СНиП II-23-81*, при этом в расчет вводятся значения изгибающих моментов только от расцентровок $M^э$. При значениях расцентровок элементов в узлах $e/h \le 0{,}25$ или значениях $m = \dfrac{M \cdot A}{N \cdot W} < 0{,}1$ проверка устойчивости стержней производится по формуле 7 СНиП II-23-81* как центрально-сжатых.

В табл.7.8 приведены данные расчета на прочность и устойчивость.

После поверочного расчета стержней производится расчет узлов по формулам «Рекомендаций по проектированию стальных конструкций из гнутых профилей» (раздела 4 «Расчет узлов ферм» и 5 «Расчет сварных швов»).

Ниже приводится пример расчета узла.

Таблица 7.8. Расчет на прочность и устойчивость элементов фермы из замкнутых гнутосварных профилей

№№ пп	Обозначение величин	Единица измерения	Стержни							
			верхнего пояса				нижнего пояса			
			В1	В2	В3	В4	Н1	Н2	Н3	Н4
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	Сечение	–	□160×6	□160×6	□160×6	□160×6	□160×6	□160×6	□160×6	□160×6
2.	Материал		09Г2С-6				09Г2С-6			
3.	Расчетное сопротивление	МПа	330	330	330	330	330	330	330	330
4.	$A\times10^{-4}$	м^2	37	37	37	37	37	37	37	37
5.	$J_x\times10^{-8}$	м^4	1463	1463	1463	1463	1463	1463	1463	1463
6.	$W_x\times10^{-6}$	м^3	183	183	183	183	183	183	183	183
7.	$i_x\times10^{-2}$	м	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29
8.	$i_y\times10^{-2}$	м	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29
9.	A_f/A_W	–	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
10.	n	–	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
11.	C_x	–	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12
12.	N	кН	–286	–741	–958	–968	+568	+894	+998	+957
13.	$M_н/M_к$	кН·м	$\frac{+3,09}{-0,59}$	$\frac{-2,20}{-3,93}$	$\frac{-3,07}{-5,57}$	$\frac{-5,86}{+0,60}$	$\frac{+2,48}{-6,06}$	$\frac{-2,69}{-4,58}$	$\frac{-4,22}{-4,10}$	$\frac{-4,28}{+0,58}$
14.	$M^э_н/M^э_к$	кН·м	–	–	–	$\frac{-0,58}{+0,92}$	–	–	–	–
15.	$\left(\frac{N}{A_n\cdot R_y\cdot\gamma_c}\right)^{3/2}$	–				0,706		0,677	0,798	–
16.	$M_{max}/C_x\cdot W_x\cdot R_y\cdot\gamma_c$	–	–	–	–	0,162	–	0,133	0,122	–
17.	(15) + (16) ≤ 1	–	–	–	–	0,868	–	0,810	0,920	–
18.	l	м	–	–	–	3,000	–	–	–	–
19.	l_x	м	–	–	–	3,000	–	–	–	–
20.	l_y	м	–	–	–	3,000	–	–	–	–

Продолжение табл. 7.8

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
21.	M^y	кН·м	–	–	–	0,50	–	–	–	–
22.	$\lambda_x = l_x / i_x$	–	–	–	–	48	–	–	–	–
23.	$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E}$	–	–	–	–	1,9	–	–	–	–
24.	$\lambda_y = l_y / i_y$	–	–	–	–	48	–	–	–	–
25.	$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y / E}$	–	–	–	–	1,9	–	–	–	–
26.	$\frac{M^y \cdot A}{N \cdot W}$	–	–	–	–	< 0,1	–	–	–	–
27.	φ_{min}	–	–	–	–	0,829	–	–	–	–
28.	$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot \gamma_c}$	МПа				316				

Таблица 7.8. То же для раскосов

№№ пп	Обозначение величин	Единица измерения	Стержни раскосов							
			Р1	Р2	Р3	Р4	Р5	Р6	Р7	Р8
1	2	3	12	13	14	15	16	17	18	19
1.	Сечение	–	□140×4	□100×140×5	□140×4	□100×140×5	□60×140×4	□80×120×4	□60×140×4	□80×120×4
2.	Материал		09Г2С-6				ВСт3пс6			
3.	Расчетное сопротивление	МПа	330	330	330	330	225	225	225	225
4.	$A \times 10^{-4}$	м^2	23	21,76	23	21,76	15,36	15,36	15,36	15,36
5.	$J_x \times 10^{-8}$	м^4	671	639	671	639	375	309	375	309
6.	$W_x \times 10^{-6}$	м^3	95,9	91,3	95,9	91,3	53,6	51,5	53,6	51,5
7.	$i_x \times 10^{-2}$	м	5,55	5,27	5,55	5,27	4,94	4,48	4,94	4,48
8.	$i_y \times 10^{-2}$	м	5,55	4,05	5,55	4,05	2,52	3,27	2,52	3,27
9.	A_f / A_W	–	0,5	0,7	0,5	0,7		0,75		0,75
10.	n	–	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5

Продолжение табл. 7.8

1	2	3	12	13	14	15	16	17	18	19
11.	C_x	–	1,12	1,10	1,12	1,10	1,065	1,105	1,065	1,105
12.	N	кН	+461	-458	+272	–275	+103	–85	–118	–29 +107
13.	$M_н/M_к$	кН·м	$\frac{-3,09}{+1,90}$	$\frac{-0,57}{+0,28}$	$\frac{-3,42}{+1,86}$	$\frac{-1,50}{+0,47}$	$\frac{-0,39}{+0,09}$	$\frac{-0,26}{-0,31}$	$\frac{-0,02}{-0,22}$	$\frac{-0,04}{-0,15}$
14.	$M^э_н/M^э_к$	кН·м	–	$\frac{-0,04}{+0,11}$	–	$\frac{-0,02}{+0,10}$	–	$\frac{+0,01}{-0,05}$	$\frac{+0,04}{-0,04}$	$-\frac{+0,05}{0}$
15.	$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c}\right)^{3/2}$	–	0,511	0,509	–	–	0,176	0,122	0,20	–
16.	$M_{max}/C_x \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c$	–	0,092	0,017	–	–	0,032	0,024	0,017	–
17.	(15) + (16) ≤ 1	–	0,603	0,526	–	–	0,208	0,146	0,217	–
18.	l	м	–	2,374	–	2,613	–	2,864	2,864	3,124
19.	l_x	м	–	2,137	–	2,352	–	2,578	2,578	2,812
20.	l_y	м	–	2,137	–	2,352	–	2,578	2,578	2,812
21.	M^y	кН·м	–	0,11	–	0,10	–	0,05	0,04	0,05
22.	$\lambda_x = l_x/i_x$	–	–	39	–	45	–	58	52	63
23.	$\bar{\lambda}_x = \lambda_x\sqrt{R_y/E}$	–	–	1,54	–	1,78	–	1,90	1,73	2,08
24.	$\lambda_y = l_y/i_y$	–	–	39	–	58	–	79	102	86
25.	$\bar{\lambda}_y = \lambda_y\sqrt{R_y/E}$	–	–	1,54	–	2,32	–	2,61	3,39	2,85
26.	$\frac{M^y \cdot A}{N \cdot W}$	–	–	< 0,1	–	< 0,1	–	< 0,1	< 0,1	< 0,1
27.	φ_{min}	–	–	0,875	–	0,822	–	0,712	0,550	–
28.	$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot \gamma_c}$	МПа		240		154		78	140	–

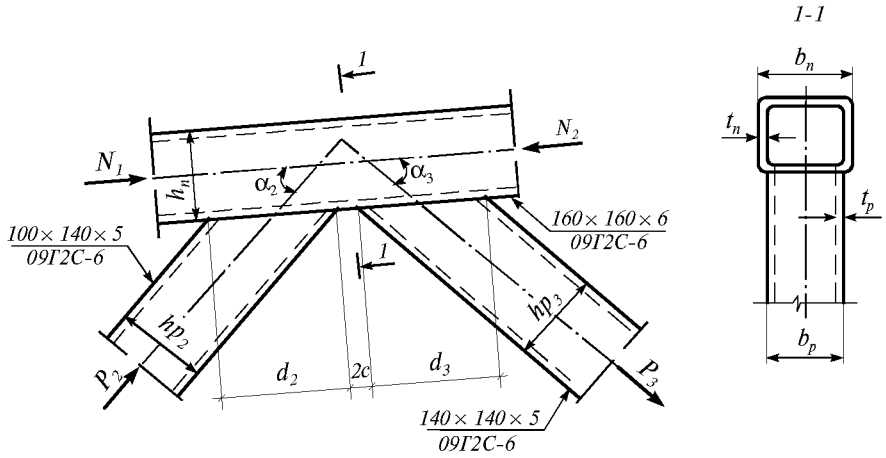


Рис.7.17. Узел крепления раскосов к верхнему поясу стропильной фермы из замкнутых гнутосварных профилей

В узле фермы проверяются

1) Прочность на продавливание (вырывание) участков полок пояса, контактирующих с элементами решетки, проверяется по формуле

$$\left|N_p\right| + \frac{1{,}5M_p}{h_p} \le \frac{\gamma_c \cdot \gamma_d \cdot \gamma_D \cdot R_{yn} \cdot t_n^2\left(d + c + \sqrt{2b_n f}\right)}{\left(0{,}4 + 1{,}8\frac{c}{d}\right) f \cdot \sin\alpha}$$

$N_{p2} = -\,458$ кН; $M_{p2} = -\,9{,}569$ кН·м; $R_{yn} = 330 \cdot 10^6$ кПа;

$N_{B2} = -\,741$ кН; $b_n = h_n = 0{,}16$ м; $t_n = 0{,}006$ м; $h_{p2} = 0{,}10$ м;

$t_{p2} = 0{,}005$ м; $2c = 0{,}023$ м; $\alpha_2 = 46{,}0^\circ$; $\sin\alpha_2 = 0{,}7193$;

$$d_2 = \frac{0{,}1}{0{,}7193} = 0{,}139\ \square;\ A_n = 37{,}01 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^2;\ A_{p2} = 23 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^2;$$

$A_{p3} = 21{,}76 \cdot 10^{-4}$ м^2; $\gamma_c = 0{,}95$; $\gamma_d = 1$ (продавливание).

$$\left|\frac{N_{B2}}{A_n \cdot R_{yn}}\right| = \frac{741}{37{,}01 \cdot 10^{-4} \cdot 330 \cdot 10} = 0{,}61;\ \gamma_D = 1{,}5 - 0{,}61 = 0{,}89$$

$$f = \frac{b_n - b_{p2}}{2} = \frac{0{,}16 - 0{,}14}{2} = 0{,}01$$

$$y_1 = \left|N_{p2}\right| + \frac{1{,}5\left|M_{p2}\right|}{h_{p2}} = 458 + \frac{1{,}5 \cdot 0{,}569}{0{,}10} = 466{,}5\ \text{кН}$$

$$y_2 = \frac{\gamma_c \cdot \gamma_d \cdot \gamma_D \cdot R_{yn} \cdot t_n^2\left(d_2 + c + \sqrt{2b_n f}\right)}{\left(0{,}4 + 1{,}8\frac{c}{d}\right) \cdot \sin\alpha_2} =$$

$$= \frac{0{,}95 \cdot 1 \cdot 0{,}89 \cdot 330 \cdot 10^3 \cdot 0{,}006^2\,(0{,}139 + 0{,}0115 + 2 \cdot 0{,}16 \cdot 0{,}01)}{\left(0{,}4 + 1{,}8\frac{0{,}0115}{0{,}139}\right) 0{,}01 \cdot 0{,}7193} = 6842\ \text{кН}$$

$y_1 < y_2$

Узел по продавливанию проходит.

2) Устойчивость боковой стенки пояса в месте примыкания сжатого раскоса

$\frac{b_{p2}}{b_n} = \frac{0,14}{0,16} = 0,875 > 0,85$ – проверка требуется и производится по формуле

$$N_p \le 2\gamma_c \gamma_t K R_{yn} t_n \frac{b_n}{\sin^2 \alpha_2}$$

$N_{p2} = -458$ кН; $\gamma_c = 0,95$; $\frac{h_n}{t_n} = \frac{0,16}{0,006} = 26,67 > 25 \rightarrow \gamma_t = 0,8$; $\frac{h_n}{t_n} < 40 \rightarrow K = 1$.

$$2 \cdot 0,95 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 330 \cdot 10^3 \cdot 0,006 \frac{0,16}{0,7193^2} = 931 \text{ кН} > N_{p2}.$$

Узел по устойчивости боковой стенки пояса проходит.

3) Прочность элемента решетки в зоне примыкания к поясу проверяется по формуле

$$|N_p| + \frac{0,5|M_p|}{h_p} \le \frac{\gamma_c \cdot \gamma_d \cdot K \cdot R_{yp} \cdot A_p}{1 + 0,013\, b_n / t_n} \cdot z$$

а) раскос Р2 – 100×140×5 09Г2С-6 $h_p \ne b_p$, поэтому

$$z = \frac{2}{3}\left(1 + \frac{1}{1 + b_p / h_p}\right);$$

$\frac{b_p}{t_p} = \frac{0,14}{0,005} = 28 < 40 \rightarrow K = 1$; $\gamma_c = 1,0$; $\gamma_d = 1,0$.

$R_{yp} = 330 \cdot 10^3$ КПа; $\frac{b_n}{t_n} = \frac{0,16}{0,006} = 26,67$; $A_{p2} = 23 \cdot 10^{-4}$ м^2

$$z = \frac{2}{3}\left(1 + \frac{1}{1 + \frac{0,14}{0,10}}\right) = 0,944$$

$$y_1 = 458 + \frac{0,5 \cdot 0,569}{0,10} = 460,8 \text{ кН}$$

$$y_2 = \frac{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 330 \cdot 10^3 \cdot 23 \cdot 10^{-4}}{1 + 0,013 \cdot 26,67} 0,944 = 532 \text{ кН}$$

$y_1 < y_2$

Узел по прочности раскоса Р2 проходит.

б) раскос Р3 – 140×140×4 09Г2С-6

$N_{p3} = +271,7$ кН; $M_{p3} = 3,42$ кН·м; $R_{yp} = 350 \cdot 10^3$ КПа; $A_{p3} = 21,76 \cdot 10^{-4}$ м^4

$h_p = b_p \rightarrow z = 1$ $\frac{h_p}{t_p} = \frac{0,14}{0,004} = 35 < 40 \rightarrow K = 1$.

$\gamma_c = 1,0$; $\gamma_d = 1,2$ (вырывание)

$$y_1 = 271 + \frac{0,5 \cdot 3 \cdot 42}{0,14} = 283,2 \text{ кН}$$

$$y_2 = \frac{1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 330 \cdot 10^3 \cdot 21,76 \cdot 10^{-4}}{1 + 0,013 \cdot 26,67} = 640 \text{ кН}$$

$y_1 < y_2$

Узел по прочности раскоса Р3 проходит.

4) Прочность сварных швов прикрепления раскосов проверяется по формуле

$$\frac{\left(\left|N_p\right| + \frac{0{,}5\left|M_p\right|}{h_p}\right)\left(0{,}75 + 0{,}01\frac{b_n}{t_n}\right)}{\beta_f k_f \left(\frac{2h_p}{\sin\alpha} + b_n\right)} \le \gamma_c \cdot R_{Wf} \cdot \gamma_{Wf}$$

Раскос Р2

$\beta_f = 0{,}9$; $k_f = 0{,}006$ м; $\gamma_c = 1{,}0$; $\gamma_{wf} = 1$; $R_{Wf} = 215 \cdot 10^3$ кПа; $h_{p2} = 0{,}10$ м; $b_{p2} = 0{,}14$ м;

$\sin\alpha_2 = 0{,}7193$

$$\left|N_{p2}\right| + \frac{0{,}5\left|M_{p2}\right|}{h_{p2}} = 460{,}8 \text{ кН (из расчета п.3}а\text{)}$$

$$y_2 = \gamma_c \cdot R_{Wf} \cdot \gamma_{Wf} = 1 \cdot 215 \cdot 10^3 \cdot 1{,}0 = 215 \cdot 10^3 \text{ кПа}$$

$$y_1 = \frac{460{,}8(0{,}75 + 0{,}01 \cdot 26{,}67)}{0{,}9 \cdot 0{,}006\left(\frac{0{,}10 \cdot 2}{0{,}7193} + 0{,}14\right)} = 200{,}1 \cdot 10^3 \text{ кПа}$$

$y_1 < y_2$

Прочность прикрепления раскоса Р2 обеспечена.

Раскос Р3

$\beta_f = 0{,}9$; $k_f = 0{,}005$ м; $\gamma_c = 0{,}95$; $\gamma_{wf} = 1{,}0$; $R_{Wf} = 215 \cdot 10^3$ кПа; $h_{p3} = b_{p3} = 0{,}14$ м;

$\alpha_3 = 47{,}49^\circ$; $\sin\alpha_3 = 0{,}7372$

$$\left|N_{p3}\right| + \frac{0{,}5\left|M_{p3}\right|}{h_{p3}} = 283{,}2 \text{ кН (из расчета п.3}б\text{)}$$

$$y_2 = \gamma_c \cdot R_{Wf} \cdot \gamma_{Wf} = 0{,}95 \cdot 215 \cdot 10^3 \cdot 1{,}0 = 204{,}25 \text{ кПа}$$

$$y_1 = \frac{283{,}2(0{,}75 + 0{,}01 \cdot 26{,}67)}{0{,}9 \cdot 0{,}005\left(\frac{0{,}14 \cdot 2}{0{,}7372} + 0{,}14\right)} = 123{,}1 \cdot 10^3 \text{ кПа}$$

$y_1 < y_2$

Прочность прикрепления раскоса Р3 обеспечена.

7.10.3. Пример расчета диафрагм жесткости из профилированного настила в покрытии одноэтажного здания.

Требуется рассчитать диафрагму жесткости из профилированного настила марки 1160-845-0,7, выполняющего функцию горизонтальных связей в плоскости верхних поясов стропильных ферм покрытия одноэтажного здания на ветровую нагрузку с торца здания.

Пролет здания 24 м, шаг стропильных ферм 12 м.

Размер диафрагмы жесткости $L = 24$ м, $B = 12$ м

$$\frac{L}{B}=\frac{24}{12}=2\geq 1{,}5$$

Ветровая нагрузка со стойки торцевого фахверка при опирании стойки в уровне верхнего пояса стропильной фермы $F_W = 29{,}42$ кН. (IV – ветровой район, отметка низа стропильной конструкции 18 м).

Рассматриваем диафрагму жесткости как балку, загруженную сосредоточенными силами F_W.

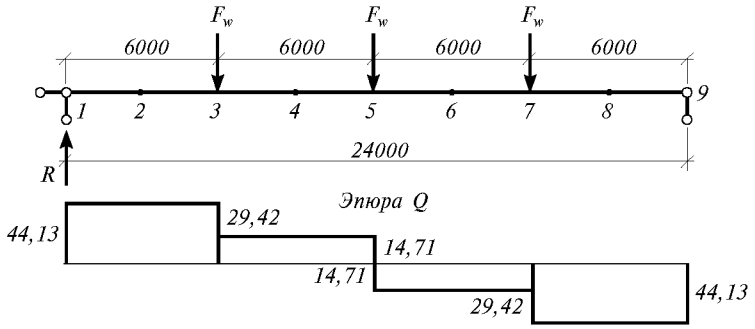


Рис.7.18. Расчетная схема диафрагмы жесткости покрытия в плоскости верхних поясов стропильных ферм

$F_W = 29{,}42$ кН; $R = 44{,}13$ кН

$M_{\max} = 44{,}13 \cdot 12{,}0 - 29{,}42 \cdot 6{,}0 = 353$ кН·м

Погонное сдвигающее усилие в продольных соединениях настила

$$T = \frac{Q}{B} = \frac{44{,}13}{12} = 3{,}7 \ \text{кН/м}$$

Соединение листов настила между собой в данном случае выполняется с помощью комбинированных заклепок типа 3К4,8×8.

Допускаемое срезающее усилие на одну комбинированную заклепку $[N_з] =$ $=120$ кгс $= 1{,}17$ кН.

Требуемый шаг заклепок

$$S = \frac{m[N_з]}{T} = \frac{0{,}9 \cdot 1{,}17}{3{,}7} = 0{,}284 \ \text{м},$$

где $m = 0{,}9$ – коэффициент условий работы для заклепочных соединений.

В пределах диафрагмы принимаем шаг заклепок 280 мм.

По продольным краям диафрагмы настил прикрепляется к девяти прогонам самонарезающими болтами типа М6×20.

Допускаемое срезающее усилие на один болт $[N_б] = 320$ кгс $= 3{,}14$ кН.

Определяем необходимое количество болтов для крепления настила к прогонам (нумерация прогонов приведена на расчетной схеме).

Прогоны «1» и «9».

$$N = \frac{Q}{B} \cdot 0{,}5a = \frac{44{,}13}{12{,}0} \cdot 0{,}5 \cdot 3{,}0 = 5{,}52 \ \text{кН}$$

где a – шаг прогонов.

Принимаем два болта $2 \times 3{,}14 = 6{,}28 > 5{,}52$

Прогоны «2» и «8».

$$N = \frac{Q}{B} \cdot a = \frac{44,13}{12,0} \cdot 3,0 = 11,03 \text{ кН}$$

принимаем 4 болта $4 \times 3,14 = 12,56 > 11,03$ кН

Прогоны «3» и «7».

$$N = \frac{44,13}{12,0} \cdot 1,5 + \frac{14,71}{12,0} \cdot 1,5 = 7,35 \text{ кН}$$

принимаем 3 болта $3 \times 3,14 = 9,42 > 7,35$ кН

Прогоны «4» и «6».

$$N = \frac{14,71}{12,0} \cdot 3 = 3,68 \text{ кН}$$

принимаем 2 болта.

В середине диафрагмы срезывающее продольное усилие имеет нулевое значение, но поскольку в этом месте настил разрезан, к прогону «6», как крайней опоре, настил крепится двумя болтами в каждой волне.

Проверяем прочность соединения настила с прогонами «1» и «9» в углах диафрагмы.

По поперечному краю диафрагмы на каждый из болтов, крепящих настил к крайнему прогону в каждой волне через 211 мм (для настила Н60-845-0,7), действует усилие

$$N_x = \frac{R}{n},$$

где n – число самонарезающих болтов на крайнем прогоне.

$$n = \frac{12,0}{0,211} = 57$$

$$N_x = \frac{44,13}{57} = 0,77 \text{ кН}$$

Так как в углах диафрагмы установлено по два болта, усилие на каждый из них снижается вдвое, то есть $N_{x1} = 0,39$ кН.

$$N_y = \frac{5,52}{2} = 2,76 \text{ кН}$$

$$\frac{\sqrt{N_x^2 + N_y^2}}{[N_б]} = \frac{\sqrt{0,39^2 + 2,76^2}}{3,14} = 0,89 < 1,0$$

При расчете стропильных ферм, входящих в состав диафрагм жесткости, необходимо дополнительно учесть усилие, возникающее в верхних поясах стропильных ферм

$$N = \frac{M_{\max}}{B} = \frac{353}{12} = 2,94 \text{ кН}.$$

ГЛАВА 8

ФАХВЕРК

8.1. Общие положения

Фахверк-каркас стенового ограждения предназначен для восприятия нагрузок от стен и передачи их на основные конструкции каркаса и фундаменты. В зависимости от места расположения различают фахверк продольный, торцевой, фахверк внутренних стен и перегородок. В местах перепадов высот выполняют подвесной фахверк. Стойки подвесного фахверка крепят к стропильным или подстропильным фермам.

Стойки фахверка устанавливают в торцах здания, как правило через 6 м, а для продольных стен при шаге колонн 12 м и более. В высоких зданиях при легком стеновом ограждении и шаге основных колонн 12 м стойки фахверка могут не устанавливаться, при этом стеновое ограждение крепят к ригелям пролетом 12 м, прикрепленным к колоннам. В состав фахверка включаются стойки, ригели, ветровые фермы и балки, связи. Конструктивные решения фахверка в основном определяются такими данными, как тип стенового ограждения, шаг колонн, наличие мостовых кранов, тип конструкций покрытия, наличие проемов, высота здания.

8.2. Стойки фахверка

Стойки фахверка обычно опираются на фундамент шарнирно и крепятся к конструкциям основного каркаса в уровне покрытия, к тормозным конструкциям крановых путей, переходным площадкам и ветровым фермам. На рис.8.1–8.3 даны примеры схем продольного и торцевого фахверка стен из железобетонных панелей. Применяют три основных типа стоек (рис.8.4).

Тип а – стойка постоянного сечения. Рекомендуется во всех случаях, если это позволяет габарит в пределах конструкций покрытия.

Тип б – стойка ступенчатая с уменьшенным сечением в пределах конструкций покрытия. Применяется в случаях, когда габарит конструкций покрытия препятствует размещению стойки постоянного сечения.

Тип в – составная стойка. Включает основной ствол и оголовок в пределах высоты стропильных ферм, соединенных шарнирно. Раскрепляется в уровне верхних и нижних поясов стропильных ферм.

Стойки фахверка в зависимости от расчетных усилий и высоты выполняют из двутавров с параллельными гранями полок, либо коробчатыми, из гнутых замкнутых сварных профилей или горячекатаных швеллеров. В зданиях легкого типа для стоек целесообразно применять тонкостенные гнутосварные профили. По сравнению с горячекатаными, тонкостенные профили обладают более высокими геометрическими характеристиками при равных площадях поперечного сечения. На рис.8.5 приведены различные типы сечений стоек фахверка. Для использования переходных площадок в качестве ветровых конструкций торцевого фахверка балки и настил смежных площадок соединяют между собой, превращая их в неразрезную горизонтальную балку, опорами которой служат подкрановые балки. Площадки опирают на кронштейны, прикрепленные к стойкам фахверка. Рассчитывают площадки на совместное действие вертикальной нагрузки на площадке и горизонтальной – от ветра. При отсутствии переходных площадок для промежуточной опоры высоких стоек торца здания выполняют ветровую ферму. Реакция ветровой фермы передается либо на подкрановые балки, либо на связи по колоннам.

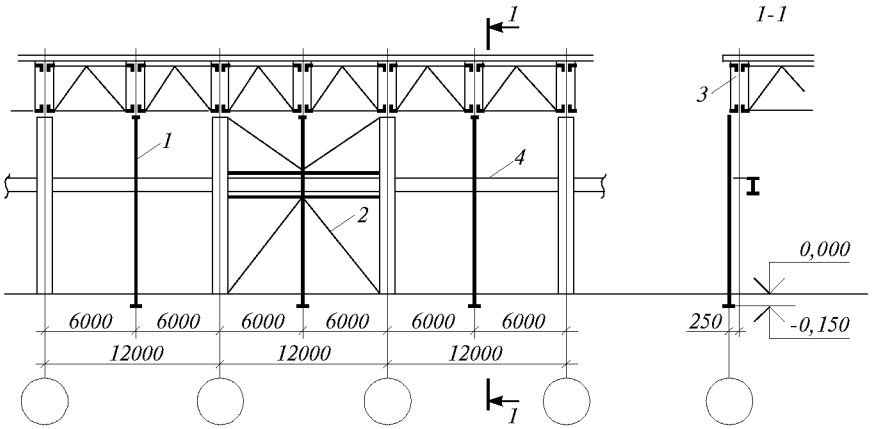


Рис.8.1. Продольный фахверк в здании с мостовыми кранами при шаге ферм 6 м
1 – стойка; *2* – связь; *3* – подстропильная ферма; *4* – подкрановая балка

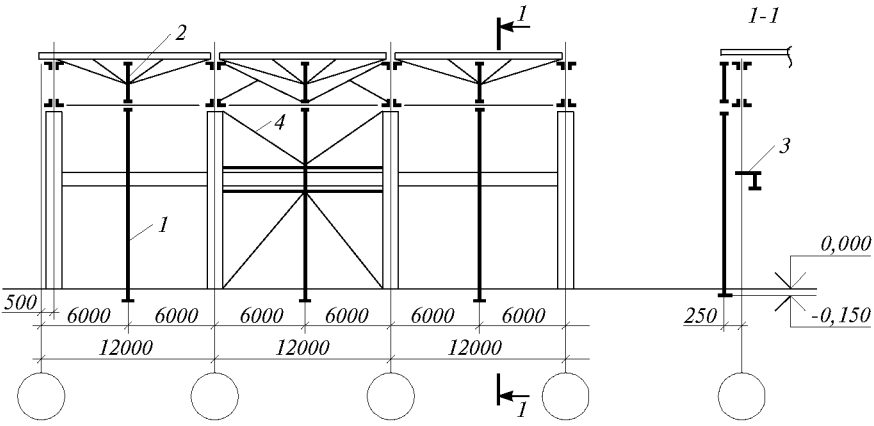


Рис.8.2. Продольный фахверк в здании с мостовыми кранами при шаге ферм 12 м
1 – стойка; *2* – надколонник; *3* – тормозная конструкция; *4* – связь

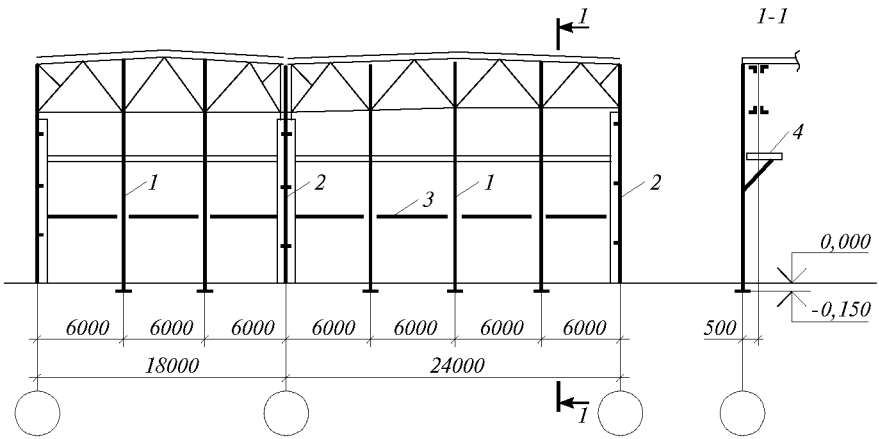


Рис.8.3. Торцевой фахверк
1 – стойка; *2* – приколонная стойка; *3* – распорка; *4* – переходная площадка

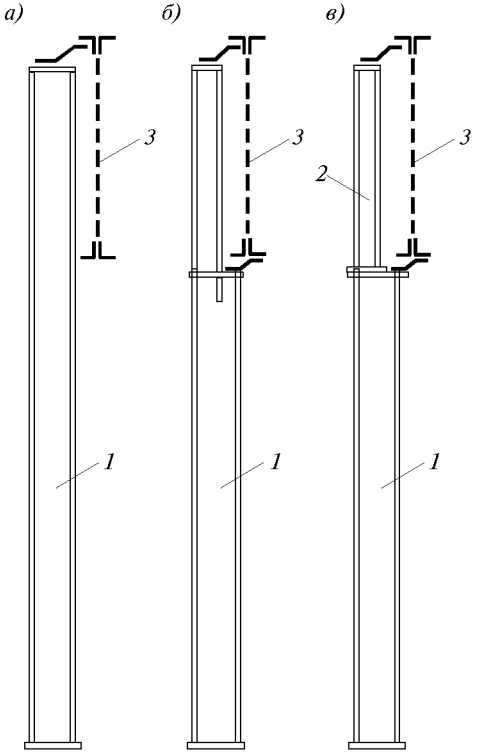


Рис.8.4. Типы стоек фахверка

а - стойка постоянного сечения; *б* - стойка ступенчатая; *в* - стойка составная; *1* - основная стойка; *2* - надколонник; *3* - стропильная ферма

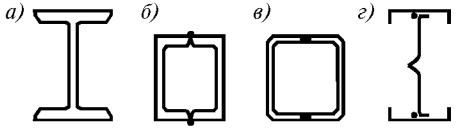


Рис.8.5. Сечения стоек фахверка

а - горячекатаный двутавр; *б* - коробчатое, из двух швеллеров; *в* - замкнутый гнутосварной профиль; *г* - открытый сварной профиль из тонкостенных холодногнутых элементов

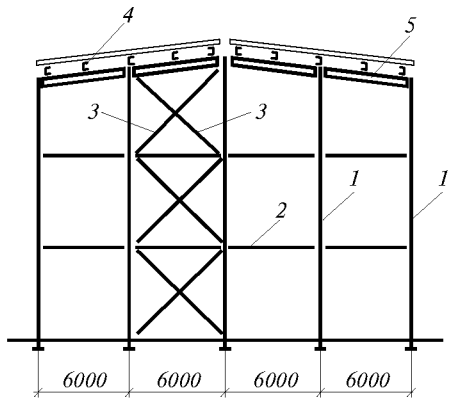


Рис.8.6. Несущий фахверк

1 - стойка; *2* - распорка; *3* - связи; *4* - прогон кровли; *5* - обвязочная балка

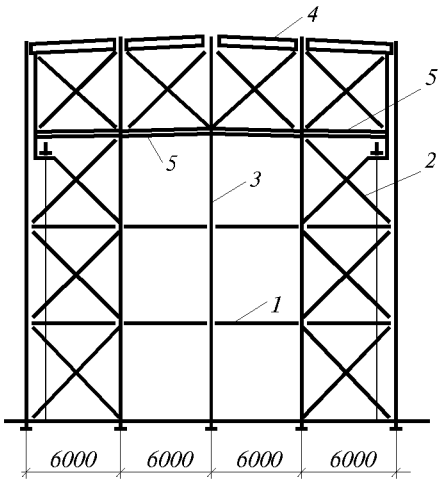


Рис.8.7. Пример решения торцевого фахверка, образующего жесткую диафрагму

1 – распорка; *2* – связь; *3* – стойка; *4* - ригель покрытия; *5* - распорка связей в уровне тормозной балки

В тех случаях, когда не предполагается в будущем расширение здания, торцевой фахверк целесообразно выполнять несущим, т.е. принимающим нагрузку от покрытия. При этом прогоны или панели покрытия опирают на обвязочные балки, установленные на стойки фахверка, а стойки раскрепляют в плоскости торца связями (рис.8.6).

В коротких и высоких зданиях торцевой фахверк целесообразно включать в пространственную работу всего каркаса. Раскрепленный в плоскости торца системой связей (рис.8.7) фахверк служит жесткой опорой для диска покрытия и принимает горизонтальные воздействия от ветра и кранов. Это позволяет уменьшить изгибающие моменты и расчетную длину основных колонн и повысить жесткость каркаса.

В торцах здания по осям основных колонн устанавливают приколонные стойки. Ввиду ограниченного габарита их выполняют коробчатого сечения и раскрепляют к основным колоннам. На рис.8.8 приведены примеры решения крепления приколонных стоек к сплошностенчатым и решетчатым колоннам.

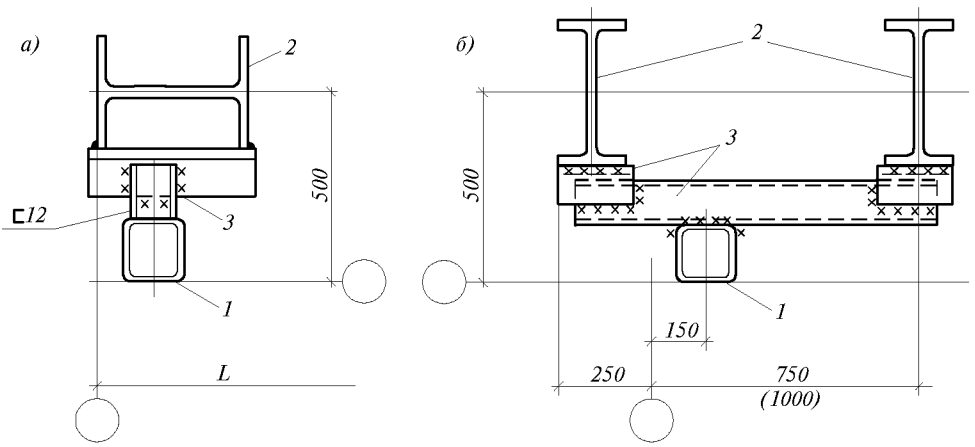


Рис.8.8. Примыкание приколонных стоек торцевого фахверка
а – при сплошностенчатых колоннах; *б* – при решетчатых колоннах;
1 – стойка; *2* – основная колонна; *3* – крепежный элемент

8.3. Ригели фахверка

Различают два типа ригелей фахверка – *несущие*, воспринимающие нагрузку от веса стены и горизонтальные воздействия (ветер, сейсмические силы) и *ветровые* ригели, воспринимающие только горизонтальные нагрузки.

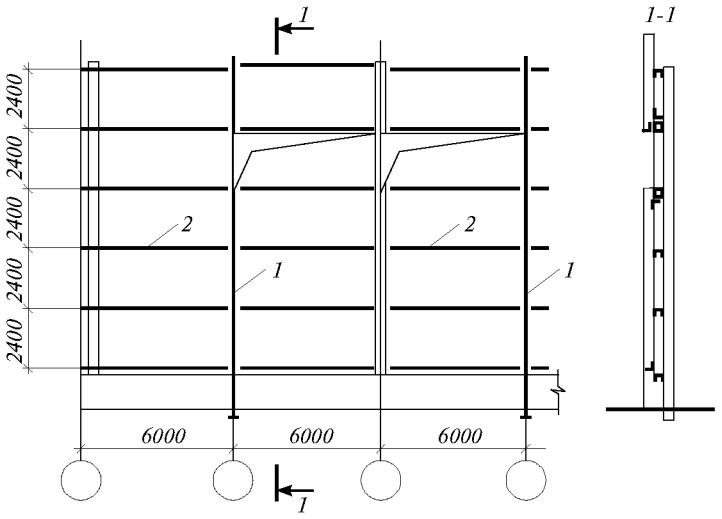


Рис.8.9. Фахверк стен из трехслойных металлических панелей
1 – стойка; *2* – ригель

На рис.8.9 приведена схема фахверка стен из трехслойных металлических панелей. Ригели располагают по высоте через 2,4 м, что соответствует несущей способности панелей на ветровые нагрузки. Ригели, воспринимающие горизонтальные и вертикальные нагрузки – надоконные, подоконные и в местах стыков панелей выполняют коробчатого сечения из гнуто-

сварных профилей. Рядовые ригели, воспринимающие только ветровую нагрузку и цокольные выполняют из швеллеров.

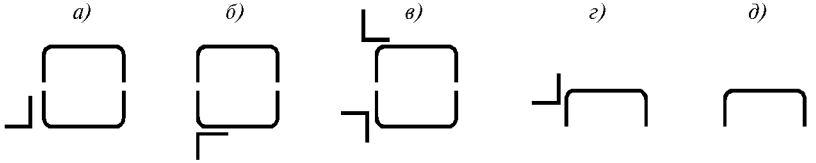


Рис.8.10. Сечения ригелей фахверка стен из трехслойных металлических панелей
а – надоконный, *б* – подоконный; *в* – стыковой; *г* – цокольный; *д* – рядовой

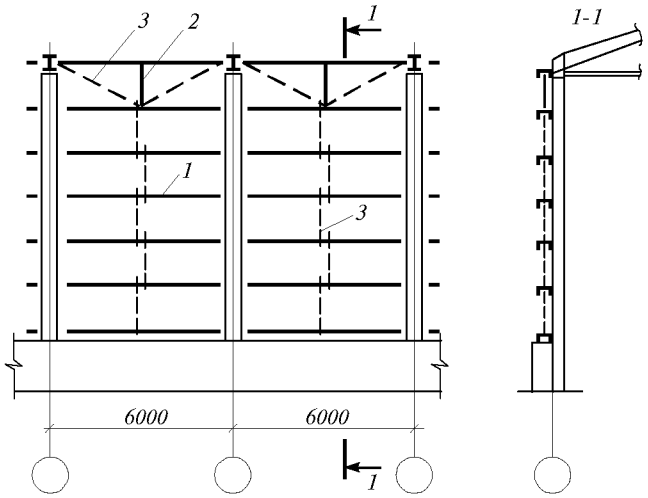


Рис.8.11. Фахверк стен из волнистых асбестоцементных листов
1 – ригель; *2* – распорка; *3* – подвеска

Ригели стен из волнистых асбестоцементных листов выполняются из швеллеров. Для уменьшения изгибающего момента от веса стены с помощью тяжей устраивают промежуточную опору ригелей (рис.8.11). Для фиксации опор подвески раскрепляют с помощью шпренгеля, включающего наклонные тяжи и стойку между ригелями. Ветровые ригели самонесущих, в том числе кирпичных стен, крепят к колоннам и стойкам так, чтобы была обеспечена свобода перемещения их по вертикали при усадке кладки (рис.8.12).

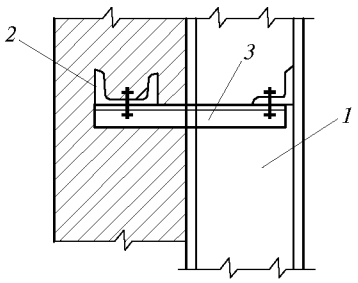


Рис.8.12. Крепление ветрового ригеля кирпичной стены к колонне
1 – стойка; *2* – ригель;
3 – распорка

Крепление стоек фахверка к конструкциям покрытия предусмотрено посредством гибких планок толщиной 8–10 мм, не препятствующих вертикальным перемещениям стропильных конструкций и раскрепляющих стойки в горизонтальной плоскости (рис.8.13) к жесткому диску покрытия в уровне верхнего пояса стропильных ферм и к связям в уровне нижнего пояса стропильных ферм. Если положение стойки и узла горизонтальных связей покрытия не совпадают, реакцию стойки передают в узлы связей посредством распределительных балок или шпренгеля. На рис.8.14 и 8.15 приведены узлы примыкания стоек фахверка к тормозным фермам и площадкам крановых путей.

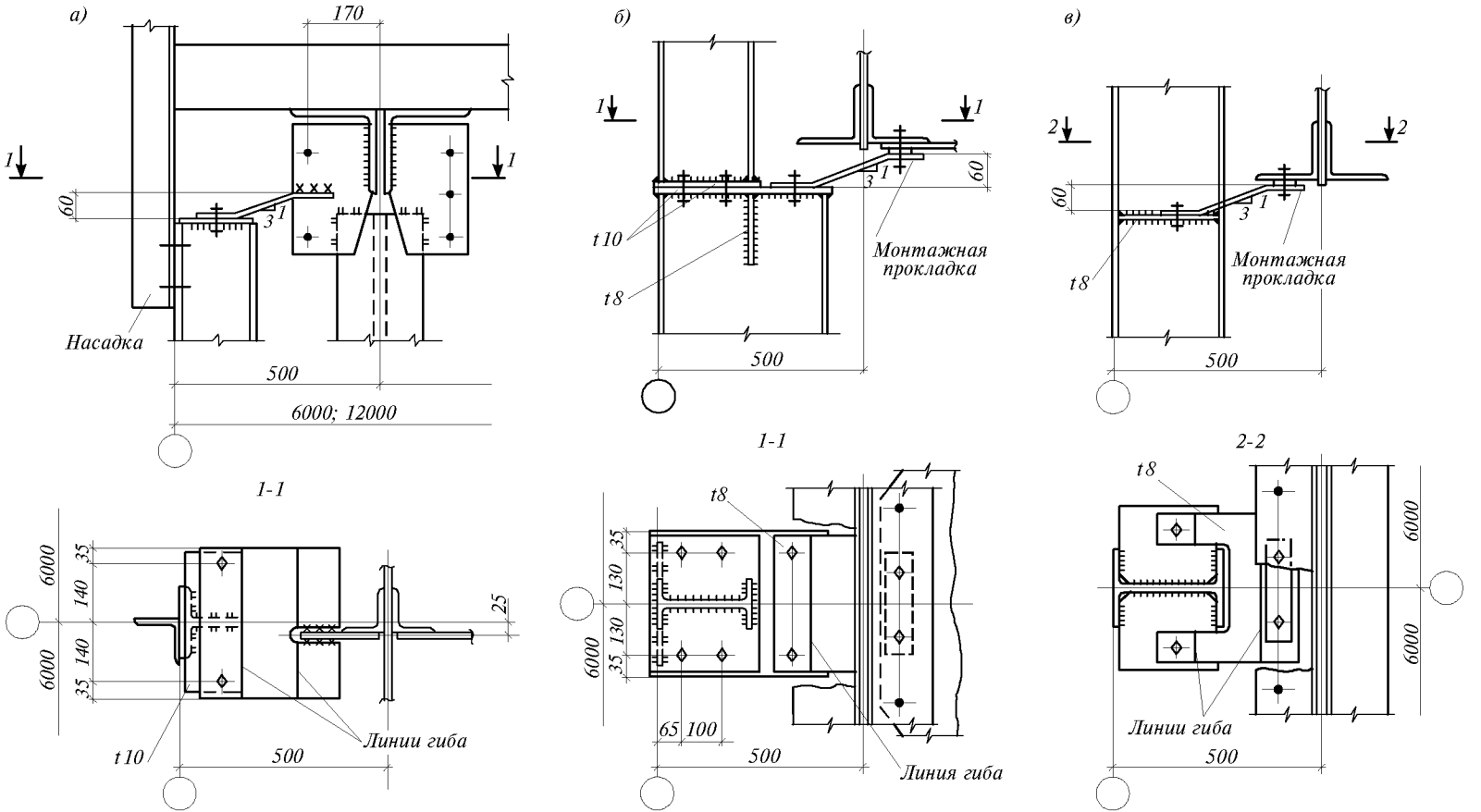


Рис.8.13. Примыкание стоек фахверка к конструкциям покрытия
а – в уровне верхнего пояса стропильных ферм; *б*, *в* – в уровне нижнего пояса стропильных ферм

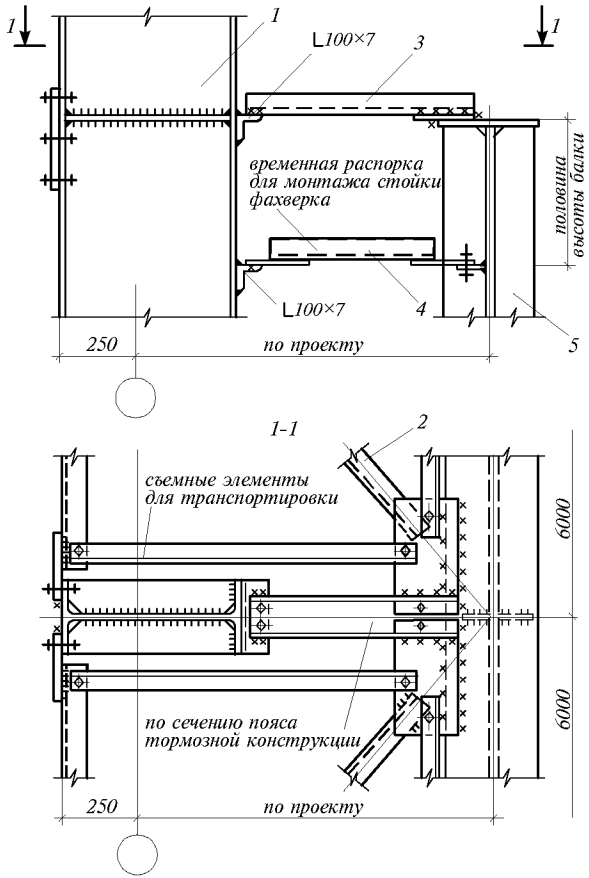


Рис.8.14. Примыкание стойки к тормозной ферме

1 – стойка; *2* – тормозная ферма; 3 – распорка; *4* – монтажная распорка; *5* – подкрановая балка

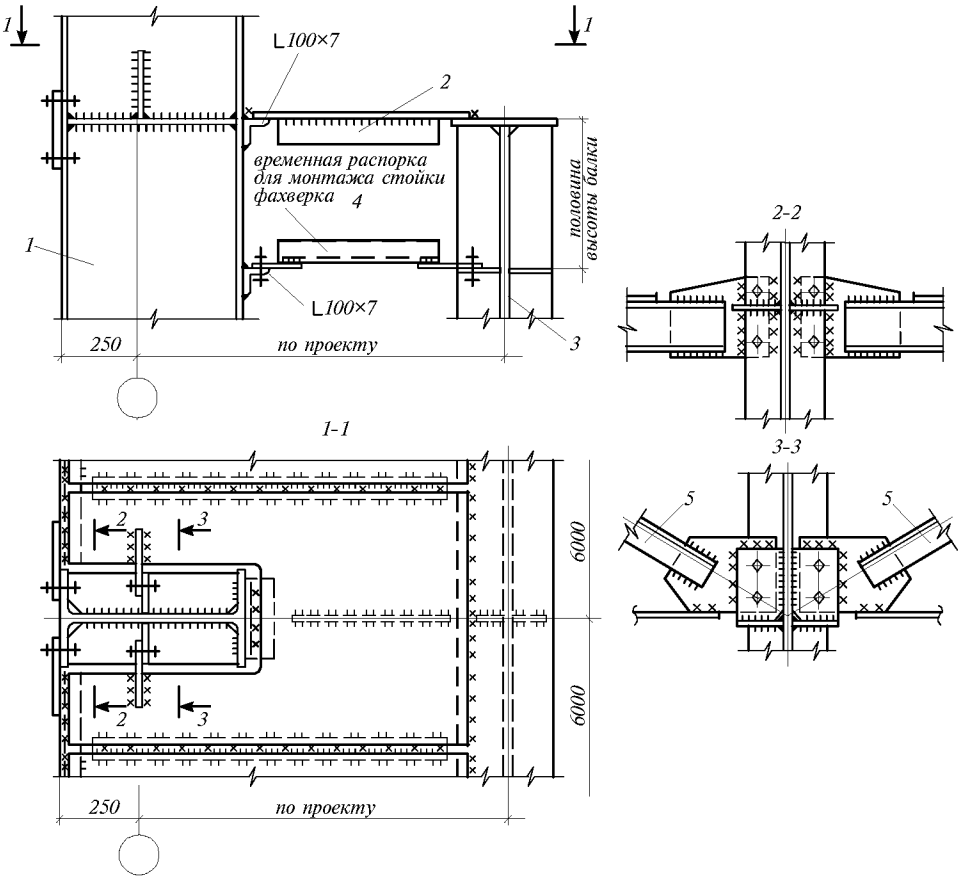


Рис.8.15. Примыкание стойки к тормозной площадке

1 – стойка; *2* – тормозная площадка; *3* – подкрановая балка; *4* – монтажная распорка; *5* – вертикальная связь

8.4. Расчет элементов фахверка

Стойки фахверка рассчитывают как сжато-изогнутые стержни на нагрузки от веса стенового ограждения, ветра и сейсмических воздействий, собственного веса тормозных и переходных площадок и полезной нагрузки на них, собственного веса стоек, промышленных проводок и т.п.

Ветровая нагрузка прикладывается перпендикулярно плоскости стен, а ее нормативное значение определяется формулой

$$w = w_0 k c,$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления; k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте; c – аэродинамический коэффициент.

Значения коэффициентов определяются по пп.6.4–6.6 СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия». Коэффициент надежности по ветровой нагрузке γ_f принимают 1.4.

Расчетная длина стоек принимается равной расстоянию между точками раскрепления. Раскрепление стоек фахверка в плоскости стены осуществляется конструкциями основного каркаса, а также распорками. При высоте сечения до 350 мм и легком стеновом ограждении развязкой стоек служат ригели фахверка или элементы каркаса стеновых панелей. Распорки для уменьшения расчетной длины стойки в плоскости стены устанавливаются только в том случае, если стеновое ограждение и ригели фахверка не обеспечивают надежной их фиксации.

СНиП II-23-81* регламентирует гибкость стоек фахверка, которая не должна превышать $210-60\alpha$, где $\alpha = N/\varphi A R_y \gamma_c$ и принимается не менее 0,5. Согласно СНиП 2.01.07-85 прогибы стоек и ригелей фахверка не должны превышать 1/200 пролета элемента. Материал конструкций фахверка назначается в зависимости от степени ответственности и условий работы элемента с учетом климатического района строительства.

При назначении марок сталей для элементов фахверка следует руководствоваться табл.50*, а также указаниями п.2.1* СНиП II-23-81* «Стальные конструкции». При этом ригели кирпичных стен следует относить к конструкциям группы *2*, стойки, ветровые фермы и площадки, ригели – к конструкциям группы *3*, вспомогательные элементы фахверка – к группе *4*.

Монтаж стоек продольного фахверка рекомендуется производить одновременно с установкой колонн и подкрановых балок. До установки покрытия стойки временно рекомендуется раскреплять монтажными распорками на подкрановые балки. Стойки фахверка бескрановых зданий рекомендуется устанавливать после монтажа покрытия.

Для облегчения выверки стоек при монтаже рекомендуется анкерные болты снабжать гайками и шайбами над и под опорной плитой. Стойки устанавливают на заранее выверенные по высоте нижние шайбы анкерных болтов (рис.8.16). При необходимости с помощью анкерных гаек может производиться выверка фахверковых стоек в процессе монтажа. После монтажа стоек фахверка выполняют подливку под опорную плиту и обетонирование базы бетоном класса В15 на мелком заполнителе.

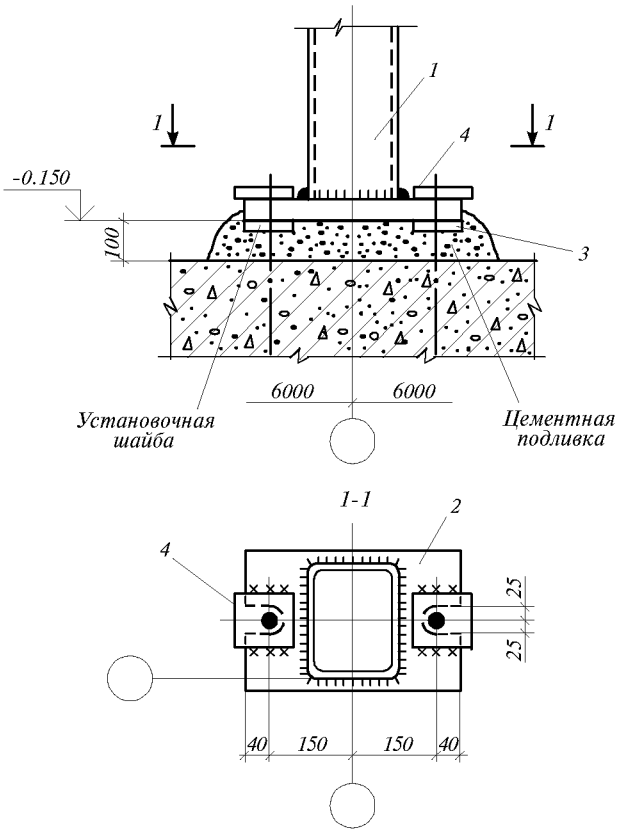


Рис.8.16. База стойки фахверка
1 – стойка; *2* – опорная плита; *3* – нижняя установочная шайба; *4* – верхняя шайба

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Легкие металлические конструкции одноэтажных производственных зданий. Справочник проектировщика. –М.: Стройиздат, 1988.
2. **Дехтяр А.Ш.** Облегченные конструкции металлических стен промышленных зданий. – М.: Стройиздат, 1979.
3. Металлические конструкции. –М.: Стройиздат, 1985.
4. **Нилов А.А., Пермяков В.А., Прицкер А.Я.** Стальные конструкции производственных зданий. Справочник. – К.: Будівельник, 1986.

ГЛАВА 9

ПЕРЕКРЫТИЯ

Перекрытия многоэтажных производственных зданий состоят из балок и настила. При наличии в здании технических этажей целесообразно вместо балок использовать фермы высотой, равной высоте технического этажа.

Сопряжение балок перекрытия с колоннами зависит от конструктивной схемы каркаса здания. При связевой схеме каркаса, при которой пространственная жесткость обеспечивается поперечными и продольными вертикальными связями, рекомендуется шарнирное крепление ригелей перекрытия к колоннам. В панелях с вертикальными связями из-за больших усилий в ригелях, являющихся одновременно распорками связей, иногда неизбежно жесткое закрепление ригелей к колоннам, что вызывает дополнительные опорные моменты, которые следует учитывать в ригелях и колоннах. В рамных каркасах соединения балок перекрытий с колоннами следует принимать жесткими.

Схемы расположения балок перекрытий определяются расположением оборудования, а также типом настила. В качестве настила применяются сборные железобетонные плиты, стальной, просечно-вытяжной настил, рифленая сталь, стальной оцинкованный профилированный настил, используемый в качестве армирующей опалубки в монолитной железобетонной плите.

Строительная высота перекрытий заметно влияет на экономические показатели зданий, поэтому вполне оправдано опирание железобетонного настила в одном уровне с верхним поясом ригелей. Однако это конструктивное решение значительно усложняет и утяжеляет ригели каркаса из-за необходимости устройства дополнительных опорных конструкций ниже верхних поясов ригелей для железобетонных плит перекрытий (см.рис.3.11 в гл.3 справочника) и обеспечения восприятия возможных крутящих моментов при односторонней загрузке ригелей, а также усложнения включения железобетонной плиты в совместную работу с ригелем и балками перекрытий.

Наиболее эффективно монолитное решение плит перекрытий с использованием стального оцинкованного профилированного настила в качестве армирующей опалубки (рис.9.1). Совместная работа листа с бетоном достигается за счет упоров, размещаемых по линии опирания плиты на ригели и балки, а также с помощью специальных выштамповок в профилированном листе. Исследованиями, проведенными в нашей стране и за рубежом, показано, что для сталежелезобетонных перекрытий в качестве арматуры можно применять и гладкие профилированные

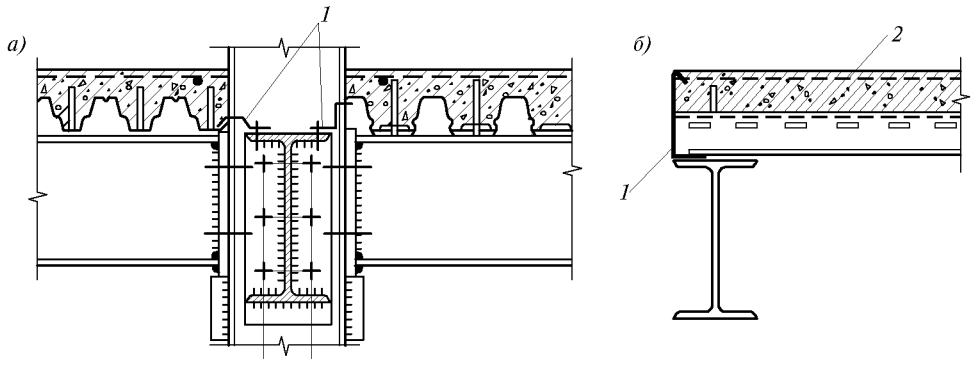


Рис.9.1. Опирание плит перекрытий на главные балки
1 – погонажные закладные элементы; *2* – противоусадочная сетка

настилы при условии установки в их опорных сечениях, вертикальных анкеров, обеспечивающих совместную работу настила с бетоном.

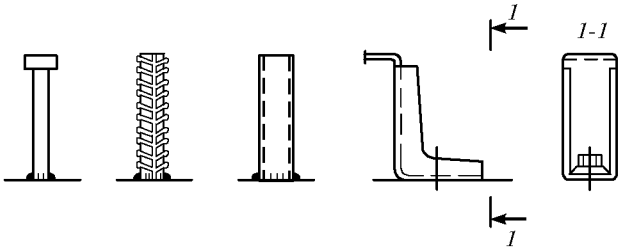


Рис.9.2. Типы анкеров

В качестве анкеров могут быть использованы самые разнообразные стержни, прикрепляемые к ригелям с помощью самонарезающих винтов, путем пристрелки дюбелями или с помощью электрозаклепок (рис.9.2).

Для перекрытий рекомендуется применять настилы толщиной не менее 0,7 мм, так как при меньшей толщине стенки гофров настила на средних опорах плит могут терять местную устойчивость и сминаться после нарушения сцепления с бетоном в пределах упругой работы плиты, в связи с чем соотношение высоты и толщины настила рекомендуется принимать не более 90. Рекомендуется максимальную высоту гофров настила при армировании плит принимать не более 100 мм. В тех же случаях, когда на рассчитываемом пролете закладываемый в перекрытие настил не выдерживает нагрузок, возникающих во время возведения здания, следует предусматривать устройство временных промежуточных опор.

Для армирования предпочтительнее применять настил с выштамповками по стенкам профиля, которые повышают сцепление бетона с настилом на линейной стадии работы плиты, что способствует более высокой жесткости такой плиты в сравнении с обычными гладкими настилами. Однако у нас в стране для этих целей выпускается Челябинским заводом профилированного настила лишь один тип настила Н 80А-674-0,9÷1,0. К сожалению, этот настил имеет больший вес на 1 м^2 в сравнении с настилами, выпускаемыми за рубежом и к тому же выштамповки, нанесенные помимо стенок также и на верхних полках, ухудшают совместную работу этого настила с железобетонной плитой над опорами при неразрезной схеме плиты.

Вертикальные стержневые анкеры принимаются высотой не более максимальной высоты плиты в гофре за вычетом защитного слоя. Количество анкеров рассчитывается, исходя из необходимости обеспечения как совместной работы бетона с настилом в плите перекрытия, так и совместной работы плиты с ригелями и балками перекрытий. Количество анкеров принимается не менее одного в каждом гофре по концам плиты и не менее одного через два гофра на промежуточных опорах при непрерывности на них настила. Максимальное количество анкеров в гофре обычно не более двух. Ширина полки гофра для приварки анкеров должна быть не менее 50 мм. Для удобного расположения анкеров можно располагать профилированный настил широкими полками вниз, однако это решение увеличивает расход бетона на плиту. Во всех случаях соединение листов профилированного оцинкованного настила между собой выполняют с помощью специальных комбинированных заклепок, позволяющих производить их постановку с одной стороны листов.

На рис.9.3 приведено конструктивное решение монолитных плит перекрытий с внешней опалубкой из стального оцинкованного настила. В этих плитах расчетная арматура устанавливается лишь над опорами в виде отдельных стержней и сеток, либо в тех случаях, когда не хватает сечения внешней листовой арматуры из профилированного листа. Эти стержни устанавливают в нижних частях гофра по всей длине пролета.

Расстояние от конца гибкой арматуры до конца стального профилированного настила на крайних опорах должно быть не более 20 мм. При недостаточной анкеровке гибкой арматуры следует предусматривать дополнительные анкеры в виде шайб, высаженных головок и накрест приваренных коротышей. Расстояние от стенок и полки гофра до арматурных стержней должно быть не менее 20 мм. Обрыв надопорной арматуры, располагаемой в верхней части сечения плиты, осуществляется в соответствии с эпюрой моментов, но не ближе, чем четверть пролета от оси опоры.

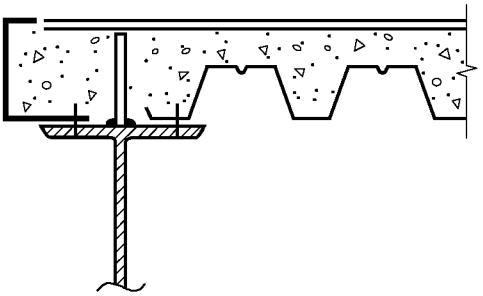


Рис.9.3. Монолитные плиты перекрытий с опалубкой из стального оцинкованного настила

При отсутствии надопорной арматуры устанавливается противоусадочная сетка из расчета 0,02 % площади сечения бетона над настилом, но не менее, чем сетка из проволоки Вр-1 диаметром 3 мм с шагом стержней в двух направлениях 200 мм. Защитный слой бетона над сеткой – 15 мм.

Толщина бетона над профилированным настилом в плите должна быть не менее 30 мм, а при отсутствии бетонной стяжки пола – не менее 50 мм.

При наличии отверстий в плите со стороной поперек гофра до 500 мм по контуру отверстия укладываются арматурные стержни, заводимые на 2 – 3 гофра за край в соответствии с рис.9.4. При отверстиях больших размеров следует предусмотреть дополнительные окаймляющие элементы балочной клетки.

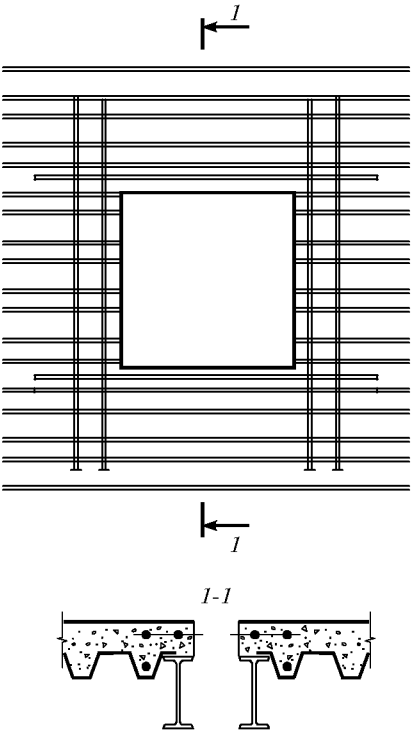


Рис.9.4. Обрамление отверстий в плите перекрытия

Полезные рекомендации по конструктивным решениям и расчету монолитных железобетонных перекрытий с использованием стальных профилированных листов в качестве опалубки и внешней арматуры приведены в работе [1].

ЛИТЕРАТУРА

1. Металлические конструкции, т.1. Элементы стальных конструкций под ред. д.т.н. проф. В.В. Горева – М.: «Высшая школа», 1997.

ГЛАВА 10

ПЕРЕХОДНЫЕ ПЛОЩАДКИ, ЛЕСТНИЦЫ, СТРЕМЯНКИ И ОГРАЖДЕНИЯ

10.1. Общие положения. Нагрузки

Стальные лестницы, площадки, стремянки и ограждения предназначены для применения в производственных зданиях и сооружениях промышленных предприятий эксплуатируемых в районах с расчетной температурой наружного воздуха до минус 65 °С и выше со взрывобезопасными категориями производств. Площадки состоят из балок, настила, ограждений и лестниц. Опираются они на основные конструкции зданий, технологическое оборудование (или его опоры) или на специальные колонны.

Размеры лестниц, площадок, стремянок и ограждений приняты в соответствии с требованиями СНиП 2.01.02-85* «Противопожарные нормы», СНиП 2.09.02-85* «Производственные здания» и ГОСТ 12.4.059-89 «Ограждения защитные инвентарные», а также СНиП 2.09.03-85 «Сооружения промышленных предприятий».

Конструкции переходных площадок и лестниц должны обеспечивать удобство эксплуатации при минимальных расходах металла и труда при изготовлении и монтаже. Площадки и лестницы рассчитаны на вертикальные временные нормативные нагрузки 2000 – 4000 Н/м^2 с коэффициентом надежности, соответствующим СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия». Основные элементы ограждений рассчитываются на прочность и устойчивость при равномерно распределенной горизонтальной и вертикальной нагрузке 300 Н/м, действующей на поручень с коэффициентом надежности 1,2, соответствующим требованию ГОСТ 12.4.059-89. Завод-изготовитель поставляет заказчику лестницы и площадки полной заводской готовности с наименее трудоемкими узлами сопряжения. Наиболее распространенные решения переходных площадок, лестниц, стремянок и ограждений далее рассмотрены на примере типовых серий.

10.2. Типовые конструкции

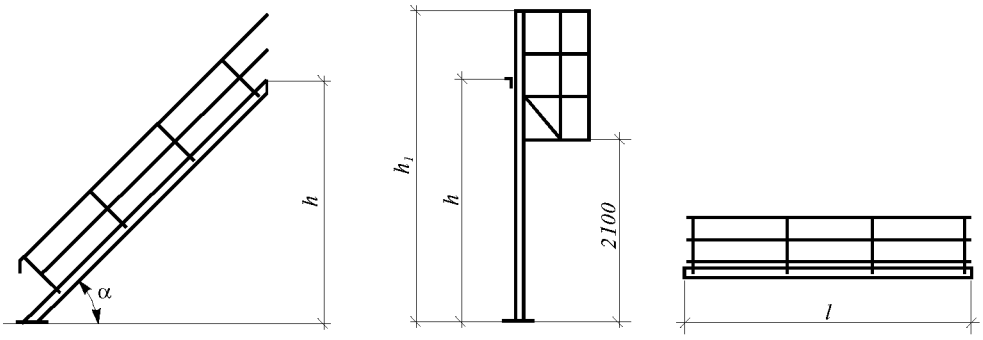
Серия 1.450.3-6/92 (выпуски 0 – 1; 1 – 4) «Лестницы, площадки, стремянки и ограждения стальные производственных зданий промышленных предприятий» предусматривает конструкции лестниц, площадок и ограждений из холодногнутых, цельнокатаных (перспективный вариант), горячекатаных профилей и из тонкостенных швеллеров с узкими параллельными полками, которые в маркировке имеют дополнительные буквы соответственно Х, Ц, Г, Т. В серии применены настилы площадок и ступени лестниц двух типов – сплошные штампованные рифленые и решетчатые.

Площадки, лестницы и стремянки разработаны в виде отдельных отправочных элементов, размеры которых приведены в табл.10.1. Их конструкции допускают возможность устройства составных лестничных маршей, состоящих из нижней площадки лестничного марша и верхней площадки, которые жестко сопрягаются между собой специальными доборными деталями.

На рис.10.1–10.3 приведен пример устройства составных лестничных маршей и узлы соединения лестниц с площадками. Допускаемые пролеты составных лестничных маршей приведены в табл.10.2, а пролеты переходных площадок в табл.10.3.

Опорные узлы лестниц обеспечивают опирание на стальные и железобетонные площадки. Ограждения лестниц и площадок с учетом требований по транспортировке разработаны разборными и предусматривают сборку на монтаже с последующей приваркой всех элементов.

Таблица 10.1. Типоразмеры лестниц, площадок и стремянок по серии 1.450.3-6/92



Маршевые лестницы		Стремянки		Площадки
Угол наклона α,°		Ширина 700 мм		Условная ширина 700, 900 мм
45	60	Высота, мм		
Условная ширина, мм		h	h_1	
700, 900	700			Длина l, мм
Высота h, мм				
600	600	1200	2200	900
1200	1200	1800	2800	1200
1800	1800	2400	3400	1500
2400	2400	3000	4000	1800
3000	3000	3600	4600	2100
3600	3600	4200	5200	2400
4200	4200	4800	5800	3000
–	–	5400	6400	3600
–	–	6000	7000	4200
–	–	7200	8200	4800
–	–	–	–	5400
–	–	–	–	6000

Примечание. Ограждения площадок и лестничных маршей высотой 1000, 1200 мм.

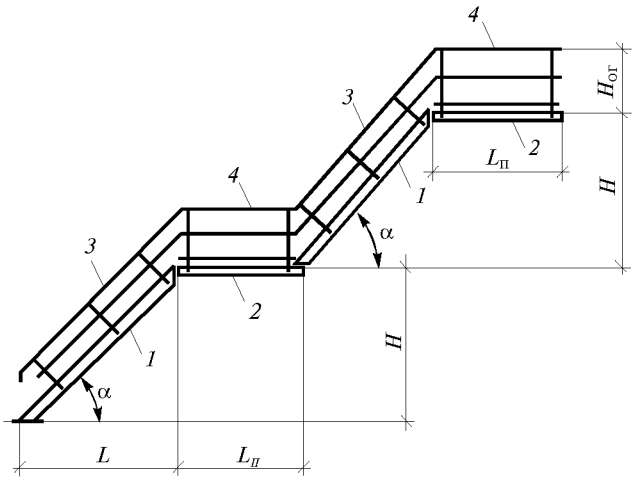


Рис.10.1. Лестничный марш
1 – лестница; *2* – площадка;
3 – ограждение лестницы;
4 – ограждение площадки

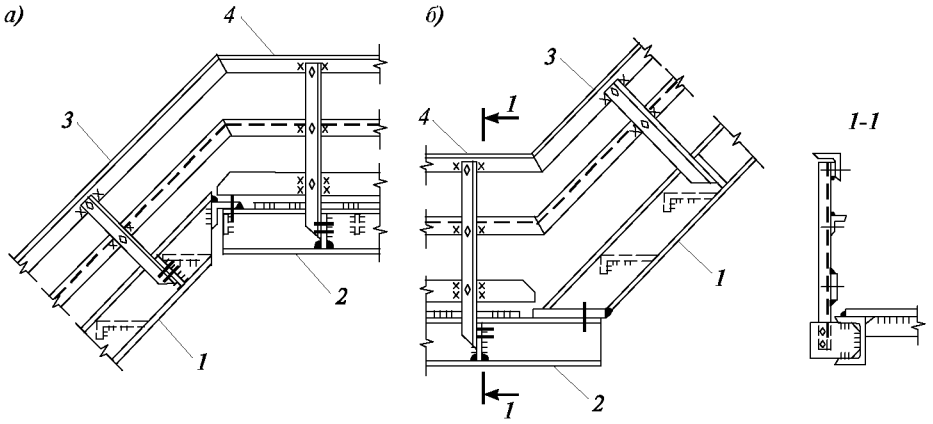


Рис.10.2. Шарнирное опирание лестницы на площадку
а – верхний узел; *б* – нижний узел;
1 – лестница; *2* – площадка; *3* – ограждение лестницы; *4* – ограждение площадки

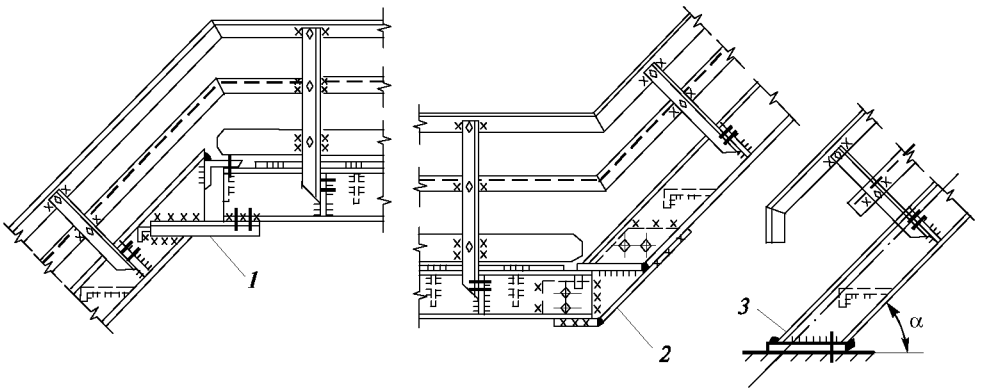


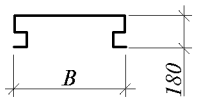
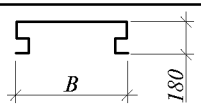
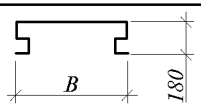
Рис.10.3. Жесткое опирание лестницы на площадку
1 – доборный элемент верхнего жесткого узла; *2* – то же нижнего жесткого узла;
3 – нижний узел опирания лестницы на монолитную железобетонную плиту

Таблица 10.2. Допускаемые пролеты составных лестничных маршей, мм

Нормативная временная нагрузка, Н/м^2	При профилях					
	холодногнутых		горяче-катаных	Швеллерах с узкими параллельными полками	Цельно-штампованых	
	Ширина марша, мм					
	700	900	700	900	700	900
2000	4200	4200	4200	4200	4200	4200
3000	4200	4200	4200	4200	4200	4200
4000	4200	4200	4200	4200	4200	4200

Примечание. Пролеты кратные 600 мм.

Таблица 10.3. Допускаемые пролеты переходных площадок, мм

Нормативная временная нагрузка, Н/м^2	Сечение балок, мм	Ширина B, мм	
		700	900
При холодногнутых профилях			
2000	⊏100×50×3 ⊏160×50×4	3000 6000	3000 6000
3000	⊏100×50×3 ⊏160×50×4	3000 5400	3000 4800
4000	⊏100×50×3 ⊏160×50×4	3000 5400	3000 4800
При цельнокатаных тонколистовых профилях по выпуску $\frac{\text{ОСК}}{\text{ТО}}$ 3256 Днепр.ПСК (перспективный вариант)			
2000		6000	6000
3000		6000	6000
4000		4800	4800
При горячекатаных профилях			
2000	⊏12 ⊏14	3000 6000	3000 6000
3000	⊏12 ⊏14 ⊏16	3000 6000 –	3000 5400 6000
4000	⊏12 ⊏14 ⊏16	3000 5400 6000	3000 4800 6000
При горячекатаных швеллерах тонкостенных с узкими параллельными полками по ТУ 14-2-204-76			
2000	⊏Т12 ⊏Т16	3000 6000	3000 6000
3000	⊏Т12 ⊏Т16 ⊏Т18	3000 5400 6000	3000 4800 6000
4000	⊏Т12 ⊏Т16 ⊏Т18	3000 4800 6000	3000 4200 5400

Детали конструкции и методы расчета площадок, лестниц, стремянок и ограждений приведены в работе «Металлические конструкции, т.1. Элементы стальных конструкций», – под ред. д.т.н. проф. В.В.Горева, – М., Высшая школа,1997.

ГЛАВА 11

ЛЕГКИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

11.1. Общие положения

Понятие легкие металлические конструкции одноэтажных зданий включает в себя несущие и ограждающие конструкции, изготовляемые на современных поточных и механизированных линиях, которые поставляются на строительную площадку комплектно и обеспечивают скоростной монтаж. Для легких металлических конструкций характерно использование эффективных марок сталей и профилей проката, современных монтажных соединений на высокопрочных болтах, самонарезных винтах, фланцевых соединений, других современных строительных материалов и изделий.

В мировой практике легкие металлические конструкции составляют до 50 % общего объема строительства зданий промышленного и общественного назначения. В России и странах СНГ объем строительства зданий из этого вида конструкции оценивается не более 20 % общего объема строительства.

Из легких металлических конструкций в основном возводятся здания комплектной поставки (ЛМК КП). Здания из ЛМК КП могут иметь высоту до 18 м, пролеты 18, 24 и 30 м, постоянные нагрузки на покрытия в пределах 50 – 140 кг/м^2, суммарный расход металла на несущие и ограждающие конструкции колеблется в пределах 50 – 100 кг/м^2. В зданиях из ЛМК КП могут применяться подвесные краны грузоподъемностью до 5 т и мостовые опорные краны грузоподъемностью до 50 т. Здания из ЛМК КП теплые, они поставляются совместно с ограждающими конструкциями покрытия и стен, включая здания (модули) различного назначения.

Здания из ЛМК КП поставляются по индивидуальным проектам, а также как здания (модули) заданных габаритов, из определенных типов конструкций. Здания (модули) многоцелевого назначения поставляются как промышленное изделие совместно с инженерным оборудованием, обеспечивающим электроосвещение, отопление и вентиляцию здания.

Здания (модули) могут быть и целевого назначения – физкультурно-оздоровительные, бистро, рынки, станции техобслуживания и др. Освоено шесть основных типов ЛМК КП: «Молодечно», «Канск», «Кисловодск», «Орск», «Алма-Ата», «Москва». Изготовляются здания и других разновидностей из конструкций типа «Мархи», «Тагил», «Житомир» и др.

Перечень легких несущих и ограждающих металлоконструкций и комплектующих металлоизделий для промышленных зданий, освоенных производством, приведен в отраслевом каталоге ЛМК КП, 1989 г., часть I «Конструкции» [29]. Во второй части этого каталога приведены здания (модули) промышленного, спортивно-оздоровительного и социально-общественного назначения.

В отличие от традиционных строительных металлоконструкций зданий область деятельности, связанная с разработкой и применением легких металлических конструкций, сравнительно молода. Ее совершенствованию и развитию будет способствовать приведенное далее описание некоторых конструктивных систем зданий из ЛМК различного назначения и в том числе находящихся в стадии поиска и апробации.

11.2. Область применения

ЛМК КП рекомендуются для применения с соответствующим технико-экономическим обоснованием при проектировании и строительстве отапливаемых зданий предприятий машиностроения, приборостроения, легкой, пищевой, мясомолочной, радиоэлектронной, деревообрабатывающей промышленности, сельскохозяйственных зданий, зданий технического обслуживания автотранспорта и сельскохозяйственных машин, зданий компрессорных, производственно-отопительных котельных, других зданий различного назначения: физкультурно-оздоровительных комплексов, предприятий общественного питания быстрого обслуживания, выставочных и рыночных павильонов, кафе и др. Технические возможности ЛМК КП позволяют применять их практически во всех климатических зонах страны, включая труднодоступные районы.

В основу формирования зданий, проектируемых из ЛМК КП, положены габаритные и конструктивные схемы зданий, разработанные рядом ведущих научно-исследовательских и проектных институтов России и стран СНГ.

Параметры зданий (размеры пролетов, шагов колонн, высот, грузоподъемность подвесных и опорных мостовых кранов) и их сочетания, принятые в унифицированных габаритных схемах, выбраны из числа наиболее часто повторяющихся в строительстве и соответствуют условиям изготовления конструктивных элементов на поточных технологических линиях специализированных заводов ЛМК КП. В табл.11.1 приведены технические возможности использования ЛМК КП различных типов. При выборе того или иного типа конструкции следует руководствоваться не только экономией металла и уменьшением трудозатрат на изготовление и монтаж, но и производить оценку приведенных затрат на здание в целом с учетом затрат на стены, на возмещение потерь тепла и вентиляцию. Для анализа рекомендуется использовать целевую функцию общей стоимости (приведенных затрат) всех элементов [30].

Анализ технико-экономических показателей производственных зданий из ЛМК КП и зданий с традиционным железобетонным каркасом с учетом приведенных затрат показывает, что расход стали в здании из этих конструкций, приведенный к стали Ст3, в 1,7 – 2,4 раза выше, чем для варианта из железобетона. В то же время трудоемкость изготовления и монтажа зданий из ЛМК КП на 20 – 30 % меньше. При этом затраты труда на изготовление конструкций в 2 – 3 раза ниже, благодаря высокому уровню механизации и автоматизации производства. Продолжительность монтажа зданий из ЛМК КП, вследствие больших возможностей совмещения работ, на 25 – 40 % меньше, чем при сборном железобетоне. Масса здания из ЛМК КП в 3 – 5 раз меньше массы здания из сборного железобетона.

В результате улучшенных теплотехнических качеств металлических ограждающих конструкций с эффективным утеплителем годовые эксплуатационные расходы на отопление по зданиям из ЛМК КП в 1,5 раза меньше по сравнению с однослойными легкобетонными панелями стен и железобетонными плитами покрытий с минераловатным утеплителем. Народнохозяйственный эффект от применения ЛМК КП в ценах 1984 г. составляет в центральных районах до 6 руб/м^2, а в восточных районах – до 11 руб./м^2 здания. Следует учитывать, что в настоящее время в соответствии с изменением №3 к СНиП II-3-79 «Строительная теплотехника» из соображений энергосбережения возросли требования к теплотехническим показателям ограждающих конструкций.

Таблица 11.1. Технические возможности использования ЛМК КП

Параметр	Конструкции типа							
	«Молодечно»	«Тагил»	«Орск»	«Канск»	«Кисловодск»	«Москва»	Рамы переменного сечения	«Алма-Ата»
По весу снегового покрова:								
I–IV район	+	+	+	+	+	+	+	+
I–V – ″ – (с перепадом высот)	+	–	–	+	–	–	–	–
I–V – ″ – (без перепада высот)	+	+	–	–	–	+	–	+
I–VI – ″ –	+	–	–	–	–	+	–	–
По скоростному напору ветра:								
I–III район	+	+	+	+	+	+	+	+
I–IV – ″ –	+	+	+	+	+	+	+	–
I–V – ″ –	+	–	+	–	–	+	+	–
I–VI – ″ –	+	–	+	–	–	+	–	–
I–VII – ″ –	–	–	+	–	–	+	–	–
Сейсмичность, баллы								
до 6	+	+	+	+	+	+	+	+
до 9	+	+	+	+ при 18 м	+	+	+	+
Расчетная температура:								
-40°С и выше	+	+	+	+	+	+	+	+
ниже -40°С	–	+	+	+	–	–	+	+
Подвесные краны грузоподъемностью:								
один 2 т	+	+	–	+	+	+	–	+
до двух 3,2 т	+	+	–	+	–	+	–	+
до двух 5 т	–	–	–	–	–	–	–	+
Мостовые краны грузоподъемностью:								
до 5 т	+	+	+	+	–	+	–	+
до 20 т	+	+	–	+	–	+	–	+
до 50 т	+	+	–	–	–	–	–	–
Светоаэрационные фонари	+	+	+	+	+	+	+	+
Разделительные перегородки на полную высоту помещений	+	+	+	+	–	–	+	+
Развитые крупногабаритные коммуникации в пределах высоты покрытия	+	+	–	–	–	–	–	–
Наличие перепадов в профиле здания	+	+	–	–	–	–	–	+
Крышные вентиляторы	+	+	+	+	+	+	+	+

11.3. Здания многоцелевого назначения

11.3.1. Здания из конструкций типа «Молодечно» (рис.11.1). Институтом Ленпроектстальконструкция разработана система несущих металлоконструкций зданий типа «Молодечно», включая элементы покрытия, колонн, фахверка, связей, подкрановых балок, подвесных путей, лестниц и площадок. Несущие конструкции взаимоувязаны с ограждающими.

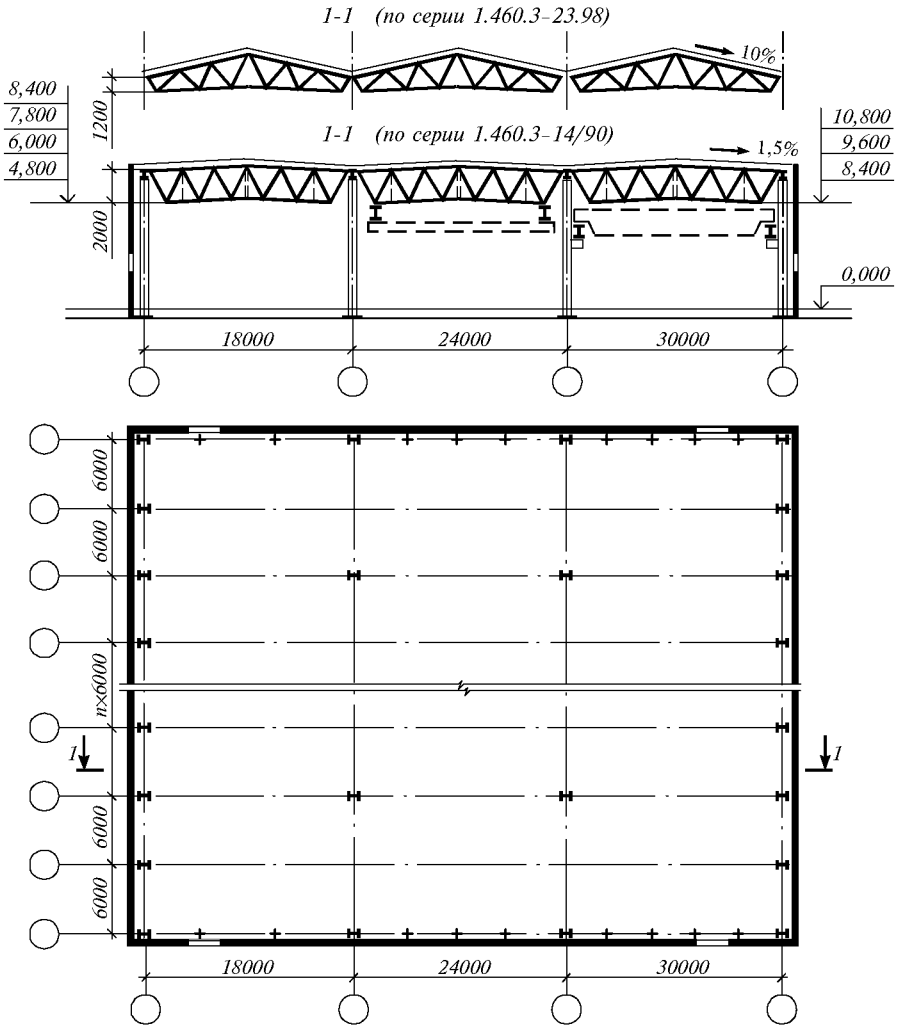


Рис.11.1. Каркас здания из конструкций типа «Молодечно»

Конструкции разработаны для применения в отапливаемых одноэтажных производственных зданиях, возводимых в I–VI снеговых и ветровых районах при шаге ферм 4 м и I–III и I–IV соответственно при шаге 6 м, для расчетных температур –40 °С и выше, при расчетной сейсмичности до 9 баллов. Здания могут быть как однопролетными, так и многопролетными, бесфонарными и с зенитными фонарями, без перепадов высот и с перепадом, с пролетами 18, 24 и 30 м, при высоте здания не более 18 м, шагом колонн 12 м по средним рядам и 6 м или 12 м по крайним рядам. Здания могут быть бескрановые, с мостовыми кранами групп режимов

работы 6К, грузоподъемностью до 50 т, а также с подвесными кранами грузоподъемностью до 5 т. Около 75 % объема зданий типа «Молодечно» составляют здания с пролетами 24 м, с мостовыми кранами грузоподъемностью до 20 т с высотой 10,8 м и бескрановые с высотой 8,4 м.

11.3.1.1. *Покрытие*. Металлоконструкции покрытия предназначены для беспрогонного решения кровли с непосредственным опиранием профилированного настила на верхние пояса стропильных ферм. В проектной документации предусмотрен единый сортамент ферм, используемый при шаге ферм 4 и 6 м. При шаге ферм 4 м применяется настил по ГОСТ 24045-94 Н57-750-0,7-0,8 и Н75-750-0,8-0,9. При шаге ферм 6 м – настил по ГОСТ 24045-94 Н114-750-0,8-1.

Настил, закрепленный к верхним поясам стропильных ферм, передает вертикальную нагрузку с кровли на стропильные фермы, развязывает верхние пояса из плоскости и выполняет роль горизонтальных связей покрытия, обеспечивая пространственную жесткость здания в целом.

Применение двух шагов ферм – 4 и 6 м позволяет использовать преимущества 6 м шага в тех случаях, когда он экономически обоснован (табл.11.2, 11.3).

Таблица 11.2. Расход стали на 1 м^2 покрытия, кг, (шаг ферм 4 м, пролет 24 м)

Элементы	Расчетная нагрузка на ферму, кН/пм				
	14,7	17,6	21,6	25,5	28,4
Стропильные фермы	14,4	16,6	19,9	22,1	25,4
Подстропильные фермы	3,7	4,1	4,8	5	5
Надколонники	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
Доборные элементы и прокладки	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
Связи	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
Итого:	20,13	22,63	26,13	29,13	32,43

Таблица 11.3. Расход стали на 1 м^2 покрытия, кг, (шаг ферм 6 м, пролет 24 м)

Элементы	Расчетная нагрузка на ферму, кН/пм				
	14,7	17,6	21,6	25,5	28,4
Стропильные фермы	9,69	11,21	13,52	14,97	17,25
Подстропильные фермы	2,5	2,9	3,3	4	4
Надколонники	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69
Доборные элементы и прокладки	0,029	0,029	0,029	0,029	0,029
Связи	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66
Итого:	14,6	16,5	19,2	21,3	23,6

Примечания к табл.11.2 и 11.3.
1. Подсчет расхода стали произведен на температурный отсек 144×144 м.
2. Профилированный настил и фонари применяются по конкретному проекту.

Преимущества конструкции покрытия с 6 м шагом ферм следующие:
- сокращается в 1,5 раза количество стропильных ферм на перекрываемую площадь;
- ликвидируются подстропильные конструкции по крайним рядам колонн;
- значительно сокращается общее количество элементов;
- уменьшается трудоемкость изготовления и монтажа.

Вертикальная и горизонтальная нагрузки от веса кровли и климатического воздействия передаются через стропильные и подстропильные фермы на колонны, связи и фундаменты. Опирание стропильных и подстропильных ферм на колонны принято шарнирным.

Стропильные фермы запроектированы из замкнутых гнутосварных профилей с параллельными поясами с уклоном – 1,5 %, треугольной решеткой с нисходящими опорными раскосами. Высота ферм по наружным граням поясов 2000 мм, расстояние между узлами по верхнему поясу 3000 мм.

Фермы пролетом 18 и 24 м выполняются из двух отправочных марок, фермы пролетом 30 м – из трех марок. Монтажные узлы стропильных ферм осуществлены на фланцах с болтами нормальной точности. Снижение расхода стали по сравнению с традиционными уголковыми решениями на 15 % достигается за счет применения эффективного замкнутого тонкостенного коробчатого профиля, безфасоночного крепления решетки к поясам, использованием безпрогонного решения.

Подстропильные фермы с параллельными поясами имеют пролет 12 м, высота ферм по наружным граням поясов составляет 1700 мм. Пояса ферм выполнены из широкополочных двутавров. Все заводские соединения элементов стропильных, подстропильных ферм и оголовков колонн сварные. При расчете конструкции покрытия приняты следующие расчетные нагрузки (табл.11.4).

Таблица 11.4. Расчетные нагрузки

Наименование	Нормативная нагрузка, Па	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Па
Стальной профилированный настил	147	1,05	157
Пароизоляция	39	1,2	49
Утеплитель $\gamma = 250$ кг/м^3, $h = 100$ мм	245	1,2	294
Рулонный ковер	157	1,3	205
Гравийная защита (толщина 20 мм)	392	1,3	510
Собственный вес конструкции покрытия	294	1,05	314
Итого:	1274	1,2	1529

При определении нагрузок на стропильную ферму от массы кровли и снега неразрезность профилированного настила учитывается коэффициентом $K = 1,1$.

Разработаны также чертежи конструкций покрытий типа «Молодечно» из гнутых сварных профилей (ГСП) с уклоном кровли 10 % (серия 1.460.3-23). Эти конструкции предусматривают применение более современных типов кровель полистовой сборки, панелей с металлическим или полимерным листом по верху кровли. Шаг стропильных ферм 6 м, с высотой на опоре 1200 мм.

Таблица 11.4*а*. Сравнение весовых показателей покрытий для здания 24×60 м из ГСП с уклоном кровли 1,5 % и 10 %

№№ пп	Наименование элементов	«Молодечно» с уклоном кровли 10% (h на опоре = 1200 мм)	«Молодечно» с уклоном кровли 1,5% (h на опоре = 2000 мм)
1	Стропильные фермы	8,1	14,9
2	Подстропильные фермы	–	5,8
3	Прогоны	5,5	–
4	Балки кровли	0,8	–
5	Надколонники	–	0,9
6	Колонны (верхняя часть)	2,4	2,6
7	Связи вертикальные	0,3	1,5
8	Распорки	0,5	–
9	Профнастил	8,7	11,2
10	Стены (в пределах высоты ферм на опоре)	2,8	4,7
	Итого:	29,0	41,6

11.3.1.2. *Колонны и вертикальные связи*. Колонны выполняются сплошностенчатыми из широкополочных прокатных двутавров. В некоторых случаях допускается замена заводом-изготовителем прокатных двутавров на сварные, равноценные по несущей способности. Шаг колонн для крайних рядов – 6, для средних 12 м. Колонны состоят из собственно колонн и надколонников, входящих в состав покрытия. Колонны бескрановых зданий состоят из трех деталей – верхней и нижней плит и двутаврового стержня.

Колонны крановых зданий высотой до низа фермы 9,6 м разработаны аналогично бескрановым с добавлением консоли для опирания подкрановых балок из прокатного двутавра, приваренного угловыми швами к стержню колонны. Колонны зданий высотой до низа фермы 10,8 м выполнены одноступенчатыми. Подкрановая и надкрановая части колонн приварены встык к полкам горизонтально расположенного двутавра, образующего крановые консоли. Для обеспечения точности установки анкерных болтов и выверки их в горизонтальном и вертикальном направлениях анкерные болты рекомендуется устанавливать в виде унифицированных жестких блоков. При монтаже колонны устанавливаются на заранее выверенные нижние гайки и шайбы. Окончательное закрепление колонн производят верхними гайками и шайбами. Для вертикальных связей предусматриваются фасонки, которые привариваются к колонне на монтаже для сокращения количества марок колонн. Связи запроектированы из гнутосварных профилей, крепление их предусмотрено на сварке и болтах. В крановых зданиях для предотвращения скручивания колонны в связевых панелях предусмотрены горизонтальные связи.

11.3.1.3. *Подкрановые балки*. Конструкции подкрановых балок разработаны для кранов групп режимов работы 1К-6К (в том числе 1К-3К – облегченного типа легкого режима работы; 4К-6К – нормального типа или среднего режима работы) грузоподъемностью 5 – 50 т. В конструкции подкрановых балок применен ряд оригинальных решений:

- отсутствуют трудоемкие в изготовлении и монтаже тормозные конструкции;
- балки запроектированы в виде сварных двутавров с безреберной стенкой и более развитым верхним поясом;
- ликвидированы ненадежные крепления балок к колоннам в уровне верхних поясов;
- поперечное торможение кранов передается через опорные ребра и сварные элементы таврового сечения на подкрановые консоли колонн;
- унифицированы высоты подкрановых балок;
- рихтовка рельсов предусмотрена совместно с балками за счет овальных отверстий во фланцах опорных элементов;
- обеспечена возможность выверки балок по вертикали с помощью анкерных гаек под опорной плитой колонны.

Для всех примененных подкрановых балок приняты крановые рельсы по ГОСТ 4121-76*.

11.3.1.4. *Стойки фахверка*. Стойки торцевого фахверка запроектированы ступенчатыми, состоящими из двух марок, соединенных между собой шарнирно в уровне низа стропильных ферм. Нижняя марка принята двутаврового сечения, верхняя – коробчатого. Отметка низа опорной плиты башмака – 0,150.

В уровне верхнего и нижнего поясов стропильных ферм ступенчатые стойки крепятся к конструкциям покрытия с помощью планок, обеспечивающих податливость в вертикальном направлении и передающих горизонтальные реакции на конструкции покрытия. Распорки по стойкам запроектированы из гнутосварных профилей прямоугольного сечения, сплющенных по концам.

В таблице 11.5 приведены технико-экономические показатели здания из металлоконструкций типа «Молодечно» для пролетов 18 и 24 м. Из конструкций типа «Молодечно» было изготовлено здание (модуль) площадью 4146 м^2, с мостовыми кранами Q=10 т. Технико-экономические показатели такого здания приведены в табл.11.6.

Таблица 11.5. Технико-экономические показатели на 1 м^2 одноэтажных зданий типа «Молодечно»

Пролет	[1)]Сметная стоимость для района		Трудоемкость, чел.час			Расход стали, кг		Эксплуатационные расходы, руб/год		Приведенные затраты для районов руб/год		Продолжительность строительства, дн	Экономический эффект от сокращения сроков строительства, руб	Народнохозяйственный эффект, руб	
	центрального, руб	восточного, руб	Изготовление	Монтаж	Всего	натуральный	приведенный к стали Ст3	Центральный район	Восточный район	центрального	восточного			центрального	восточного
	Здания крановые многопролетные														
18	62,2	64,8	1	4	5	79,8	90,6	0,9	0,6	73,4	72,3	45	2,6	6,3	12,3
24	60,9	63,5	0,9	3,8	4,7	75	82,9	0,9	0,6	72,2	71	43	2,5	4,3	10,1
	Здания крановые однопролетные														
18	94,8	98,9	1,5	5,4	6,9	115,1	129,3	1,8	1,2	117,3	113,9	24	1,6	3,9	11
24	81,8	85,2	1,2	4,7	5,9	96,8	108,8	1,5	1	100,6	97,7	26	1,5	3,9	9,5
	Здания с подвесным транспортом многопролетные														
18	56,8	59,3	1	3,6	4,6	61,8	68	0,8	0,5	66,8	65,6	38	3,4	0,3	5,7
24	57,1	59,7	1	3,4	4,4	66,7	73,4	0,9	0,6	68,4	67,2	36	3,4	1	6,9
	Здания с подвесным транспортом однопролетные														
18	82,8	86,4	1,3	4,8	6,1	89	98	1,6	1,1	102,8	100,2	20	1,2	2,3	3,3
24	75,3	78,6	1,4	4,2	5,6	85,5	94	1,4	0,9	92,8	90	23	1,3	0,2	5,4

[1)] Сметная стоимость в ценах 1984 г.

Таблица 11.6. Технико-экономические показатели

Показатели	Размер здания в плане, 48×84 м
Площадь, м^2	4146
Расход стали, кг/м^2	93,6 – 94,3
Расчетная температура района строительства	-30 °С -40 °С

11.3.2. Здания из конструкций типа «Канск» (рис.11.2)

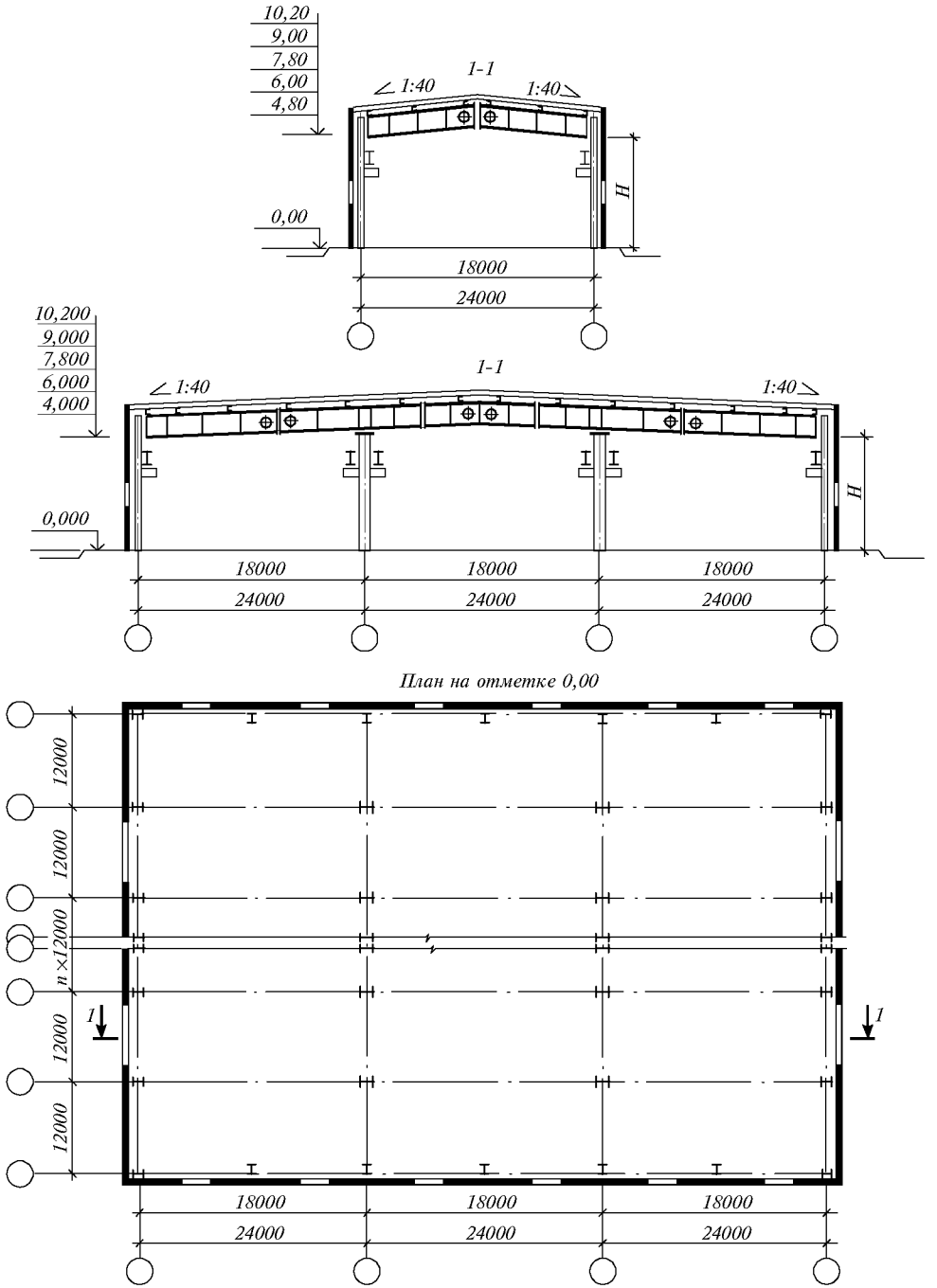


Рис.11.2. Каркас здания из конструкций типа «Канск»

В ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова разработаны конструкции каркасов типа «Канск» – одноэтажных производственных зданий с применением несущих рам из прокатных широкополочных и сварных двутавровых балок с шагом

12 м (шифр 11-2537 КМ), одновременно продолжает действовать серия 1.420.3-15 вып.1 и 2с, где основной шаг рам 6 м. Металлоконструкции предусматривают возможность размещения мостовых кранов грузоподъемностью 5, 10 и 20 т (группы режима работы кранов 3Кп-5К), а также подвесных кранов грузоподъемностью 1–3,2 т. Проектная документация зданий с каркасом типа «Канск» допускает использование в различных климатических районах.

В районах по скоростному напору ветра – I–IV при наличии мостовых кранов и без кранов для многопролетного здания всех высот и однопролетных зданий высотой H=9 м; I–III для однопролетных зданий высотой H=10,2 м. В районах по весу снегового покрова – в I–V. В несейсмических и с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов (при сейсмичности 9 баллов строительство зданий высотой H=4,8 и 6 м на грунтах категории III не допускается). В районах с расчетной температурой -60 °С и выше.

Допустимая разница осадок фундаментов смежных колонн ряда и рам составляет 30 мм.

Здания могут быть как однопролетными, так и многопролетными (до четырех пролетов), бесфонарными и с зенитными фонарями, без перепада высот с пролетами 18 и 24 м, с высотой зданий 4,8; 6; 7,8; 9 и 10,2 при шаге колонн 12 м, при этом продольный фахверк выполняется без промежуточных стоек с ригелями пролетом 12 м.

В торцах здания рамы отсутствуют, устанавливаются только колонны крайних рядов. На этом участке покрытие опирается на колонны крайних рядов и на стойки торцевого фахверка, располагаемого с шагом 9 и 12 м.

Опирание прогонов на ригели осуществлено в одном уровне. Продольная жесткость каркаса достигается за счет вертикальных связей по каждому ряду колонн. Поперечная жесткость обеспечивается поперечными рамами с колоннами, шарнирно опертыми на фундаменты и жестко защемленными в ригели. Стальной настил используется одновременно и как горизонтальный жесткий диск покрытия; 12-ти метровые прогоны запроектированы в виде тонкостенных сварных двутавровых балок со стенкой высотой 500 мм и толщиной 3 и 3,5 мм. Колонны выполнены из широкополочных двутавровых прокатных балок. Подкрановые балки – из сварных двутавровых балок с односторонними ребрами жесткости. Опирание подкрановых балок на колонны в вертикальном и горизонтальном направлениях осуществляется по низу через консоли, прикрепленные к колонне на фланцах, или используются специальные приставные эстакады (серия 1.420.3-15). Пути подвесного транспорта пролетом 12 м выполняются из прокатных балок со сквозной стенкой. Ригели продольного и торцевого фахверка запроектированы из гнутого С-образного профиля пролетом 9 и 12 м. При расчете конструкций приняты следующие значения постоянной нормативной нагрузки на покрытие:

Прогоны ..... 98 Па
Стальной профилированный настил..... 98 Па
Пароизоляция ..... 49 Па
Утеплитель (γ=2,45 кН/м^3; h=100 мм).....245 Па
Рулонный ковер.....157 Па
Гравийная защита .....392 Па
Собственный вес конструкций покрытия.....294 Па
Итого: .....1333 Па

Из конструкции типа «Канск» изготовляются преимущественно одноэтажные, отапливаемые, бескрановые, однопролетные, прямоугольные в плане здания с размером в осях 24×36, 24×48 и 24×60 м (допускается блокирование зданий по длине в любом сочетании). Расход стали, кг на м^2 площади здания, указан в табл.11.7.

Таблица 11.7. Расход стали для конструкций каркасов типа «Канск», кг/м^2

Пролет рамы, м	Шаг рам, м	Высота до низа конструкций покрытия, м	Расчетная вертикальная нагрузка, кПа	Рамы, ригели торцевые, балки	Профилированный лист, прогоны, стойки фахверка. Ригели фахверка, горизонтальные связи, вертикальные связи. Подкрановые балки. Разница в массе стен	Всего			
						Несейсмический район		Сейсмический район	
						кг/м^2	%	кг/м^2	%
				Однопролетные					
	а). Бескрановые								
	6	8,4	2,74	34,1	20,9	55	100	58,1	100
	12	8	2,94	28,1	20	48,1	87	48,1	83
	б). Подвесные краны								
	6	8,4	2,74	41,3	27,3	68,6	100	71,7	100
	12	8	2,94	28,1	28,6	56,7	83	56,7	74
	в). Мостовые краны								
	6	8,4	2,74	38,7	28,9	67,6	100	70,7	100
	12	8	2,94	29	26,6	55,6	82	55,6	79
18				Четырехпролетные					
	а). Бескрановые								
	6	8,4	2,74	25	10,8	35,8	100	38,9	100
	12	8	2,94	20	15,1	35,1	98	35,1	90
	б). Подвесные краны								
	6	8,4	2,74	28,2	17,2	45,4	100	48,5	100
	12	8	2,94	20,3	23,7	44	97	44	91
	в). Мостовые краны								
	6	8,4	2,74	29,3	19,6	48,9	100	52	100
	12	8	2,94	22	24,8	46,8	96	46,8	90
				Однопролетные					
	а). Бескрановые								
	6	8,4	2,74	38,7	15,9	54,6	100	57,3	100
	12	8	2,94	27,9	16,7	44,6	82	44,6	78
	б). Подвесные краны								
	6	8,4	4,70	48,7	15,9	64,6	100	67,3	100
	12	8	3,92	35,4	29,5	64,9	100	64,9	96
	в). Мостовые краны								
	6	8,4	2,74	42,1	21,9	64	100	66,7	100
	12	8	2,94	28,6	24	52,6	82	52,6	79
24				Четырехпролетные					
	а). Бескрановые								
	6	8,4	2,74	29,4	9,9	39,3	100	42	100
	12	8	2,94	19	12,2	31,2	79	31,2	79
	б). Подвесные краны								
	6	8,4	4,70	37,3	19,6	56,9	100	59,6	100
	12	8	3,92	23,7	25	48,7	86	48,7	82
	в). Мостовые краны								
	6	8,4	2,74	32,6	16,5	49,1	100	51,8	100
	12	8	2,94	19,7	19,5	39,2	80	39,2	76

Примечания. 1. Показатели даны для здания длиной 144 м. 2. Ветровой район – IV, мостовые краны грузоподъемностью $Q = 5$ т. 3. Подвесные краны грузоподъемностью $Q = 3{,}2$ т (по две нитки в пролете).

Из конструкции типа «Канск» изготовляются также здания (модули). Технико-экономические показатели таких зданий приведены в табл.11.8.

Таблица 11.8. Технико-экономические показатели зданий из конструкций типа «Канск»

Показатели	Шифр 400-0-27.85		
Размер в плане, м	24×36	24×48	24×60
Площадь, м^2	903	1201	1499
Расход стали, кг/м^2	81,6	79,24	77,9

11.3.3. Здания из конструкций типа «Кисловодск». Рабочие чертежи разработаны институтом ЦНИИпроектлегконструкция (шифр $\frac{351}{02}\times 0{,}3$ и шифр 167.02.00.00.00) для пространственных решетчатых конструкций секции покрытий двух видов: секции 30×30×2,12 м и 27×27×2,12 м с сеткой колонн 18×18 м под расчетные нагрузки 3 и 3,5 кН/м^2 (рис.11.3).

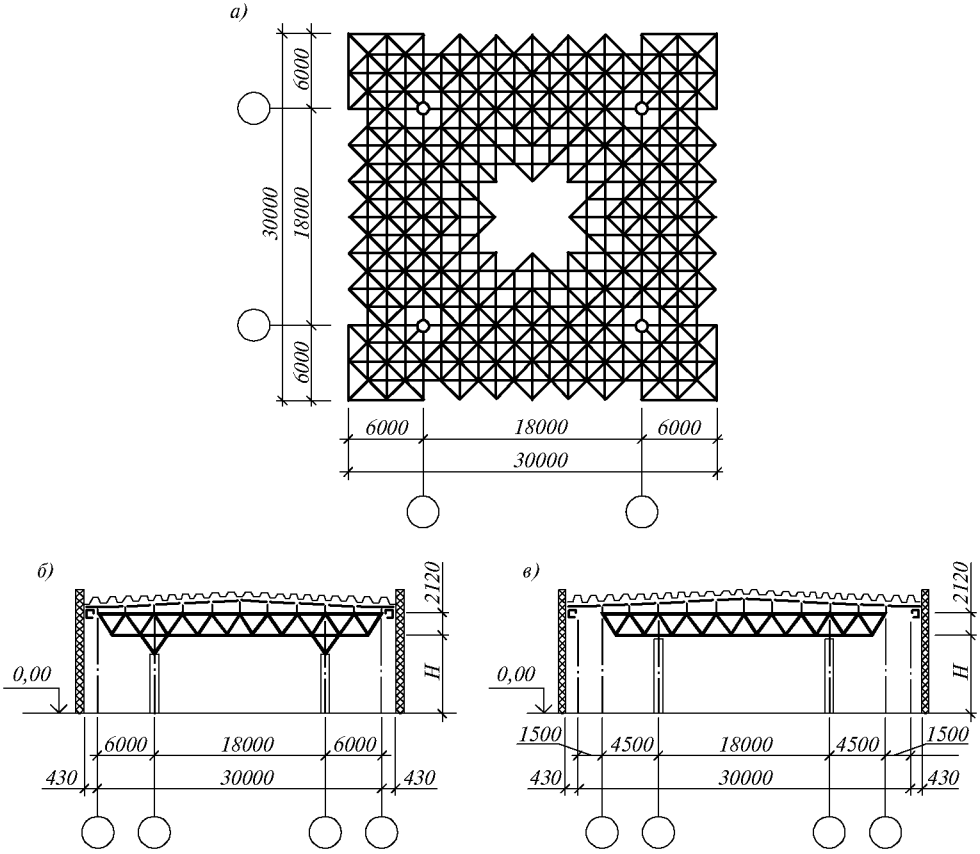


Рис.11.3. Каркас зданий из конструкций типа «Кисловодск»
а - секции со структурными плитами: СП30-300А, СП30-350А; *б* - здания из одной секции со структурными плитами СП30-300А, СП30-350А; *в* - то же со структурными плитами СП27-300А и СП27-350А

Пространственные решетчатые конструкции покрытия из труб предназначены для одно- и многопролетных отапливаемых одноэтажных зданий без перепада высот с зенитными фонарями, возводимых в I – IV ветровых и снеговых районах при расчетной температуре минус 40 °С и выше; высота здания принята: 4,8; 6 и 7,2 м. Конструкции допускают установку подвесных кранов грузоподъемностью не более 2 т (1 кран на секцию).

Стержневая решетчатая пространственная конструкция имеет ортогональную сетку поясов, образующую ячейку 3×3 м с высотой между осями поясов 2,12 м. Узлы верхнего и нижнего поясов соединены раскосами. В средней части секции и по четырем крайним сторонам имеется разрежение верхнего и нижнего поясов и решетки. Возможна блокировка отдельных секций в зданиях с нерегулярным шагом колонн (6,43 + 18 + 12,3 + 6,43 м) или (9,43 + 18 + 15 + 18 + 9,43) м. При этом меняется марка структурной плиты и комплектация прогонов.

Все элементы стержневой системы имеют одинаковую номинальную длину и состоят из электросварных и горячекатаных труб с приваренными к торцу шайбами. В отверстия шайб пропущены стержни высокопрочных болтов с закрепленными на них муфтами из шестигранника. Для соединения стержней между собой используется узловой коннектор в виде стального многогранника с резьбовыми отверстиями.

Для стержней покрытия применяются трубы 60×3; 76×3; 102×4; 114×4,5 и 127×5,5. В серии $\frac{351}{02}$.0.3 структурный блок опирается на колонны шарнирно с помощью капителей в форме четырехгранной пирамиды из трубчатых элементов. В чертежах под шифром 167.02.00.00.00 опирание предусмотрено безкапительное.

Расход стали на 1 м^2 покрытия типа «Кисловодск» приведен в табл.11.9 и включает структурную плиту, профилированный лист, прогоны и четыре колонны.

Таблица 11.9. Расход стали на 1 м^2 покрытия типа «Кисловодск»

Размер секций в плане, м	Вертикальная нагрузка, кПа	Сейсмичность, балл	Расход стали, кг/м^2
30×30	3,43	до 7	37,14
	2,94	до 9	35,36
	3,92	до 7	37,18
27×27* (при сохранении перекрываемой площади 900 м^2)	2,94	до 7	32,11

* Крайние трубчатые стержни структуры покрытия заменены системой прогонов и профилированным настилом

Технико-экономические показатели здания (модуля) из конструкций типа «Кисловодск» (шифр ТП 400-0.20.83) следующие:

Размеры в плане, м ..... 30×30
Площадь, м^2 900
Расход стали, кг/м^2 59,14

11.3.4. Здания из конструкций типа «Орск». Металлоконструкции зданий типа «Орск» осуществляются системой двухшарнирных однопролетных рам коробчатого сечения пролетом 24 м, по которым уложены прогоны и профилированный лист, выполняющий одновременно роль горизонтальных связей (рис.11.4). Продольная жесткость здания обеспечивается системой вертикальных связей по колоннам. Рамы – замкнутого коробчатого сечения, образованные двумя швеллерами, соединенными по бокам на сварке листами с двумя продольными гофрами. Монтажные

стыки рамы располагаются в карнизных и коньковых узлах и выполнены на фланцах с применением в соединении высокопрочных болтов. Здания могут, быть как крановыми с двумя кранами $Q = 5$ т, так и бескрановыми. В крановых зданиях к стойкам привариваются подкрановые консоли.

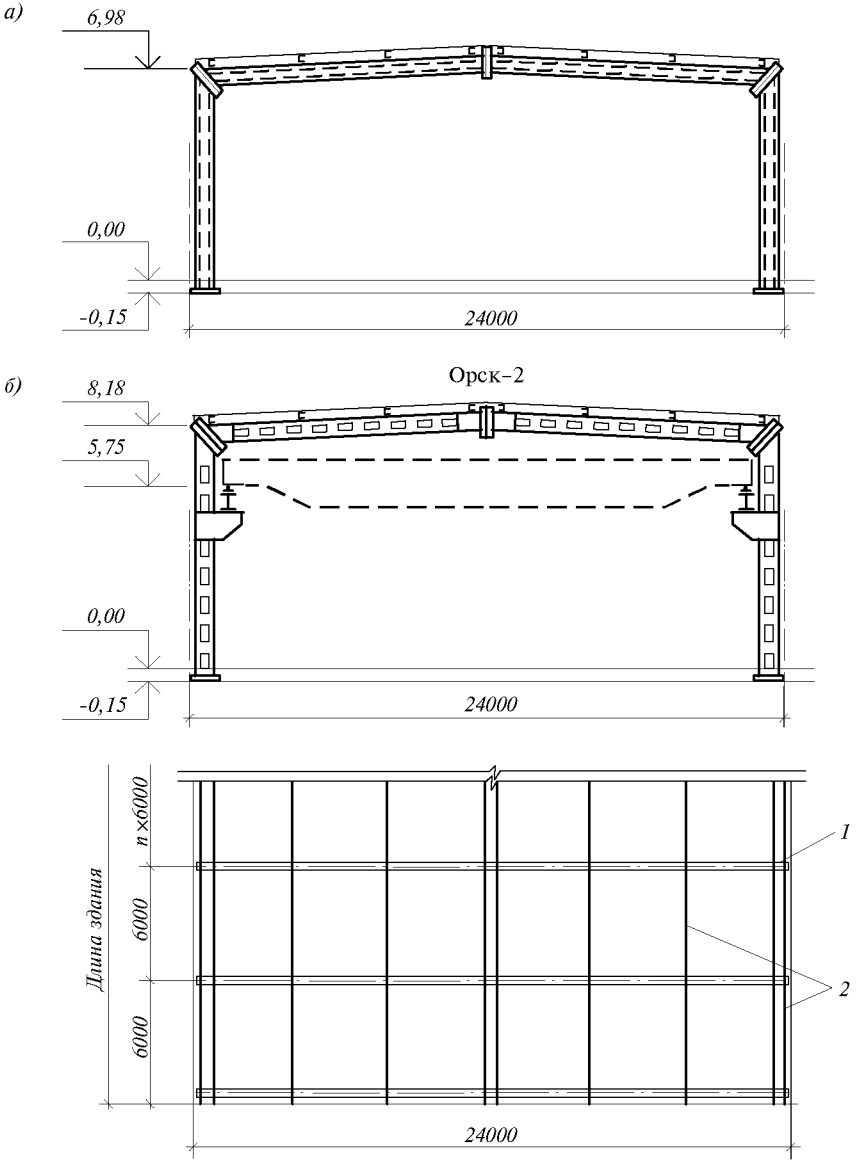


Рис.11.4. Каркас здания из конструкций типа «Орск»
а - рама бескранового здания; *б* - рама кранового здания; *1* - рама; *2* - прогоны

Здания с рамами высотой 6,98 м – бескрановые, а 8,18 м – крановые. Использование этих конструкций практически возможно во всех климатических зонах России до IV снегового района и VII ветрового районов, в районах с сейсмичностью до 9 баллов и с расчетной температурой до -65°С. Расход стали на каркас здания с рамными конструкциями приведен в табл.11.10.

Таблица 11.10. Расход стали в кг/м^2 для бескранового и кранового зданий размером 24×36 м (в III снеговом и VII ветровом районах)

Пролет здания, м	Высота до низа конструкции ригеля, м	Расчетная вертикальная нагрузка, кПа	Рамы	Профилированный лист, прогоны, балки, стойки и ригели фахверка, вспомогательные элементы, вертикальные связи, подкрановые балки	Всего
Бескрановые					
24	6,33	2,72	21,6	17,57 (8,78)*	39,17 (30,38)
Крановые					
24	7,3	Кран Q =5 т 2,63	26,58	17,57+12	56,15

*При сопоставлении с рамами переменного сечения при равном количестве элементов.

Из конструкции типа «Орск» (шифр ТП 400-021-83) изготовляется здание (модуль), технико-экономические показатели которого следующие:

Размеры в плане, м ..... 24×36
Общий расход, т 50,4
То же, кг/м^2 58,3

Разработаны чертежи конструкций рам типа «Орск-2». В качестве дальнейшего совершенствования рамных конструкций с использованием ГСП разработаны рамы, имеющие наружные габариты сечения «Орск-1» с рамным креплением решетки поясов в стойках и ригелях. Конструкция может изготавливаться на тех же автоматизированных линиях на Орском ЗЛМК или любом современном заводе ЛМК. Технические возможности и технико-экономические показатели рамной конструкции «Орск-1» и «Орск-2» близки. Наличие сквозности в ригеле и стойках позволяет более компактно размещать технологические коммуникации.

11.3.5. Здания с пространственным решетчатым покрытием из прокатных профилей типа «Москва». Пространственное решетчатое покрытие для производственных зданий из прокатных профилей в виде складчатой структурной плиты на стадии КМ разработано совместно ЦНИИСК им.Кучеренко, ЦНИИпроектлегконструкция и УкрНИИпроектстальконструкция (экспериментальная серия 774-КМ). Деталировочные чертежи КМД разработаны совместно Житомирским заводом ограждающих конструкций и ПКБ РПО Укрстальконструкция. Специализированное производство этих конструкций освоено на Житомирском ЗОК.

Покрытие предназначено для применения в одно- и многопролетных отапливаемых зданиях с сеткой колонн 12×18 и 12×24 и высотой до низа несущих конструкций покрытия 4,8–10,8 м с неагрессивной и слабоагрессивной средами, возводимых в районах: I–VI по весу снегового покрова и I–VII по скоростному напору ветра, с расчетной сейсмичностью до 9 баллов и расчетной температурой наружного воздуха минус 40 °С и выше.

Конструкции допускают установку подвесного кранового оборудования грузоподъемностью до 3,2 т (рис.11.5*а*), а также обслуживание зданий опорными электрическими кранами грузоподъемностью до 20 т режимов работы до 6К (рис.11.5*б*). На покрытии могут устанавливаться зенитные фонари, дефлекторы, крышные вентиляторы и др.

Блоки покрытия размером в плане 18×12, 24×12 м разработаны под легкую рулонную кровлю с уклоном 1,5 % и представляют собой пространственную структурную конструкцию. Основными несущими элементами блока являются две пространственные трехгранные фермы, ориентированные вдоль пролета. Верхними поясами такой фермы служат два элемента двутаврового сечения, выполняющие одновременно функции прогонов для непосредственного опирания на них стального профилированного настила. Настил кроме ограждающих функций обеспечивает устойчивость верхних поясов в горизонтальной плоскости.

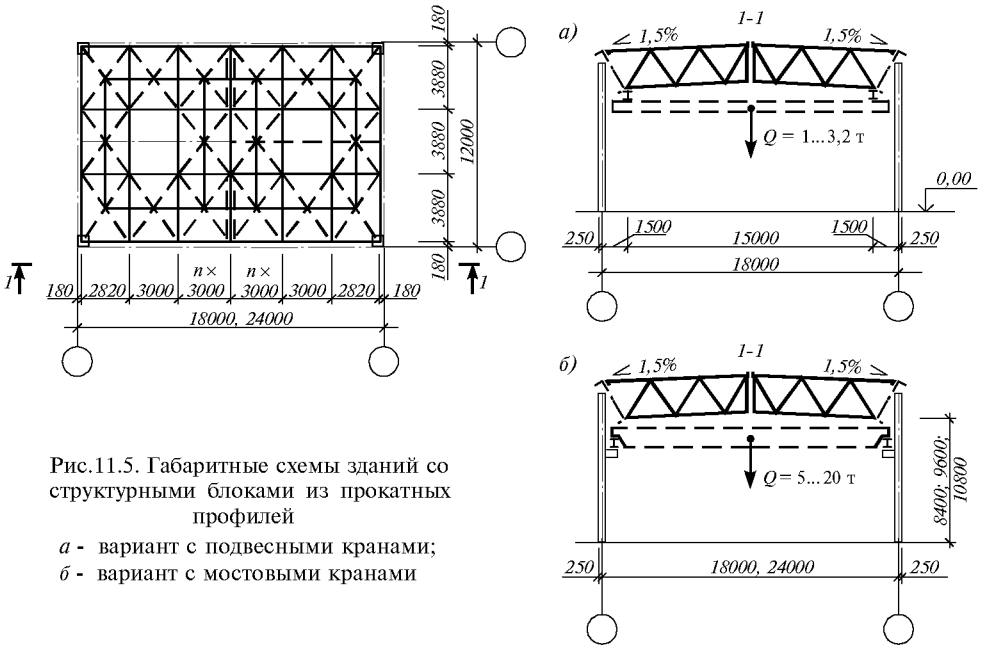


Рис.11.5. Габаритные схемы зданий со структурными блоками из прокатных профилей

а - вариант с подвесными кранами;

б - вариант с мостовыми кранами

Совместная работа двух пространственных ферм обеспечивается установкой в торцах и в середине пролета дополнительных (доборных) раскосов и поперечных поясных элементов. Все элементы блока, кроме верхних продольных поясов, выполняются из равнополочных уголков.

Блок собирается на стенде из плоскостных и линейных элементов заводского изготовления (рис.11.6). Работа блока при горизонтальных нагрузках обеспечивается поперечными поясными элементами верхнего пояса и диском, образованным профилированным настилом. Номенклатура структурных блоков по серии 774-КМ приведена в табл.11.11 и включает 12 типов в зависимости от пролета здания (18 или 24 м).

При расчете блоков приняты следующие постоянные нормативные нагрузки, Па:

Металлические конструкции	220 – 380
Профилированный настил	147
Пароизоляция	49
Утеплитель	325
Рулонный ковер	237
Гравийная защита	392
Итого:	1370 – 1530

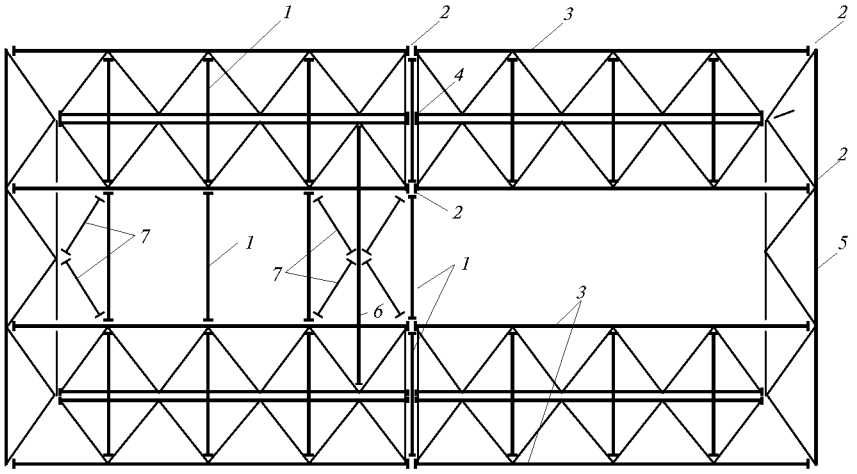


Рис.11.6. Монтажная схема блока «Москва» (пролетом 24м)
1 - распорки верхнего пояса; *2* - фланцевые соединения верхнего пояса; *3* - продольные полуфермы; *4* - фланцевые соединения нижнего пояса; *5* - торцевые фермы; *6* - затяжки нижнего пояса; *7* - доборные раскосы

В расчетной нагрузке кроме массы покрытия и воздействия подвесных кранов учтены вертикальные равномерно распределенные нагрузки от технологического оборудования и веса снегового покрова (полное и частичное загружения). При определении погонных нагрузок на средние и крайние балочные элементы верхнего пояса от массы кровли и снега учитывалась неразрезная схема работы профилированного настила. Коэффициент распределения этих нагрузок для средних поясов составил $K_1 = 1,1$, для крайних $K_1 = 0,4$. Расход стали на покрытие в зависимости от расчетной нагрузки приведен в табл.11.11.

Таблица 11.11. Расход стали на покрытие зданий типа «Москва»

Марка	Пролет, м	Расчетная вертикальная нагрузка, Па	Масса стали, кг	
			общая	1 м^2
СПМФ 24-360	24	3528	7064,1	24,5
СПМФ 24-450		4410	7787,1	27,0
СПМФ 24-540		5292	8658,7	30,0
СПМФ 24-630		6174	9798,1	34,0
СПМФ 18-300к	18	2940	4811,4	22,3
СПМФ 18-410к		4018	5051,4	23,4
СПМФ 18-520к		5096	5781,4	26,7
СПМФ 18-630к		6174	6573,6	30,4
СПМФ 24-360к	24	3528	7515,6	26,1
СПМФ 24-450к		4410	8430,0	29,3
СПМФ 24-510к		5292	9388,3	32,6
СПМФ 24-610к		5978	10057,8	34,9

Примечание. Для блоков с индексом «к» расчетная вертикальная нагрузка приведена за вычетом эквивалентной нагрузки от двух подвесных кранов грузоподъемностью 3,2 т.

11.3.6. Покрытия с применением стропильных и подстропильных ферм из прокатных профилей типа «Житомир». Стальные конструкции покрытий производственных зданий с фермами из прокатных профилей (экспериментальная серия, шифр 883665-КМ) разработаны ЦНИИСК им. Кучеренко и Донецким отделом ЦНИИпроектлегконструкция по заданию и под технологические возможности Житомирского завода ограждающих конструкций.

Конструкции предназначены для применения в отапливаемых зданиях с неагрессивной и слабоагрессивной средой, возводимых в I–V районах по весу снегового покрова, в I–VI районах по скоростному напору ветра, в районах с расчетными температурами наружного воздуха минус 40 °С и выше, с расчетной сейсмичностью до 7 баллов.

Конструкции покрытия могут применяться при следующих схемах и параметрах зданий: пролеты 18, 24 и 30 м; здания однопролетные и многопролетные без перепадов и с перепадами высот (в условиях I–IV снеговых районов); высота зданий до низа несущих конструкций покрытия 4,8; 6,0; 7,2; 8,4; 9,6 и 10,8 м; здания могут быть бесфонарные или с зенитными фонарями; шаг колонн по средним рядам 12 м , по крайним рядам 6 или 12 м (для однопролетных зданий допускается шаг колонн 6 м). Здания могут быть бескрановые или с мостовыми опорными кранами грузоподъемностью 20 т, режимов работы IK-6K. Предусмотрена возможность установки подвесного кранового оборудования грузоподъемностью до 3,2 т (при пролетах 18 и 24 м).

Конструкции разработаны под утепленную рулонную кровлю с уклоном 5 %. В качестве несущего и ограждающего элемента кровли используется стальной профилированный оцинкованный настил, укладываемый непосредственно по верхним поясам стропильных ферм.

Покрытие состоит из стропильных ферм, устанавливаемых, как правило, с шагом 4 м на колонны и подстропильные фермы пролетом 12 м или подстропильные балки (при шаге колонн 6 м), опирающиеся на колонны через стальные надколонники.

Для однопролетных зданий при небольших вертикальных нагрузках на покрытие допускается шаг колонн и стропильных ферм 6 м. При этом стропильные фермы опираются только на колонны через надколонники. Надколонники смежных колонн связаны распорками, передающими горизонтальные усилия на связи. В этом случае предлагается использование профилированного настила с высотой волны 114 мм. Крепление стоек торцевого фахверка осуществляется к верхнему и нижнему поясам стропильных ферм, крепление стоек продольного фахверка – к перекидной балке, расположенной между двумя смежными фермами в уровне верхнего пояса.

Стропильные фермы (рис.11.7) разработаны двухскатными, с горизонтальным нижним поясом и уклоном верхнего 5 %, с треугольной решеткой и нисходящими опорными раскосами. Высота ферм по осям поясов составляет: на опоре – 1530 мм; в коньке 2330 мм для пролетов 24 и 30 м и 2130 мм для пролета 18 м. В узлах укрупнительной сборки ферм в уровне верхнего пояса используются фланцевые соединения, в уровне нижнего пояса – соединения с накладками. В обоих случаях применяются болты нормальной точности М20. Подстропильные фермы (рис.11.8) разработаны с параллельными поясами, высота ферм в осях 1750 мм. Крепление элементов покрытия между собой и к надколонникам осуществляется на болтах, крепление надколонников к колоннам – на болтах и монтажной сварке.

Стальной профилированный настил помимо основных функций несущего и ограждающего элемента кровли, обеспечивает устойчивость верхних поясов стропильных ферм в горизонтальной плоскости, воспринимает и передает на связи и каркас горизонтальные нагрузки на покрытие за счет собственной продольной и сдвиговой жесткости. Настил принят длиной 12,05 м.

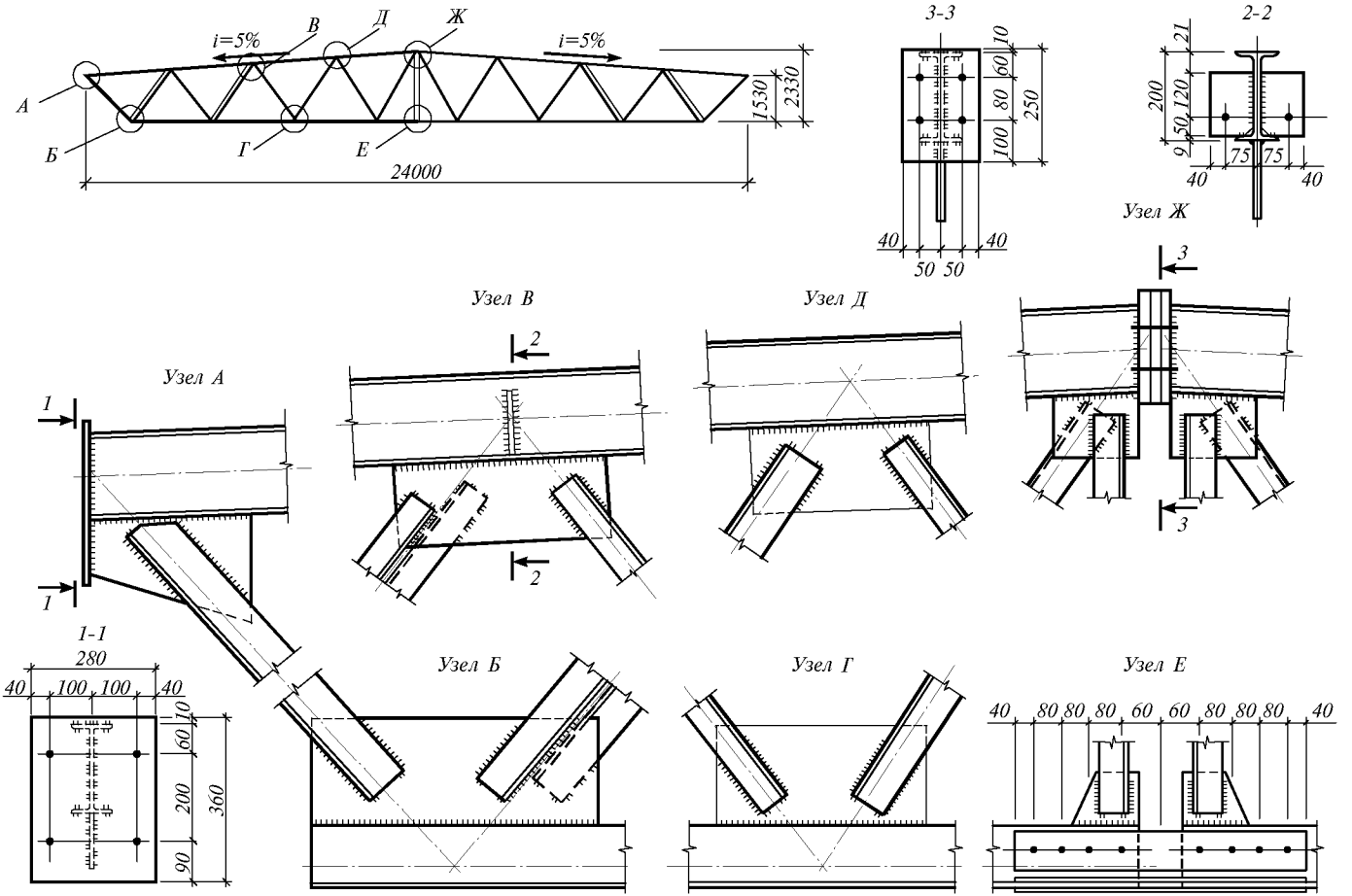


Рис.11.7. Стропильная ферма из прокатных профилей типа «Житомир» пролетом 24 м

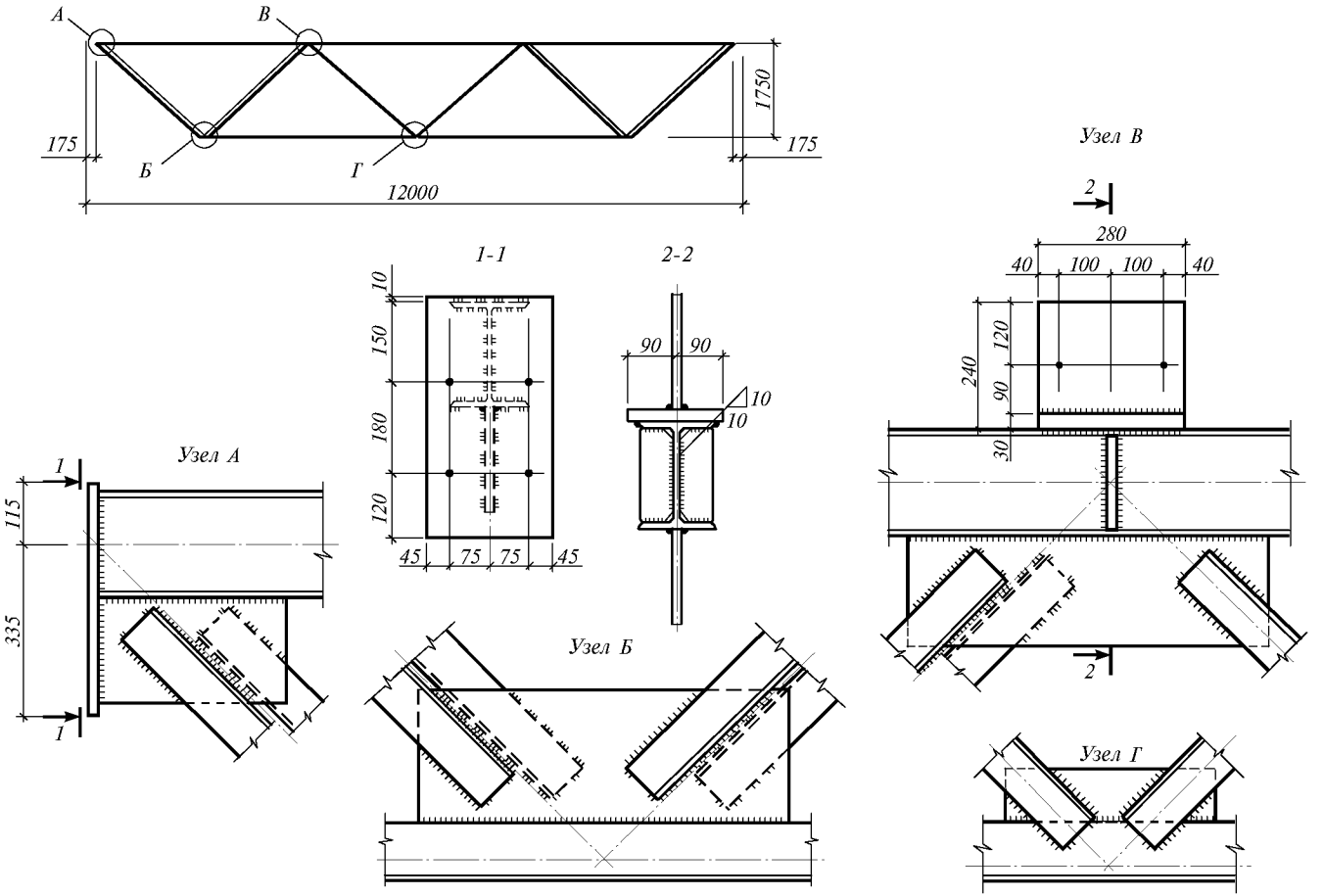


Рис. 11.8. Подстропильная ферма из прокатных профилей типа «Житомир» пролетом 12 м

Колонны здания имеют высоту на 900 мм больше, чем номинальная высота здания (высота до низа стропильных ферм). Для зданий применяются колонны по сериям 1.423.3-8 (выпуск 3) и 1.424.3-7 (выпуск 3) с уменьшением высоты на 450 мм. При применении ступенчатых колонн со сквозной нижней частью по действующим типовым сериям верхняя часть увеличивается на 900 мм. Привязка наружной грани стоек торцевого фахверка к осям рядов 250 мм.

Стропильные и подстропильные фермы рассчитаны как свободно опертые конструкции с учетом жесткости узлов элементов верхнего пояса по недеформированной схеме. При расчете конструкций покрытия приняты следующие постоянные нормативные нагрузки, Па

собственный вес ферм..... 190 – 280
стальной профилированный настил..... 147
пароизоляция..... 49
утеплитель..... 255
рулонный ковер..... 237
гравийная защита 392
Итого: ..... 1270 – 1360

При определении погонной нагрузки на подстропильные фермы от массы кровли и снега учитывается неразрезная схема работы профилированного настила введением коэффициентов $K=1{,}1$ (при шаге ферм 4 м) и $K=1{,}25$ (при шаге ферм 6 м) .

Проектирование покрытия для эксплуатационных условий, отличающихся от принятых в расчете, осуществляется с помощью таблиц эквивалентных нагрузок. Подбор ферм проводится путем сравнения, с одной стороны, суммы эквивалентных нагрузок на конструкцию, принятых с соответствующими коэффициентами сочетаний, и расчетной несущей способности фермы – с другой. По данным института ВНИПИпромстальконструкция трудоемкость монтажа покрытия составляет 0,73 чел.час/м^2. Расход стали на покрытие с шагом стропильных ферм 4 м в зависимости от расчетных эксплуатационных нагрузок и пролетов здания приведен в табл.11.12.

Таблица 11.12. Расход стали на покрытие со стропильными фермами из прокатных профилей типа «Житомир» (шаг ферм 4 м)

Пролет здания, м	Расчетная нагрузка на покрытие		Расход стали на 1 м^2 покрытия, кг					
	на единицу длины фермы, кН/пм	распределенная, кПа	Стропильных ферм	Надколонников	Подстропильных ферм	Связей, контурных балок и консолей продольного фахверка	Профилированного настила	Всего
18	20	5,0	11,97	0,68	6,03	3,57	12	34,25
	24	6,0	13,84	0,68	6,64	3,57		36,73
	29	7,25	15,57	0,68	7,21	3,57		39,03
24	16,5	4,13	13,26	0,53	4,60	3,18	12	33,57
	19	4,75	14,78	0,53	5,03	3,18		35,52
	22	5,5	16,97	0,53	5,43	3,18		38,11
	26	6,5	19,84	0,53	5,87	3,18		41,42
30	17,3	4,3	20,10	0,43	4,06	3,22	12	39,81
	20	5,0	24,15	0,43	4,78	3,22		44,58

Примечание: Расход стали на покрытие определен для температурного отсека размером 144×144 м при пролетах 18 и 24 м и размером 144×150 м при пролете 30 м.

11.3.7. Здания и покрытия из конструкций типа «Алма-Ата».

11.3.7.1. *Здания из конструкций типа «Алма-Ата»*. Конструкции типа «Алма-Ата» представляют собой рамные каркасы из двутавров с тонкими гофрированными стенками для одноэтажных зданий многоцелевого назначения и разработаны институтом Казпроектстальконструкция (шифры 9-Ф88-КМ, 400-032.23.87, 400-033с.23.87). Они предназначены для применения в одноэтажных одно- и двухпролетных отапливаемых зданиях пролетами 18 м, возводимых в I – III снеговых и ветровых районах, в районах с сейсмичностью до 9 баллов, при расчетной температуре наружного воздуха -40 °С и выше с неагрессивной и слабоагрессивной средой.

Каркас однопролетного здания представлен на рис.11.9. Размеры здания в плане 18×48 м. Высота рам 6600 мм; шаг колонн – 6,0 м. Здание может быть бескрановым или иметь один подвесной кран грузоподъемностью 3,2 т. Здание имеет поперечные рамы с жесткими узловыми соединениями колонн с ригелем и фундаментами. Колонны каркаса выполнены из широкополочных двутавров а ригели – из сварных двутавров с тонкой поперечно гофрированной стенкой сечением 720×3 мм. В целях снижения металлоемкости и нагрузок на фундаменты предусмотрено регулирование изгибающих моментов в раме. В торцах здания роль поперечных рам выполняют колонны торцевого фахверка, двутавровые балки пролетом 6 м и вертикальные связи. Конструкции покрытия разработаны под мягкую кровлю с уклоном 1,5 % с минераловатным утеплителем, уложенным по профилированному настилу, который опирается на прогоны из горячекатаных швеллеров, расположенных с шагом 3 м.

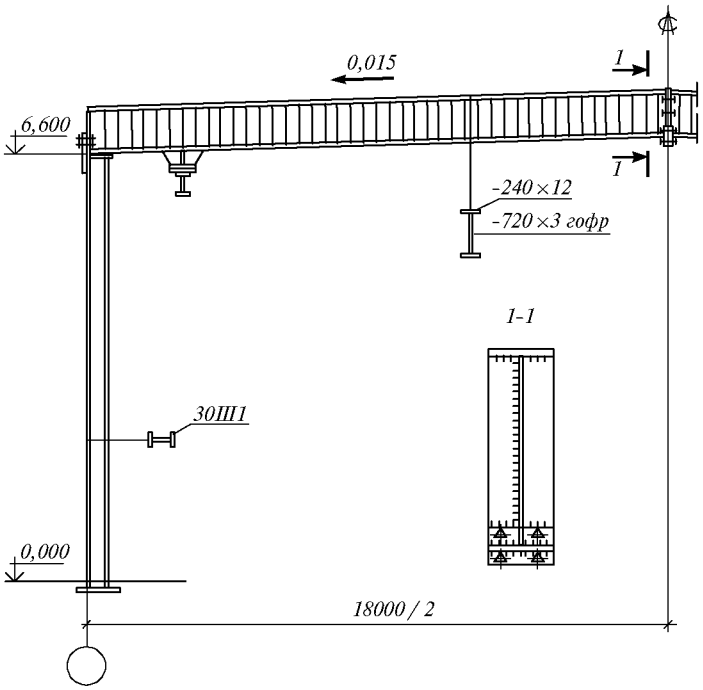


Рис.11.9. Поперечная рама каркаса однопролетного здания типа «Алма-Ата»

Пространственная жесткость каркаса обеспечивается диском профилированного настила, а во время монтажа поперечными связями по верхним поясам ригелей у торцов здания, выполненными из гнутосварных замкнутых профилей.

Вертикальные связи по колоннам запроектированы из одиночных уголков и установлены в одной панели по длине здания. Сейсмостойкость зданий в продольном направлении обеспечивается установкой в крестовые связи по колоннам специальных энергопоглощающих элементов сдвигового типа, работающих в упругопластической стадии при землетрясениях расчетной интенсивности

Расчетная схема несущих конструкций каркаса – однопролетная рама с жесткими узловыми соединениями колонн с ригелем и фундаментами в процессе эксплуатации и с шарнирными соединениями ригеля с колоннами в начальной стадии монтажа, когда производится регулирование изгибающих моментов в элементах рамы. Расчетная вертикальная нагрузка от собственного веса покрытия составляет 1,39 кН/м^2, от стеновых панелей – 72,5 кг/м^2 площади стены.

Расход стали на каркас здания с рамными конструкциями типа «Алма-Ата» приведен в таблице 11.13.

Таблица 11.13. Расход стали на каркас однопролетного здания с рамными конструкциями типа «Алма-Ата»

Пролет м	Крановое оборудование	Масса стали, кг/м^2 площади здания		
		рамы	профилированный настил, фахверк, связи, прогоны, ригели, пути подвесных кранов	Всего
18,0	без крана	22,0	24,2	46,2
	с краном Q = 3,2 т	22,0	32,7	54,7

Каркас двухпролетного здания изображен на рис.11.10. Размеры здания в плане (2×18)×72 м, высота рамы 8400 мм, шаг колонн 6 м. Кровля двухскатная с зенитными фонарями. Каждый пролет оборудован двумя подвесными кранами грузоподъемностью 3,2 т группы режимов работы 3К, или двумя мостовыми кранами грузоподъемностью 10 т общего назначения группы режимов работы 1К–5К. Каркас здания выполнен из двухпролетных рам с жесткими защемлениями колонн в фундаментах, жесткими соединениями крайних колонн с ригелем и шарнирным опиранием неразрезного ригеля на среднюю колонну.

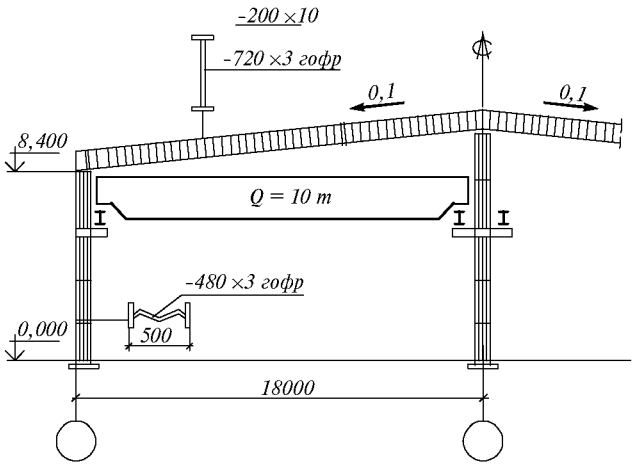


Рис.11.10. Поперечная рама каркаса двухпролетного здания типа «Алма-Ата»

Кровля здания двухскатная с уклоном 1:10 выполняется из трехслойных панелей, уложенных по прогонам из горячекатаных швеллеров. Система связей по покрытию состоит из поперечных горизонтальных связей у торцов здания, расположенных в плоскости верхних поясов ригелей рам и распорок по каждому ряду колонн, выполняемых из замкнутых гнутосварных профилей. Нижние пояса ригелей раскреплены из плоскости подкосами. Продольная жесткость каркаса обеспечива-

ется вертикальными связями по каждому ряду колонн, выполненными из угловой стали и из замкнутых гнутосварных профилей. В сейсмических районах в связях по колоннам устанавливаются энергопоглотители сдвигового типа. Ригель и колонны рамы с тонкими гофрированными стенками рассчитаны на прочность и устойчивость по методике, разработанной в Казпроектстальконструкция. Расход стали на каркас зданий, строящихся в III снеговом районе приведены в таблице 11.14.

Таблица 11.14. Расход стали на каркас здания с рамными конструкциями типа «Алма-Ата»

Пролет м	Крановое оборудование	Масса стали, кг/м^2 площади здания		
		рамы	профилированный настил, фахверк, связи, прогоны, ригели, пути подвесных кранов	Всего
2×18,0	подвесные краны	21,8	21,4 * / 22,0	43,2 * / 43,8
	мостовые	21,0	22,9 * / 23,5	43,9 * / 44,5

*) В числителе масса стали для зданий, строящихся в несейсмических районах, в знаменателе – в 9 бальном сейсмическом районе.

Изготовление конструкций системы «Алма-Ата» осуществляется на обычном оборудовании заводов строительных металлоконструкций с введением в технологическую линию установки для ротационного гофрирования стенки балок – ригелей рам.

11.3.7.2. *Покрытия со стропильными балками системы «Алма-Ата».* Как показали проектные разработки, весьма экономичная и технологичная конструктивная форма ригеля в виде сварного двутавра с тонкой гофрированной стенкой, использованная в рамных каркасах одно- и двухпролетных зданий пролетом 18 м, может быть успешно применена при возведении покрытий одноэтажных производственных зданий с широким диапазоном строительных параметров.

Выявленные технические возможности практического использования таких покрытий приведены в табл.11.15.

Таблица 11.15

Тип конструкций	Нормативная снеговая нагрузка, Па	Сейсмичность, балл	Расчетная температура, °С	Подвесные краны, т	Мостовые краны, т	Светоаэрационные фонари	Возможность пропуска коммуникаций в пределах высоты покрытия	Наличие перепадов в профиле здания	Крышные вентиляторы	Разделительные перегородки на всю высоту помещения
Покрытия системы «Алма-Ата»	500 – 2500	6	до -40°С	до 5,0	до 50	–	до 0,5	+	+	–
Рамные каркасы системы «Алма-Ата»	500 – 1000	6 – 9	до -40°С	до 3,2	10,0	–	до 0,5	–	+	–

Ограждающие конструкции покрытий и стен, оконные переплеты, заполнение ворот при применении системы «Алма-Ата» те же самые как и для других типов зданий из ЛМК.

Конструкции покрытия разработаны для применения в одноэтажных производственных зданиях, возводимых в I–V снеговых и I–IV ветровых районах, в районах с расчетными температурами наружного воздуха -40°С и выше и с расчетной сейсмичностью 6 баллов.

Покрытия могут применяться в одно- и многопролетных (при любых сочетаниях пролетов) бесфонарных зданиях или с зенитными фонарями без перепадов и с перепадами высот покрытий, при пролетах зданий 18,24 и 30 м , высоте здания до низа стропильных ферм не более 18 м, шаге колонн по крайним рядам 6 и 12 м, по средним – 12 м.

Здания могут быть бескрановыми, с мостовыми кранами всех режимов работы (кроме 8К) грузоподъемностью до 50 т, а также с подвесными кранами грузоподъемностью до 5,0 т (при пролетах 18 м во всех снеговых районах), до 3,2 т (при пролете 24 м в I–IV снеговых районах) и при пролете 30 м в I и II снеговых районах.

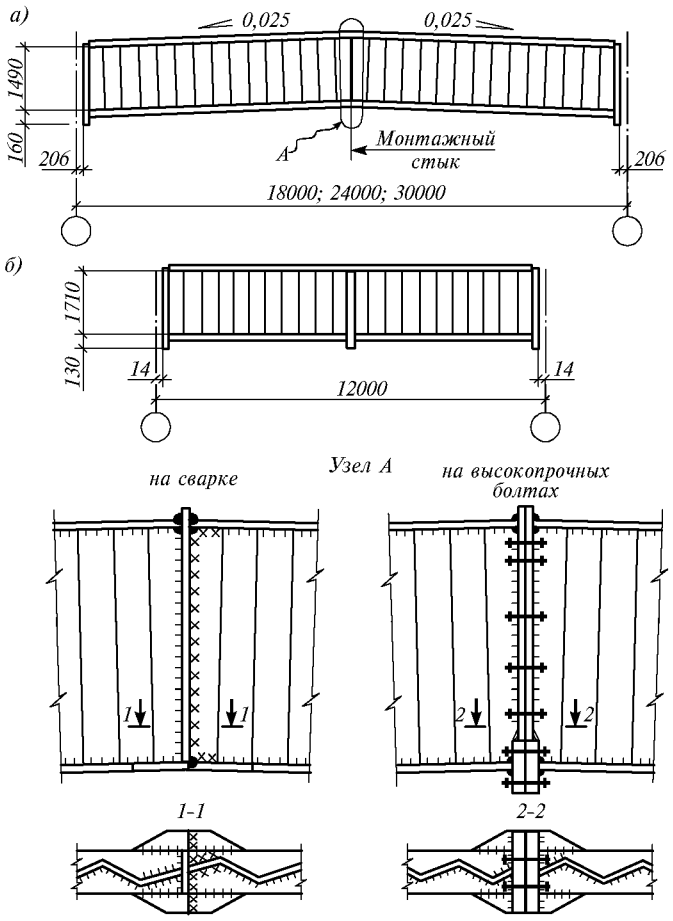


Рис.11.11. Стропильные балки пролетом 18, 24 и 30 м (*а*) и подстропильная балка пролетом 12 м (*б*) с гофрированными стенками

Чертежи конструкций покрытия разработаны под утепленную рулонную кровлю с уклоном 2,5 %. В качестве несущего элемента кровли использован стальной профилированный настил, укладываемый по прогонам. Шаг стропильных балок принят 6 м. При шаге колонн 12 м и шаге балок 6 м по колоннам устанавливаются подстропильные балки. Опирание балок друг на друга и на колонны шарнирное. Опирание стоек торцевого и продольного фахверка на конструкции покрытия предусматриваются в узлах горизонтальных связевых ферм по нижним поясам балок. Монтажные узлы стропильных балок осуществлены на фланцах с высокопрочными болтами или на сварке (рис.11.11).

Подстропильные балки разработаны также как и ригели сварными двутаврового сечения с параллельными поясами пролетом 12 м. Высота гофрированной стенки балок 1710 мм при толщине 3,0 и 4,0 мм. Опорные стойки запроектированы из сварных двутавров. По верхним поясам балок с шагом 3 м укладываются прогоны сполошного сечения из горячекатаных швеллеров. Крепят их к балкам болтами при помощи коротышей из уголка или листа.

Устойчивость конструкций покрытия обеспечивается системой вертикальных и одним ярусом горизонтальных связей в плоскости нижних поясов балок, а также диском профилированного настила, который в связевых шагах покрытия, где расположены поперечные горизонтальные связевые фермы, прикрепляется метизами на всех опорах в каждой волне и с шагом комбинированных заклепок в продольных стыках настила через 250 мм. Вертикальные связи по крайним рядам колонн и в пролетах располагаются в местах размещения поперечных связевых ферм по нижним поясам стропильных балок.

При расчете конструкций применялись следующие значения расчетных нагрузок (Па) от веса покрытия при $\gamma=0,95$:

на профилированный настил..... 1250
на прогоны..... 1350
на стропильные балки 1450
(без массы стропильных балок)
на подстропильные балки 1750
(без массы подстропильных балок)

Допускаемые расчетные нагрузки и сортамент стропильных и подстропильных балок определены исходя из несущей способности стенки на срез, расчетная длина верхнего пояса из плоскости стропильных балок принята 3 м.

Верхние пояса подстропильных балок развязаны сплошным диском профилированного настила покрытия.

Расход стали на покрытие приведен в таблице 11.16.

Таблица 11.16. Расход стали на покрытие со стропильными балками с гофрированными стенками (шаг балок 6 м)

Пролет здания, м	Расчетная нагрузка на покрытие		Расход стали в кг/м^2						
	на единицу длины фермы, кН/м	распределенная, кПа	стропильных ферм	подстропильных балок	прогонов	связей	опорных стоек	профилированного настила	Всего
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
18	14,3 – 19,5	2,38 – 3,25	12,50	6,62	5,79	3,08	1,04	9,90	38,93
	23,5 – 28,2	3,92 – 4,70	13,108	6,93 – 7,13	6,71	3,08	1,04	9,90	40,84 – 41,04
	31,5 – 36,8	5,25 – 6,13	13,78 – 19,85	7,33 – 7,62	6,71	3,08	1,04	9,90	41,84 – 43,3
	40,6 – 46,4	6,77 – 7,73	15,55 – 17,64	8,67 – 9,21	6,71	3,08	1,04	9,90	44,95 – 47,58
	50,7	8,45	18,48	9,60	6,71	3,08	1,04	9,90	48,81

Продолжение табл.11.16

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
24	11,7 – 18,6	1,95 – 3,10	12,96 – 13,92	5,14 – 5,52	5,31 – 6,08	2,6	0,81	9,90	36,67 – 38,78
	20,6 – 28,4	3,43 – 4,73	14,63 – 17,39	5,66 – 6,62	6,08 – 7,05	2,55	0,81	9,90	39,63 – 38,32
	30,4 – 37,2	5,07 – 6,20	18,23 – 21,25	6,94 – 7,30	7,05	2,55	0,81	9,90	45,48 – 48,86
	40,2 – 47,0	6,70 – 7,83	22,28 – 26,50	7,54 – 7,60	7,05	2,55	0,81	9,90	50,13 – 54,41
	50,0	8,33	27,55	7,65	7,05	2,55	0,81	9,90	55,51
30	10,8 – 14,7	1,80 – 2,45	15,08 – 16,92	4,52 – 4,74	5,50 – 6,25	2,85	0,67	9,90	38,51 – 41,53
	15,7 – 17,6	2,62 – 2,93	17,25 – 18,81	4,74 – 5,36	6,25	2,85	0,67	9,90	41,66 – 43,84
	19,6 – 21,6	3,27 – 3,60	19,70 – 21,39	5,36 – 5,62	6,25 – 7,25	2,85	0,67	9,90	44,73 – 47,68
	23,5 – 27,4	3,92 – 4,57	22,44 – 25,90	5,62 – 6,04	7,25	2,85	0,67	9,90	48,73 – 52,61
	29,4 – 30,4	4,90 – 5,07	26,52 – 27,67	6,04 – 6,10	7,25	2,85	0,67	9,90	53,23 – 54,44

11.3.8. Здания из арочных конструкций с применением гнутых профилей. В отечественной практике строительства гнутые профили применяются в арочных покрытиях двух типов: каркасных с различным видами кровли и бескаркасных, совмещающих несущие и ограждающие функции покрытия.

Каркасные здания. В ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова разработаны стальные конструкции неотапливаемых зданий многоцелевого назначения пролетом от 9 до 30 м с каркасом из арок составного двутаврового сечения с объемно-формованной стенкой (рис.11.12). Стенка арок выполняется из оцинкованной (алюминированной) стали толщиной 1 мм, пояса – из листовой стали толщиной 5 мм. По аркам устанавливаются холодногнутые прогоны зетообразного сечения из оцинкованной (алюминированной) стали толщиной 1 мм.

По прогонам укладывается кровля из криволинейных профилированных листов настила с высотой гофров 20 мм. Материал кровли – атмосферостойкая сталь толщиной 0,6 мм. Обшивка торцов и ворот – также из объемно-формованной атмосферостойкой листовой стали толщиной 0,6 мм. Фахверк торцевых стен и монтажные связи выполняются из холодногнутых профилей и унифицированных штампованных элементов из стали толщиной 2–3 мм. Общий расход стали на здание пролетом 15 м – 22,4 кг/м^2, в том числе 10,2 кг/м^2 на каркас.

Все основные конструктивные элементы здания унифицированы. Арки пролетом 9 м имеют стрельчатое очертание, арки пролетом 12 м сегментное, пролетом 12 и 18 м – круговое, пролетом 21–30 м – овальное, полученное в результате сопряжения нескольких круговых секций разных радиусов.

Арки пролетом 15 и 18 м имеют высоту сечения 360 мм, арки пролетом 24,27 и 30 м имеют высоту сечения 560 мм. Устойчивость нижних поясов арок и здания в целом обеспечивается системой подкосных связей. Пролеты настила и шаг прогонов приняты из условия равенства как опорных моментов, так и реактивных опорных давлений от настила. Погонная нагрузка на прогоны одинакова на всей площади покрытия. Выравнивание расчетного момента для настила и прогонов достигается

их неразрезностью, обеспеченной с помощью нахлеста в монтажных стыках. С этой же целью прогоны имеют консольные свесы после крайних арок.

Шаг арок принимается различным от 3 до 6 м в зависимости от снеговой нагрузки, что позволяет выполнять арки из одинаковых профилей. Регулирование шага арок, прогонов и несущей способности настила в зависимости от основного сочетания нагрузок для I–III снеговых и I–IV ветровых районов дает возможность снизить металлоемкость на 15–30% по сравнению с наиболее прогрессивными аналогами, освоенными в массовом строительстве, и одновременно предельно унифицировать все основные элементы здания (арки, прогоны, связи, настил кровли) и поставлять их комплектно.

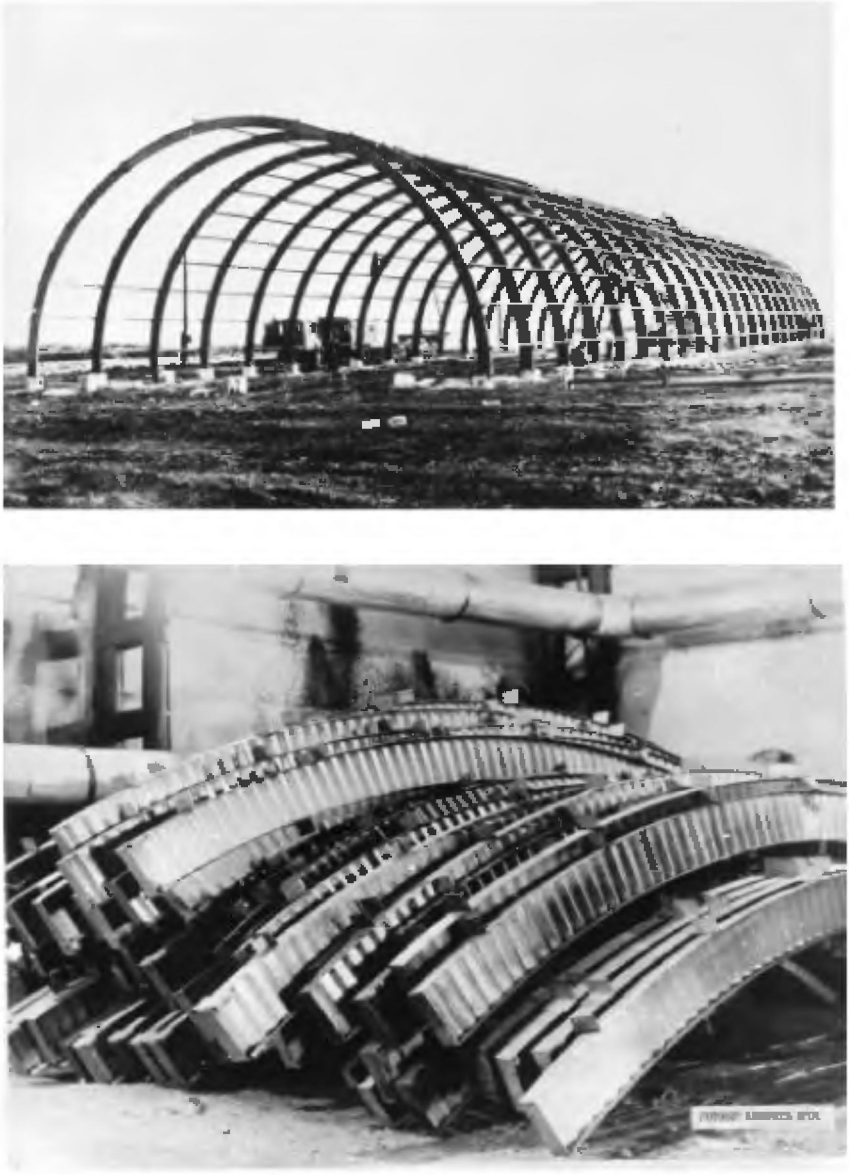


Рис.11.12. Полуцилиндрические покрытия с каркасом из арок
вверху - общий вид монтажа каркаса; внизу - элементы арок с гофрированной стенкой

Липецкий отдел ЦНИИпроектлегконструкция осуществил разработку и внедрение арочных неотапливаемых зданий пролетом 15 м площадью 920 м^2 для хранения сельскохозяйственных продуктов и техники. Сооружение представляет собой полуцилиндрическое укрытие высотой 7,5 м в коньке (рис.11.13). Каркас покрытия выполнен из арок с тонкой гофрированной стенкой. Формообразование криволинейной стенки осуществляется за счет изменения ширины и высоты гофр по высоте стенки в процессе изготовления на специализированной линии.



Рис.11.13. Интерьер здания размером 15×60 м в плане

Кровля выполняется из оцинкованной стали толщиной 0,8 мм по прогонам, расположенным через 3 м (разработаны два варианта прогонов – деревянные и стальные).

Расход стали для арочного здания приводится в табл.11.17.

Таблица 11.17

Вид конструкции	Расход стали	
	всего, т	на 1 м^2, кг
Арки	6,7	7,3
Стальные прогоны	5,0	5,4
Кровля	10,0	11,0
Торцевые стены	2,1	2,3
Связи	1,4	1,9
Всего:	25,2	27,9

Для варианта с деревянными прогонами расход пиломатериалов на здание составит 15 м^3, расход стали снизится на 5,0 т. Массовое производство таких зданий освоено на РТП «Сырское» в г. Липецке, где с 1987 г. ежегодно выпускается более 200 зданий, которые эксплуатируются в Ростовской и Липецкой областях, а также на Сахалине.

В ЦНИИпроектстальконструкции разработаны металлоконструкции арочного неотапливаемого здания с размерами 16×36 м с тентовым покрытием для хранения зерна, сена, сельскохозяйственной техники. Здание рассчитано на вес снегового покрова для II района и ветровое давление для III района.

Основным конструктивным элементом каркаса являются двухшарнирные арки ломаного очертания (рис.11.14). Арки сквозного решетчатого сечения, расположенные с шагом 3 м, собираются на монтаже из восьми сварных секций, соединенных между собой болтами М16 на фланцах. Пояса арки выполнены из гнутого швеллера 100×50×3, решетка – из гнутого одиночного уголка 50×3, развернутого под углом 45° к оси арки. Концы каждого уголка размолкованы до размера по ширине 92 мм.

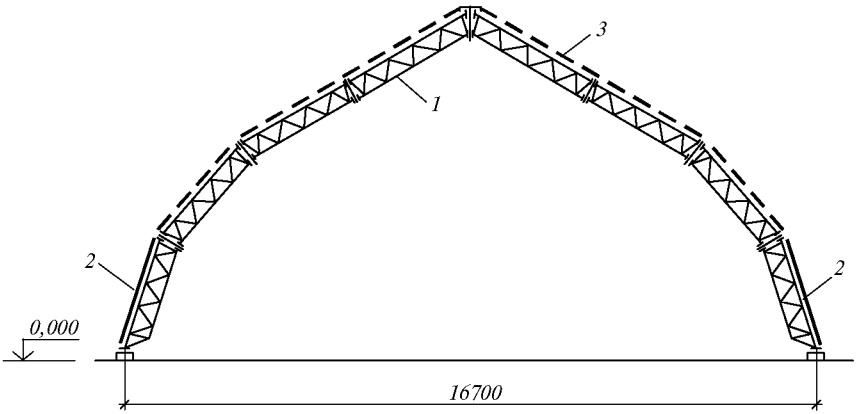


Рис.11.14. Поперечный разрез арочного здания с тентовым покрытием
1 - арка; *2* - профилированный настил; *3* - тент

По всему периметру здания до отметки +3,0 м в качестве ограждения используется профилированный стальной настил, выше – тентовый материал.

Устойчивость каркаса обеспечивается жесткостью арок, системой поперечных связей и распорок по аркам. Поперечные связевые фермы расположены в уровне средней линии арок у торцов здания. Все металлоконструкции защищены от коррозии двумя слоями эмали толщиной 55 мкм. Расход стали на 1 м^2 площади здания составляет 20,5 кг.

Бескаркасные здания. В Укрниипроектстальконструкции разработаны складчатые бескаркасные конструкции покрытий арочного типа пролетом от 12 до 60 м из гнутых элементов (рис.11.15). Здания собираются из унифицированных элементов, изготовленных из стальной прямоугольной заготовки толщиной 1,4–2 мм путем

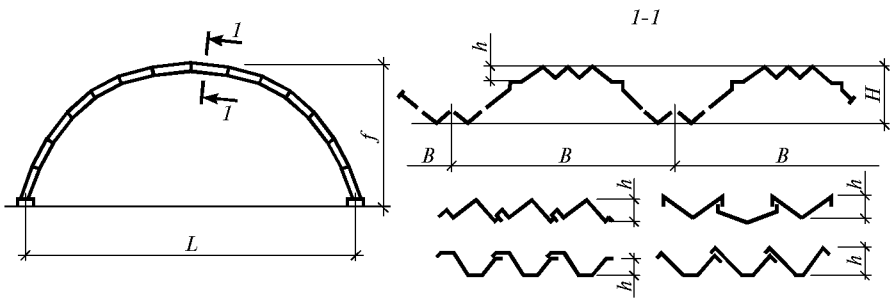


Рис.11.15. Складчатые бескаркасные здания. Варианты раскладки складчатых элементов

профилирования и перегиба ее посередине длинной стороны на определенный угол и отбортовки краев на 50 – 70 мм. Исходный материал – листовая малоуглеродистая сталь или деформируемые алюминиевые сплавы Амг3 – Амг6. Покрытия пролетами 12 и 18 м собирают из одноволновых элементов уголкового сечения, соединяемых в поперечном направлении с помощью отгибов нижележащих панелей, а в продольном направлении – вертикально или наклонно расположенными отгибами.

Покрытия пролетами 24 и 36 м собирают из элементов тех же размеров, но расположенных в определенном сочетании. В большепролетных покрытиях данной конструкции элементы уголкового сечения размещены на расстоянии друг от друга и соединены между собой тонкостенными листовыми вставками с гофрами, способными работать на сдвиг. В результате образуется единая складчатая оболочка, состоящая из разновысоких складок. Расход стали для зданий пролетом 12 – 36 м – от 15,2 до 40 кг/м^2.

Элементы нижнего ряда покрытия крепятся к фундаментам на болтах через фланцы, приваренные к торцам элементов. Вдоль здания смежные отбортованные элементы тоже соединяют болтами. Торцы здания закрываются подобными унифицированными элементами.

Для изготовления элементов используют простейшее стандартное оборудование. Листы профилируют либо приставкой уголковой формы к гильотинам, либо на прессе ударного действия. Все операции по изготовлению профилированных элементов могут быть механизированы, особенно при организации изготовления на поточных линиях.

Благодаря уголковой форме и отсутствию выступающих деталей профилированные элементы комплектно вкладываются один в другой по 10 – 15 шт. и транспортируются любым видом транспорта.

Складчатые здания можно утеплять как в заводских условиях, так и непосредственно при монтаже. Наиболее целесообразно утепление выполнять напениванием полиуретана из специального пистолета-распылителя на внутреннюю поверхность готового здания. В складчатых зданиях можно устанавливать подвесное подъемно-транспортное оборудование типа тельферов или кран-балок грузоподъемностью до 2 т, закрепляя подвесные пути к стыковым фланцам складок.

Монтаж зданий, благодаря незначительной массе элементов (30 – 75 кг), можно выполнять с использованием легких грузоподъемных механизмов или вручную с подмостей.

Опыт показал, что в условиях, когда необходимо быстро смонтировать инвентарное здание многоцелевого назначения (торговый павильон, хранилище, ремонтную мастерскую и т.п.) наиболее эффективны бескаркасные арочные конструкции, применение которых позволяет сократить сроки, трудоемкость и стоимость возведения зданий.

В связи с этим сборно-разборные бескаркасные здания из легких металлических конструкций находят широкое применение несмотря на то, что их удельная металлоемкость в ряде случаев больше, чем у стационарных зданий из типовых конструкций.

В ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова совместно с рядом научно-исследовательских и производственных организаций Минтрансстроя СССР разработано и испытано быстромонтируемое сборно-разборное здание типа «Волна-360» пролетом 12 и длиной 30 м с бескаркасным арочным покрытием и торцевыми стенами из волнистых оцинкованных листов (рис.11.16, 11.17).

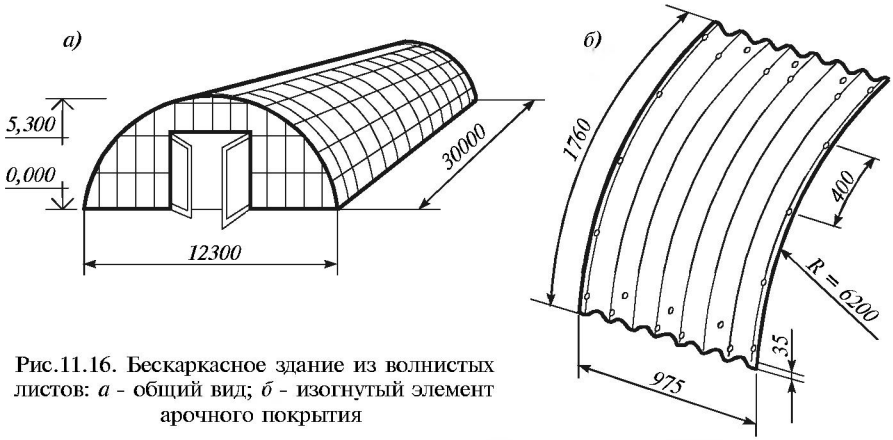


Рис.11.16. Бескаркасное здание из волнистых листов: *а* - общий вид; *б* - изогнутый элемент арочного покрытия



Рис.11.17. Монтаж здания «Волна-360»

Неотапливаемое бескрановое здание предназначено для районов с расчетной температурой воздуха не ниже -40°С, с сейсмичностью не более 6 баллов, при нормальной снеговой нагрузке не более 100 кг/м^2 и ветровом давлении не более 50 кг/м^2.

Основными элементами покрытия и торцевых стен являются волнистые листы с синусоидными гофрами высотой 35 мм из стали марки 09Г2Д толщиной 2–2,5 мм, длиной 1760 мм, шириной 975 мм с антикоррозионным покрытием цинком толщиной не менее 20 мкм на каждой стороне листа. Торцевые листы выполняются плоскими, листы покрытия изогнуты по дуге радиусом 6,2 м. Листы соединяются друг с другом внахлест с помощью болтов диаметром 16 мм. Квадратные шайбы, применяемые для болтовых соединений листов, имеют специальную форму – плоско-выпуклую и плоско-вогнутую. Метизы крепления (болты, гайки, шайбы) подвергаются гальваническому цинкованию с толщиной покрытия 6–25 мкм.

Для повышения жесткости конструкции покрытия в нескольких поперечных сечениях здания, расположенных в средней его трети, установлены затяжки. Они

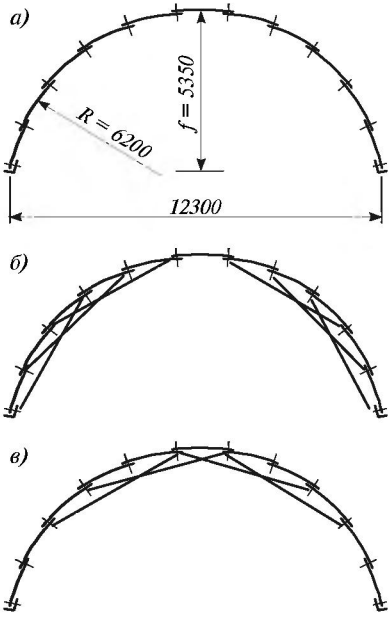


Рис.11.18. Варианты поперечного сечения здания «Волна-360»
а - без затяжек; *б* - с регулярной системой затяжек; *в* - с затяжками по принципу Шухова

выполняются составными по длине из двух прутков и муфты натяжения. Затяжки расположены по принципу Шухова, обеспечивающему наибольший эффект повышения жесткости при несимметричных нагрузках на покрытие (рис.11.18). После натяжения затяжек производят полистовой монтаж торцевых стен, одна из которых глухая, а в другой предусмотрены распашные ворота. Глухая стена усилена каркасом из стоек и ригелей фахверка, выполненных из одиночных швеллеров.

Серийный выпуск зданий «Волна-360» освоен по техническим условиям на Мышегском заводе ПО «Транснерудпром» Минтрансстроя. Сравнение технико-экономических показателей здания «Волна-360» с аналогами пролетом 12 м показало, что при одинаковом расходе стали (40–45 кг/м^2) трудозатраты на изготовление и монтаж здания «Волна-360» на 15–17% ниже при значительно меньших транспортных расходах.

Полуцилиндрические своды пролетом от 12 до 21 м, разработанные ВПО «Промтеплица», монтируют из длинномерных гнутых профилей арочного очертания на пролет (рис.11.19).



Рис.11.19. Бескаркасное здание из гнутых профилей: однослойные фрагменты покрытия во время испытания

Такие профили длиной до 28 м изготавливают непосредственно на строительной площадке с помощью передвижного профилегибочного агрегата на базе трей-

лера с прицепом. На этом агрегате сначала прокатывают прямолинейные гофрированные профили корытообразного сечения шириной 300 и высотой 114 мм, а затем их изгибают по дуге окружности требуемого радиуса для образования цельных арочных элементов на пролет. Материал профилей – оцинкованная рулонная сталь толщиной 0,8 – 1,0 мм и шириной 600 мм с пределом текучести 230 – 360 МПа и относительным удлинением 20 – 22%. Производительность гибочного стана – до 18 м готового профиля в мин.

Монтаж покрытия укрупненными блоками осуществляет бригада из 10 – 12 чел. с помощью автокрана. В каждом блоке 5 – 6 арочных элементов соединяют на земле продольными краями без метизов с помощью фальцегибочной машинки с электрическим приводом. Установленные в проектное положение блоки соединяют друг с другом вдоль продольных свободных краев с помощью такой же машинки. В холодных покрытиях арочные элементы располагают в один слой, в утепленных покрытиях – в два слоя с зазорами около 100 мм между ними, причем на внутренний ряд профилей напыляют слой пенополиуретана. Торцевые стены выполняют из прямолинейных профилей корытообразного сечения, соединенных фальцевыми стыками такой же конструкции, как в покрытии. Расход стали на 1 м^2 здания с однослойными ограждающими конструкциями составляет от 21 до 26 кг, для зданий с утепленным трехслойным покрытием – от 35 до 45 кг.

Испытания и расчет показали, что при пролетах 18 – 21 м область применения данной конструкции покрытия ограничена I – II снеговыми и I – III ветровыми районами. С уменьшением пролета область применения таких конструкций расширяется, но возрастает удельный расход стали на м^2 площади здания.

11.3.9. Здания из конструкций типа «Тагил». Среди множества разработок новых решений каркасов одноэтажных зданий многоцелевого назначения заслуживает внимания конструкция покрытия типа «Тагил», которая предусматривает как блочный, так и поэлементный монтаж и при этом обеспечивается снижение расхода стали на 7 – 12 %, сокращается трудоемкость изготовления и монтажа. Металлоконструкции покрытий образованы системой балочных прогонов и стропильных ферм с поясами из широкополочных двутавров марок Б и Ш и одноуголковой решеткой (рис.11.20). В принятом решении профилированный настил развязывает сжатый пояс фермы из плоскости по всей длине.

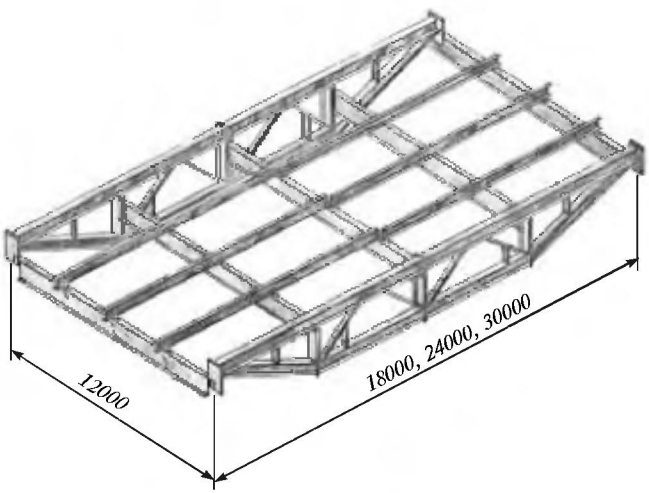


Рис.11.20. Блок покрытия здания из конструкций типа «Тагил»

При блочном решении на одну колонну опираются две крайние фермы соседних блоков. Для опирания продольных прогонов с шагом 6 м между фермами установлены поперечные несущие элементы. Использован принцип создания в поперечнике блока рамного крепления элементов, что позволило избавиться в данном решении от специальных связевых элементов.

Фермы выполнены с поясами из широкополочных двутавров. Приопорная панель принята длиною 6 м, что позволило снизить металлоемкость и количество деталей. Решетка фермы принята из одиночных уголков развернутых под углом 45°. Это дало возможность получить надежное безфасоночное узловое решение. В конструкции широко использовано решение с развязкой сжатых поясов шпренгелем, опирающимся на растянутый пояс фермы вне узла. Высота фермы, принятая по внутренним граням поясов, обеспечила высокую степень унификации решетки. Расход стали на покрытие в конструкциях типа «Тагил» приведен в таблице 11.18.

Таблица 11.18. Расход стали на покрытие из конструкций типа «Тагил» для III снегового района и высоты $H = 9{,}6$ м

№№ пп	Наименование	Расход стали, кг/м^2	
		без кранов	с подвесными кранами
1.	Профилированный настил	9,85	9,85
2.	Стропильные фермы	8,111	8,64
3.	Подстропильные фермы	5,48	5,48
4.	Прогоны	3,52	3,52
5.	Подвесные пути	–	12,80
	Всего	26,96	40,29

11.3.10. Инвентарные здания из складывающихся секций.

Специалистами кафедры архитектуры Уральского политехнического института разработаны одно- и многопролетные инвентарные здания (рис.11.21) из секций, складывающихся в пакет во время транспортировки (034-00 для зданий пролетом

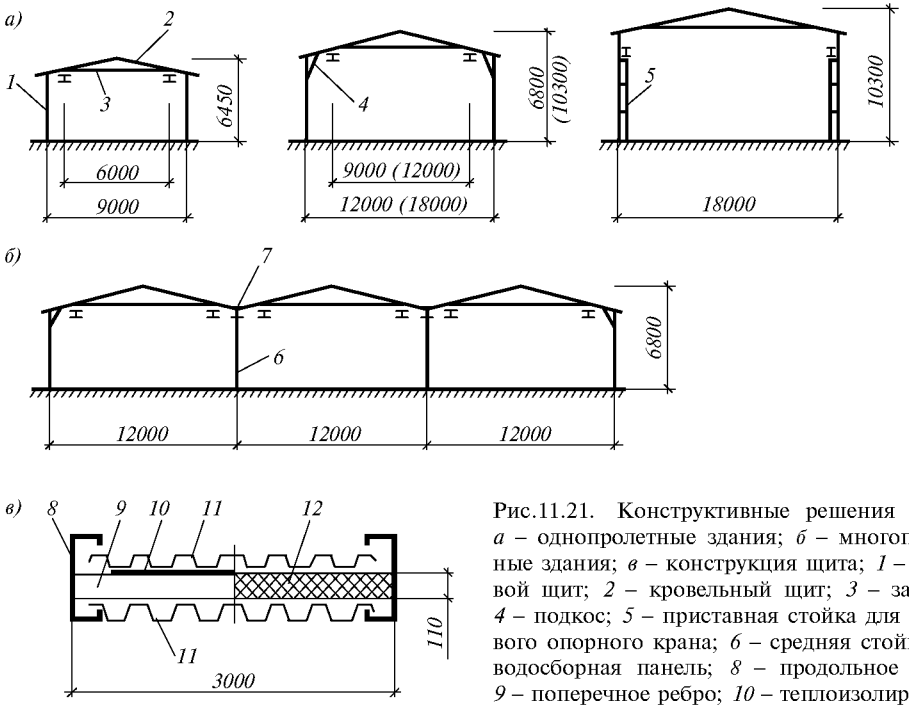


Рис.11.21. Конструктивные решения здания *а* – однопролетные здания; *б* – многопролетные здания; *в* – конструкция щита; *1* – стеновой щит; *2* – кровельный щит; *3* – затяжка; *4* – подкос; *5* – приставная стойка для мостового опорного крана; *6* – средняя стойка; *7* – водосборная панель; *8* – продольное ребро; *9* – поперечное ребро; *10* – теплоизолирующая прокладка из поливинилхлорида; *11* – ограждающие обшивки; *12* – минераловатный утеплитель из плит марки 125

18 м, 035-00 – пролетом 6 м). Здания применяются в промышленном, гражданском и сельскохозяйственном строительстве и могут использоваться в качестве производственных помещений, складов, гаражей, ремонтно-механических мастерских, баз строительной индустрии, а также объектов соцкультбыта. Пролеты зданий 6, 9, 12 и 18 м, исполнение обычное (01 и 02) и южное (Ю) по ГОСТ 22853-86, сейсмичность площадки строительства – до 9 баллов включительно.

В зданиях предусмотрены электроталь грузоподъемностью 1 т (для пролета 6 м), подвесной кран до 3,2 т (для пролетов 9, 12 и 18) и мостовой опорный кран до 10 т (для пролетов 18 м). Расчетная температура наружного воздуха до -45°С, степень огнестойкости конструкций IIIА.

Здания компонуются из унифицированных секций. В однопролетных зданиях секции состоят из двух полусекций, включающих стеновой и кровельный щиты, в многопролетных в состав секции включены Г-образные блоки крайних пролетов, блоки средних пролетов, средние стойки, имеющие разреженный шаг, и водосборные панели, выполняющие функции ограждающих и подстропильных конструкций.

При монтаже однопролетного здания (рис.11.22) полусекции, доставленные на строительную площадку в пакете, соединяют шарнирно одним болтом в коньковом узле, освобождают от транспортных связей и приподнимают за конек. После этого устанавливают затяжку и остальные болты в коньковом узле. Далее секцию приподнимают на 1–1,5 м и к ригелям на один болт крепят подкосы. Затем секцию поднимают, стеновые щиты под действием собственного веса поворачиваются и занимают вертикальное положение. После этого секцию устанавливают на опоры и крепят к стойкам подкосы. Далее аналогично монтируется следующая секция. Затем секции соединяют между собой. После монтажа всех секций устанавливают торцевые щиты и монтируют ворота. Стыки секций утепляют и перекрывают нащельниками. Монтаж крановых путей ведется параллельно с монтажом секций или после их установки. Серийное производство зданий пролетом 12 м осуществляется на Первоуральском заводе комплектных металлических конструкций Минуралсибстроя. Объем изготовления 90 зданий в год. Технико-экономические показатели зданий различных пролетов и высот на 1 м^2 их площади приведены в таблице 11.19.

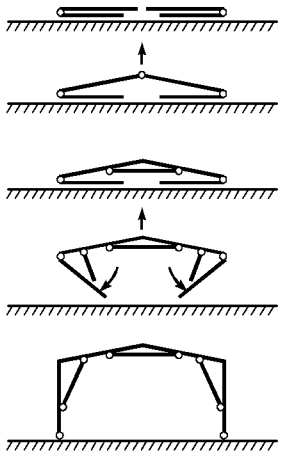


Рис.11.22. Последовательность монтажа секции однопролетного здания

Таблица 11.19. Технико-экономические показатели на 1 м^2 площади здания

Показатель	СКЗ-6	СКЗ-9	СКЗ-12	СКЗ-18	СКЗ-3×12
Пролет, м	6	9	12	18	3×12
Высота в карнизе,м	3,15	4,45	5,51	8,45	5,51
Высота в коньке, м	3,75	5,45	6,8	10,3	6,8
Расход стали, кг:					
при обеих обшивках ограждения из профилированных стальных листов	68	55–75	60–80	70–90	55–75
при внутренней обшивке из ЦСП	50	40–60	45–65	55–75	45–65
Трудозатраты в производстве, чел.-ч:					
промышленном	4	4	4,5	5	4
строительном	0,16	0,16	0,16	0,16	0,14

11.3.11. Арочные щитовые здания.

Здания разработаны специалистами Уральского политехнического института. Пролет зданий 12, 18 и 24 м, длина кратна 3 м. Здания предназначены для использования в качестве производственных: механосборочных цехов, мастерских, гаражей, складов, а также общественных зданий: торговых центров, рынков, спортивно-оздоровительных комплексов и др. Они могут быть оборудованы подвесными кранами грузоподъемностью до 2 т. В зависимости от назначения они запроектированы теплыми и холодными. Расчетная температура наружного воздуха для теплых зданий -45°С. Степень огнестойкости конструкций IIIА. Конструкции расчитаны на нагрузки соответствующие II, III и IV снеговым районам, II и III ветровым районам. Особенностью зданий является то, что они компонуются из нескольких типовых секций, каждая шириной 3 м (рис.11.23). Количество секций определяет длину здания. Секция собирается из четырех щитов (здание пролетом 12 м) или из шести щитов (18 и 24 м).

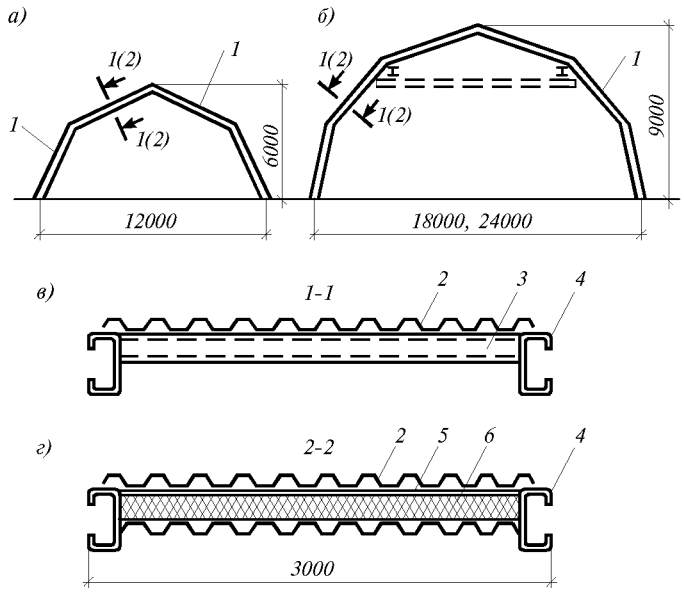


Рис.11.23. Арочные щитовые здания

а - пролетом 12 м; *б* - пролетом 18 и 24 м; *в* и *г* - поперечные сечения щитов соответственно в холодном и теплом зданиях; *1* - щит; *2* - профилированный стальной настил; *3* - поперечные ребра; *4* - продольные ребра; *5* - теплоизолирующая прокладка; *6* - минераловатные плиты

В холодных зданиях щиты имеют только наружную обшивку из профилированного металлического листа, а в теплых и внутреннюю, которая выполняется также из металлического профилированного листа или других плитных материалов (цементностружечных, асбестоцементных плит). Между наружными листами и поперечными ребрами в теплых зданиях устанавливаются теплоизолирующие прокладки из паронита, поливинилхлорида или полиэтилена толщиной 10 мм. В качестве утеплителя используются минераловатные плиты марки 125 на синтетическом связующем. Плиты толщиной 50 и 60 мм укладываются в 2 слоя с перекрытием стыков и обжимаются до толщины 100 мм. Обшивки из стального профилированного листа и других плитных материалов крепятся к продольным и поперечным ребрам самонарезающими винтами. Соединение продольных несущих ребер соседних щитов осуществляется при помощи фланцев. Применение фланцев упрощает монтаж и демонтаж здания. Технической новизной зданий является то, что секции монтируются из плоских однотипных щитов максимальной заводской готовности. Чтобы исключить осадку минераловатного утеплителя, в каждом щите использованы специальные противоусадочные уголки. Технико-экономические показатели зданий на 1 м^2 приведены в табл.11.20.

Таблица 11.20. Технико-экономические показатели зданий на 1 м^2 перекрываемой площади

Показатель	Пролет здания, м		
	12	18	24
Высота в коньке, м	6	9	9
Отметка низа подкрановых путей, м	4	7,1	7,25
Расход стали, кг:			
теплое здание			
– при обеих обшивках ограждения из профилированных стальных листов	47–55	54–60	58–65
– при внутренней обшивке из ЦСП	35–43	42–48	46–53
холодное здание	35–43	42–48	46–53
Трудозатраты в производстве, чел.-ч:			
промышленном	2,0	1,8	1,7
строительном	0,5	0,48	0,45

11.3.12. Здания с рамными конструкциями из двутавров переменной жесткости.

Рамные конструкции из двутавров переменной жесткости разработаны ЦНИИСК им. Кучеренко и ЦНИИпроектлегконструкцией (шифр 828 КМ). Конструкции предназначены для применения в одноэтажных однопролетных зданиях общественного и производственного назначения пролетом 24 м, возводимых в I–IV снеговых районах, I–V районах по скоростному напору ветра и в сейсмических районах до 9 баллов включительно, при расчетной температуре наружного воздуха -40°С и выше. Высота рамных конструкций до низа ригеля 7,2 м, шаг рам 6 м. Уклон двухскатного ригеля рамы 1:10, рассчитан под кровлю полистовой сборки из профилированных листов и полужестких минераловатных плит. Элементы переменного двутаврового сечения в ригеле и стойках изготавливаются из прокатных двутавров с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020-83 путем их продольного роспуска по наклонной линии на тавры переменной высоты (рис.11.24).

В качестве расчетной схемы принята рама с шарнирным опиранием на фундаменты и жесткими узлами в карнизах и коньке.

Монтажные узлы рамы располагаются в карнизах и коньковом узлах и выполнены на фланцах толщиной 25 мм с применением высокопрочных болтов.

Работа ригеля рамы на поперечный изгиб обеспечивается раскреплением верхнего пояса ригеля из плоскости прогонами с шагом 3 м, устойчивость стоек из плоскости рамы – распорками, расположенными на отметке 4,2 м.

Каркас здания с рамными конструкциями состоит из поперечных рам, разрезных прогонов, вертикальных связей и распорок по стойкам рам, стоек и балок торцевых фахверков.

Жесткость каркаса в поперечном направлении обеспечивается работой рам, в продольном направлении – вертикальными крестовыми связями и распорками по каждому ряду стоек рам. Функции горизонтальных связей по покрытию для районов с сейсмичностью до 7 баллов, выполняют диафрагмы жесткости, образуемые прогонами и профилированным настилом, которые располагаются по торцам здания и в осях расположения вертикальных связей каркаса. Крепление профнастила к прогонам в зонах диафрагм жесткости осуществляется самонарезающими болтами или дюбелями в каждой волне, а листов профнастила между собой – комбинированными заклепками с шагом для сейсмичности до 7 баллов – 500 мм. Для районов с сейсмичностью 8 и 9 баллов устанавливаются крестовые горизонтальные связи по покрытию в торцах здания и в осях расположения вертикальных связей каркаса.

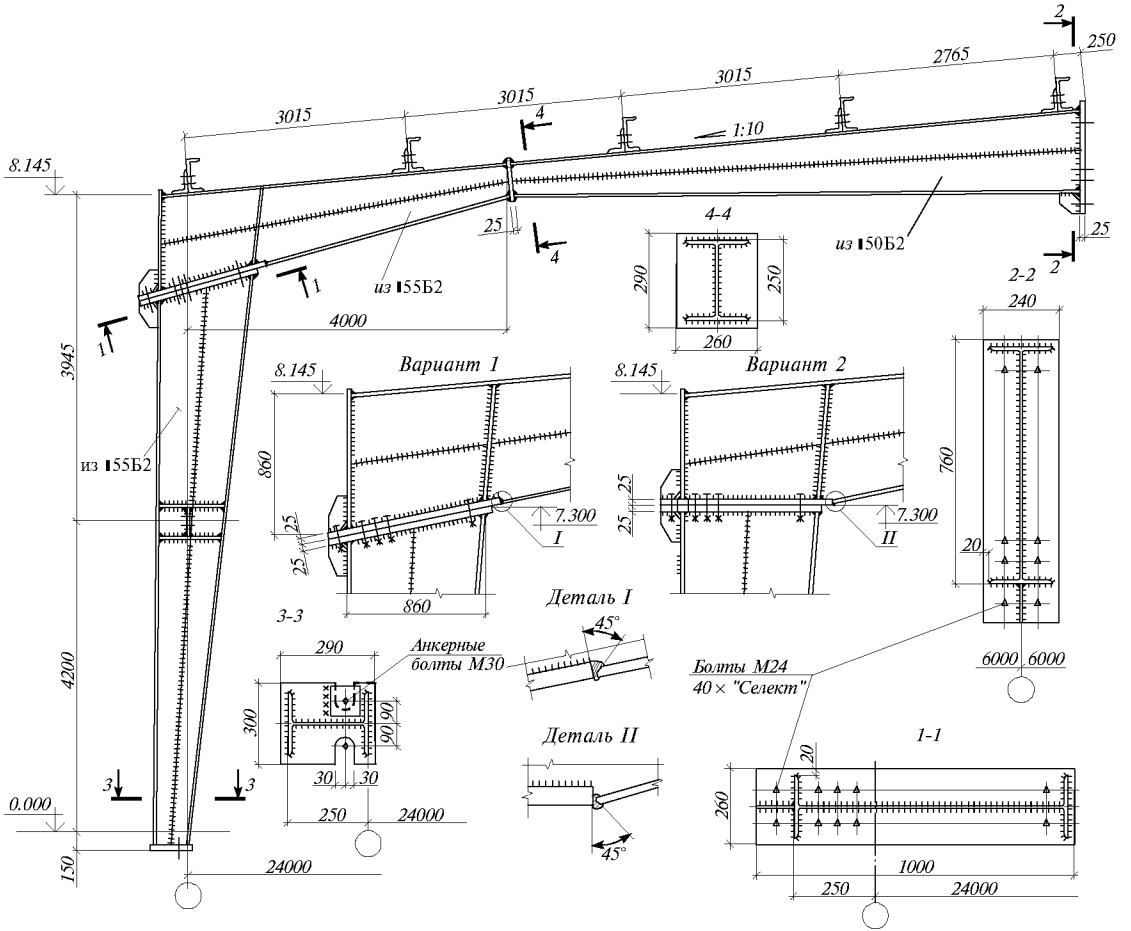


Рис.11.24. Рамная конструкция с элементами переменной жесткости пролетом 24 м под вертикальную расчетную нагрузку 320 кг/м^2

В торцах здания рамы не предусмотрены, их заменяют угловые и рядовые стойки фахверка, жестко заделанные в фундаменты и связанные по верху балками, на которые опираются прогоны.

Конструкции каркаса рассчитаны на следующие нагрузки: – постоянные (от собственной массы конструкций, покрытия и стен), кратковременные (от снеговых и ветровых нагрузок), технологические (приложенные к покрытию) и сейсмические. Суммарная расчетная вертикальная нагрузка на покрытие без учета собственной массы ригелей рам и прогонов составляет 2400 и 3200 Па. При применении в I ветровом районе расчетная вертикальная нагрузка соответственно увеличивается до 2500 и 3300 Па.

Серийное изготовление рамных конструкций с элементами переменной жесткости применительно к зданиям физкультурно-оздоровительных комплексов (ФОК) организовано на заводах концерна «Легконструкция» без использования специализированного оборудования. При применении механизированной установки по роспуску и сборке прокатных двутавров в элементы переменной жесткости, разработанной в ЦНИИСК им. Кучеренко, можно снизить трудоемкость по переделу прокатного профиля до 40 %.

Расход стали на рядовую секцию каркаса здания размером 6×24 м с рамными конструкциями переменной жесткости из прокатных двутавров по чертежам КМД приведен в таблице 11.21.

Таблица 11.21. Расход стали на рядовую секцию 6×24 м (без профилированного листа)

Пролет здания, м	Высота до низа конструкции покрытия, м	Расчетная вертикальная нагрузка, кПа	Масса стали в кг на 1 м^2 площади здания			
			рамы	распорки по стойкам	прогоны	всего
24	7,4	2,35	22,92	1,07	6,73	30,73
24	7,3	3,14	27,45	1,07	7,71	36,24

Наряду с рабочей документацией по альбому шифр 828КМ разработан также альбом технических решений (шифр 982ТР) стальных конструкций каркасов одноэтажных зданий с несущими рамами из двутавров переменной жесткости пролетами 18 и 24 м, с высотой до низа ригеля в карнизной зоне 6÷8,4 м с подвесным крановым оборудованием грузоподъемностью 3,2 т или мостовыми кранами грузоподъемностью 10 т на встроенных эстакадах.

Конструкции рам в зависимости от назначения и параметров зданий решены в трех вариантах:

- для бескрановых зданий и зданий пролетом 18 м, оборудованных подвесными двухопорными кранами грузоподъемностью 3,2 т, все элементы рам имеют переменную высоту сечения и образованы роспуском прокатных двутавров;
- для зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью 10 т все элементы рам имеют переменную высоту сечения из прокатных двутавров, стойки встроенных эстакад соединены решеткой со стойками рам для придания рамам повышенной жесткости в своей плоскости. Совместная работа стоек рам и встроенных эстакад учтена расчетом;
- для зданий пролетом 24 м, оборудованных подвесными трехопорными кранами грузоподъемностью 3,2 т, стойки рам имеют переменную высоту сечения из прокатных двутавров, ригели рам сварные с повышенной гибкостью стенки постоянного сечения.

Высокий уровень напряжений по периметру рамы с элементами переменной жесткости по сравнению с рамами, элементы которых имеют постоянное по длине сечение, вызывают повышенную деформативность ригеля и стоек. Это обстоятельство ограничивает применение в рамах, элементы которых образованы роспуском прокатных двутавров, мостовых кранов на консолях с существующими конструкциями реборд и жесткими требованиями по перемещению головок рельсов в процессе эксплуатации здания. Аналогичным образом затруднено применение в рамах пролетом 24 м трехопорных подвесных кранов, что потребовало применения в ригеле сварного двутавра с постоянным по длине сечением и гибкой стенкой. Отмеченные ограничения по применению кранового оборудования для подобного типа рам могут быть сняты при освоении производством сварных элементов переменной жесткости из листовых деталей. Расход стали в этом случае снижается на 5÷12%.

Разработана рама со сварными элементами переменной жесткости из листовых деталей под снеговую нагрузку, соответствующую VI району, ветровую – VII району с сейсмичностью до 9 баллов включительно. Конструктивные решения узлов рамы принимались аналогичными узлам по альбому 828КМ. Наибольшая высота сечений в стойке и вутовой части ригеля в карнизной зоне составляет 900 мм, в пролетной зоне ригеля – 850 мм. Изготовление ФОКов со сварными элементами переменной жесткости из листовых деталей освоено Кулебакским ЗМК.

11.4. Мембранные металлические конструкции покрытий

Мембранные покрытия представляют собой пространственную конструкцию из тонкого маталлического листа, закрепленного на контуре. Особенностями конструкции являются снижение расхода материала за счет наиболее полного использования несущей способности металлического листа, совмещающего одновременно и ограждающие функции, снижение трудоемкости и стоимости возведения, сокращение сроков строительства, благодаря уменьшению собственного веса конструкции и относительной простоты монтажа с использованием укрупненных полотнищ.

Областями применения мембранных систем являются покрытия производственных зданий, складских помещений, гаражей, различных сооружений, а также общественных зданий массового строительства: физкультурно-оздоровительных комплексов, магазинов, рынков и т.п. Тонколистовые покрытия благодаря их малому весу, транспортабельности и технологичности имеют преимущества при строительстве в труднодоступных и северных районах, а также в районах с повышенной сейсмичностью.

Для изготовления пролетной конструкции применяются стали малоуглеродистые, низколегированные или нержавеющие. Пролетная конструкция собирается из полотнищ заводского изготовления шириной до 12 м, доставляемых на строительную площадку свернутыми в рулоны. Полотнища толщиной 3 мм и выше изготавливаются на специализированных установках для резервуарных конструкций. Наиболее индустриальным методом получения полотнищ толщиной до 2 мм включительно является разрезка по прямолинейной образующей тонкостенных труб большого диаметра, свариваемых из металлических лент спирально-навивным методом на установках по изготовлению вентиляционных труб. Изготовление мембраны возможно в построечных условиях из рулонных лент, свариваемых внахлестку. Стальные мембраны допускаются к эксплуатации без специальных мероприятий по огнезащите.

ЦНИИСК им. Кучеренко разработан альбом технических решений конструкций мембранных покрытий производственных многопролетных зданий пролетом 24, 30 и 36 м (шифр 88 СК 006). Каждая ячейка перекрывается самостоятельной квадратной оболочкой, объединяемой со смежной только в углах (рис.11.25). Это позволяет унифицировать элементы покрытия вне зависимости от расположения ячейки (рядовая, угловая, крайняя). Блок покрытия по продольным сторонам опирается на колонны, идущие с шагом 6 м. В поперечном направлении устанавливаются фермы, верхним поясом которых служат элементы контура. Опорный контур из стали марки 16Г2АФ принят в виде сварного двутавра, расположенного вертикально.

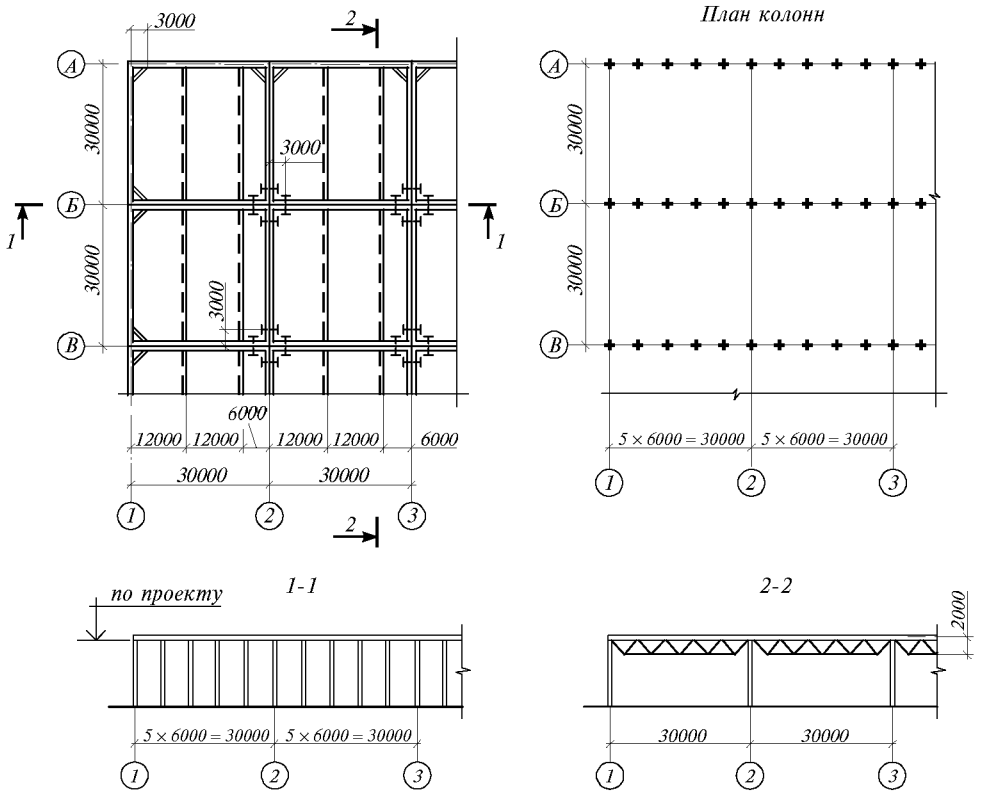


Рис.11.25. Металлические мембранные конструкции производственных зданий

Жесткость углов контурных рам по периметру здания обеспечивается установкой распорок на расстоянии 1/10 пролета от угла блока. В местах сопряжения четырех блоков смежные контурные элементы объединяются в тех же сечениях болтами. Конструкция покрытия разработана под нагрузку, соответствующую I–III снеговым районам. Расход стали на конструкцию покрытия приведен в табл.11.22.

Разработана конструкция тонколистового покрытия из прямоугольных панелей с размером 64 ÷ 18 м.

Таблица 11.22. Расход металла на мембранное покрытие, кг/м^2

Тип здания	Снеговой район		
	I	II	III
Однопролетное	26,7	26,8	26,9
Трехпролетное	24,0	24,1	24,2

Мембрана крепится по периметру к верхнему или нижнему поясу опорного контура с помощью точечной сварки проплавлением, угловых сварных швов или дюбелей. Панель покрытия площадью 36 – 215 м^2, состоящая всего из 4 типов элементов заводского изготовления, проходит укрупнительную сборку на стенде на уровне земли. Здесь же можно выполнить все кровельные работы с последующей заделкой стыков на проектной отметке. При традиционной конструкции кровли (по мембране укладывается утеплитель, а затем рулонный ковер) ее масса обеспечивает стабилизацию тонколистового покрытия. В случае применения облегченной кровли стабилизация покрытия осуществляется введением в систему оттяжек. Перспективным является размещение утеплителя под мембраной, используя ее в качестве гидроизоляции. Стальная мембрана может служить гидроизоляцией и в покрытиях неотапливаемых зданий. При этом для мембраны рационально применять атмосферостойкую сталь марки 10ХНДП. Панели соединяются между собой только в углах, в местах опирания на стойки. Для организации наружного водоотвода покрытие может иметь уклон 10 – 15 %.

Мембранные покрытия применены в крытых зернотоках. Разработана техническая документация для их строительства в I – III снеговых районах. Здание с сеткой колонн 12×12 м, длиной 60 м и шириной 48 м перекрыто мембранными панелями 12×12 м, состоящими из тонкого листа (t=1,5 мм), прикрепленного к верхним поясам контурной рамы из прокатного швеллера № 30 (рис.11.26). Мембрана является одновременно и кровлей, водонепроницаемость которой обеспечивается нахлесточным соединением свесов отдельных панелей друг с другом и применением герметика. Расход металла на покрытие составил 27,6 кг/м^2.

Для одно- и многопролетных производственных зданий пролетом 18 – 36 м с шагом колонн 6 – 12 м бескрановых, оборудованных опорными или подвесными кранами, разработана конструкция блока покрытия, состоящего из двух мембранных панелей шириной 6÷12 м и длиной 9 – 18 м, объединенных затяжкой или шпренгельной системой и образующих двухскатную кровлю с уклоном 15 – 30 % (рис.11.27). Панели соединяются между собой только в углах. Эта конструкция, приближающаяся по компоновке к традиционным решениям, обеспечивает достаточно широкие возможности использования опорных кранов (МК-10, МН-15, МК-20), подвески кранового оборудования (ПК-2, ПК-3), прокладки воздуховодов диаметром до 1700 мм, что делает ее пригодной для зданий различных отраслей промышленности.

Разработана проектная документация совместно с институтом ЛенЗНИИЭП для здания производственного назначения пролетом 18 м (шифр Э-532.173-90 КМД) (рис.11.28) и здания физкультурно-оздоровительного комплекса пролетом 24 м (шифр Э-532.143-88 КМ). Совместно с институтом УкрНИИпроектстальконструкция разработан альбом технических решений (шифр 17539КМ) «Конструкции мембранных покрытий производственных зданий массового применения (комплектной поставки)» пролетами 18 и 24 м. Расчет покрытий выполнен на суммарную (эквивалентную) нагрузку 3,6 кПа, в том числе 2,5 кПа в виде равномерно

распределенной нагрузки, приложенной непосредственно к мембране, а остальная часть (нагрузки от промпроводок и инженерных коммуникаций) к поперечным элементам контура в виде погонной нагрузки.

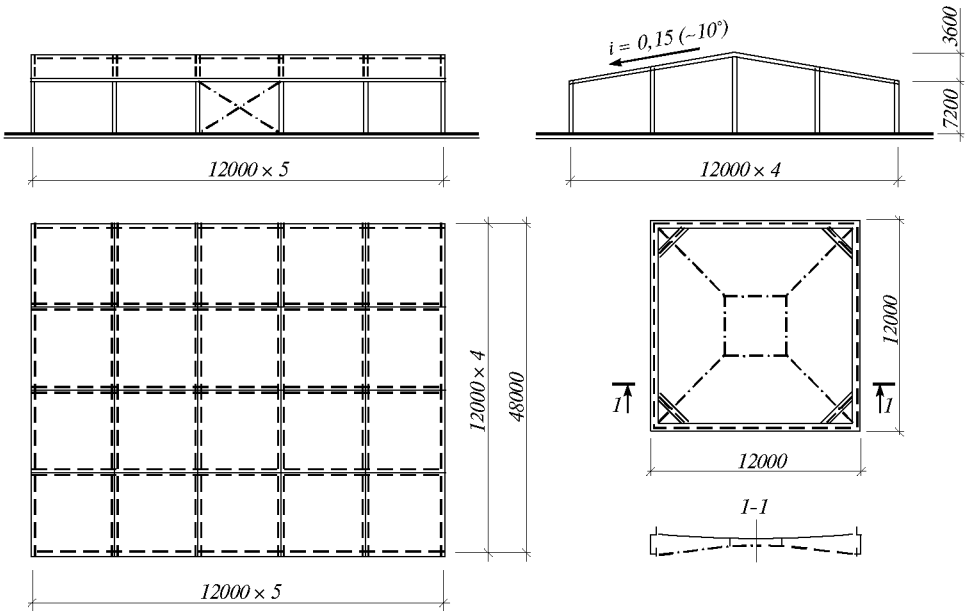


Рис.11.26. Здание крытого зернотока с мембранными панелями

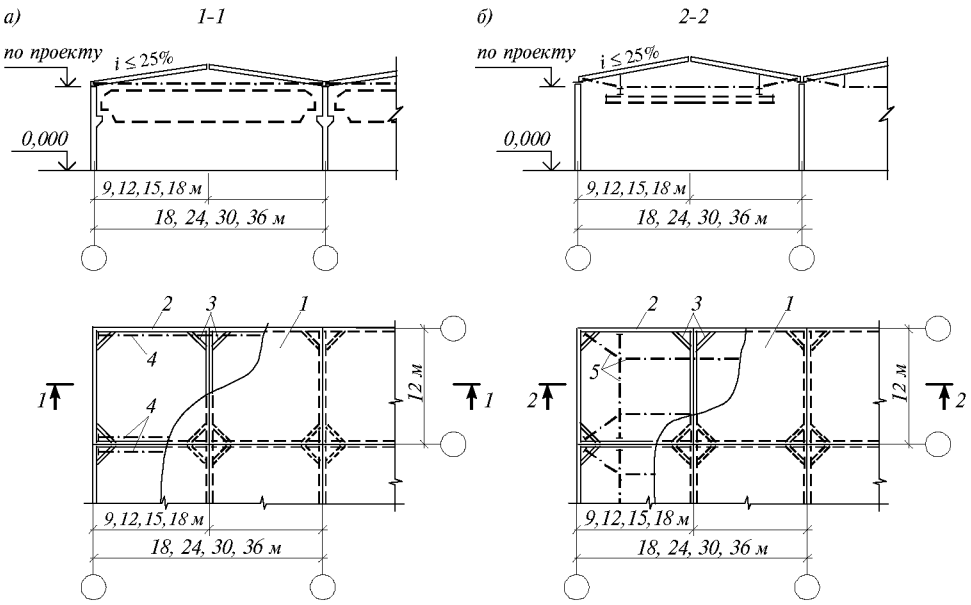


Рис.11.27. Конструктивная схема двускатного блока покрытия из мембранных панелей
а - для зданий с мостовыми кранами; *б* - то же с подвесными кранами; *1* - мембрана; *2* - контур; *3* - распорка; *4* - затяжка; *5* - шпренгель

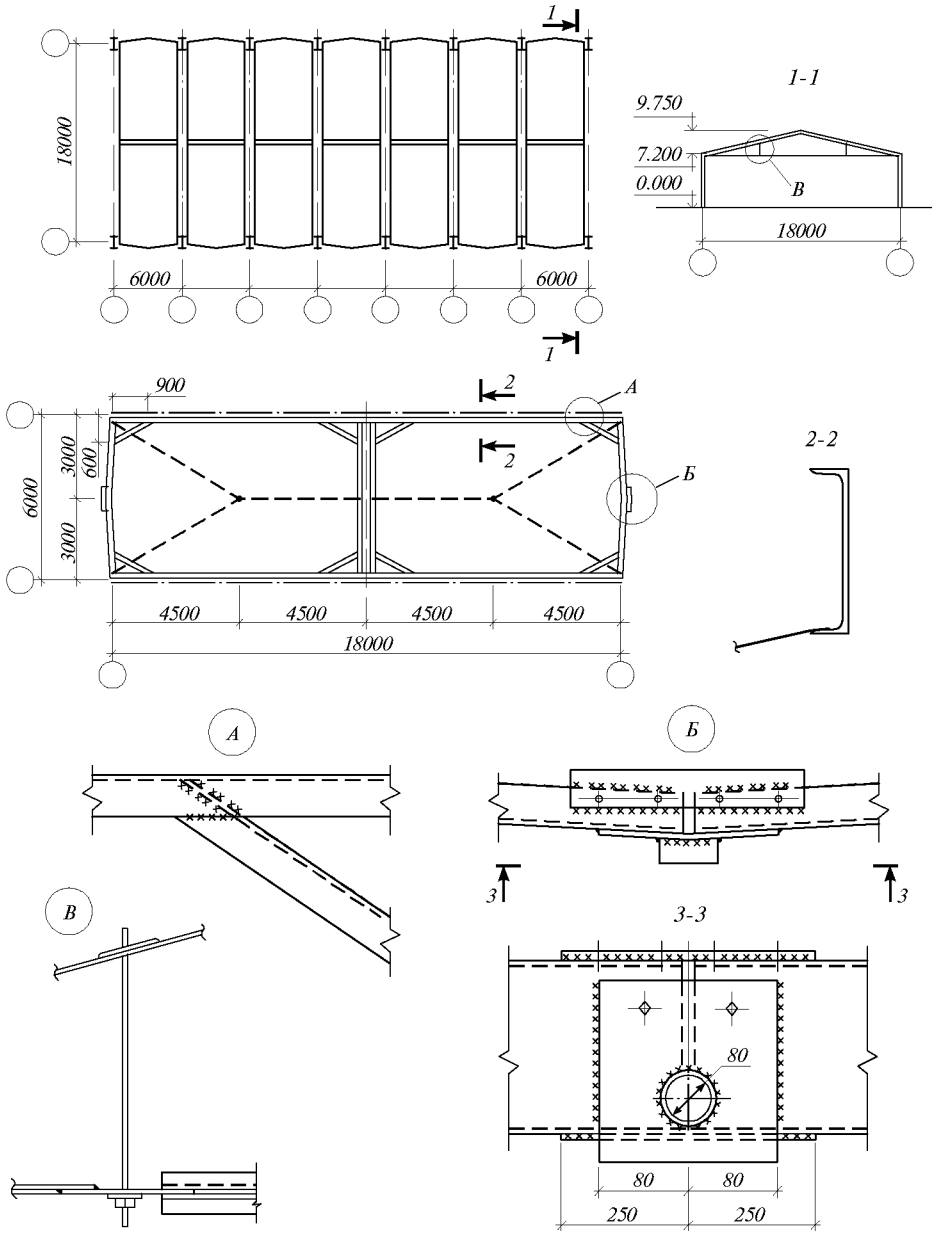


Рис.11.28. Опытное здание склада пролетом 18 м с покрытием из мембранных панелей

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Стальные конструкции покрытий производственных зданий пролетами 18, 24 и 30 м с применением замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения типа «Молодечно». Чертежи КМ. Серия 1.460.3-14/90. Выпуск 2.
2. Стальные конструкции покрытий производственных зданий с применением грутосварных профилей. Серия 1.460.3-23.98.
3. Стальные колонны из широкополочных двутавров и связи из гнутосварных профилей для одноэтажных зданий с покрытием типа «Молодечно». Выпуск 2. Конструкции для

зданий высотой до низа ферм бескрановых - 4,8 м, 6,0 м, 7,2 м, 8,4 м с мостовыми кранами - 8,4 м, 9,6 м, 10,8 м. Чертежи КМ. Шифр 8397. Выпуск 2.
4. Пути мостовых кранов. Подкрановые балки стальные разрезные с несимметричными сечениями и монтажными соединениями на болтах под краны грузоподъемностью до 50 т. Выпуск 1. Подкрановые балки под краны режимных групп 1К÷6К. Чертежи КМ. Шифр 9460-КМ.
5. Стальные стойки фахверков для одноэтажных производственных зданий с применением конструкций типа «Молодечно». Выпуск 1. Конструкции для зданий высотой до низа ферм 6-10,8 м. Чертежи КМ. Шифр 8234 КМ.
6. Стальные конструкции каркасов типа «Канск» одноэтажных производственных зданий с применением несущих рам из прокатных широкополочных и сварных двутавровых балок с шагом 12 м. Чертежи КМ. Шифр 11-2537 КМ.
7. Стальные конструкции каркасов одноэтажных производственных зданий с применением несущих рам из двутавров переменной жесткости. Выпуск 1. Конструкции каркасов зданий пролетом 24 м с расчетной сейсмичностью до 9 баллов, возводимых в районах с расчетными температурами минус 40°С и выше. Чертежи КМ. Шифр 828 КМ.
8. Секции с пространственной решетчатой конструкцией из труб типа «Кисловодск». Шифр $\frac{351}{02}$.0.3
9. Секции с пространственной решетчатой конструкцией из труб типа «Кисловодск». Шифр 167.02.00.00.
10. Одноэтажные производственные здания из прокатных профилей с разреженной решеткой пролетами 18 и 24 м типа «Москва». Шифр 774-КМ.
11. Рамные каркасы из двутавров с гофрированными стенками. Шифр 9-Ф88-КМ, 400-032.23.87, 400-033с.23.87.
12. А.с. 154012 СССР М.Кл.3 Е04В 2/46 Трехслойная стеновая панель /Ф.Ф.Томплон, В.Т.Крохалев, Т.А.Сюткин- Опубл. в Б.И. 1980 № 29
13. **Прицкер А.Я.** Бескрановые складчатые здания из легких конструкций. Промышленное строительство, 1974, № 10.
14. Руководство по проектированию стальных конструкций из гнутосварных замкнутых профилей /ЦНИИпроектстальконструкция. М.,1987.
15. **Гукова М.И., Иммерман А.Г., Тесленко Г.В.** Работа и расчет узловых соединений гнутосварных профилей. Изв.вузов. Стр-во и архитек. 1979, № 6.
16. Рекомендации по проектированию мембранных покрытий на прямоугольном плане для реконструируемых зданий и сооружений, М., ЦНИИСК, 1986.
17. Мембранные конструкции зданий и сооружений. Справочное пособие: в 2 ч. ЦНИИСК. - М., Стройиздат, 1990.
18. **Трофимов В.И., Микулин В.Б., Прицкер А.Я.** и др. Мембранные конструкции зданий и сооружений. - Киев: Будивельник, 1987.
19. **Брудка Я., Лубински М.** Легкие стальные конструкции. М., Стройиздат, 1974.
20. **Кутухин Е.Г., Гольденгерш А.Ф.** Перспективы развития легких металлических конструкций комплектной поставки /Промышленное строительство, 1987, № 7.
21. Легкие металлические конструкции одноэтажных производственных зданий под редакцией И.И.Ищенко. М., Стройиздат, 1987.
22. Мембранные конструкции зданий и сооружений /В.И.Трофимов и др. Киев, Будивельник, 1986.
23. **Мурашко Н.Н., Соболев Ю.В.** Металлические конструкции производственных сельскохозяйственных зданий. Минск. 1987.
24. **Трофимов В.И., Бегун Т.Е.** Структурные конструкции (исследование, расчет и проектирование). М., Стройиздат, 1972.
25. **Сахновский М.М.** Легкие конструкции стальных каркасов зданий и сооружений. Киев: Будивельник,1984.
26. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции, 1991.
27. **Э.Л.Айрумян, А.В.Рожков.** Легкие стальные конструкции зданий с применением гнутых профилей.
28. Комплектные здания из легких металлических конструкций. Тезисы докладов Всесоюзного совещания, 1988.
29. Каталог легких несущих и ограждающих и комплектующих металлоизделий для промышленных зданий ММСС СССР ВПСО «Союзлегконструкция. М. 1989, Ч 1.
30. **И.Л.Апарин** и др. под редакцией проф. Чистякова А.М. Экономические аспекты развития производства легких металлических конструкций.

ГЛАВА 12

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

В ряде случаев архитектурно – компоновочные, технологические или иные специальные требования диктуют разработку зданий и сооружений с крупными пролетами покрытий. К сооружениям подобного типа, имеющим пролеты 45 – 200 м и более, относятся крытые стадионы, спортивно – зрелищные залы, выставочные павильоны, рынки, ангары, вокзалы, сборочные цеха самолетостроения и некоторых машиностроительных заводов, эллинги для сборки судов, экспериментально-лабораторные корпуса некоторых видов производств и т.п. Большие пролеты обусловлены соображениями удобства размещения и эвакуации больших масс людей, крупногабаритных машин, аппаратов и громоздких изделий.

Различия в назначении крупнопролетных зданий и сооружений, особенностях технологических процессов, архитектурных и эстетических требованиях определяют применение разнообразных решений конструкций таких покрытий, осуществляемых как балочные, рамные, арочные, пространственные, висячие, мембранные и др. Балочные и рамные системы покрытий используются в основном при пролетах до 60 – 120 м для зданий, имеющих прямоугольное очертание в плане и при обслуживании опорными или подвесными кранами.

Плоскостные арочные конструкции рационально применяются при пролетах 80 м и более преимущественно для бескрановых зданий. Многообразие пространственных систем покрытий в виде сетчатых, складчатых, сводчатых конструкций, плоских структур и куполов позволяет весьма экономично решать сооружения с любым планом и в том числе криволинейным при практически неограниченных размерах пролетов.

Имеется немало примеров эффективного применения висячих и мембранных систем для большепролетных покрытий с использованием тонких металлических листов или несущих вант, изготовляемых из стальных канатов, пучков высокопрочной проволоки или стального проката.

Крупнопролетные конструкции работают, в основном, на нагрузки от собственного веса, поэтому важнейшей задачей при их создании является радикальное уменьшение собственного веса несущих и ограждающих конструкций покрытия. Это элементарное соображение стимулирует использование высокопрочных сталей и легких сплавов, широкое применение для кровель профилированного металлического настила, светопрозрачных синтетических тканей, пневмопанелей, особо легких эффективных утеплителей и других новейших материалов и изделий, определяет преимущественный выбор пространственных и висячих предварительно напряженных систем несущих конструкций.

Неизбежная новизна проектного решения, значительное скопление людей под большепролетными покрытиями сооружений общественного назначения или дорогостоящей техники в зданиях для размещения производств предопределяют повышенную степень ответственности проектировщика, обязанного обеспечить требуемую надежность уникального сооружения на всех этапах его проектирования, изготовления, монтажа и эксплуатации при оптимальном расходовании материалов, трудовых и финансовых ресурсов. При выборе конструктивной формы сооружения большого пролета особой заботы требует проблема организованного отвода воды и своевременной очистки снега с больших площадей кровли. По сравнению с покрытиями традиционных малых и средних пролетов повышенное значение приобретают здесь вопросы решения узловых соединений – учет температурных перемещений и деформаций от собственного веса, а также обеспечение герметичности и долговечности кровли.

Уникальность размеров и формы некоторых типов большепролетных покрытий нередко вызывают необходимость экспериментального изучения ожидаемой неравномерности снеговых отложений и возможного распределения ветровой нагрузки, теоретического и модельного исследования поведения конструкции при сейсмических воздействиях, поиска адекватных гибким висячим и вантовым конструкциям нетрадиционных методов их расчета с учетом геометрической и физической нелинейности и др.

12.1. Балочные покрытия

12.1.1. Характеристика. Балочные большепролетные покрытия состоят обычно из главных поперечных конструкций в виде плоских или пространственных блочных ферм (балок) и промежуточной конструкции. Применяются при размере пролетов 45 – 100 м, при дальнейшем увеличении пролета балочные покрытия становятся нерациональными, так как возрастает расход металла и значительно увеличивается высота главных ферм.

Основные преимущества балочных покрытий: отсутствие распора от вертикальных нагрузок (чем достигаются наименьшие размеры колонн и фундаментов); простота статической схемы (упрощающей изготовление и монтаж основных несущих элементов); нечувствительность при разрезных схемах к осадкам опор. Недостатками являются сравнительно большой расход стали и значительная высота главных ферм, назначаемая из условий оптимального веса и допустимых прогибов. Улучшить показатели расхода материала возможно за счет применения предварительного напряжения, а при неразрезной схеме и регулирования напряжений.

Основными элементами балочных систем в зданиях с пролетами 50 – 70 м и более, как правило, являются фермы, так как сплошностенчатые балки существенно уступают им по затрате металла.

12.1.2. Схемы. По характеру работы схемы ферм могут быть разрезными и неразрезными с консолями и без консолей. Применительно к очертанию различают фермы с параллельными поясами, трапециевидные, полигональные, треугольные и сегментные. Выбор того или иного очертания фермы определяется назначением и архитектурным решением здания, типом кровли, схемой промежуточных конструкций, наличием или отсутствием подвесного транспорта и потолка, а также принятой расчетной схемой и нагрузками.

Основные схемы балочных ферм с различными типами решеток показаны на рис.12.1. Фермы с параллельными поясами (рис.12.1 *а*,*б*) применяются в основном при плоских и малоуклонных кровлях, в шедовых покрытиях при расположении освещения в габаритах ферм, в неразрезных схемах. Двускатные трапециевидные фермы (рис.12.1 *в*) используются для покрытий с малым уклоном кровли (1/12 – 1/15) в однопролетных зданиях. Односкатные трапециевидные фермы (рис.12.1 *г*) целесообразны при необходимости одностороннего отвода воды и горизонтальном нижнем поясе. Рациональность по расходу металла обеспечивается лишь в случае двухпролетной неразрезной схемы. Полигональные фермы (рис.12.1 *д*.) из-за ломаного очертания верхнего пояса образуют переменный уклон кровли. Схема используется достаточно редко для зданий пролетом 60 – 90 м.

Треугольные фермы (рис.12.1 *е*) применяются при более крутых уклонах кровли (1/5 – 1/7); наиболее удачное решение таких ферм – в виде двух полуферм, соединенных затяжкой. Треугольные фермы имеют обычно излишнюю высоту посередине пролета и поэтому используются только для сравнительно небольших пролетов (до 60 м). Двускатные фермы с параллельными поясами с затяжкой (рис.12.1 *ж*) могут применяться при пролетах до 90 м и легкой нагрузке.

Сегментные фермы (рис.12.1*з*) целесообразны к применению для покрытий крупных пролетов (60 – 100 м) с преобладанием постоянной равномерно распределенной нагрузки. При параболическом очертании верхнего пояса усилия в поясах от постоянной нагрузки получаются постоянными, а усилия в решетке – незначительными, возникающими, в основном, от неравномерной временной нагрузки.

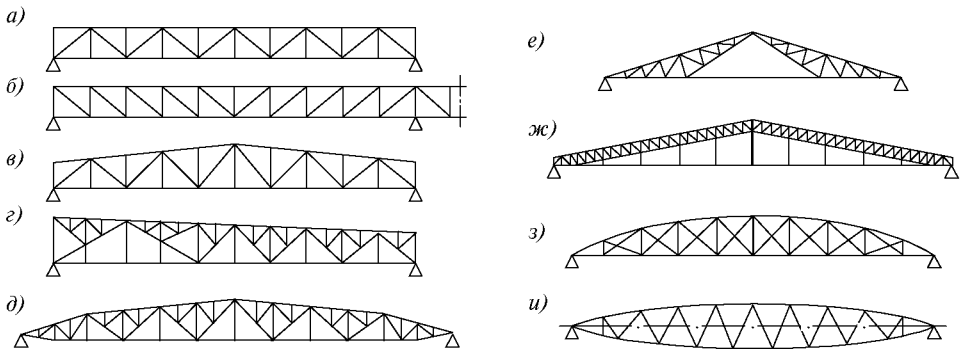


Рис.12.1. Балочные фермы

В фермах с параболическим очертанием равной кривизны и равных площадей сечений поясов (рис.12.1*и*) длина пролета при прогибе фермы остается неизменной, что упрощает конструкцию опор. Замена параболы дугой круга упрощает изготовление ферм при незначительном увеличении усилий в решетке. При бóльших размерах панелей и внеузловой нагрузке выгиб верхнего пояса по дуге рационален для уменьшения влияния моментов от местной нагрузки в пределах панели.

Выбор схем решетки ферм зависит от характера приложения нагрузок, очертания и высоты ферм, а также примыкания поперечных конструкций. Решетка должна быть минимального веса и наименее трудоемка в изготовлении, для чего число стержней в ней должно быть по возможности наименьшим. Треугольная схема решетки с дополнительными стойками (рис.12.1*а,в*) наиболее полно отвечает этим условиям. Опорные раскосы могут быть восходящими и нисходящими. Раскосная схема решетки (рис.12.1*б*) менее экономична, но в фермах с растянутыми раскосами большой длины применение ее может быть оправдано. Наиболее выгодные углы наклона раскосов к поясам в треугольной решетке 45°, в раскосной – около 35°. Поэтому в фермах больших пролетов, имеющих значительную высоту, для уменьшения гибкости раскосов в плоскости фермы часто выполняются шпренгели (рис.12.1*г,д*), которые хотя и увеличивают трудоемкость изготовления решетки, но снижают вес фермы.

Ромбическая схема решетки возможна в фермах большой высоты. Она позволяет членить конструкцию по высоте на габаритные для перевозки треугольные фермы, но из-за возрастания массы и трудоемкости изготовления такая решетка применяется редко. Полураскосная, крестовая, многорешетчатая и другие схемы решеток имеют большое число стержней, гораздо более трудоемки и поэтому не могут быть рекомендованы к применению. Однако в сегментных фермах с небольшими усилиями в раскосах замена треугольной решетки со сжатыми раскосами на крестовую с растянутыми раскосами (рис.12.1*з*) может дать экономию расхода стали.

12.1.3. Компоновка. На рис.12.2 показаны наиболее характерные схемы балочных покрытий в плане. Традиционная схема (рис.12.2*а*) состоит из ферм и прогонов или кровельных щитов. В этой схеме фермы располагаются поперек здания. Наиболее распространенный шаг фермы – 12 м. Стропильные фермы опираются

на колонны или на подстропильные фермы. Эта схема достаточно проста, имеет минимальное количество элементов и типов, но требует устройства вертикальных или дополнительных горизонтальных связей для обеспечения общей устойчивости и уменьшения гибкости нижнего пояса. Эта система обычно оптимальна для меньших значений пролетов. При значительных временных подвижных нагрузках рекомендуется иметь одну или две нитки продольных неразрезных вертикальных связевых ферм. Эти фермы рассчитывают на передачу части подвижной нагрузки на соседние фермы, чем достигается уменьшение деформативности покрытия и экономия стали.

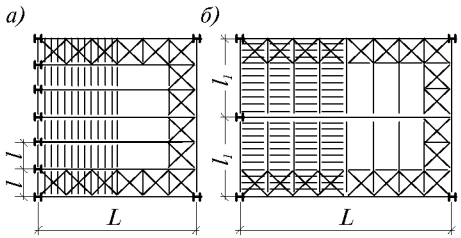


Рис.12.2. Несущие конструкций покрытия
а – традиционная; *б* – усложненная;
L – пролет здания

Усложненная схема (рис.12.2*б*) состоит обычно из главных поперечных ферм, продольных промежуточных и прогонов или кровельных щитов. Главные фермы располагаются с шагом 18–36 м. Подобную схему целесообразно применять при больших пролетах (более 70 м) и легких нагрузках на покрытие. Окончательный выбор схемы покрытия, а также шагов ферм осуществляется после проработки и сопоставления нескольких вариантов с учетом общей массы и стоимости покрытия, колонн и фундаментов.

Оптимальный шаг главных ферм возрастает при увеличении пролета, уменьшении нагрузки, применении усложненной схемы, повышении высоты здания. При наличии подвесного транспорта или подвесного потолка шаг ферм уменьшается. В качестве первого приближения могут быть рекомендованы следующие шаги главных ферм: при традиционной компоновочной схеме покрытия основной шаг – 12 м для всех пролетов, шаг 6 м применяется весьма редко и только для сравнительно небольших пролетов при наличии подвесного транспорта или подвесного потолка. В большинстве случаев при усложненной компоновочной схеме покрытия применяют шаг 18 и 24 м.

Продольные промежуточные фермы по статической схеме могут быть разрезными, неразрезными и консольными. Разрезные схемы находят достаточно широкое применение благодаря более простым опорным узлам и меньшей трудоемкости монтажа; расход стали в них при рациональной схеме и сечениях увеличивается незначительно с учетом снижения нагрузки на главные фермы.

В большепролетных покрытиях рекомендуется применять прогоны из холодногнутых тонкостенных профилей в составе кровельных щитов с профилированными стальными оцинкованными листами и легким утеплителем.

По форме поперечного сечения главные фермы в различных схемах могут быть плоскими (рис.12.3*а*), блочными прямоугольными, образованными двумя плоскими фермами, соединенными связями (рис.12.3*б*), и трехгранными (рис.12.3*в*). Трехгранные фермы целесообразны с сечениями из труб и с треугольной решеткой.

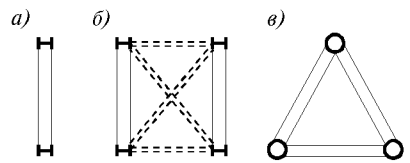


Рис.12.3. Конструктивные формы ферм
а – плоская; *б* – блочная прямоугольная;
в – трехгранная

Для снижения объема здания и уменьшения ограждающих конструкций стен большепролетных зданий в некоторых случаях возможно размещение основных несущих ферм снаружи здания.

12.1.4. Конструктивные решения и расчет. Высоту разрезных ферм в середине пролета рекомендуется назначать для трапециевидных и полигональных 1/8 – 1/12 пролета, с параллельными поясами – 1/8 – 1/14 пролета, треугольных 1/6 – 1/9 пролета, ферм с затяжкой (рис.12.1*ж*) в ключе до затяжки 1/8 – 1/10 пролета и полуферм 1/12 – 1/20 пролета. Чем больше пролет фермы и меньше нагрузка, тем меньше должно быть отношение высоты к пролету.

Высоту ферм желательно назначать несколько ниже оптимальной, определенной по расходу стали, с учетом разницы стоимости при изменении высоты здания, ограждающих конструкций, колонн, вертикальных связей, а также изменения кубатуры в отапливаемых зданиях. При необходимости верхнего освещения световые фонари рекомендуется выполнять зенитными для снижения снеговой нагрузки.

Высота ферм во всех случаях должна быть не ниже наименьшей высоты, определяемой из условия допустимого прогиба. Прогиб фермы от временной нагрузки является мерой жесткости конструкции в период эксплуатации. Определение прогиба от постоянной и временной нагрузок необходимо для назначения строительного подъема, который принимается равным суммарному прогибу от нормативной постоянной нагрузки и половины нормативной временной нагрузки. Предельные значения прогибов принимаются в соответствии с разделом 10 СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия».

Строительный подъем при определении нормируемого прогиба конструкций не учитывается. Строительный подъем придают обычно только фермам с горизонтальным нижним поясом, к которым крепятся подвесной транспорт и подвесной потолок. Строительный подъем назначают по ломаной линии с перегибами в узлах обычно в местах монтажных стыков. Размер подъема в точках перелома определяют по параболе или дуге круга. Для ферм с параллельными поясами строительный подъем выполняют для обоих поясов.

Для большепролетных ферм рекомендуется предпочтительное использование сталей повышенной и высокой прочности С345 – С590. Их следует проектировать сварными с монтажными соединениями на высокопрочных болтах. Сечения элементов ферм необходимо назначать из минимального числа составных профилей, удобных для соединений, стыкования и окраски, а также с минимальным числом соединительных сварных швов.

Целесообразно высоту сечения принимать не более 1/10 длины панелей для уменьшения влияния дополнительных усилий, возникающих вследствие жесткости узлов. Изменение сечений осуществлять в соответствии с эпюрой усилий в местах монтажных стыков и не чаще чем через 12 м.

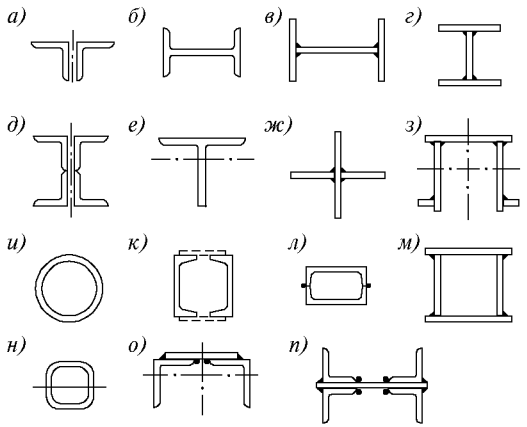


Рис.12.4. Типы сечений поясов ферм

Характерные типы сечений поясов сварных ферм приведены на рис.12.4. Из приведенных сечений наиболее предпочтительны Н-образные симметричные широкополочные прокатные и сварные профили (рис.12.4*б*,*в*), они удобны в сборке, легко центрируются и соединяются, в элементах таких сечений легко менять размеры.

Недостаток этих сечений – возможность скопления в них пыли. В пониженных местах элементов следует устраивать специальные отвер-

стия для выпуска воды, которая может попадать на них во время монтажа. Целесообразны также сечения поясов из двух швеллеров (рис.12.4*к*). Трубчатые и замкнутые квадратные и прямоугольные сварные сечения (рис.12.4*и,м,н,*) имеют рациональную форму, но могут вызвать затруднение при решении конструкции узлов.

Для сравнительно легких ферм с меньшими пролетами могут использоваться одностенчатые тавровые и крестовые сечения поясов. Опорные раскосы обычно проектируют по типу сечений поясов ферм. Для двустенчатых элементов решетки наиболее характерны сечения типов, показанных на рис.12.4*в,и,к,о,п.* Сечения из двух ветвей прокатных профилей соединяются планками и листами. Сечения элементов второстепенных ферм и связи покрытий рационально проектировать из высокопрочных электросварных труб или замкнутых гнутосварных профилей.

Стыки поясов ферм следует делать преимущественно универсальными с расположением их в узлах ферм (или реже в панели) по типу, показанному на рис.12.5.

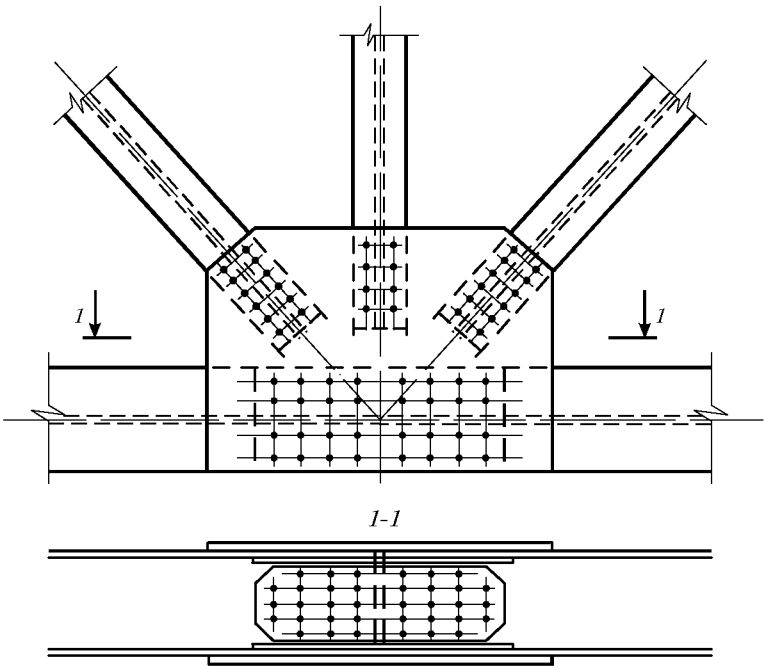


Рис.12.5. Стык пояса фермы на болтах

В особом внимании проектировщика нуждается правильное решение опорных частей большепролетных балочных и рамных систем, поскольку необходимо обеспечить четкость передачи весьма значительных по величине вертикальных реакций и одновременно учесть упругие горизонтальные перемещения и углы поворота опорных точек в результате прогиба под нагрузкой или от изменений температуры, становящихся особо заметными при больших пролетах.

В соответствии с этим устраивают неподвижную или подвижную систему опирания, обеспечивающую перемещения за счет качающихся шарнирно-закрепленных колонн или благодаря применению тангенциальных или катковых опорных устройств.

Расчет ферм осуществляется как стержневых систем. Влияние изгибающих моментов от жесткости узлов учитывается только при ширине поясов более 1/10 длины панели.

Для эффективного применения высокопрочных сталей расчетные гибкости элементов целесообразно иметь в пределах 40 – 60. Прогиб ферм определяется как для стержневой системы в соответствии с указаниями СНиП. Для предварительных расчетов прогиб стержневой системы может быть с приемлемой для этой стадии точностью определен как для сплошной балки с моментом инерции 0,75 – 0,80 момента инерции поясов фермы относительно оси, проходящей через центр тяжести обоих поясов.

При неразрезных балочных системах рационально воспользоваться эффектом регулирования напряжения некоторым смещением уровня опор.

На рис.12.6 приведена схема ангара мастерских, предназначенного для строительства в районе с сейсмичностью 9 баллов при снеговой нагрузке 0,7 кН/м^2. Пролет ворот 84 м, глубина ангара 60 м, высота до нижнего пояса ферм 19,5 м.

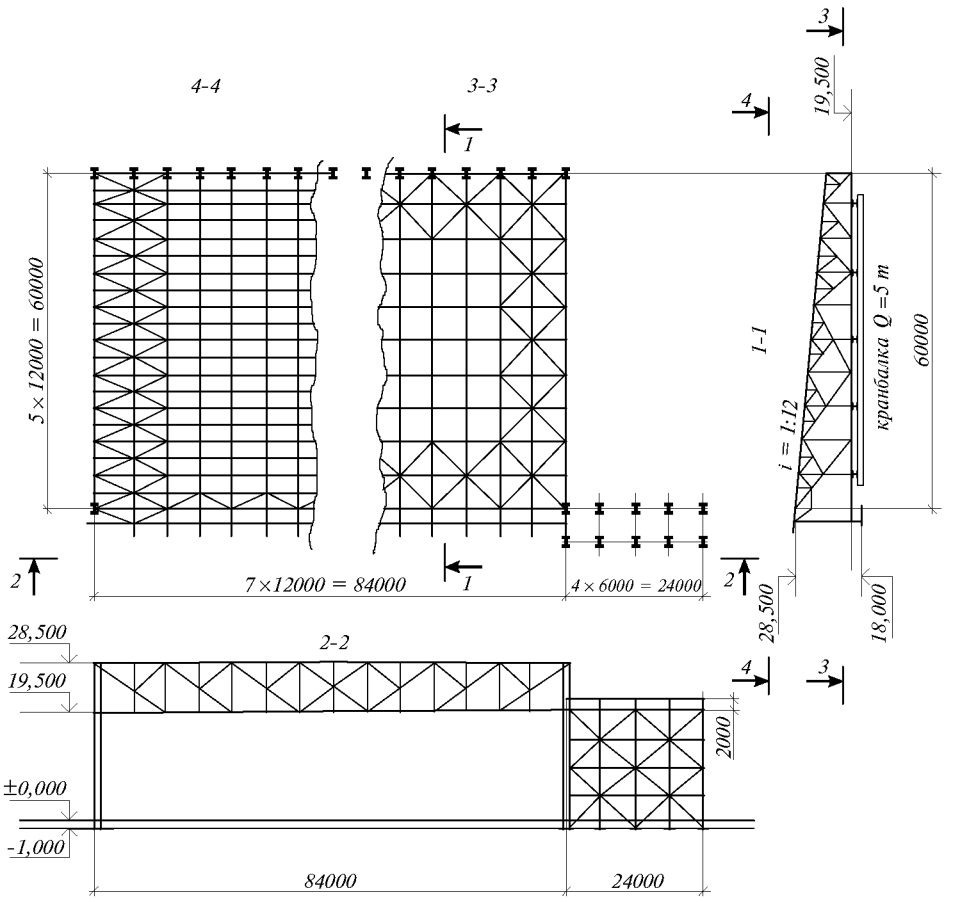


Рис.12.6. Ангар пролетом 84 м

Покрытие выполнено из двухслойных утепленных алюминиевых плит. Такая легкая кровля весьма рациональна в условиях высокой сейсмичности, так как обеспечивает резкое снижение инерционных сил. Несущие конструкции покрытия состоят из трапециевидных односкатных ферм пролетом 60 м, которые с одной стороны опираются на надворотную ферму, а с другой на колонны каркаса торца здания. К перекрытию подвешены многопролетные кран-балки грузоподъемностью 5 т.

В основных элементах конструкций покрытия (надворотная ферма и растянутые элементы ферм пролетом 60 м) применена сталь С345 марки 15ХСНД, а в остальных элементах сталь марки Ст3. Высота надворотной фермы 9 м или $1/9{,}3l$. Учитывая особые условия строительства в проекте реализована развитая система связей с дополнительными диагональными элементами в плоскости нижних поясов. Расход стали на покрытие составил 46 кг/м^2, а на весь каркас 90 кг/м^2.

12.2. Рамные покрытия

12.2.1. Характеристика. Рамные покрытия применяют при пролетах здания 50 – 130 м. При бóльших пролетах рамные системы становятся неэкономичными. Основные преимущества рамных покрытий по сравнению с балочными – меньший вес, большая жесткость и меньшая высота ригелей. К недостаткам следует отнести большую ширину колонн, что часто приводит к излишним габаритам здания, чувствительность системы к неравномерным осадкам опор и изменениям температуры.

Сечения ригелей большепролетных рам проектируют преимущественно сквозными, однако при пролетах до 60 м, особенно при ломаном очертании ригелей, они могут оказаться рациональными и со сплошной стенкой.

Рамные конструкции эффективны при погонных жесткостях колонн, близких к погонным жесткостям ригелей, что позволяет перераспределять усилия от вертикальных нагрузок и значительно облегчить ригели: в этих случаях высота решетчатых ригелей может быть принята равной 1/12 – 1/20 пролета, а сплошных даже 1/20 – 1/30 пролета.

При значительно больших погонных жесткостях ригелей по сравнению с жесткостями колонн опорные моменты мало влияют на усилия в ригелях, поэтому последние незначительно отличаются от балочных схем. В этих случаях ригели проектируют такой же высоты, как ригели балочных конструкций.

По статической схеме рамы могут быть бесшарнирными и с шарнирами, преимущественно в уровне фундаментов. Бесшарнирные рамы более экономичны по расходу стали, однако требуют более мощных фундаментов. Шарнирные рамы обычно применяют при пролетах до 100 м. Некоторые основные схемы рам приведены на рис.12.7.

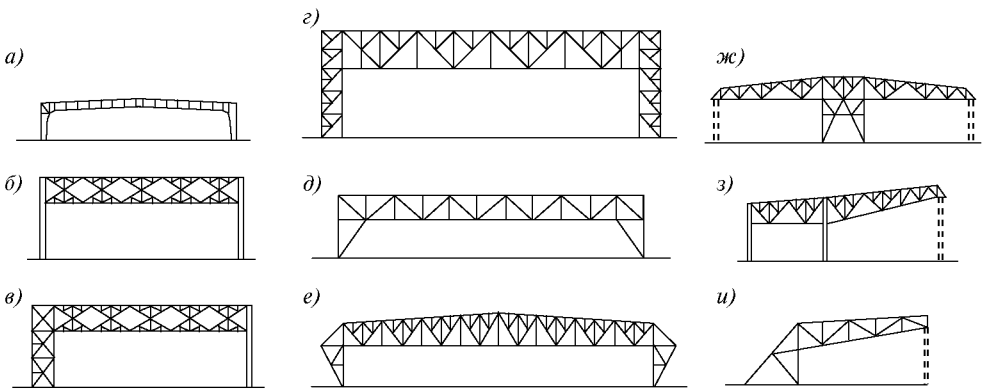


Рис.12.7. Рамы

а – сплошная; *б* – сквозная с гибкими стойками; *в* – с одной гибкой стойкой; *г* – с жесткими стойками; *д* – двухшарнирная; *е* – с подкосами снаружи; *ж* – двухконсольная; *з* – одноконсольная; *и* – консольная

Также как и балочные схемы, рамные схемы покрытий по типу основной конструкции могут быть плоскостными, состоящими из плоских рам и промежуточной конструкции; блочными, состоящими из двух плоских рам с шагом обычно 6 м, соединенными между собой связями в пространственные блоки и, наконец, трехгранными.

В блочных схемах достигается повышение поперечной жесткости ригелей, конструктивно легче решаются связи, вместо поэлементного монтажа обеспечивается крупноблочное возведение, правда, несколько возрастает количество связевых элементов по сравнению с плоскими схемами.

Шаг основных конструкций, промежуточные конструкции и допустимые прогибы ригелей в рамных схемах принимаются такими же как и в балочных.

В рамах, как в статически неопределимых схемах, возможно регулирование расчетных усилий подъемом или опусканием опор (при двух и многопролетных схемах), смещением опор с оси колонн или поворотом опор, выгибом колонны во время монтажа, замыканием опорных узлов ригелей после укладки панелей покрытия, подвеской наружных стен или анкерных оттяжек на консолях, установкой и натяжением затяжек в уровне опор рам.

Существенный эффект в снижении расхода металла может быть получен также за счет других способов предварительного напряжения наиболее нагруженных элементов рамной системы.

12.2.2. Расчет. Большепролетные сквозные рамы рассчитывают как решетчатые системы с учетом деформаций всех составляющих решетку стержней с помощью программ (например РАСК) на ЭВМ. Расчетные усилия в решетчатых рамах легкого типа для предварительных расчетов в целях упрощения можно определять как для сплошных стержней, при этом момент инерции сквозных элементов следует принимать с коэффициентом 0,75–0,85, учитывающим реальную деформативность стержней решетки; расчетную схему рамы рекомендуется принимать по осям, проходящим через центры тяжести сечений колонн и ригелей.

Практика показала, что при невысоких жестких колоннах рамная система должна быть рассчитана и на температурные воздействия.

12.2.3. Конструктивные решения. Ангар с надворотной двухшарнирной рамой пролетом 100 м, на которую опираются стропильные фермы пролетом 60 м, расположенные с шагом, равным панели основной несущей рамы, показан на рис.12.8.

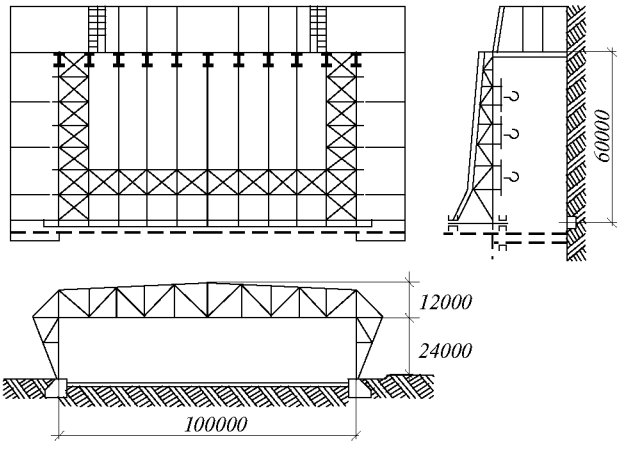


Рис.12.8. Ангар с надворотной двухшарнирной рамой

С противоположной стороны стропильные фермы опираются на колонны. Подвесные двухопорные кран-балки грузоподъемностью 3 и 5 т подвешиваются к балкам, прикрепленным к узлам нижнего пояса стропильных ферм.

В зависимости от грунтовых условий распор надворотной рамы может быть воспринят непосредственно фундаментами или, при слабых грунтах, затяжкой, скрытой ниже уровня пола в бетонном коробе.

На рис.12.9 изображено решение большепролетного сборочного цеха, несущие конструкции которого выполнены в виде двухпролетных блочных рам пролетом 66 м. Промежуточная конструкция решена в виде подкосноконсольной системы, поддерживающей рамную трехшарнирную конструкцию поперечных фонарей. Блочные ригели рассчитаны также на усилия от крутящих моментов при возможной несимметричной снеговой нагрузке. Для уменьшения моментов в колоннах от постоянных нагрузок отверстия в опорных фасонках ригелей смещены и замыкание рамы на монтаже осуществлялось при свободном прогибе ригеля от собственной массы. Здание оборудовано козловыми кранами, перемещающимися в продольном направлении по напольным путям (на рис. не показаны) и подвесными поперечными кранами размещаемыми между ригелями. Конструкции рам сварные, монтажные соединения на высокопрочных болтах с пристрожкой торцов в сжатых стержнях.

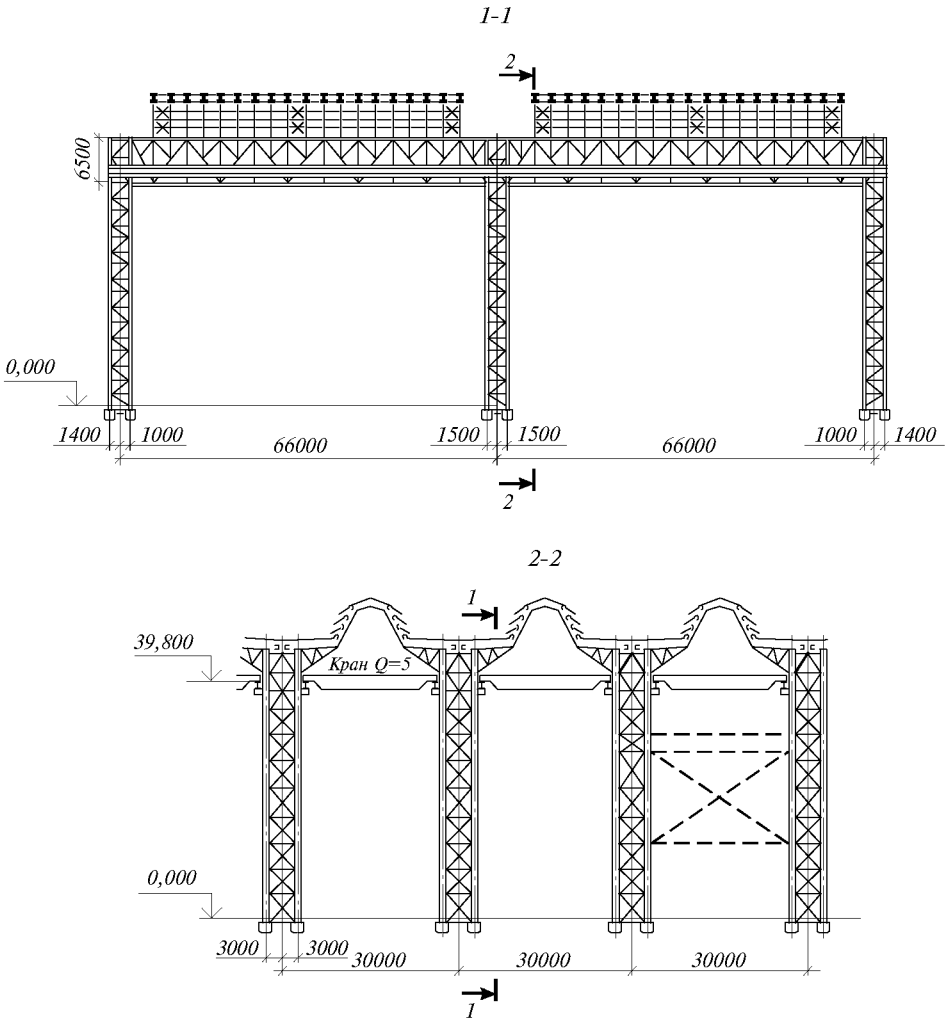


Рис.12.9. Двухпролетное здание с пролетами 66 м

Блочная конструкция основных рам позволила вести монтаж крупными блоками с весом монтажных элементов до 160 т.

Уникальные конструкции крупнопролетного производственного здания представлены на рис.12.10. Здание пролетом 120 м оборудовано поперечными кранами грузоподъемностью 15 т. Ригели рам, установленные с шагом 36 м, решены в виде подкраново-подстропильных плоских ферм высотой 10 м (1/12*l*). Верхние пояса ферм и раскосы сварные Н-образного сечения из высокопрочной стали марки 16Г2АФ. Нижние пояса коробчатого сечения шириной 3 м и высотой 2 м; по ним уложены подкрановые рельсы для мостовых кранов. Коробчатые сечения нижних поясов из стали марки 10Г2С1 рассчитаны на работу в сложных условиях от продольных усилий в системе рамы, на кручение при несимметричных крановых нагрузках и на усилия от горизонтальных нагрузок из плоскости ферм.

Колонны сплошного сварного сечения шириной в плоскости рамы 3,6 м. Монтажные соединения основных конструкций – на высокопрочных болтах. Сечения поясов при толщине листового металла 50 – 60 мм перекрываются двухслойными накладками со ступенчатым их расположением (рис.12.10*в*), чем обеспечивается хорошее стягивание накладок и экономия металла.

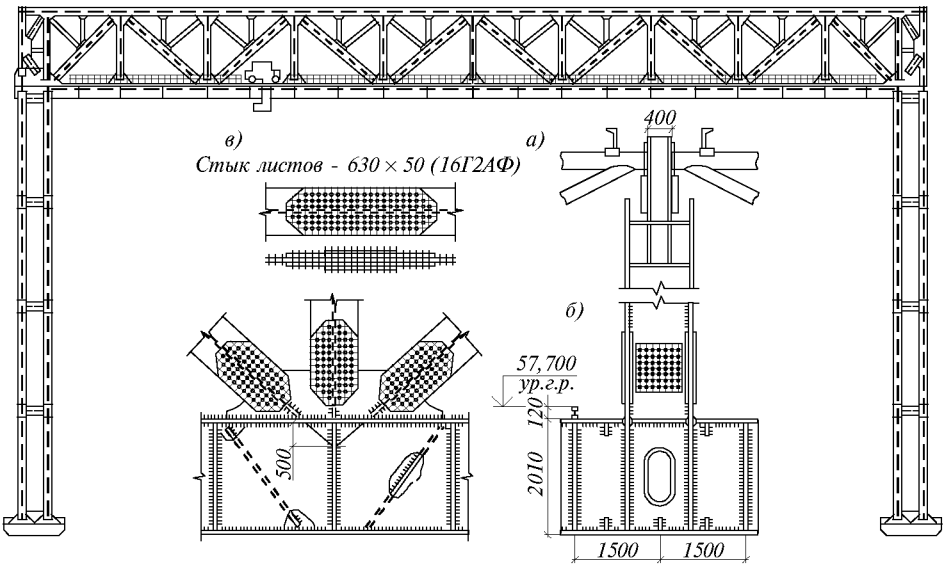


Рис.12.10. Поперечная рама здания пролетом 120 м
а, б – узел соответственно нижнего и верхнего поясов; *в* – стык листов верхнего пояса

На верхние узлы рамных ферм опираются промежуточные стропильные фермы пролетом 36 м, запроектированные из высокопрочных стальных труб. Стропильные фермы преднапряжены высокопрочными канатами, пропущенными внутри трубчатых сечений нижнего пояса. По фермам уложены кровельные щиты размером 12×6 м из профилированного стального настила. Утеплитель – минераловатные плиты марки 200, массой 10 кг/м^2. Горизонтальные связи покрытия располагаются только в плоскости верхних поясов ферм. Отсутствие связей по нижним поясам основных ферм пролетом 120 м позволило разместить мостовые краны в межферменном пространстве и получить существенный экономический эффект от снижения высоты здания. Применение плоской бесфонарной кровли, обеспечивающей заметное уменьшение снеговой нагрузки особенно эффективно для большепролетных зданий.

Натурные испытания смонтированного здания подтвердили большую жесткость запроектированной конструктивной схемы. Расход стали на покрытие составил 220 кг/м^2.

12.3. Арочные покрытия

12.3.1. Характеристика. В качестве основных несущих элементов арки успешно применяют для зданий спортивно-зрелищного и общественного назначения при больших пролетах и преобладании равномерно распределенных нагрузок. По затрате металла арочные покрытия, как правило, более экономичны, чем балочные или рамные системы. Распор арок рекомендуется передавать через фундамент и грунт. В случае особо неблагоприятных грунтовых условий распор может быть воспринят затяжкой, устанавливаемой ниже уровня пола. Затяжки устраивают также при опирании арок на колонны или высокие опоры небольшой жесткости.

По статической схеме арки подразделяются на трехшарнирные, двухшарнирные и бесшарнирные. Наиболее распространенными являются двухшарнирные арки: они достаточно просты в изготовлении и монтаже, нечувствительны к неравномерным вертикальным смещениям опор, а напряжения от изменения температуры в них несущественны.

Трехшарнирные арки, как статически определимые системы, безразличны к осадкам опор и температурным воздействиям, однако, устройство шарнира в ключе осложняет как конструкцию самих арок, так и решение кровельного покрытия.

Бесшарнирные арки обладают преимуществами большей жесткости и меньшего расхода металла, вместе с тем они связаны с устройством более мощных опор и требуют обязательного расчета на прогнозируемую разность осадок опор и температурные воздействия.

По совокупной стоимости стальных конструкций и фундаментов все три типа арок примерно равноценны. Арочные покрытия по типу компоновки основных конструкций могут быть плоскостными или блочными. Учитывая малую жесткость из своей плоскости рационально монтаж осуществлять в виде спаренных арочных элементов.

Наивыгоднейшая высота арки находится в пределах 1/4 – 1/6 пролета. Очертание арки должно возможно ближе соответствовать кривой давления. Кривая давления в арке от постоянной нагрузки - парабола, поэтому чаще всего форма арки принимается параболической. Однако, для удобства изготовления элементы арок принимаются иногда очерченными по дуге круга или даже прямолинейными, если это не нарушает архитектурных требований. В пологих арках дуга круга почти совпадает с параболой; в более высоких арках параболу целесообразно заменять сочетанием дуг окружностей различных радиусов.

Высота сечения арки зависит от пролета и соотношения между величинами постоянной и временной нагрузок и принимается для решетчатых арок в пределах 1/30 – 1/60 пролета, для сплошных сечений 1/50 – 1/80.

Сплошные сечения в арках следует принимать при условии возможности вальцовки прокатных профилей. Сечения сквозных арок рекомендуется назначать постоянной высоты, т.е. с параллельными поясами, что наиболее полно отвечает характеру изменения усилий по длине. Вместе с тем имеется немало случаев применения переменных по высоте сечений, например, серповидных в двух- и трехшарнирных арочных покрытиях.

Возможные типы сечений арок показаны на рис.12.11. Шарниры в пятах и ключе арок рекомендуется делать плиточными с центрирующей прокладкой. Для

восприятия поперечных сил служат ограничители, расположенные с двух сторон основной плиты шарнира (рис.12.12). Применявшиеся в прежней практике литые балансирные шарниры могут также использоваться. Однако, они значительно дороже и поэтому не могут быть рекомендованы.

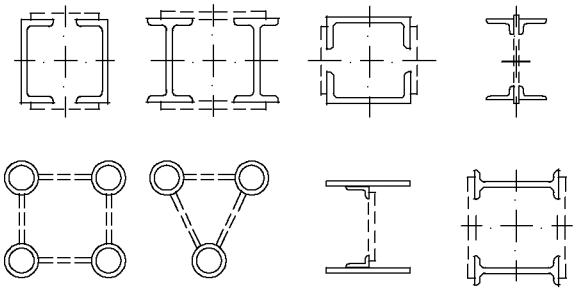


Рис.12.11. Типы сечения арок

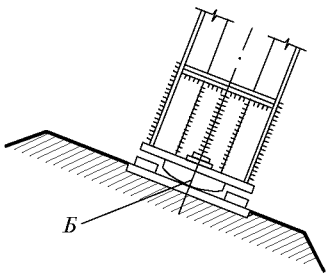


Рис.12.12. Опорный узел арки
Б – фундаментный болт

12.3.2. Расчет арок. Арочные конструкции рассчитывают на вертикальные нагрузки от собственного веса конструкций покрытия и снега, а также на ветровые нагрузки, температурные воздействия и, в отдельных случаях, на ожидаемую разность смещения опор.

Конфигурация арки может быть принята по параболе, кругу, эллиптической кривой, цепной линии в соответствии с очертанием многоугольника действующих сил и одновременно принимая во внимание архитектурные требования.

Как известно, уравнение кривой арки, очерченной по параболе описывается уравнением

$$y = \frac{4f}{l^2} x(l - x) \qquad (12.1)$$

где l – пролет; f – стрела подъема; x, y – текущие координаты.

При вертикальной равномерно распределенной нагрузке по всему пролету для двухшарнирной арки:

– распор $$H = \frac{ql^2}{8f}; \qquad (12.2.)$$

– нормальная сила $$N = \frac{ql^2}{8f} \cdot \frac{1}{\cos\alpha}, \qquad (12.3)$$

где α – угол наклона касательной к оси арки;

$$tg\alpha = \frac{4f(l - 2x)}{l^2}.$$

Изгибающие моменты от сосредоточенной силы P в двухшарнирной арке определяются вычитанием из моментов M_0 (для балки на двух опорах) моментов от распора

$$H = 0{,}625P\frac{ab}{fl}(1 + \frac{ab}{l^2}), \qquad (12.4)$$

где a и b расстояния силы P от левой и правой опор.

Для случая равномерно распределенной нагрузки на половине пролета двухшарнирной параболической арки:

- распор $$H_A = H_Б = \frac{ql^2}{16f};$$ (12.5)

- вертикальные реакции $$R_A = \frac{3}{8}ql; \quad R_Б = \frac{1}{8}ql;$$ (12.6)

$$M_x = M_0 - H \cdot y; \quad N_x = Q_0 \sin\alpha + H\cos\alpha; \quad Q_x = Q_0\cos\alpha - H\sin\alpha;$$ (12.7)

- максимальный момент в четверти пролета $M = \frac{ql^2}{16}$.

В формуле 12.7 M_0 и Q_0 – изгибающий момент и поперечная сила, подсчитанные для балки на двух опорах при загружении полупролета, остальные обозначения прежние.

В бесшарнирных параболических арках опорные моменты и распор от сосредоточенной нагрузки определяются по формулам

$$H = \frac{15}{4} \cdot \frac{Pa^2b^2}{l^3 f};$$ (12.8)

$$M_A = \frac{Pab}{l} \cdot \frac{b}{l}\left(1{,}5\frac{a}{l} - \frac{b}{l}\right);$$ (12.9)

$$M_Б = \frac{Pab}{l} \cdot \frac{a}{l}\left(1{,}5\frac{b}{l} - \frac{a}{l}\right).$$ (12.10)

Напряжения, МПа, вследствие равномерных температурных изменений могут быть определены по формулам

– в двухшарнирной арке

$$\sigma = \pm 0{,}937 E\alpha t \frac{h}{f} = \pm 2{,}36 t \frac{h}{f};$$ (12.11)

– в бесшарнирной арке

в пролете $$\sigma_1 = \pm 4{,}72 t \frac{h}{f};$$ (12.12)

на опоре $$\sigma_2 = \pm 9{,}44 t \frac{h}{f},$$ (12.13)

где t – перепад температур (С°); h – высота сечения арки; f – стрела подъема.

В таблицах 12.1 и 12.2 приведены моменты от единичной сосредоточенной силы при пролете $l=1$ под грузом, в 3/4 пролета и наибольшие, вычисленные для двухшарнирных и бесшарнирных параболических арок.

Таблица 12.1. Моменты в двухшарнирной параболической арке от единичного сосредоточенного груза

Определяемый момент	Момент от единичного сосредоточенного груза, приложенного на расстоянии от опоры А						Множитель
	0,1l	0,2 l	0,25 l	0,3 l	0,4 l	0,5l	
под грузом	0,0679	0,0858	0,0831	0,0766	0,0614	0,0547	pl
при x=0,75l	-0,021	-0,037	-0,0419	-0,0441	-0,0395	-0,0215	pl
M_{max}	-0,0215 при x=0,704	-0,0375 при x=0,715	-0,042 при x=0,725	-0,0442 при x=0,736	-0,0398 при x=0,769	-0,0253 при x=0,18 x=0,82	pl l

Таблица 12.2. Моменты в бесшарнирной параболической арке от единичного сосредоточенного груза

Определяемый момент	Момент от единичного сосредоточенного груза, приложенного на расстоянии от опоры А						Множитель
	0,1*l*	0,2 *l*	0,25 *l*	0,3 *l*	0,4 *l*	0,5*l*	
M_a	-0,0608	-0,064	-0,0527	-0,0368	0	0,0312	*pl*
под грузом	0,0255	0,0538	0,0593	0,0595	0,0518	0,0469	*pl*
при *x*=0,75*l*	-0,0045	-0,014	-0,0188	-0,0228	-0,026	-0,0195	*pl*
$M_б$	0,0112	0,032	0,041	0,0472	0,048	0,0312	*pl*

Усилия в поясах сквозных арок с параллельными поясами N_n определяют при комбинации нагрузок, дающей наибольшие их значения. Продольная сила N в арке распределяется между поясами обратно пропорционально их расстояниям до центра тяжести сечения, а усилие от момента M_x получают делением его величины на расстояние между центрами тяжести поясов *h:*

$$N_n = \frac{Na}{h} \pm \frac{M_x}{h}, \tag{12.14}$$

где *a* – расстояние от центра тяжести сечения до противоположного пояса.

Усилие в решетке сквозных арок N_p зависит от величины поперечной силы Q и угла наклона элемента к оси арки β

$$N_p = \frac{Q}{\sin\beta}. \tag{12.15}$$

В раскосной решетке следует учитывать дополнительные напряжения в раскосах, возникающие от обжатия поясов:

$$\sigma_p^1 = \frac{\sigma_n^в + \sigma_n^н}{2} \cdot \cos^2\beta, \tag{12.16}$$

где $\sigma_n^в$ и $\sigma_n^н$ – напряжения от продольной силы в верхнем и нижнем поясах.

Устойчивость параболической арки постоянного сечения при равномерно распределенной нагрузке может быть проверена по формуле

$$\sigma_{кр} = \frac{q_{кр} l^2}{8fA} = \frac{kEJ}{l^3} \cdot \frac{l^2}{8fA} = \frac{kEi^2}{8lf}, \tag{12.17}$$

где *l* – пролет, *f* – стрела подъема, *k* – коэффициент, принимаемый по табл.12.3, *i* – радиус инерции сечения, *A* – площадь сечения арки.

Таблица 12.3. Коэффициент *k* параболической арки

f/*l*	Значения *k* в арке		
	бесшарнирной	двухшарнирной	трехшарнирной
0,1	60,7	28,5	22,5
0,2	101	45,4	39,6
0,3	115	46,5	46,5
0,4	111	43,9	43,9
0,5	97,4	38,4	38,4
0,6	83,8	30,5	30,5

Из значений табл.12.3 видно, что арка наиболее устойчива при отношении $f/l = 0{,}3$. Устойчивость арки из ее плоскости должна быть обеспечена горизонтальными связями и прогонами либо жесткими плитами покрытия. Для достаточной устойчивости расстояния между точками закрепления не должны превышать 40 – 50 радиусов инерции сечения пояса.

12.3.3. Конструктивные решения. На рис.12.13 приведен поперечный разрез склада концентратов металлургического завода. Трехшарнирные арки покрытия образуются двумя фермами с параллельными поясами: высота ферм 2,8 м, шаг ферм 7 м. Для увеличения вместимости склада отметка пола принята ниже пят на 3 м. Прямолинейное очертание ферм принято исходя из приближения к форме поверхности насыпного материала с учетом упрощения изготовления стальных конструкций и устройства кровли. При сравнительно небольшом пролете для арок, расход стали на здание практически не увеличивается. Арка в ключе поддерживает загрузочную транспортерную галерею. Расположение шарниров в уровне нижнего пояса ферм и значительная нагрузка от транспортерной галереи создают в обоих поясах сжимающие усилия. Холодное покрытие склада выполнено из асбестоцементных волнистых листов по стальным прогонам. Несущие конструкции изготовлены из стали марки Ст3, общий расход стали составил 46,5 кг/м^2.

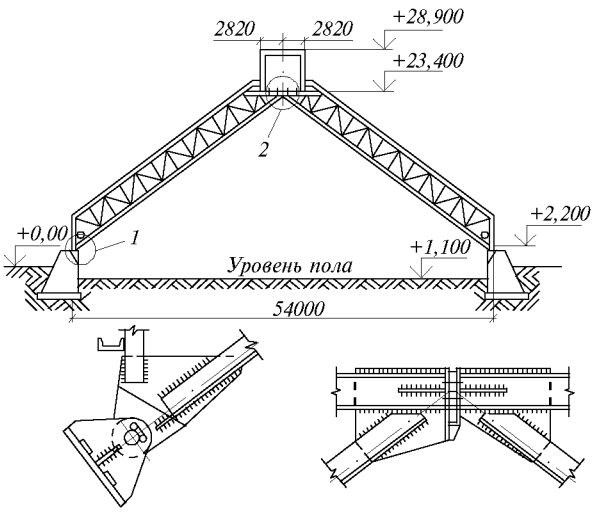


Рис.12.13. Покрытие склада концентрата металлургического завода
1 – опорный шарнир, *2* – шарнир в ключе арки

На рис.12.14 дан поперечный разрез проектного решения ангара длиной 60 м с двухшарнирными арками пролетом 100 м. Шаг арок 12 м. Кровля из утепленных алюминиевых листов длиной 12 м. Арки выполнены из стали С345 марки 14Г2, остальные конструкции покрытия из стали марки Ст3. Расход стали составил 55 кг/м^2 перекрываемой площади помещения, из них на арки приходится 24 кг/м^2.

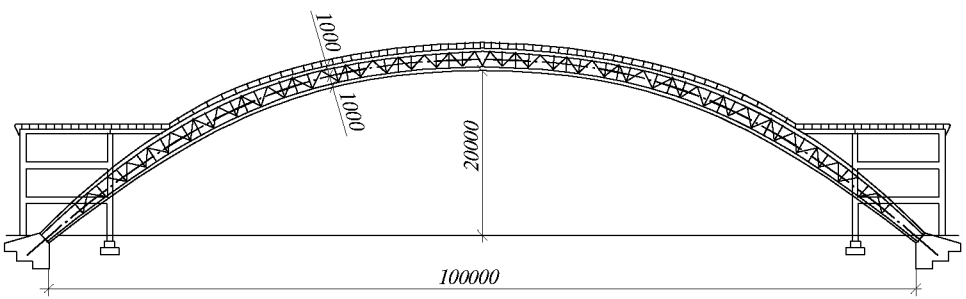


Рис.12.14. Проект арочного покрытия ангара

12.4. Пространственные стержневые системы

Пространственными называются конструкции, у которых оси несущих стержневых элементов не лежат к одной плоскости.

Пространственные стержневые системы можно разделить на три основные группы: стержневые плиты, цилиндрические оболочки и оболочки двоякой кривизны (купола) (рис.12.15).



Рис.12.15. Основные типы пространственных покрытий

Все три типа пространственных стержневых систем представляют собой, как правило, пространственные фермы, реже рамы с определенной регулярной структурой.

Основные типы структур пространственных стержневых систем приведены на рис.12.16 и 12.17. В основе первой группы структур лежит сеть из четырехугольных ячеек. Вторая группа структур основана на сети из треугольных ячеек. Все структуры можно разделить на однослойные (односетчатые) и двухслойные (двухсетчатые). Узлы однослойных структур расположены на одной поверхности, а узлы двухслойных структур – на двух поверхностях. Однослойные структуры характерны для третьего типа пространственных покрытий – стержневых оболочек положительной гауссовой кривизны, сетчатых куполов. Они применяются также в цилиндрических оболочках небольшого пролета. Для стержневых плит чаще всего используются двухслойные структуры.

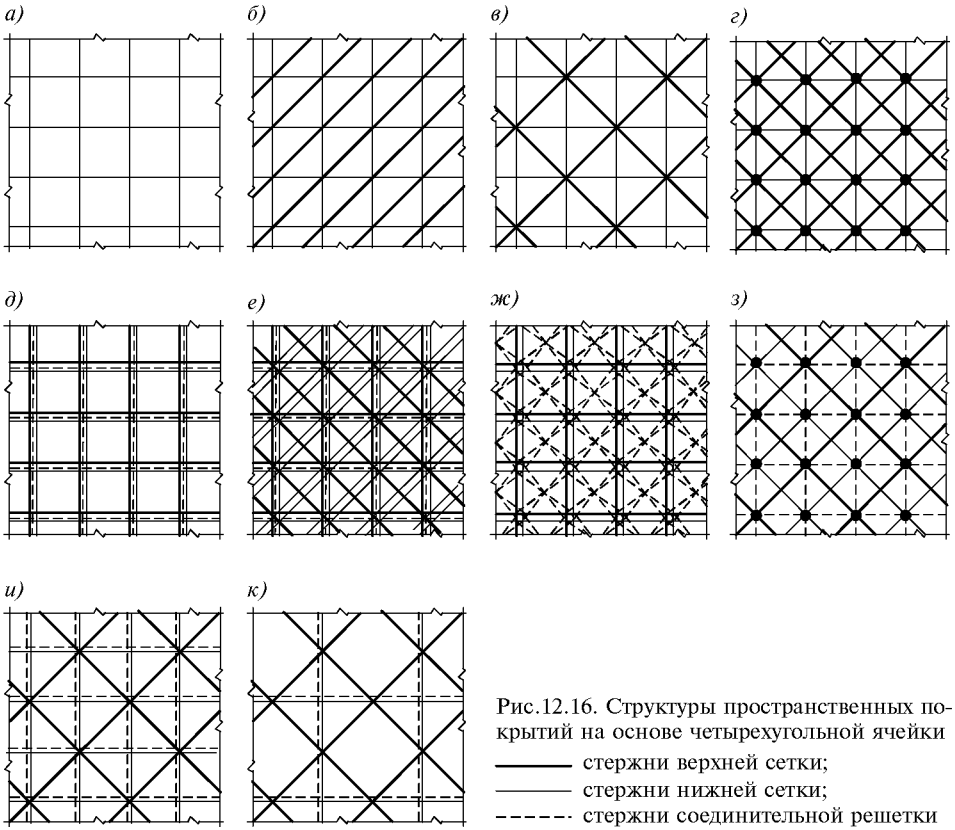


Рис.12.16. Структуры пространственных покрытий на основе четырехугольной ячейки

——— стержни верхней сетки;

——— стержни нижней сетки;

- - - - - - стержни соединительной решетки

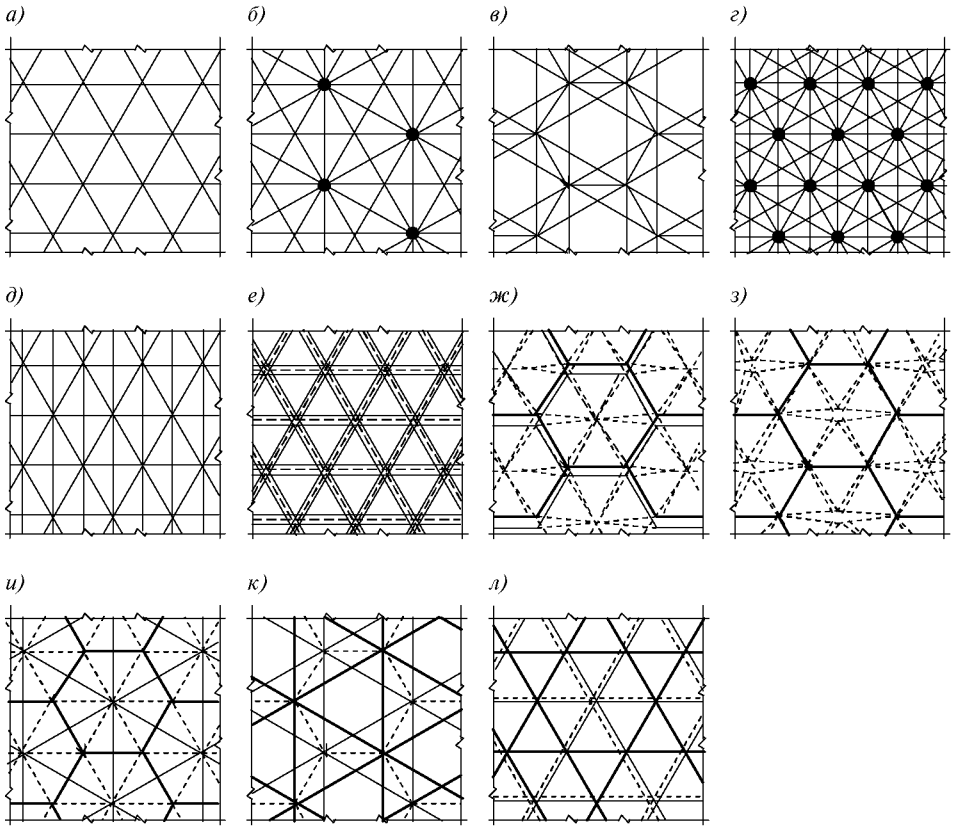


Рис.12.17. Структуры пространственных покрытий на основе треугольной ячейки

——— стержни верхней сетки; ——— стержни нижней сетки;

– – – – стержни соединительной решетки

Пространственные металлические конструкции обладают рядом преимуществ по сравнению с традиционными решениями. Основными являются следующие:

- максимальная унификация узлов и стержневых элементов;
- пространственность работы системы, способность воспринимать неравномерные, сосредоточенные нагрузки;
- повышенная жесткость;
- повышенная надежность и живучесть;
- облегчение ограждающих конструкций кровли благодаря частой сетке узлов;
- возможность использования более совершенных методов монтажа (сборка конструкций на земле и под□ем покрытия крупными блоками);
- сборно-разборность (при необходимости);
- архитектурная выразительность и гибкость применения для зданий различного назначения.

Вместе с тем необходимо отметить, что узлы пространственных конструкций, как правило, более сложны в изготовлении. Широкое применение пространственных металлических конструкций зависит в основном от развития и совершенствования автоматизированных и поточных производств, позволяющих изготовлять крупные серии стандартных конструктивных элементов при сравнительно небольших затратах.

12.4.1. Стержневые плиты. Стержневые плиты могут иметь различные конфигурации в плане, произвольное число и расположение опор. Основные преимущества стержневых плит заключаются в однотипности конструктивных элементов, возможности их максимальной унификации, удобстве расположения подвесного транспорта и подвесных потолков. Наибольшее распространение получили стержневые плиты с ортогональной сеткой поясов (рис.12.16 *з*,*и*,*к*). Для большепролетных покрытий сложной конфигурации в плане с малым числом опор применяются также двухпоясные системы с треугольной сеткой (рис.12.17 *е*,*к*), имеющие наибольшую пространственную жесткость.

В зарубежном строительстве используются различные конструктивные решения узловых соединений (рис.12.18). Узловой элемент системы «Октаплатт», Германия (рис.12.18 *а*), представляет собой полый шар, сваренный из двух штампованных полушарий. Трубчатые стержни соответствующей длины имеют обрезанные под прямым углом торцы без специальной обработки кромок. Однотипность узлов допускает сварку специальными полуавтоматическими приспособлениями. Узлы подхода стержней к узлу могут быть любыми. Усилия в отдельных стержнях могут достигать 200 кН. Покрытия системы «Октаплатт» сваривают из отдельных элементов на строительной площадке, часто на проектной отметке. Недостатком узла являются малые допуски в длинах труб и большой об□ем монтажной сварки.

Узловой элемент системы «Триодетик», Канада (рис.12.18 *б*), представляет собой цилиндр с прорезями рифленого профиля. Число пазов может достигать 9. Концы трубчатых стержней обрезаны под соответствующими углами и расплющены на специальном прессе по форме, соответствующей профилю паза узловой детали. Все стержни фиксируются в прорезях одним зажимным болтом. Конструкции изготавливают из алюминиевых сплавов и из стали.

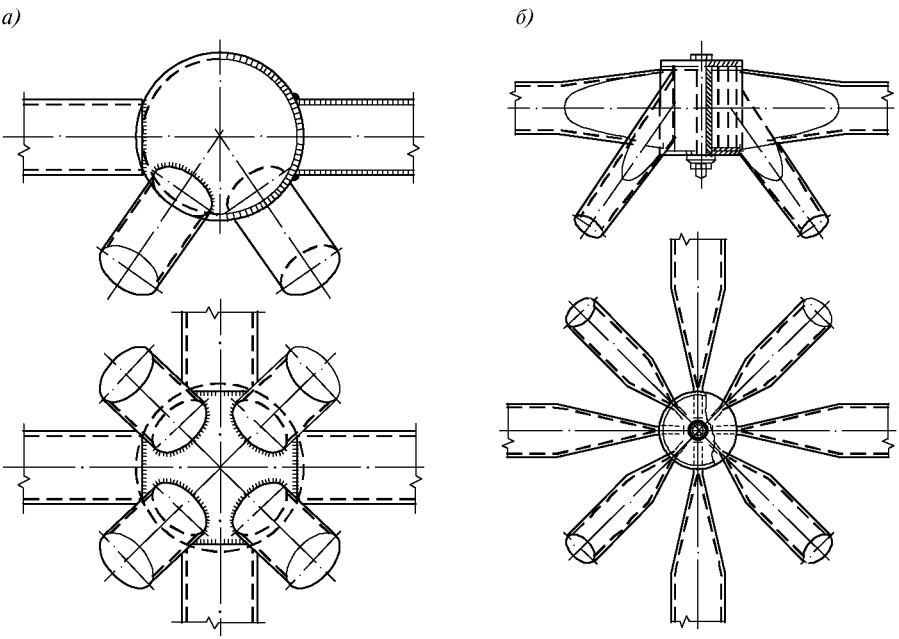


Рис.12.18 *а*, *б*. Узлы пространственных покрытий

Узел системы «ИФИ», Германия (рис.12.18 *в*), состоит из двух стальных круглых дисков с ребрами по краю, стягиваемых между собой одним высокопрочным бол-

том. Между дисками зажимаются клиновидные наконечники, приваренные к сплющенным концам труб.

Эти три типа узловых соединений наиболее универсальны, они могут применяться не только для стержневых плит, но и для сетчатых оболочек одинарной и двоякой кривизны.

Другие типы узловых соединений в значительно большей степени носят черты жесткой унификации и могут применяться только для стержневых плит с октаэдрической структурой.

Узловой элемент системы «Меро», Германия (рис.12.18*г*), представляет собой шар с отверстиями, имеющими резьбу. Для присоединения к шару на концах трубчатых стержней предусмотрены конические наконечники с вставным болтом и муфтой. Вращением муфты болт ввинчивается в отверстие шара. Конструкция узла допускает соединение до 18 стержней.

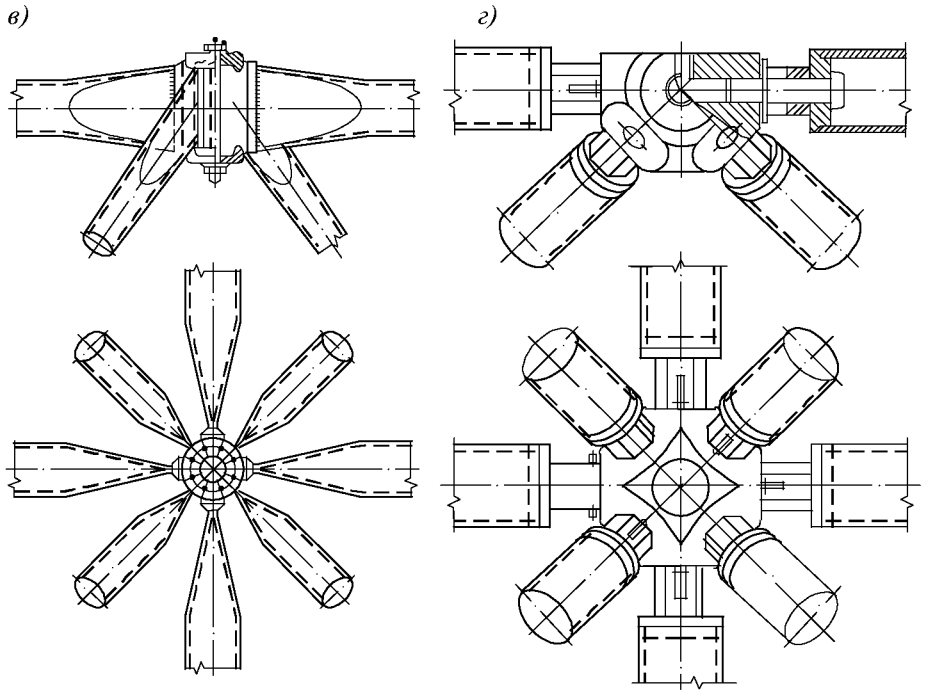
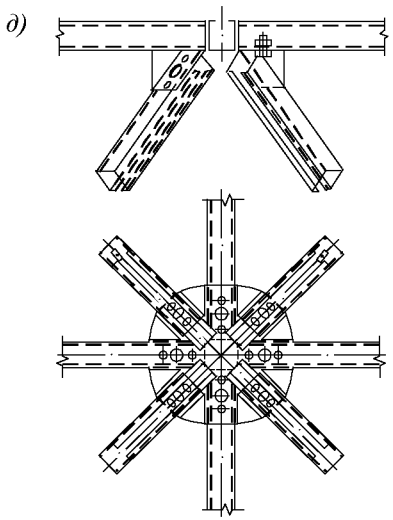
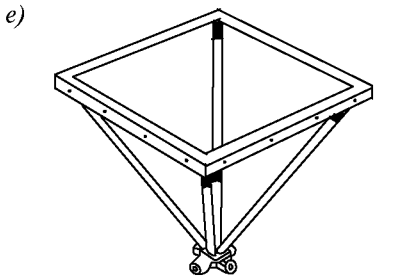


Рис.12.18*в, г.* Узлы пространственных покрытий

Узловой элемент системы «Юнистрат», США (рис.12.18*д*), выполнен в виде штампованного фасонного алюминиевого или стального листа с восемью плоскостями для подхода стержней швеллерного профиля. Каждых стержень соединяется с узловым элементом одним болтом. Хорошую работу соединения на сдвиг обеспечивают выступы и соответствующие им углубления на примыкающих плоскостях стержней и узловой детали.

В основу английской системы «Спейс-Дек» и ее разновидности «Ненк-систем» положен пирамидальный элемент заводского изготовления (рис.12.18*е*). Квадратное основание пирамиды выполняют из уголкового профиля, с основанием соседней пирамиды его соединяют болтами. Вершины пирамид имеют трубчатые муфты, соединяемые элементами из высокопрочной стали. Монтировать покрытия можно целиком, отдельными трехгранными фермами или блоками из двух пространственных ферм.

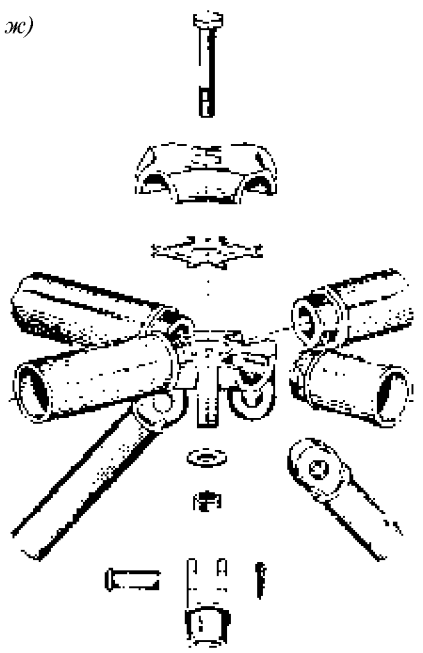




Узловой элемент «Нодус» (рис.12.18 *ж*) состоит из двух половин и имеет четыре патрубка, в которые закладываются наконечники четырех поясных стержней. Обе половины стягиваются болтом. Передача усилий осуществляется благодаря рифленой поверхности соприкасающихся патрубков и наконечников. Раскосы присоединяются к специальным проушинам с помощью шпильки на одной из половин узловой детали или на обеих.

Разновидность «Меро» – узловой элемент системы «Веймар», представляющий собой полушарие с отверстиями; стержни присоединяются болтами. Внутренняя полость полушара закрывается плоской крышкой. Разработан также вариант узла, состоящий из двух полусфер.

Узловое соединение, разработанное в ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко (рис.12.18 *з*), отличается от ранее применявшихся тем, что сплющенные концы всех примыкающих стержней непосредственно свариваются между собой без каких-либо переходных деталей. Ванная сварка осуществляется в специальном кондукторе на медной подкладке. Масса сварного узла не превышает 2,5 % массы всей конструкции. В ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко разработано также складчатое покрытие из прокатных профилей. В отечественной строи-



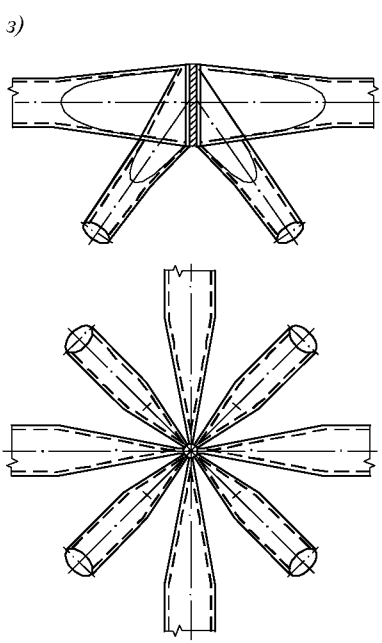


Рис.12.18 *д, е, ж, з*. Узлы пространственных покрытий

тельной практике наибольшее распространение получили решения ЦНИИСКа, узловые соединения ИФИ в покрытиях типа «Берлин», узел типа «Меро», усовершенствованный Московским архитектурным институтом. Статический расчет стержневых плит производится на ЭВМ по специально разработанным программам. На стадии эскизного проектирования используются приближенные методы.

12.4.2. Цилиндрические сетчатые оболочки. Цилиндрические сетчатые оболочки чаще всего выполняют в виде сводов с опиранием по прямолинейным образующим контура (рис.12.19,*а*), однако могут применяться и другие схемы опирания – на торцевые диафрагмы и с промежуточными опорами (рис.12.19,*б*,*в*). При пролетах, не превышающих 30 м, цилиндрические оболочки осуществляются односетчатой структуры с квадратными и треугольными ячейками (рис.12.16,*а–в*, рис.12.17,*а–д*). При больших пролетах применяются двухсетчатые структуры (рис.12.16*д–к*, рис.12.17*е–л*). Как и стержневые плиты, цилиндрические сетчатые оболочки имеют однотипные узлы. Конструктивной особенностью цилиндрических оболочек является то, что оси двух соседних узлов не лежат в одной плоскости, поэтому стержневые элементы чаще всего проектируют из круглых труб или тонкостенных открытых профилей, допускающих закручивание осей стержней на определенный угол без возникновения значительных напряжений.

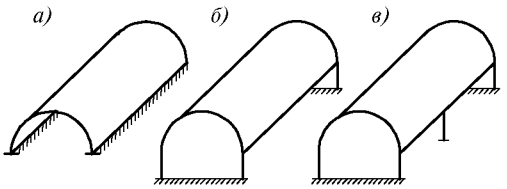


Рис.12.19. Опирание цилиндрических покрытий

Для цилиндрических сетчатых оболочек применяют универсальные узловые соединения типа «Октаплатт», «Триодетик», ИФИ, а также узловые соединения, разработанные специально для цилиндрических оболочек. Например, в Германии для цилиндрических сетчатых оболочек с треугольными ячейками используется узел типа «Вупперман» (рис.12.20*а*), в котором стержни швеллерного сечения болтами крепятся к шестиугольной узловой детали.

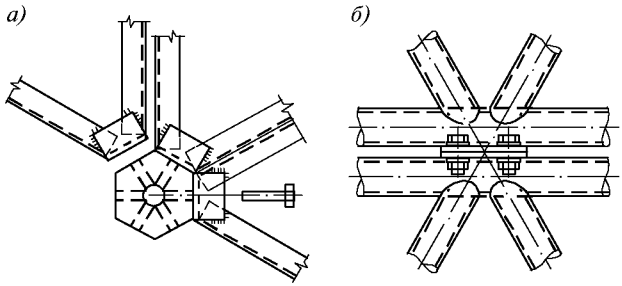


Рис.12.20. Узлы цилиндрических сетчатых оболочек

Часто цилиндрические оболочки монтируют отдельными плоскими фермами. Стержни, расположенные вдоль прямолинейных образующих, в этом случае получаются спаренными. На рис.12.20*б* показан пример решения монтажного узла.

12.4.3. Сетчатые оболочки двоякой кривизны. Сетчатые оболочки двоякой кривизны могут иметь различную форму поверхности и позволяют создать покрытия различной конфигурации в плане (рис.12.21*а–г*).

Наибольшее распространение получили оболочки положительной гауссовой кривизны на круговом плане - купола (рис.12.21*а*).

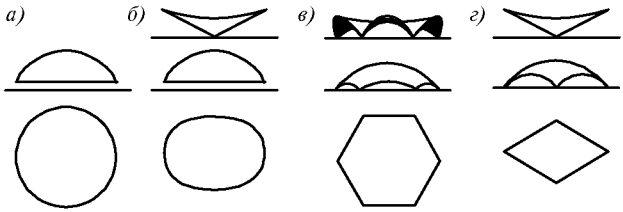


Рис.12.21. Сетчатые оболочки двоякой кривизны

12.4.3.1. *Конструктивные схемы*. Конструктивные схемы металлических куполов можно разделить на три типа: ребристые, ребристо-кольцевые и сетчатые.

Несущая конструкция ребристого купола представляет собой систему радиальных ребер – полуарок, которые соединяются между собой в вершине с помощью верхнего кольца. Внизу они опираются обычно на нижнее кольцо, которое воспринимает распорные усилия полуарок (рис.12.22*а*) При этом на фундаменты передаются преимущественно вертикальные нагрузки. В отдельных случаях, при наличии хороших грунтов основания, опорное кольцо может отсутствовать, но тогда распорные усилия должны полностью восприниматься фундаментами.

Верхнее кольцо воспринимает сжимающие усилия. При несимметричных нагрузках в нем возникают также изгибающие и крутящие моменты. Диаметр верхнего кольца определяется размещением узлов крепления полуарок. Эти узлы конструируются жесткими.

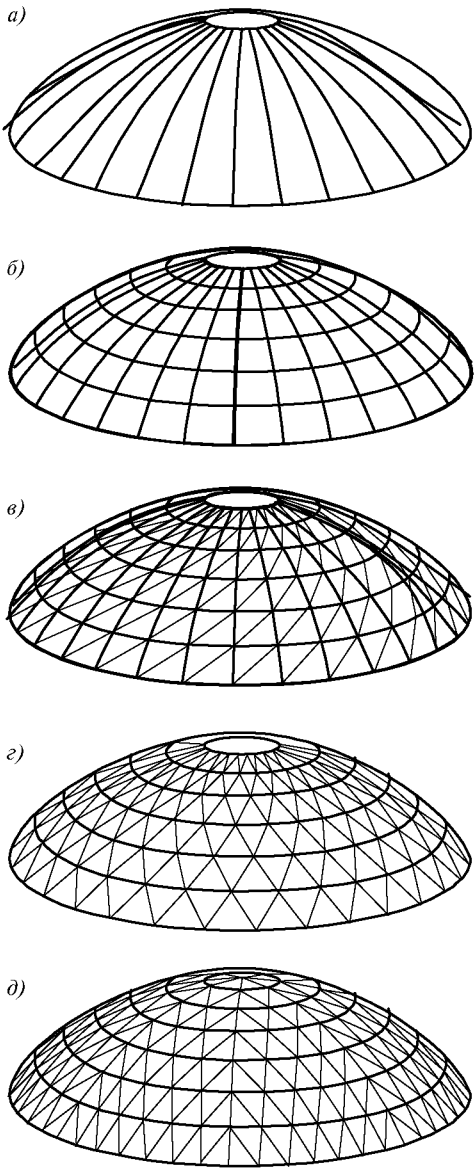


Рис.12.22. Стержневые купола

Нижнее кольцо выполняется в виде многоугольника, число сторон которого соответствует числу ребер. В случае круглой формы кольца следует учитывать возникновение местных изгибающих моментов.

Ребра могут иметь как сплошное, так и сквозное сечение. Сплошные ребра тяжелее, но проще в изготовлении, особенно при использовании прокатных профилей. Нагрузка от кровли передается на ребра через прогоны, которые опираются на верхний пояс ребер.

Для обеспечения пространственной жесткости каркаса по меньшей мере в двух секторах необходимо установить связи по наружным поясам ребер. Система связей и прогонов должна обеспечивать устойчивость ребер из их плоскости.

Отношение высоты купола к диаметру определяется архитектурно-композиционными требованиями. Практика проектирования показывает, что при отношениях от 1/4 до 1/7 показатели массы конструкции изменяются незначительно.

Очертание ребер купола из конструктивных соображений принимается круговым. Однако часто центр окружности смещают с центральной оси. В этом случае форма купола становится не сферической, а тороидальной – стрельчатой. Для большепролетных куполов используют также эллиптическое очертание ребер.

Примерами ребристых куполов являются, например, крытый стадион в Сан-Паулу (Бразилия, 1958 г.) диаметром 80 м со сквозными полуарками; раздвижной купол общественного центра в Питтсбурге (США, 1961 г.) диаметром 125 м и др. Купол павильона машиностроения ВДНХ диаметром 42 м и высотой 32 м имеет стрельчатую форму и состоит из 24 сквозных ребер-полуарок с высотой сечения 890 мм. Пояса полуарок выполнены из прокатных швеллеров, а решетка – из спаренных уголков. Вся поверхность купола светопрозрачна. Трапециевидные панели остекления крепятся к кольцевым прогонам, которые с шагом 1,45 м опираются на узлы наружного пояса.

Прогоны ребристых куполов работают только на изгиб, как вспомогательные балки, воспринимающие нагрузку от кровли и передающие ее на ребра. Если прогоны объединить в кольца и включить в пространственную схему каркаса, заставив воспринимать не только изгибающие, но и продольные усилия, то получим схему ребристо-кольцевого купола (рис.12.22*б*).

Ребристо-кольцевые купола являются более рациональной конструктивной схемой. Кольца существенно уменьшают изгибающие моменты в меридиональных ребрах, особенно при осесимметричных нагрузках, обеспечивают большую пространственную жесткость. Вместе с тем усложняется узел соединения кольцевых и меридиональных элементов, поскольку для центрации усилий элементы должны быть расположены в одном уровне. При проектировании ребристо-кольцевых куполов необходимо учитывать последовательность выполнения монтажных работ и соответствующее изменение расчетных схем. Способ монтажа может оказать существенное влияние и на конструктивное решение ребер. Если предполагается осуществлять сборку конструкции пространственными блоками полной строительной готовности, ребра необходимо проектировать спаренными.

Примерами ребристо-кольцевых куполов являются: Колизей в г. Шарлотта (США, 1956 г.) диаметром 100 м и высотой 16,4 м, с 48 ребрами и восемью кольцами; дворец спорта в Болонье (Италия, 1957 г.), имеющий в плане форму эллипса 69×62 м.

Несколько ребристо-кольцевых куполов было построено в СССР. Среди них: купол над зданием склада сушеного концентрата Лисаковского горно-обогатительного комбината диаметром 23,7 м и высотой 4,3 м с 12 ребрами из прокатного двутавра №30; купольное покрытие корпуса сгущения Карагайлинского горно-обогатительного комбината диаметром 56,6 м и высотой 10 м. 28 ребер, верхнее и нижнее кольца запроектированы из сварных двутавров [2].

Ребристые и ребристо-кольцевые купола, по существу, являются пространственными рамами. Наряду с продольными усилиями в их элементах возникают значительные изгибающие моменты.

Купольные системы, каркас которых образует пространственную стержневую систему с треугольными ячейками, называются сетчатыми куполами.

Для относительно пологих покрытий используются схемы, обладающие осевой симметрией. Все они состоят из определенного числа одинаковых зеркально симметричных секторов. Форма поверхности вращения может быть любой, однако наиболее часто используется сферическая.

Основными схемами построения являются: ребристо-кольцевая со связями в каждой ячейке (купол Шведлера); звездчатая (купол Фёппля); схема Чивитта; схема «ромб».

Звездчатая схема (рис.12.22) может быть получена из схемы Шведлера поворотом каждого горизонтального кольца на угол π/n, где n – число граней купола. Обычно в звездчатой схеме, длину всех некольцевых стержней принимают одина-

ковой. Образующая сеть пространственных ромбических ячеек представляет собой правильную сеть Чебышева.

Недостатком схем Шведлера и Фёппля является значительное сгущение элементов в центральной части. Углы между стержнями становятся очень острыми, что усложняет конструирование узлов и приводит к необходимости устройства центрального кольца большого диаметра.

Схема Чивитта лишена этого недостатка. Она состоит из нескольких секторов, каждый из которых равномерно разбит на треугольные ячейки. Число секторов может приниматься любым, в пределах от 6 до 12 (рис.12.22*д*). В этой схеме, также как и в звездчатой, все узлы яруса лежат в одной горизонтальной плоскости, однако их число увеличивается от центра к краю в арифметической прогрессии. Число различных стержней и узлов в этой схеме значительно превышает аналогичные показатели звездчатой схемы, архитектурно она менее выразительна, но позволяет отказаться от центрального кольца, упростить и унифицировать узловые соединения. По схеме Чивитта с двенадцатью секторами построены самые большие в мире купольные покрытия в Хьюстоне (США, 1964 г.) пролетом 195,6 м и высотой 28,4 м [9] и в Новом Орлеане (США, 1974 г.) диаметром 207,3 м и высотой 32,0 м [10].

Для подъемистых куполов часто используют комбинацию двух сеток – звездчатой и Чивитта.

Ромбическая сеть (рис.12.23) – схема построения сетчатого купола на основе правильной сети Чебышева. Число циклически повторяющихся граней-секторов может быть различно. Отличительной особенностью является равенство длин стержней, расположенных в направлении меридиана. Стержни, расположенные в кольцевом направлении, имеют разные длины.

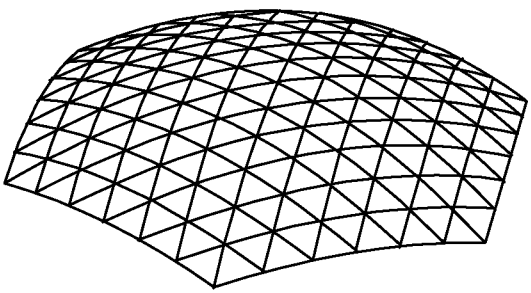


Рис.12.23. Схема сетчатого купола, основанная на геометрии правильной сети Чебышева

Эта схема построения образует наиболее равномерную сеть. Все линии стержней плавно переходят друг в друга, следуя кривизне конструкции, что позволяет рекомендовать ее для покрытий общественных зданий, требующих наиболее выразительного архитектурного оформления интерьера.

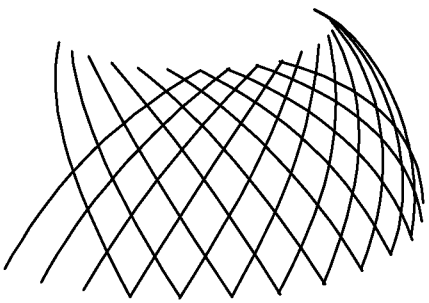


Рис.12.24. Образование сетчатой поверхности вращением наклонных образующих

Эффективным методом построения сетчатых поверхностей вращения является метод наклонных образующих [6]. Наклонной образующей может быть любая кривая на заданной поверхности вращения, не лежащая в одной плоскости с осью вращения. Важным частным случаем является плоская кривая. Если две такие кривые на поверхности вращения, наклоненные в разные стороны, вращать с постоянным угловым шагом, то точки пересечения кривых образуют узлы искомой сети (рис.12.24). Этим методом можно формировать покрытия из отдель-

ных участков поверхностей вращения, например, многоволновые купола (рис.12.25). Наклонными образующими являются меридианы купола, а оси вращения либо лежат в плоскости симметрии сектора, либо ей перпендикулярны.

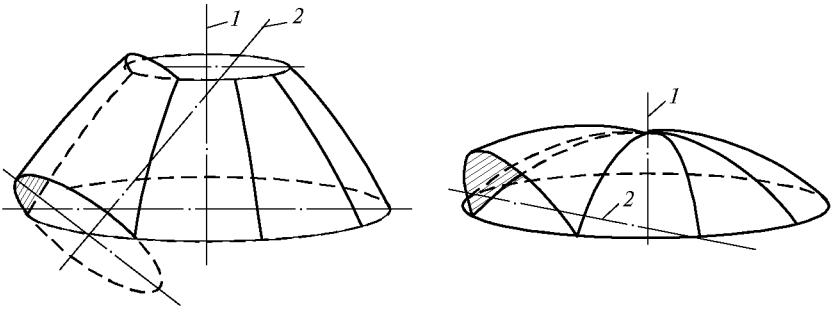


Рис.12.25. Многоволновые купола, построенные методом наклонных образующих
1 – ось симметрии купола; *2* – ось вращения образующей

Для сферических куполов большой высоты рационально использование симметрии правильных многогранников-икосаэдра и додекаэдра. Они имеют десять тройных осей вращения и шесть зеркально-поворотных осей десятого порядка. Предложено большое количество вариантов построения сферических сетей с использованием симметрии правильных многогранников. В практике проектирования наибольшее распространение получили два способа: геодезическая сеть на основе додекаэдра (рис.12.26); построение 720-гранника на основе усеченного икосаэдра (рис.12.27).

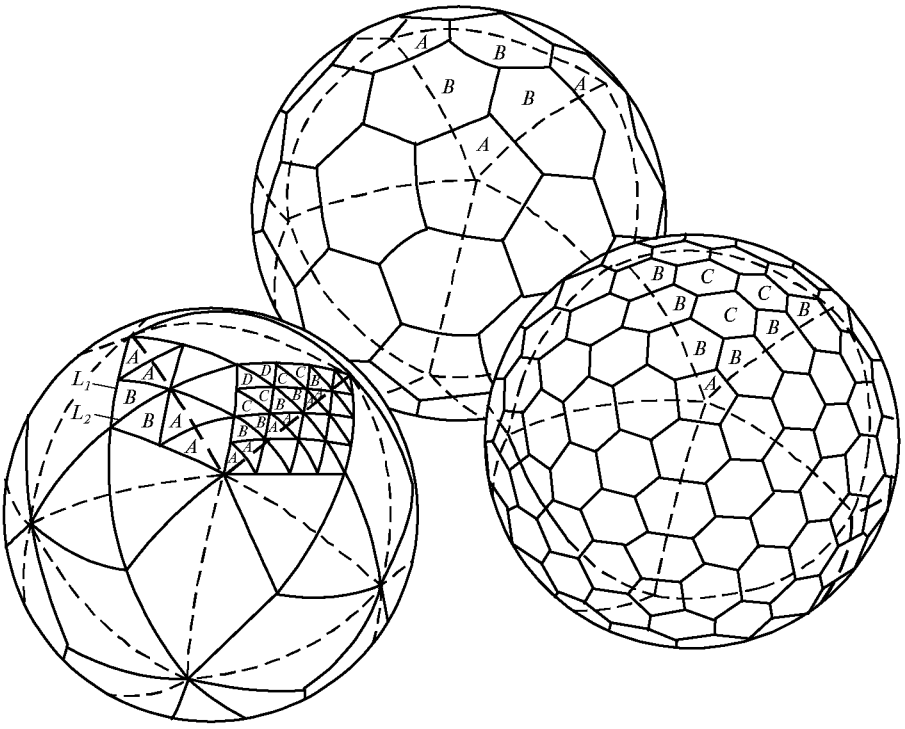


Рис.12.26. Построение сферической сети на основе додекаэдра

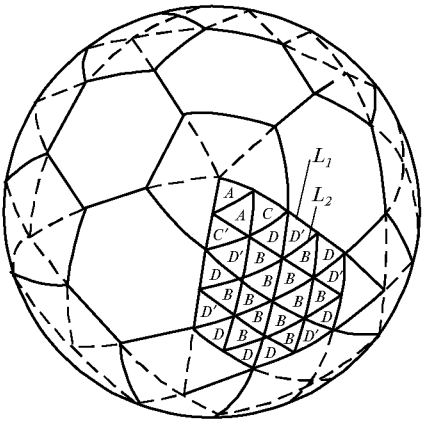


Рис.12.27. Построение 720-гранника на основе усеченного икосаэдра

Первый способ заключается в том, что вершины додекаэдра и центральные точки всех его граней проектируют на описанную сферическую поверхность. Полученные точки соединяют дугами большого круга – геодезическими линиями на сфере. Получается исходная сеть, состоящая из шестидесяти одинаковых равнобедренных сферических треугольников. Каждый треугольник разбивается на более мелкие таким образом, чтобы по оси симметрии исходного треугольника укладывалось определенное число одинаковых равнобедренных треугольников. К образовавшейся цепочке треугольников A пристраиваются слева и справа одинаковые треугольники B и так далее. Линии разбивки в пределах каждого исходного треугольника представляют собой дуги большого круга, т.е. являются геодезическими линиями на сфере. Поэтому эта схема носит название геодезической. Степень членения может быть любой. В табл.12.4 приведены длины сторон плоских граней для первых шести членений исходной сети при радиусе сферы, равном единице. Обозначение длин указано на рис.12.27. С увеличением степени членения число типоразмеров элементов увеличивается линейно. Общее число граней равно 60 m^2; число типоразмеров панелей, стержней и узлов равны соответственно $2m-1$, $2m$, $2m$ (m – число членений граней додекаэдра).

Таблица 12.4. Длины стержней геодезической схемы купола

Тип треугольника	Степень членения одной сети					
	1		2		3	
	L_1	L_2	L_1	L_2	L_1	L_2
A	0,640852	0,713644	0,336089	0,389477	0,226257	0,264273
B	–	–	0,313371	0,362843	0,218773	0,255619
C	–	–	–	–	0,206038	0,231817
D	–	–	–	–	–	–
E	–	–	–	–	–	–
F	–	–	–	–	–	–

	4		5		6	
	L_1	L_2	L_1	L_2	L_1	L_2
A	0,170287	0,199457	0,136452	0,160035	0,113811	0,13353
B	0,167003	0,195678	0,134739	0,158068	0,112810	0,13242
C	0,161026	0,184914	0,131518	0,152365	0,110892	0,12900
D	0,153316	0,168672	0,127143	0,143473	0,108210	0,12379
E	–	–	0,122041	0,132151	0,104960	0,11672
F	–	–	–	–	0,101353	0,10849

Этот способ разбивки разработан Р.Б. Фуллером.

Во втором способе основой построения является полуправильный многогранник – усеченный икосаэдр, состоящий из двенадцати правильных пятиугольников и двенадцати правильных шестиугольников. Вершины и центральные точки всех

его граней проектируются на описанную сферическую поверхность. Полученные точки соединяются дугами большего круга. Получается исходная сеть, состоящая из 180-ти равнобедренных треугольников двух типов. Каждый из полученных треугольников разбивается на четыре более мелких, также как и по первому способу с двумя однотипными треугольниками по высоте. В результате образуется треугольная сеть на сфере, состоящая из 720-ти ячеек. На рис.12.28 приведены длины стержней 180- и 720-гранников для сферы единичного радиуса. Дальнейшее членение сферических треугольников этим способом нерационально, так как приводит к большому числу типоразмеров элементов.

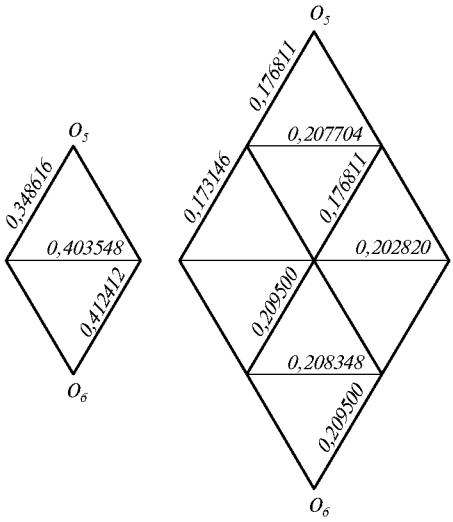


Рис.12.28. Длины стержней 180- и 720-гранника

Геодезическая разбивка усеченного икосаэдра имеет следующие характеристики. Общее число граней равно 180 n^2; число типоразмеров панелей, стержней и узлов равны соответственно – $\frac{3}{2}n(n+1)$, $\frac{1}{2}(n+1)(n+2)$ (n – число членений исходного 180-гранника). Этот способ предложен М.С. Туполевым [7].

Сравнение двух геодезических схем членения с точки зрения минимума типоразмеров стержней и панелей показывает, что в порядке увеличения степени членения наиболее рациональны схемы Д-1, И-1, Д-2, Д-3, Д-4 и т.д. (Д – додекаэдр, И – икосаэдр, цифра обозначает число членений исходной сети), 270-гранник по системе «Икосаэдр» не имеет преимуществ по сравнению с системой «Додекаэдр».

Расчет геометрических параметров всех рассмотренных схем построения куполов (декартовы и цилиндрические системы координат узлов, длины стержней, углы между стержнями, площади граней и др.) может быть выполнен на ЭВМ по программе GECON, разработанной в институте ЦНИИпроектстальконструкция.

Одной из разновидностей сетчатых куполов являются пластинчато-стержневые купола. Они собираются из отдельных панелей, полученных изгибом алюминиевых листов толщиной от 2 до 4 мм. Панели соединяют между собой на болтах с помощью специальных узловых деталей. Несущий каркас образуют ребра изогнутых панелей и дополнительные стержневые элементы, а плоские грани панелей выполняют функции ограждающих конструкций.

Идея совмещения функций была использована при разработке купольных конструкций зданий вагоноремонтных депо в городах Батон-Руж (США, 1958) и Вуд-Ривер (США, 1964). Оба купола имеют одинаковые размеры: диаметр – 117 м и высоту – 36,6 м [11].

В США пластинчато-стержневые сферические купола пролетом от 25 до 70 м и высотой от 3,5 до 20 м серийно изготавливает фирма Temcor. Средний расход алюминиевых сплавов составляет около 14,3 кг на 1 м^2 поверхности.

Оригинальная конструкция пластинчато-стержневого купола разработана в ЛенЗНИИЭП [4], отличительной особенностью которой является отсутствие специальных узловых соединительных элементов. Она состоит из несущих листовых металлических панелей (пластинчатых элементов), и дополнительных стержневых элементов. Несущие панели выполняют также и ограждающие функции. Пластин-

чатые элементы изготавливаются в заводских условиях из алюминиевых листов толщиной 2 и 3 мм, размером 4,0×1,2 м. Изготовление сводится к отбортовке кромок и перегибанию листов. Соединения – болтовые вдоль отбортовок. Сборные элементы легко перевозятся компактными пакетами.

12.4.3.2. *Узлы и детали*. Наиболее ответственным и сложным узлом конструкции куполов всех типов является узел присоединения ребер к нижнему кольцу и опирания кольца на нижележащие конструкции. На рисунке 12.29 приведены примеры решения этого узла для ребристо-кольцевого купола диаметром 42 м и двухсетчатого купола диаметром 196 м. Нижнее растянутое кольцо конструируется обычно в виде сварного двутавра. В ребристых и ребристо-кольцевых куполах для увеличения изгибной жесткости кольца в горизонтальной плоскости двутавр располагается лежа. Сетчатые купола сами по себе имеют большую пространственную

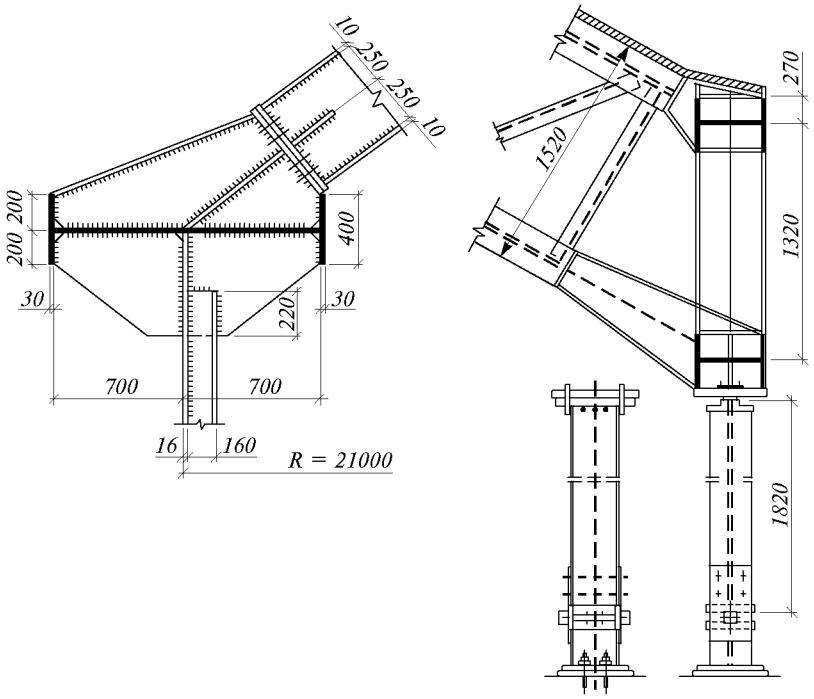


Рис.12.29. Примеры решения опорного узла

жесткость в горизонтальном направлении, поэтому при их проектировании опорное кольцо стремятся развить по вертикали. Вертикальное расположение двутавра обеспечивает также максимальную жесткость на восприятие равномерно распределенных по кольцу радиальных крутящих моментов, которые вызывают в кольце изгиб относительно горизонтальной оси. Прежде всего, необходимо правильно центрировать узел – оси стержней, примыкающих к кольцу, и ось вертикальной опорной реакции должны пересекаться в горизонтальной плоскости, проходящей через центр тяжести кольца. При этом осевая линия кольца не обязательно должна проходить через центр узла – фактический диаметр кольца может быть несколько уменьшен или увеличен. Кольцо обычно шарнирно опирают на фундамент или вертикальные колонны. В большепролетных куполах желательно обеспечить свободу перемещений кольца в радиальном направлении. Это достигается использованием катковых опор или коротких качающихся стоек.

При проектировании сетчатых куполов часто используются узловые соединения, которые первоначально были разработаны для плоских перекрестно-стержневых структурных конструкций (рис.12.18). В этих конструкциях длины всех элементов одинаковы, узловые детали однотипны. Количество типоразмеров конструктивных элементов определяется градацией сечений в зависимости от требуемой несущей способности. В сетчатых же куполах стержни каркаса незначительно отличаются по длине, имеют малый разброс расчетных усилий и поэтому могут быть запроектированы одного сечения. Однако стержни сетчатых оболочек в каждом из узлов имеют различную пространственную ориентацию. Использование при конструировании сетчатых куполов узлов типа «Меро» приводит к необходимости индивидуального изготовления большого количества типоразмеров узловых элементов, что возможно лишь с применением специализированного оборудования на основе металлообрабатывающих станков с программным управлением.

В связи с этим при проектировании сетчатых куполов стремятся применять такие решения узловых соединений, которые обеспечивают возможность их использования не только при конкретных геометрических размерах, но и при отклонении этих размеров на определенную величину.

Этим требованиям удовлетворяет узел типа «Октаплатт» с полым шаром, к которому приваривают торцы круглых труб. Однако это соединение требует сборки конструкции на сплошных лесах, а главное, – очень высокой точности изготовления и большого объема сварочных работ. Сварное узловое соединение типа «SDC» (рис.12.30) в этом отношении предпочтительнее, т.к. допускает регулирование поясных элементов по длине. Достигается это тем, что узловой элемент, состоящий из двух половин, имеет патрубки, внутрь которых свободно вкладываются концы стержней. Для создания сетчатых оболочек может быть также использовано узловое соединение на ванной сварке типа ЦНИИСК (рис.12.18*з*).

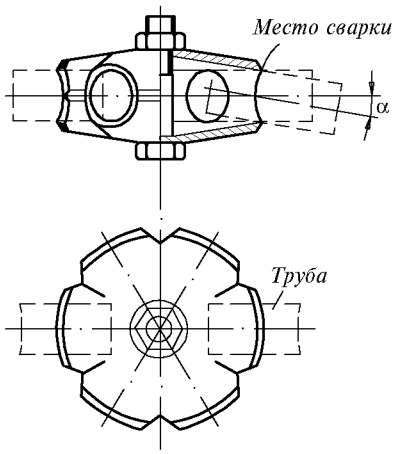


Рис.12.30. Узловое соединение стержней из труб типа «SDC»

Приемлемым решением узла для сетчатых сферических куполов является узловое соединение типа «IFI» и его прототип – узел «Цейсс» (рис.12.31). Оно обеспечивает соединение различного числа стержней независимо от их взаимного расположения. Недостатком является изготовление всех элементов конструкции с машиностроительной точностью, которая в 5–10 раз превышает обычную точность изготовления строительных металлоконструкций.

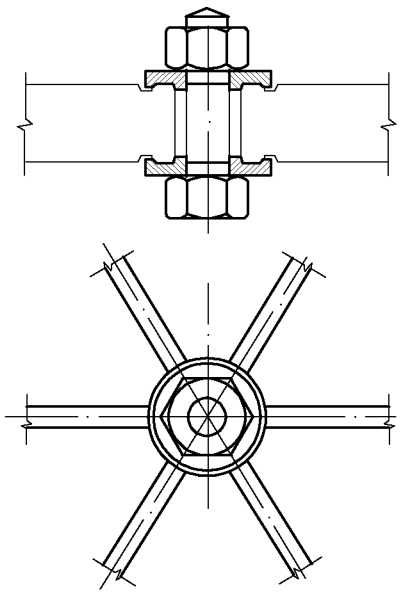


Рис.12.31. Узел системы «Цейсс»

Широко распространено узловое соединение стержней сетчатых куполов с использованием плоских или конических фасонок большого диаметра.

Для перекрытия пролетов от 20 до 60 м может быть рекомендовано конструктивное решение сетчатого купола из алюминиевых прессованных профилей.

Несущий каркас состоит из стержней и узловых деталей, соединяемых между собой на высокопрочных болтах. Каркас образует сетчатую поверхность с треугольными ячейками. Стержни изготавливаются из прессованного профиля с П-образным поперечным сечением. Открытый профиль позволяет производить закручивание стержня вокруг его продольной оси до совмещения плоскостей симметрии торцевых сечений с осями узловых деталей, что необходимо для всех сетчатых оболочек, имеющих форму, отличную от сферической. Узловая деталь также изготавливается из прессованного алюминиевого профиля, имеющего поперечное сечение в виде звезды с шестью лучами. Каждый луч узловой детали имеет в основании утонченный участок – шейку, обеспечивающую возможность пластического отгиба в плоскости, перпендикулярной оси узловой детали на определенный угол (рис.12.32).

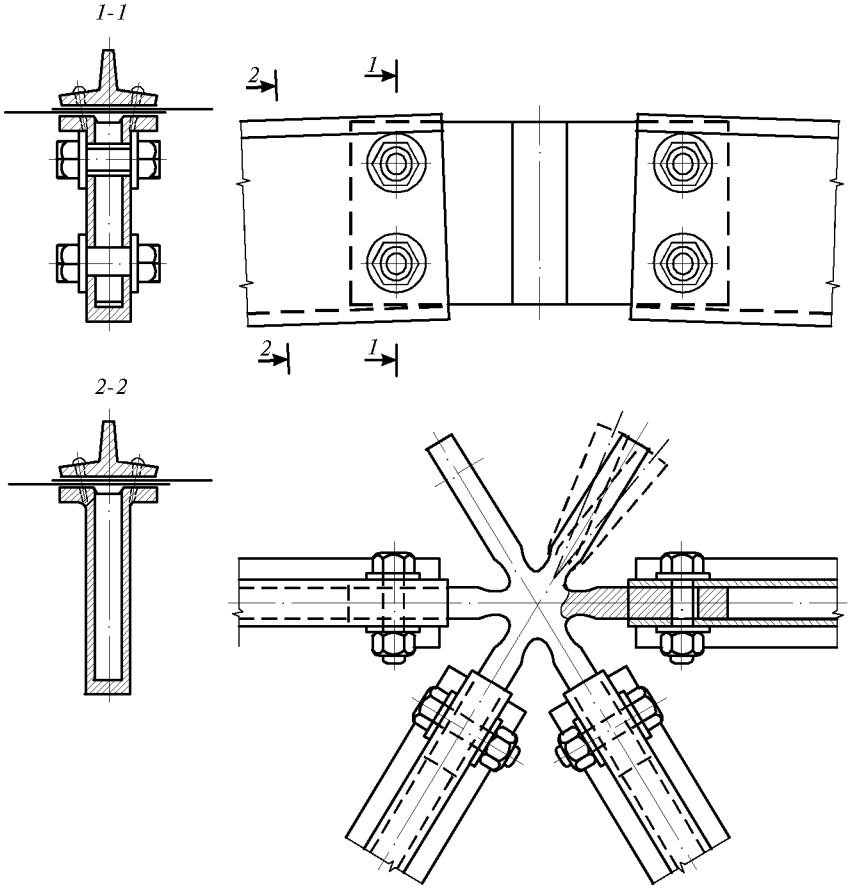


Рис.12.32. Узел соединения стержней каркаса алюминиевых односетчатых оболочек

Стержни крепятся к лучам узловой детали двумя высокопрочными болтами, причем для одного из болтов – внутреннего – сверление отверстий в узловой детали и стержне производится по номинальному диаметру, а для другого болта отвер-

стие выполняют с бóльшим диаметром. Люфт в 2 – 3 мм обеспечивает возможность поворота стержня по лучу узловой детали на требуемый угол. При монтаже до завершения сборки всего каркаса болты не затягивают, и только после того, как все элементы установлены и конструкция приняла заданную геометрическую форму, производится контролируемое натяжение болтов.

Поверх стержней каркаса укладываются треугольные алюминиевые листы толщиной 1,0 – 1,2 мм, являющиеся кровельным покрытием. Листы соединяются внахлест и крепятся к стержням каркаса с помощью прижимных реек таврового профиля. Водонепроницаемость покрытия обеспечивается размещением между листами по линиям нахлеста тонкого слоя нетвердеющего герметика.

К внутренней поверхности каркаса крепятся декоративные панели подвесного акустического потолка, выполняющие также функции теплоизоляции и огнезащиты.

С использованием данного конструктивного решения построены: выставочный павильон ВДНХ СССР диаметром 21 м, здание водно-оздоровительного корпуса пансионата «Березки» Госстроя СССР пролетом 40 м, покрытие лаборатории «Искусственный небосвод» Научно-исследовательского института строительной физики диаметром 27,8 и высотой 15,35 м и другие.

12.4.3.3. *Особенности изготовления и монтажа.* В процессе проектирования металлических куполов особое внимание должно быть уделено обеспечению точности изготовления и монтажа конструкций, которая определяет трудоемкость возведения и влияет на надежность и металлоемкость. Низкая точность изготовления конструкций приводит к необходимости выполнения при монтаже большого объема дополнительных подгоночных работ и снижает несущую способность сооружения, в то же время необоснованно повышенные требования к точности приводят к усложнению технологии изготовления и увеличению стоимости конструкции.

Для установления оптимальных требований к точности необходим анализ возможных погрешностей возведения сооружений.

Монтаж ребристых и ребристо-кольцевых куполов осуществляют, как правило, с использованием стационарных или передвижных опор в виде башен или мачт. В большинстве случаев используется только одна центральная опора, на которой размещается верхнее кольцо. Предварительно собранные на земле полуарки устанавливают попарно друг против друга, опирая на верхнее и нижнее кольцо. В процессе монтажа полуарки воспринимают нагрузку от собственного веса по балочной, безраспорной схеме. Башня убирается после завершения монтажа каркаса.

Способы монтажа сетчатых куполов более разнообразны. Сетчатые купола могут монтироваться на сплошных лесах поэлементно или блоками, а также с использованием отдельных опор, на которые опираются предварительно укрепленные части конструкции. Купола из легких сплавов часто монтируют подращиванием от центра к контуру с постепенным подъемом уже собранной части конструкции. Для подъема используются центральные мачты, домкраты, надувные баллоны и другие средства. Этот способ очень эффективен, т.к. обеспечивает безопасное выполнение всех монтажных работ широким фронтом на уровне земли. При массовом строительстве применяемое специализированное оборудование быстро окупается. Сложность осуществления этого способа возрастает с увеличением размеров и массы конструкций. Для возведения сетчатых куполов пролетом 150 – 200 и более метров наиболее рационален навесной способ монтажа крупными блоками полной строительной готовности. Он позволяет полностью избежать использования каких-либо вспомогательных конструкций, обеспечивает безопасность работ. Вместе с тем, навесной монтаж требует точного учета деформаций от монтажных нагрузок при назначении размеров конструктивных элементов и повышенного внимания к контролю точности сборки.

Конструктивное решение алюминиевых односетчатых оболочек ориентировано в основном на поэлементную сборку несущих и ограждающих конструкций. Поскольку масса отдельных элементов не превышает 10 кг, монтаж может производиться с легких передвижных площадок или автомобильных вышек, обслуживаемых простейшими грузоподъемными устройствами. Для покрытий пролетом до 60 метров, обычных для массового строительства гражданских зданий, поэлементная сборка оправдана возможностью создания различных архитектурных форм при использовании унифицированных сборных элементов.

Проблема снижения трудоемкости монтажных работ имеет особо важное значение для покрытий пролетом 100 и более метров. При таких пролетах из условия обеспечения устойчивости требуется значительное развитие сечений стержней в направлении нормали к поверхности и переход к двухсетчатым (двухслойным) системам.

В настоящее время основным принципом скоростного монтажа является сборка конструкций в крупные блоки на земле с последующим подъемом их в проектное положение. Для того, чтобы свести к минимуму работы наверху, блоки должны иметь полную строительную готовность, т.е. включать как несущие, так и ограждающие конструкции, технологические коммуникации, лестницы и площадки с выполнением внизу всего комплекса работ по антикоррозионной и противопожарной защите; все монтажные соединения должны осуществляться на высокопрочных болтах. Наиболее рациональной схемой монтажа большепролетных сетчатых куполов является навесная поярусная сборка от фундаментов к вершине без использования каких-либо вспомогательных опор.

При использовании навесного метода монтажа минимальное расстояние между поясами определяется из условия обеспечения безопасной и высокопроизводительной работы монтажников в межферменном пространстве и составляет примерно 2,5 м (в свету). Такая высота сечения достаточна для создания куполов пролетом до 500 м. Современное крановое оборудование позволяет производить подъем монтажных блоков массой до 20 т и площадью до 100 м^2 на высоту более 120 м. В каждом конкретном случае размеры монтажных блоков должны назначаться с учетом климатических условий места строительства, высоты подъема и наклона блоков к горизонтали.

12.4.3.4. *Методы расчета*. Статический расчет металлических куполов всех типов на стадии рабочего проектирования выполняют в настоящее время по пространственным расчетным схемам с обязательной проверкой степени геометрической нелинейности конструкции. Для этой цели используют универсальные программы, такие как РАСК, ЛИРА, СПРИНТ, ПАРСЕК [8]. Последняя программа наиболее эффективна, т.к. она разработана специально для симметричных пространственных систем. Расчет выполняют в соответствии со СНиП 2.01.07-85, СНиП II-23-81*, СНиП 2.03.06-85 для всех типов нагрузок – постоянной, технологической, снеговой, ветровой, сейсмической. Обязательным является расчет на температурные воздействия. При статическом расчете необходимо учитывать изменения расчетной схемы сооружения в процессе монтажа.

При проектировании большепролетных купольных покрытий используются, как правило, сквозные конструкции – каждый несущий элемент представляет собой ферму с параллельными поясами, соединенными решеткой. Расчет по полной расчётной схеме, т.е. с учетом всех стержневых элементов поясов и решетки, представляет значительные трудности. В большинстве случаев поступают следующим образом: каждый сквозной стержень в пространственной расчетной схеме заменяют эквивалентным сплошным, приведенные геометрические характеристики которого определяют предварительным расчетом. Для этого плоский сквозной элемент каждого типоразмера закрепляют с одного конца и прикладывают последовательно

к другому концу продольную силу и момент, разложенные на составляющие по поясам. Получив из расчета перемещения узлов, вычисляют приведенные жесткости на растяжение, сжатие и изгиб.

Аналогичный расчет выполняют на действие поперечной силы, предварительно увеличив продольную жесткость поясов на 4 – 5 порядков. Вычисленная величина поперечного перемещения позволяет определить приведенную сдвиговую жесткость эквивалентного стержня.

Кроме определения жесткостных характеристик, предварительный расчет каждой стержневой фермы позволяет установить зависимость усилий в любом из элементов стержневой фермы от усилий в эквивалентном стержне. На ранних стадиях проектирования металлических куполов для предварительной оценки усилий в стержнях используют различные приближенные методы расчета. Усилия в полуарке ребристого купола могут быть оценены ее расчетом независимо от других полуарок. Нижняя опора принимается шарнирно неподвижной; верхняя – жесткой со свободой перемещения по вертикали – для осесимметричных нагрузок, и – шарнирной со свободой перемещения по вертикали – для несимметричных нагрузок.

При проверке общей устойчивости свободную длину полуарки рекомендуется принимать равной $l_{ef} = \mu l$,

где l – геометрическая длина полуарки (расстояние между кольцами по дуге);

μ – коэффициент свободной длины, вычисляемый по формуле $\mu = 0{,}479 + 0{,}429\, H/D$;

H, D – высота и диаметр.

Приближенная оценка напряженно-деформированного состояния ребра ребристо-кольцевого купола при несимметричных нагрузках может быть выполнена без учета работы колец. При осесимметричных нагрузках кольца могут быть заменены затяжками, площадь сечения каждой из которых равна (рис.12.33)

$$A_R = 2A_K \sin(\pi/n), \qquad (12.18)$$

а момент инерции

$$J_R = 2J_K \sin(\pi/n), \qquad (12.19)$$

где A_K – площадь сечения соответствующего кольца; J_K – момент инерции сечения кольца относительно горизонтальной оси.

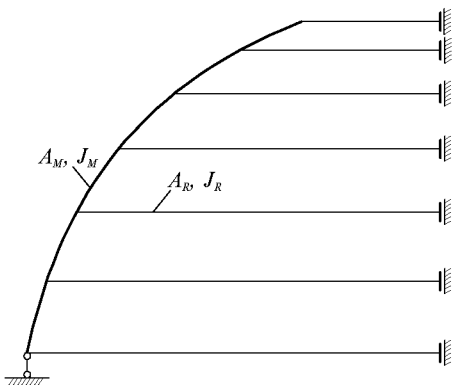


Рис.12.33. Плоская расчетная схема осесимметричного купола

Расчет сетчатого купола со звездчатой схемой (рис.12.23*г*) на осесимметричные нагрузки также может быть выполнен по плоской расчетной схеме. Приведенные площади и моменты инерции условных меридиональных ребер вычисляются по формулам:

$$A_M = 2A_H \cos^3\gamma\,; \quad J_M = 2J_H \cos^3\gamma\,, \qquad (12.20)$$

где γ – угол между осью стержня и плоскостью меридиана; A_H, J_H – площадь и момент инерции сечения наклонного стержня пространственной схемы.

Переход от усилий в стержнях условной плоской расчетной схемы к усилиям в стержнях реальной пространственной схемы осуществляется по формулам:

для наклонных стержней $\quad N_H = \dfrac{N_M}{2\cos\gamma}\,; \quad M_H = \dfrac{M_M}{2\cos\gamma}\,; \qquad (12.21)$

для кольцевых стержней $N_K = \frac{N_R}{2\sin(\pi/n)}$; $M_K = \frac{M_R}{2\sin(\pi/n)}$, (12.22)

где N_M, M_M – продольное усилие и изгибающий момент в меридиональном ребре;
N_H, M_H – продольное усилие и изгибающий момент в наклонном стержне;
N_R, M_R – продольное усилие и изгибающий момент в затяжке;
N_K, M_K – продольное усилие и изгибающий момент в кольцевых стержнях.

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

$$N = kqRl, \tag{12.23}$$

где k – коэффициент, определяемый по таблице 12.5 в зависимости от угловой координаты стержня φ, отсчитываемой от вертикальной оси; q – интенсивность расчетной нагрузки; R – радиус кривизны купола; l – длина стержня.

Таблица 12.5. Величины коэффициента k для формулы (12.23)

φ	Нагрузка					
	постоянная		снеговая		ветровая	
	сжатие	растяжение	сжатие	растяжение	сжатие	растяжение
0°	-0,29	–	–0,29	–	–0,25	+0,94
15°	-0,31	–	–0,31	–	–0,27	+0,94
30°	-0,37	–	–0,36	–	–0,29	+0,94
45°	-0,47	+0,06	–0,43	+0,15	–0,29	+0,94
60°	-0,63	+0,34	–0,58	+0,56	–0,30	+0,94
75°	-0,56	+0,69	–0,33	+0,56	–0,63	+0,71
90°	-0,62	+1,15	–0,31	+0,48	–0,53	+0,74

При рабочем проектировании куполов всех типов обязательной является проверка степени геометрической нелинейности несущей конструкции. Для этого должен быть выполнен расчет конструкции по пространственной расчетной схеме с учетом упругих перемещений узлов на действие наиболее неблагоприятного сочетания нагрузок. Усилия в элементах каркаса, полученные его расчетом по деформированной схеме, будут превышать усилия линейного расчета. Необходимо стремиться к тому, чтобы это превышение не превосходило 10 – 15 %. Основным конструктивным приемом, повышающим жесткость конструкции, является увеличение высоты сечения элементов. Высота сечения ребер ребристо-кольцевых куполов не должна быть меньше 1/50 радиуса кривизны. Для сетчатых куполов это отношение может составлять 1/200...1/250.

На начальных стадиях проектирования степень геометрической нелинейности конструкции сетчатого сферического купола может быть оценена отношением суммарной расчетной нагрузки к верхней критической нагрузке, вычисляемой по формуле

$$p_{kp} = 4{,}9\bar{p}\frac{EAi}{lR^2} \tag{12.24}$$

где E – модуль упругости материала; A – площадь сечения стержня (для двухсетчатых куполов суммарная площадь двух поясов); i – радиус инерции в радиальной плоскости; l – средняя длина стержня; R – радиус кривизны поверхности; $\bar{p}$ – параметр, учитывающий снижение критической нагрузки за счет возможных откло-

нений формы поверхности от номинальной, который определяется по графику рис.12.34 в зависимости от параметра начального отклонения, вычисляемого по формуле

$$\zeta_o = \frac{f_o}{i} = \frac{R\delta}{il}, \quad (12.25)$$

δ – допускаемое отклонение длины при изготовлении.

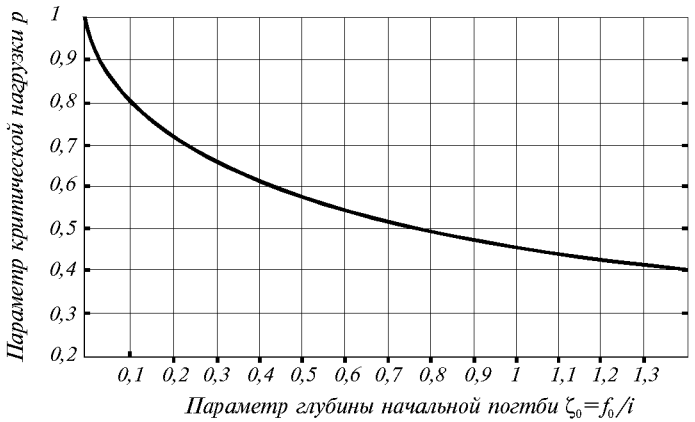


Рис.12.34. Зависимость параметра верхней критической нагрузки

Формула (12.24) выведена в предположении упругой работы материала конструкции. Критическая нагрузка, вычисленная по этой формуле, не может служить критерием общей устойчивости сетчатого купола, также как и формула Эйлера – критерием устойчивости стержня из малоуглеродистой стали с гибкостью $\lambda < 100$.

Верхняя критическая нагрузка сетчатого купола, вычисленная по формуле (12.24) должна, как правило, в 5–10 раз превышать осредненную расчетную нагрузку.

Для сетчатого купола с жесткими узлами в радиальной плоскости приближенная методика подбора сечений стержней, обеспечивающая общую устойчивость конструкции, заключается в следующем.

Расчетная длина сжатого стержня каркаса вычисляется по формуле

$$l_{ef} = \mu l, \quad (12.26)$$

где l – геометрическая длина, равная расстоянию между узлами; μ – коэффициент свободной длины, определяемый по графику рис.12.35 в зависимости от параметра условной длины стержня, равной

$$v = \frac{l}{\sqrt{R_i}} \quad (12.27)$$

Проверка несущей способности внецентренно сжатого стержня может быть выполнена в соответствии со СНиП на расчетные усилия, полученные из линейного расчета.

Для двухсетчатых куполов, каждый стержень

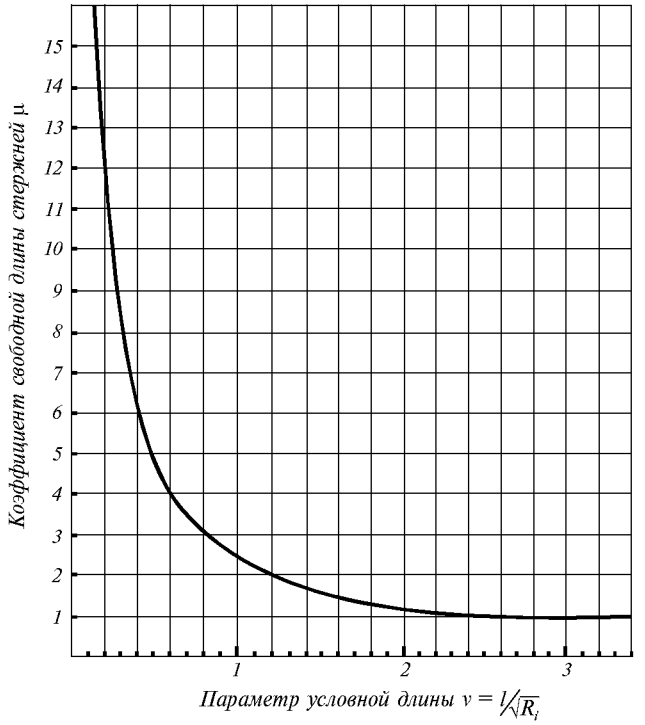


Рис.12.35. Зависимость коэффициента свободной длины стержней сетчатого купола μ от параметра условной длины v

которых представляет собой ферму с параллельными поясами, коэффициенты φ и φ_e следует трактовать не как коэффициенты снижения расчетного сопротивления, а как коэффициенты увеличения расчетных усилий. В соответствии с этими коэффициентами должны быть вычислены усилия в поясах. Проверка устойчивости отдельных панелей поясов должна выполняться на усилия, увеличенные делением на φ или φ_e.

Из графика рис.12.35 видно, что при $v > 3$ коэффициент свободной длины равен единице. Это означает, что при соответствующих соотношениях кривизны поверхности, изгибной жесткости стержня и его длины, каждый узел является не упругоподатливой, а абсолютно жесткой опорой. Такие купола могут быть запроектированы с шарнирными узлами.

Потеря устойчивости шарнирно-стержневых сетчатых куполов заключается в продавливании к центру кривизны одного из наиболее загруженных узлов. Критическая узловая нагрузка может быть вычислена по формуле

$$p_{kp} = 2EA\beta^3 \cdot \bar{p} \tag{12.28}$$

где $\bar{p}$ – параметр снижения критической нагрузки, учитывающий неравномерность загружения узлов и начальные отклонения от исходной сферической поверхности; $\beta = 1/2R$ – угол наклона стержней к касательной плоскости в узле; E – модуль упругости стержня; A – площадь сечения стержня.

Параметр $\bar{p}$ есть максимальное значение функции

$$P_0 = \frac{\xi(1 - \xi_0 - \xi)(2 - 2\xi_0 - \xi)}{4(1 - m) + 2(2m + 1)(\xi_0 + \xi)} \tag{12.29}$$

при изменении ξ в интервале $0 \le \xi \le 1$,

где $\xi = \alpha/\beta$ – безразмерный параметр прогиба узла; $\xi_0 = \alpha_0/\beta$ – безразмерный параметр начального прогиба узла; $m = p_2/p_1$ – параметр неравномерности нагружения соседних узлов; α – угол поворота стержня в радиальной плоскости в процессе деформации; α_0 – начальный угол поворота стержня по отношению к номинальному положению; p_1 – нагрузка на рассматриваемый узел; p_2 – нагрузка на соседний узел.

Начальные неправильности формы, заключающиеся в отклонении отдельных узлов от исходной сферической поверхности, возникают в результате неточности изготовления отдельных стержней. Расчетное значение параметра ξ_0 можно вычислить по формуле

$$\xi_0 = 0{,}65\frac{\delta}{\beta^2 l} \tag{12.30}$$

где δ – допуск при изготовлении отдельных стержней; l – длина стержня.

Коэффициенты неравномерности загружения для постоянной и ветровой нагрузок близки к единице. Коэффициент неравномерности для снеговой нагрузки может быть принят равным 0,5.

Параметр $\bar{p}$ и соответствующее значение ξ_{kp} могут быть определены по графику рис.12.36. Сплошные кривые на этом графике представляют собой линии равных значений параметра $\bar{p}$ в зависимости от ξ_0 и m, а пунктирные кривые – линии равных значений параметра прогиба ξ_{kp}, соответствующего верхней критической нагрузке. Например, для $\xi_0 = 0{,}14$ и $m = 0{,}24$, $\bar{p} = 0{,}165$ и $\xi_{kp} = 0{,}31$.

Максимальная узловая нагрузка должна быть меньше критической нагрузки, вычисленной по формуле (12.28).

$$p < p_{kp} \tag{12.31}$$

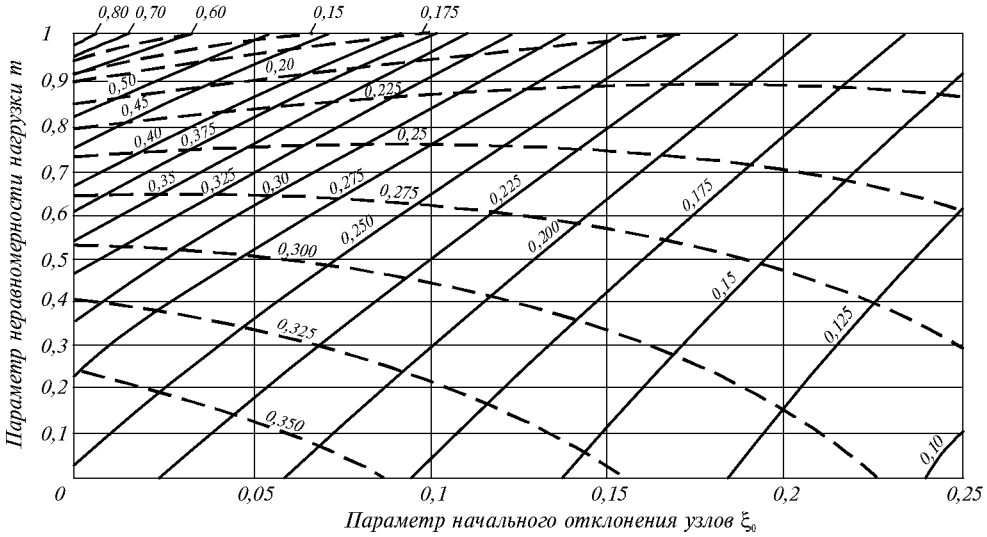


Рис.12.36. Зависимость коэффициента снижения критической нагрузки от параметров начального отклонения узлов ξ_0 и неравномерности нагрузки m

Однако это условие является необходимым, но не достаточным. Любые угловые перемещения стержней $\alpha > 0$ приводят к увеличению усилий в них, что необходимо учитывать при проверке несущей способности. Коэффициент возрастания продольной силы может быть вычислен по формуле

$$k = \frac{1}{1 - \xi_0 - \xi} \tag{12.32}$$

Значение ξ определяется из решения уравнения (12.29) при $\overline{p} = p/p_{kp}$, где p – расчетная узловая нагрузка. Проверка устойчивости каждого стержня должна выполняться на величины расчетных усилий линейного расчета, умноженные на коэффициент k. Как уже отмечалось выше, не следует допускать значений коэффициента нелинейного возрастания усилий более 1,1 – 1,15. Рекомендуется также принимать гибкость стержней не более $\alpha = 80 - 90$, в противном случае необходимо дополнительно учитывать влияние снижения их продольной жесткости на величину критической нагрузки.

12.5. Конструкции покрытий висячего типа

12.5.1. Общие положения. Классификация. Одним из наиболее рациональных решений проблемы большепролетных покрытий является применение конструкций висячего типа, в которых основные несущие, наиболее нагруженные элементы работают на растяжение и могут быть выполнены из высокопрочных материалов, что позволяет существенно снизить массу покрытия, а следовательно, и расходы на нижележащие опорные конструкции: колонны, фундаменты и т.д.

Несущие элементы покрытий висячего типа чаще всего выполняются из гибких или жестких нитей – вант. Такие покрытия называются вантовыми. Ванты могут быть выполнены из обычного проката (швеллера, двутавра), а также ферм, круглых арматурных стержней, пучков и прядей из высокопрочной проволоки, стальных спиральных канатов – тросов. Кроме того, висячие покрытия можно создать из

тонких металлических листов. В этом случае покрытие представляет собой тонкостенную оболочку или мембрану. Материал в висячих оболочках работает в двух направлениях; кроме того, в отличие от вантовых сетей мембраны могут воспринимать сдвигающие усилия.

Покрытия висячего типа могут состоять не только из элементов, работающих на растяжение, но включать в себя и жесткие элементы, воспринимающие усилия сжатия и изгиба. Такие покрытия принято называть комбинированными.

По основным конструктивным признакам покрытия висячего типа могут быть классифицированы следующим образом.

По типу несущих конструкций: подвесные (в том числе консольно-вантовые); двухпоясные системы (из гибких элементов и комбинированные); однопоясные системы (из гибких элементов и комбинированные); мембраны (однопоясные и двухпоясные – «жесткие мембраны»); жесткие ванты.

По форме поверхности: цилиндрическая или коническая (нулевая гауссова кривизна), сферическая, эллиптическая и т.п. (положительная гауссова кривизна), седловидные – типа гиперболического параболоида (отрицательная гауссова кривизна). По способу стабилизации: пригрузом, формой поверхности, дополнительными элементами и собственной изгибной жесткостью, предварительным напряжением. По способу восприятия распора: замкнутым опорным контуром (внешнебезраспорные системы), затяжкой или распоркой (внешнебезраспорные системы), разомкнутым опорным контуром в сочетании с подкосами, устоями или оттяжками, либо только подкосами, устоями или оттяжками (внешнераспорные системы).

На практике каждое реальное сооружение может обладать набором перечисленных признаков и их комбинацией.

12.5.2. Тенденции развития и примеры решений. Покрытия висячего типа в современном их понимании впервые были применены в России еще в 1896 г. В.Г.Шуховым в четырех павильонах на ярмарке в Нижнем Новгороде [12, 13].

Распространение в мировой практике строительства висячие системы покрытий получили в послевоенные годы. Их применению способствовало, наряду с необходимостью перекрытия больших пространств, повсеместное распространение высокопрочных конструкционных материалов.

Препятствием их более широкому проникновению в практику строительства явились два обстоятельства: необходимость восприятия больших распорных усилий и то, что основное достоинство висячих покрытий – их легкость и возможность применения высокопрочных материалов – одновременно определяет и главный недостаток, присущий этим конструкциям – повышенную деформативность, особенно под воздействием неравномерных нагрузок.

Поэтому развитие конструктивных форм висячих покрытий до настоящего времени во многом связано с поиском более совершенных форм и методов восприятия распорных сил и повышения жесткости и стабилизации висячих систем.

1. Внешнераспорные и внешнебезраспорные системы. К внешнераспорным относятся системы, в которых распорные силы тем или иным способом передаются в уровень основания сооружения и воспринимаются специальными фундаментами или анкерами. К внешнебезраспорным – системы, в которых распорные силы воспринимаются непосредственно в уровне закрепления гибких элементов покрытия на соответствующих замкнутых опорных контурах в пространственных конструкциях либо протяженными распорками, если конструкция работает по плоской схеме.

В соответствии с этим такие конструктивно различные сооружения, как эстрадный зал в Паланге (рис.12.37) и олимпийский бассейн на проспекте Мира в Москве (рис.12.38), имеющие жесткие опорные контуры в виде двух арок; плавательный бассейн в Харькове и общественный центр в Ялте (рис.12.39), имеющие разомкнутые опорные контуры в виде прямолинейных торцовых балок; гараж для автомобилей в Красноярске, имеющий оттяжки, а также любая плоская, несамоуравновешенная консольно-вантовая система – являются внешнераспорными конструкциями.

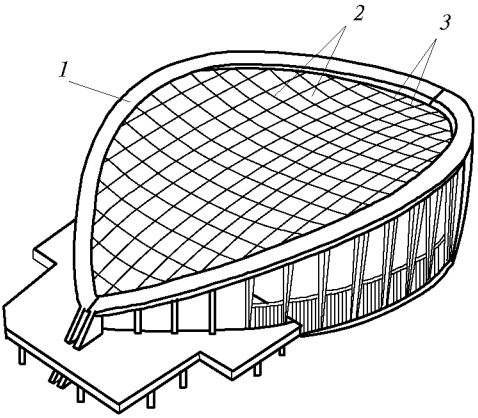


Рис.12.37. Конструктивная схема эстрадного зала в Паланге
1 – опорный контур; *2* – несущие ванты; *3* – напрягающие ванты

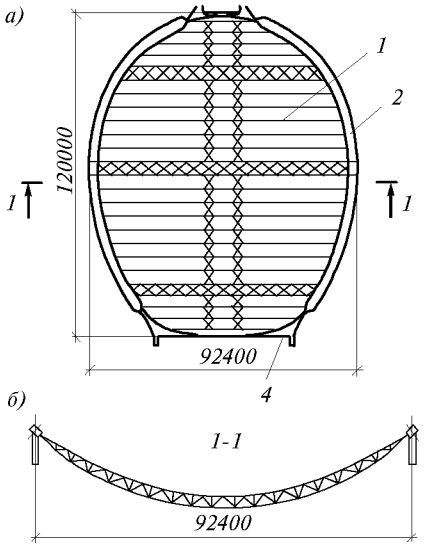


Рис.12.38. Покрытие Олимпийского бассейна в Москве: *а* – план; *б* – поперечный разрез; *1* – жесткие ванты; *2* – опорный контур; *3* – стойка; *4* – контрфорс

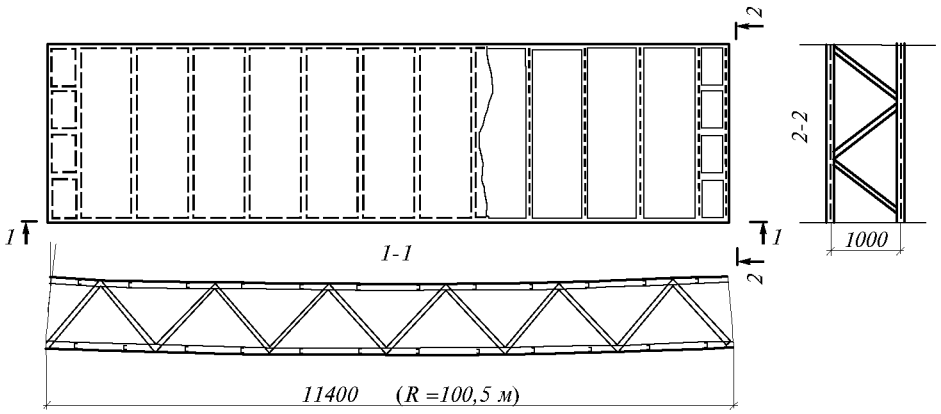


Рис.12.39. Общественный центр в Ялте (блок-панель покрытия)

С другой стороны – покрытие цеха завода «Компрессор» в Москве, ангар в Риге (рис.12.40), универсальный спортзал в Измайлове (Москва, рис.12.41), рынок в Красноярске (рис.12.42), спорткомплекс им. Ленина в Санкт-Петербурге, стадион

«Олимпийский» в Москве (рис.12.43), стоянка для автомобилей в Усть-Илимске (рис.12.44) и т.д., имеющие криволинейные планы, обладают замкнутыми пространственными жесткими контурами и являются внешнебезраспорными. Пример плоской безраспорной системы, в которой распорные усилия воспринимаются распоркой (в данном случае – жесткой аркой) показан на рис.12.45.

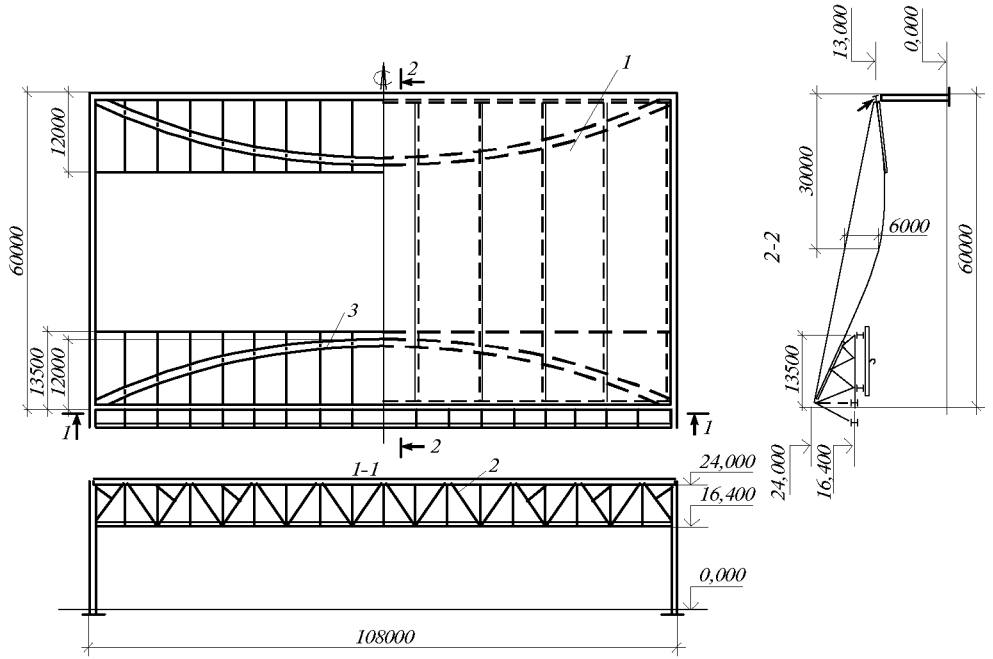


Рис.12.40. Мембранное покрытие ангара с подвесным крановым оборудованием
1 – мембрана; *2* – комбинированные фермы; *3* – шпренгельный элемент

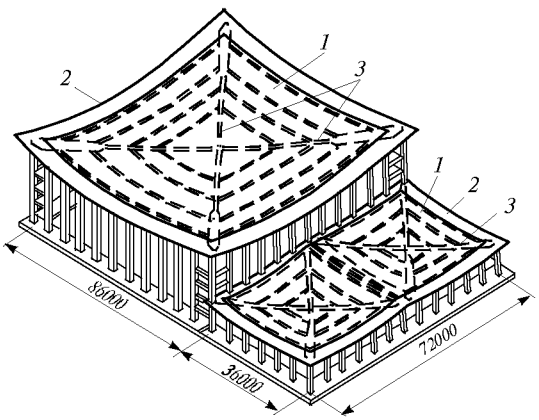


Рис.12.41. Конструктивная схема универсального спортзала в Измайлове в Москве
1 – мембрана; *2* – опорный контур;
3 – диагональные тяги

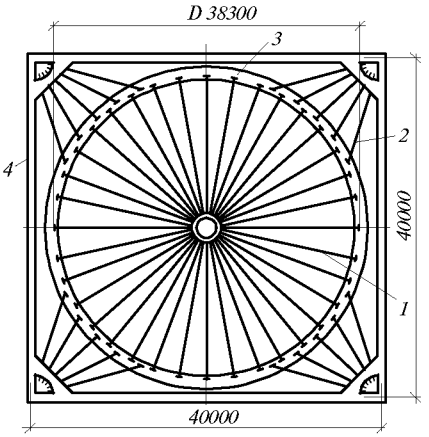


Рис.12.42. Железобетонная висячая оболочка, квадратная в плане; план покрытия рынка в Красноярске
1 – ванты; *2* – подвески; *3* – кольцевой опорный контур; *4* – прямолинейный опорный контур

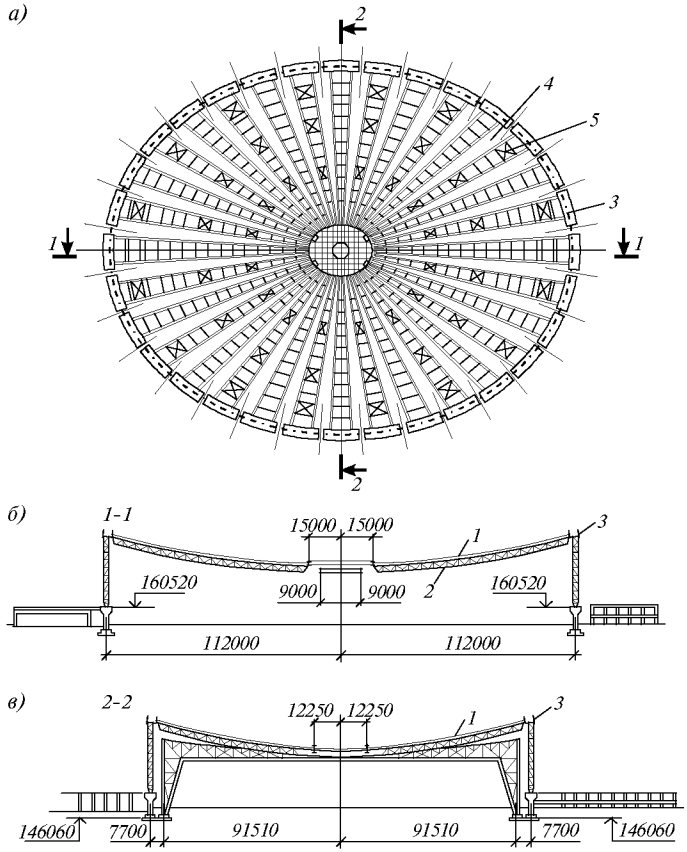


Рис.12.43. Покрытие универсального стадиона «Олимпийский» в Москве
а – план покрытия; *б*, *в* – продольный и поперечный разрезы сооружения соответственно; *1* – мембрана; *2* – ребра жесткости; *3* – опорный контур; *4* – монтажный блок с мембраной; *5* – связи между монтажными блоками

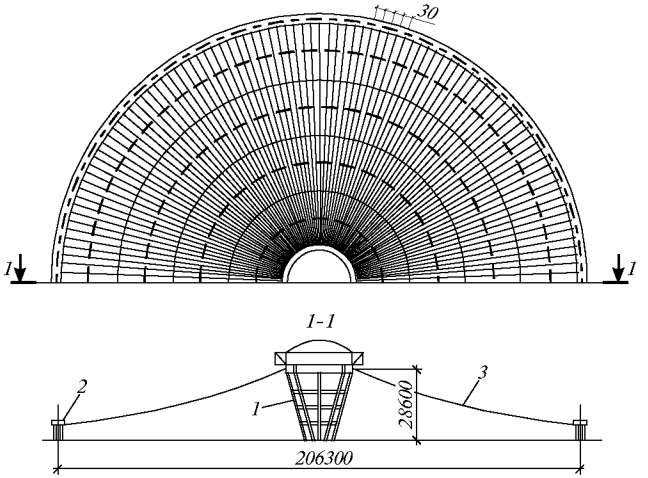


Рис.12.44. Конструктивная схема покрытия стоянки для грузовых автомобилей в Усть-Илимске: *1* – железобетонные колонны; *2* – железобетонный опорный контур; *3* – мембранная шатровая оболочка

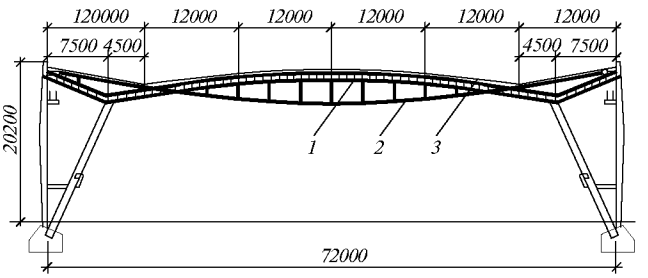


Рис.12.45. Поперечный разрез Дворца спорта «Зенит» в Санкт-Петербурге
1 – стальная арка; *2* – ванта; *3* – профилированный стальной настил

Внешнебезраспорные пространственные системы, в полной мере обладая архитектурной выразительностью, отвечают простым планировочным решениям. По этой причине такие пространственные системы, как сферические, шатровые или седловидные круглые, эллиптические, а также многоугольные в плане, получили преимущественное распространение.

Отечественный опыт, свидетельствует также, что вполне конкурентоспособными могут быть внешнебезраспорные висячие покрытия прямоугольные в плане, основные несущие конструкции которых работают по плоской (или квазиплоской) схеме (рис.12.40, 12.41).

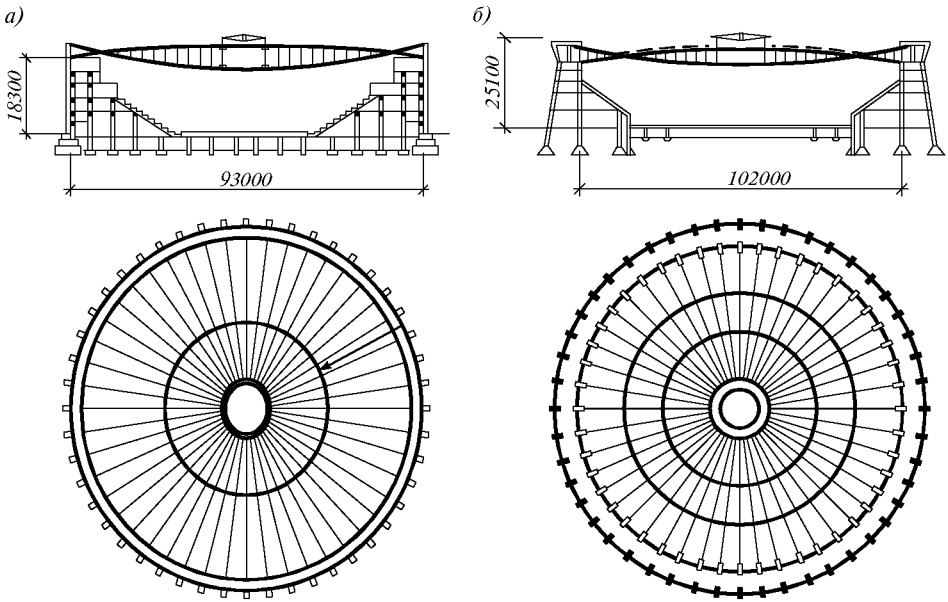


Рис.12.46. Двухпоясные вантовые системы покрытий Дворца спорта «Юбилейный» в Санкт-Петербурге (*а*) и Дворца спорта в Баку (*б*)

2. Формы и методы повышения жесткости и стабилизации висячих покрытий. Основные методы стабилизации перечислены в п.12.5.1.

Метод стабилизации висячих покрытий пригрузом конструктивно наиболее прост. Он применяется главным образом для стабилизации от ветровых нагрузок однослойных, не имеющих собственной изгибной жесткости висячих конструкций нулевой или положительной гауссовой кривизны. Примером такого решения является покрытие универсального спортзала в Измайлово (рис.12.41), которое выполнено в виде однослойной цилиндрической мембраны. В целом метод стабилизации пригрузом малоэффективен и неэкономичен, т.к. в связи с общим увеличением нагрузки на сооружение возрастает и расход материалов на все несущие конструкции от покрытия до фундаментов.

Метод стабилизации формой поверхности применяется (наиболее часто совместно с предварительным напряжением) для однослойных конструкций отрицательной гауссовой кривизны седловидного типа. Фактически эти системы могут быть двухслойными, однако в них расстояние между стабилизирующей и несущей системами конструктивно сводится к нулю. После предварительного напряжения стабилизирующей системы седловидные покрытия способны одинаково хорошо работать на распределенные нагрузки любого направления. Примерами такого решения

являются покрытия велотрека без преднапряжения в Крылатском, Москва, певческой эстрады в Таллинне, эстрадного зала в Паланге совместно с преднапряжением (рис.12.37). Метод стабилизации формой поверхности не требует увеличения постоянной нагрузки сверх минимально необходимой по технологическим соображениям, однако сам по себе не обеспечивает восприятия значительных сосредоточенных нагрузок.

Методы стабилизации дополнительными элементами и собственной изгибной жесткостью часто близки по конструктивному воплощению. Конструктивно роль дополнительных элементов выполняют балки, арки и фермы, вантовые фермы, оттяжки и т.п. С этих позиций всякая комбинированная висячая система может быть охарактеризована как стабилизированная дополнительными элементами. Достоинством метода является возможность стабилизации без пригруза покрытий с простейшей геометрией поверхности: плоские, нулевой гауссовой кривизны и положительной гауссовой кривизны. При этом могут быть исключены местные кинематические перемещения под воздействием сосредоточенных нагрузок, что позволяет применять подвесное технологическое оборудование, включая подвесные краны.

Номенклатура сооружений, осуществленных с применением методов стабилизации дополнительными элементами и использованием собственной изгибной жесткости, чрезвычайно широка. Примерами таких решений являются покрытия: олимпийского бассейна на проспекте Мира, Москва (рис.12.38), с несущей системой жестких вант, выполненных в виде ферм; Дворца спорта «Зенит», Санкт-Петербург (рис.12.45), с несущей комбинированной системой в виде арочно-вантовой фермы; Дворцов спорта «Юбилейный» в Санкт-Петербурге (рис.12.46*а*) и в Баку (рис.12.46*б*) с радиальной несущей системой в виде двояковыпуклых вантовых ферм со сжатыми либо растянутыми стойками; завода тяжелого машиностроения в Марнеули в виде комбинированных висячих систем с балками жесткости, несущими подвесные краны, и т.д. Примерами пространственных мембранных покрытий, подкрепленных фермами жесткости, могут служить покрытия: стадиона «Олимпийский» в Москве (рис.12.43); ангар в Риге (рис.12.40) с подвесными кранами и др.

Метод стабилизации предварительным напряжением применяется обычно в комбинации с остальными и самостоятельного значения для висячих систем практически не имеет.

3. Тенденции развития конструктивных форм. Процентное соотношение применяемых в России типов несущих систем из общего числа запроектированных нетрадиционных конструкций, а также процентное соотношение осуществленных проектов к их общему числу внутри каждого типа показано в табл.12.6 [14].

Таблица 12.6.

Тип несущих висячих систем согласно разделу 12.5.1	% использования в проектах к общему числу	% осуществленных объектов внутри каждого типа систем
Подвесные	3,9	40,0
Двухпоясные	13,3	29,4
Однопоясные	13,3	64,8
Мембраны	35,2	80,0
Жесткие ванты	3,1	100,0

Подвесные системы и жесткие ванты. Подвесные (в том числе консольно-вантовые) системы и жесткие ванты получили наименьшее распространение 3,9 и 3,1 %, соответственно. Это объясняется тем, что подвесные системы представляют собой по существу многоопорные балочные конструкции с дополнительными опорами в виде тяжей и являются промежуточным звеном между балочными и вися-

чими системами как по своим конструктивным, так и по экономическим показателям. При этом консольно-вантовые системы являются внешнераспорными. Еще одним недостатком всех подвесных систем является необходимость пересечения тяжами кровельного покрытия, что создает трудности в обеспечении тепло и гидрозащиты конструкций.

Жесткие ванты также являются переходной конструкцией от балки к гибкой ванте, однако они обладают существенными достоинствами: конструктивной простотой обычных балок или ферм и, как следствие, – простотой в изготовлении и монтаже; значительной собственной изгибной жесткостью; возможностью устройства кровли по верху покрытия. Наличие в настоящее время проката из высокопрочной стали с временным сопротивлением 600 – 700 МПа позволяет в этих конструкциях воспринимать значительные растягивающие усилия и возводить покрытия больших пролетов – до 101,4 м (рис.12.38).

Недостатком осуществленных на жестких вантах покрытий является то, что ограждающие конструкции кровли не вводятся в работу вант и являются для них только нагрузкой, что ухудшает общие показатели системы.

Этот недостаток преодолевается в мембранных системах, для которых жесткие ванты могут быть применены в качестве стабилизирующих элементов.

Двухпоясные системы применяются как с обоими гибкими поясами (рис.12.46), так и комбинированные: с гибким нижним и жестким верхним поясами (рис.12.45), с гибким верхним и жестким нижним. Двухпоясные системы с обоими гибкими поясами нуждаются в предварительном напряжении для обеспечения работы сжатого пояса. В комбинированных системах сжатые пояса выполняются из жестких элементов. Характерно, что все осуществленные покрытия имеют в сечении выпуклую линзообразную форму с расположением кровли по верхнему поясу, что облегчает обеспечение водоотвода с покрытия и одновременно уменьшает объем стеновых ограждений.

Кроме того, вантовые фермы в этих покрытиях безраскосные, с жесткими сжатыми либо растянутыми стойками, а отсутствие раскосов приводит к значительному упрощению конструкции. Характерно стремление к осуществлению внешнебезраспорных систем: при круглых планах (рис.12.46) распорные силы воспринимаются железобетонными опорными контурами, при прямоугольных планах – жесткими поясами (рис.12.45).

Для производственных зданий с подвесными кранами используются комбинированные двухпоясные системы с жестким нижним поясом – вантовые фермы с балкой жесткости мостового типа. Вантовые фермы могут выполняться как раскосными, так и безраскосными (с вертикальными растянутыми подвесками). Применение раскосной решетки позволяет увеличить жесткость системы и уменьшить ее массу, но требует предварительного напряжения сжатых элементов решетки, что увеличивает трудоемкость монтажа. Ограждающие конструкции и кровля располагаются по нижним жестким поясам, поэтому кровельное покрытие «протыкается» элементами решетки.

Среди однопоясных систем – сетей из гибких элементов и комбинированных – наибольшее распространение получили седловидные сети отрицательной гаусовой кривизны из гибких элементов, криволинейные в плане (рис.12.37). Стабилизация таких сетей обеспечивается формой поверхности в сочетании с предварительным напряжением. Распорные силы воспринимаются опорными контурами. Достоинством таких систем является их исключительная собственная легкость. Ограждающие конструкции могут быть выполнены также из легких элементов. Недостатком является чувствительность к кинематическим перемещениям, в особенности от сосредоточенных нагрузок. В России разработаны и внедрены в практику строи-

тельства конструкции, в которых гибкие элементы сети выполняются не из стальных канатов, а из алюминиевых лент [16], причем алюминиевые ленты могут служить одновременно и ограждающей конструкцией, что приводит к дополнительному облегчению покрытия.

Комбинированные сети разработаны для использования в зданиях, прямоугольных в плане [14]. В этих системах стабилизация обеспечивается собственной жесткостью балочных элементов, а распорные силы передаются в узлы опорного контура. Ограждающие конструкции покрытия могут быть выполнены из легких элементов.

Однопоясные системы применяют как для малых, так и для больших пролетов – от 20 до 80 м – причем, 64,8% всех запроектированных в нашей стране объектов – осуществлено (табл.12.6).

4. Мембранные покрытия. Из табл.12.6 видно, что в настоящее время различные конструктивные формы мембранных покрытий получили у нас интенсивное развитие, что вызвано важными преимуществами этих конструкций по сравнению с вантовыми:

- осуществление в мембране принципа совмещения несущих и ограждающих функций;
- пространственная работа мембран, что, в частности, позволяет перераспределять распорные силы на опорный контур так, чтобы он работал практически без изгиба;
- возможность создания конструктивных форм, позволяющих вести монтаж укрупненными элементами, либо в виде рулонированных на заводе мембранных полотен, раскатывая их по стабилизирующим элементам непосредственно на проектной отметке (рис.12.44), либо в виде полной мембраны, собранной предварительно на нулевой отметке с последующим подъемом ее на проектную отметку с помощью, например, ленточных домкратов (рис.12.41), либо в виде жестких пространственных монтажных блоков из элементов стабилизирующих ферм, в состав поясов которых включается мембрана (рис.12.39);
- мембранные системы являются более надежными, т.к. имеют значительно меньшее количество монтажных узлов и большую степень заводской готовности конструкций в целом;
- мембранные конструкции проще в эксплуатации, т.к. они легче поддаются осмотру; их антикоррозионная защита может быть надежно осуществлена обычными широко применяемыми методами;
- включение мембраны в совместную работу со стабилизирующими элементами (например, включение мембраны в работу поясов стабилизирующих ферм) увеличивает жесткость конструкции и является дополнительным положительным фактором при создании мембранных покрытий с подвесным крановым оборудованием.

И, наконец, мембрана не ограничивает возможностей создания различных архитектурных форм поверхностей. Простейшие цилиндрические покрытия – нулевой гауссовой кривизны, седловидные – отрицательной гауссовой кривизны, а также шатровые мембранные системы реализованы в настоящее время пролетами от 24 до 244 м.

Особый интерес представляют мембраны покрытия прямоугольные в плане, в том числе для зданий производственного назначения.

Главная задача в подобных системах – решение проблемы прямолинейного опорного контура. Как видно из рис.12.39–2.41 эта проблема практически может быть успешно решена и решается по-разному в зависимости от конструктивных особенностей мембранного покрытия.

Так, в покрытии павильона в Некрасовке размерами в плане 24×27 м и цеха завода «Компрессор» в Москве размерами в плане 66×81 м используются возможности мембраны как пространственной системы и ее способность к перераспределению усилий в зависимости от жесткостных характеристик опорного контура. В приведенных ранее примерах прямоугольные стальные мембраны положительной гауссовой кривизны прикреплены по периметру к трубобетонному опорному контуру большой гибкости с очень жесткими рамными углами. В этом случае распорные усилия с мембраны на контур передаются в углах, и прямолинейные элементы контура работают только на сжатие. При этом мембрана служит для элементов контура связевой системой, предохраняющей их от потери устойчивости в плоскости покрытия.

В покрытии универсального спортзала в Измайлове размерами в плане 66×72 м (рис.12.41) секторы мембраны между полосовыми диагональными тягами образуют линейчатые поверхности нулевой гауссовой кривизны, и распорные силы передаются через эти тяги непосредственно в углы железобетонного контура.

В покрытиях, более вытянутых в плане, как например Дворца спорта им. Ленина во Фрунзе, размерами в плане 42×72 м, и в ангаре в г.Рига размерами в плане 108×72 м (рис.12.40) для восприятия распорных усилий установлены криволинейные полосовые шпренгельные элементы, жестко соединенные с мембраной и опорным контуром.

Особый класс составляют двухслойные мембраны, которые могут быть названы «жесткими» по аналогии с жесткими вантами. Пример такой конструкции приведен на рис.12.39. Двухслойное мембранное покрытие общественного центра в Ялте размерами в плане 59,6×63,6 м нулевой гауссовой кривизны создано из каркасных панелей с тонколистовой обшивкой заводского изготовления, объединяемых решеткой на монтажной площадке в пространственные монтажные блоки, обладающие значительной изгибной жесткостью. Распорные силы в этом случае воспринимаются продольными тонкостенными балками, образованными крайними панелями, которые выполнены с утолщенной обшивкой. В торцах эти силы переданы на V-образные опоры. Нижняя мембрана при таком решении служит полом технического этажа и потолком помещения.

Как следует из выше сказанного, мембранные покрытия являются одной из наиболее перспективных конструктивных форм висячих систем, которые следует развивать и совершенствовать в дальнейшем.

12.5.3. Нагрузки и воздействия. Нагрузки и воздействия принимаются в соответствии с действующими СНиПами. Ниже приводятся дополнительные рекомендации для некоторых видов нагрузок [16, 17, 18, 21, 22].

12.5.3.1. *Снеговая нагрузка*

1. Для висячих оболочек на круглом и овальном (при разнице главных осей до 30%) планах зданий рекомендуются следующие схемы вариантов распределения снеговой нагрузки [21, 22] и коэффициенты μ:

вариант I – нагрузка равномерно распределена по всей поверхности покрытия, $\mu = 1$ (рис.12.47*а*);

вариант II – равномерно распределенная нагрузка на половине покрытия: $\mu = 1$ (рис.12.47*б*) (реализуется при очистке снега с половины покрытия, а также при интенсивном таянии снега вследствие прямой солнечной радиации);

вариант III – осесимметричное расположение нагрузки, предусматривающее сосредоточение снега в центральной зоне ($\mu = 2$) с линейным понижением значения интенсивности к периметру до нуля (рис.12.47*в*). Вариант III реализуется при сползании снега, а также при скоплении водно-ледовой массы в пониженной части покрытия.

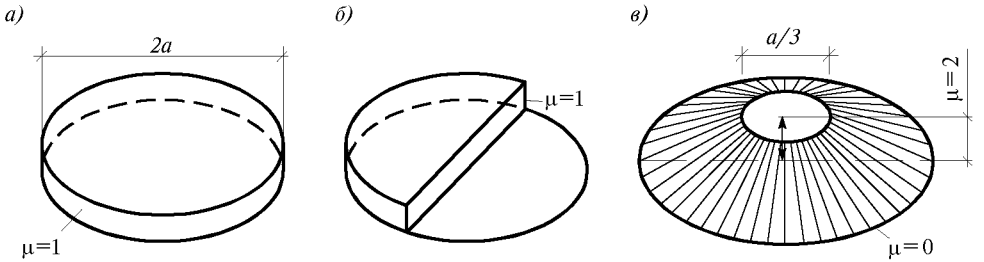


Рис.12.47. Снеговая нагрузка и коэффициенты μ для покрытий с поверхностью положительной гауссовой кривизны на круглом и эллиптическом планах

2. Для цилиндрических оболочек на прямоугольном плане с равновысокими опорами рекомендуются следующие схемы вариантов распределения снеговой нагрузки и коэффициенты μ:

вариант I – равномерное распределение снега по всей поверхности покрытия: $\mu = 1$ (рис.12.48 *а*);

вариант II – снеговая нагрузка расположена в центральной зоне пролета с равномерной интенсивностью $\mu = l/S$, при этом границы зоны S соответствуют положению угла наклона касательной к поверхности, равному $\alpha = 20^\circ$ (рис.12.48 *б*). Вариант II отражает возможное скопление талой воды или снега в пониженной части покрытия.

В случаях, когда более неблагоприятные условия работы элементов возникают при частичном загружении покрытия, следует учитывать вариант I со снеговой нагрузкой, действующей на половине пролета (рис.12.48 *в*).

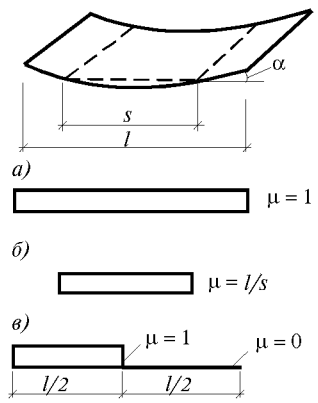


Рис.12.48. Снеговая нагрузка и коэффициенты μ для покрытий с провисающей цилиндрической поверхностью на прямоугольном плане

Для цилиндрических оболочек на прямоугольном плане с разновысокими опорами при соотношении их высот 1/2 соответствующие схемы вариантов распределения снеговой нагрузки и коэффициенты μ приведены на рис.12.49.

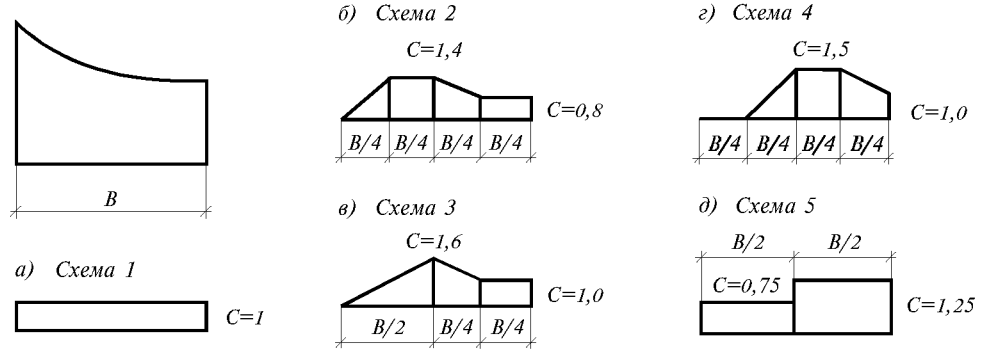


Рис.12.49. Снеговая нагрузка и коэффициенты μ для цилиндрических оболочек на прямоугольном плане с разновысокими опорами

3. Для седловидных оболочек на квадратном плане рекомендуются следующие схемы вариантов распределения снеговой нагрузки на загруженных четвертях покрытия при $\mu = 1$:

вариант I – по всей поверхности покрытия загружены все четверти (рис.12.50 *а*);

вариант II – загружены две диагонально расположенные четверти (рис.12.50 *б*);

вариант III – загружены две смежные четверти (рис.12.50 *в*);

вариант IV – загружена одна часть четверти рис.12.50 *г*).

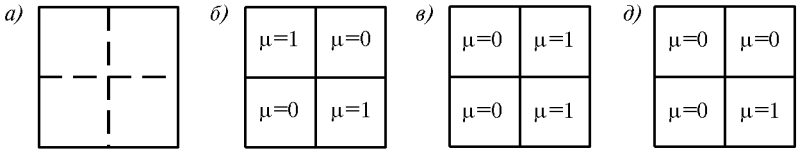


Рис.12.50. Снеговая нагрузка и коэффициенты μ для покрытий с провисающей поверхностью положительной гауссовой кривизны на квадратном плане

4. Для шатровых оболочек на круглом плане рекомендуются следующие схемы вариантов распределения снеговой нагрузки и коэффициенты μ:

вариант I – равномерно распределенная нагрузка по всей поверхности покрытия $\mu = 1$ (рис.12.51 *а*);

вариант II – равномерно распределенная нагрузка на половине покрытия, $\mu = 1$ (рис.12.51 *б*) (реализуется при одностороннем интенсивном таянии снега или при очистке снега с половины покрытия);

вариант III – нагрузка плавно меняется по косинусоидальному закону (рис.12.51 *в*), а в любой точке покрытия определяется по формуле

$$\mu_i = (1 + 0{,}5\cos\alpha)\sqrt[3]{r_i/\alpha}$$

(вариант III реализуется вследствие переноса снега при повышенных скоростях и устойчивом направлении ветра).

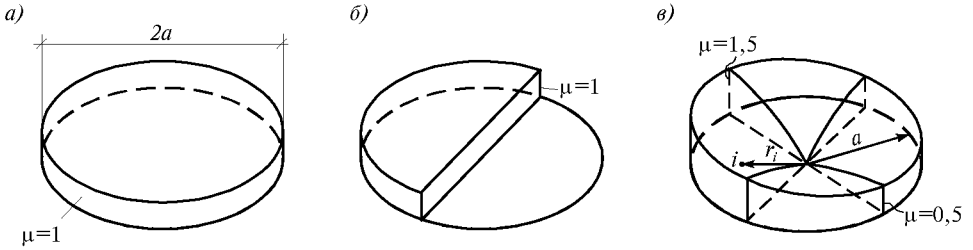


Рис.12.51. Снеговая нагрузка и коэффициенты μ для шатровых оболочек отрицательной гауссовой кривизны на круглом плане

5. Для провисающих покрытий на плоском прямоугольном контуре рекомендуются следующие схемы вариантов распределения снеговой нагрузки и коэффициенты μ:

вариант I – нагрузка равномерно распределена по всей поверхности покрытия, $\mu = 1$ (рис.12.52 *а*);

вариант II – загружена половина покрытия с границей по диагонали или по главной оси, $\mu = 1$ (рис.12.52 *б*) (реализуется при очистке снега с половины покрытия);

вариант III – нагрузка имеет максимум в центре покрытия ($\mu = 1{,}8$) и минимум по периметру ($\mu = 0{,}6$) при линейной интерполяции между этими значениями (рис.12.52*в*). Вариант III реализуется при скоплении талой воды или снега в пониженной части покрытия.

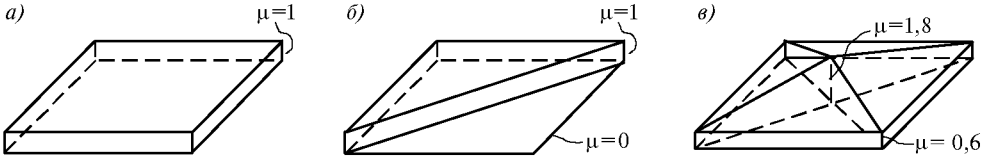


Рис.12.52. Снеговая нагрузка и коэффициенты μ для седловидных покрытий отрицательной гауссовой кривизны на квадратном плане

12.5.3.2. *Ветровая нагрузка*

1. Расчетное значение ветровой нагрузки W, действующей на покрытия и учитываемой при его статическом расчете, определяется по формуле

$$W = W_0 K_{(h)} C \cdot \xi \cdot \gamma_f \ , \qquad (12.33)$$

где W_0 – нормативное значение давления ветра; $K_{(h)}$ – коэффициент, учитывающий изменение давления ветра по высоте; h – максимальная высота покрытия, м; (W_0 и $K_{(h)}$) определяется в соответствии со СНиП 2.01.07-85; C – аэродинамический коэффициент; $\xi = 1{,}25$ – коэффициент, учитывающий действие пульсационной составляющей ветрового давления [16]; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 1,4.

Для вертикальных ограждающих поверхностей сооружения ветровая нагрузка определяется в соответствии с указаниями СНиП 2.01.07-85.

При наличии надежных данных натурных или модельных испытаний о распределении пульсационной составляющей давления ветра по поверхности покрытия различного типа методика назначения действующей на них ветровой нагрузки, а также значения коэффициента ξ, зависящего от динамических характеристик покрытия, могут быть уточнены [16].

2. Аэродинамический коэффициент C в каждой точке покрытия определяется как разность коэффициентов внешнего (C_e) и внутреннего (C_i) давлений, взятых со своими знаками, т.е.

$$C = C_e - C_i. \qquad (12.34)$$

Коэффициенты внешнего и внутреннего давления принимаются в соответствии с результатами обдувок моделей покрытий в аэродинамических трубах или применительно к литературным данным обдувок моделей подобных сооружений. В [16] приведены значения коэффициентов C_e для сооружений с различной формой поверхности покрытий висячего типа, схемы которых даны на рис.12.53, 12.54. Расположение точек замеров при аэродинамических испытаниях моделей сооружений представлено на рис.12.55.

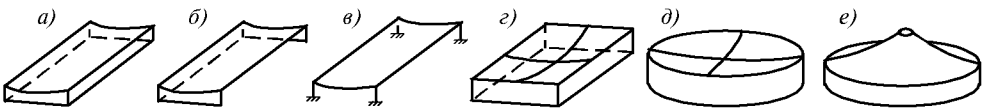


Рис.12.53. Модели для аэродинамических испытаний сооружений
а–в – с цилиндрическими покрытиями на прямоугольном плане и различными вариантами расположения стенового ограждения; *г* – с провисающим покрытием на прямоугольном плане; *д* – то же, на круглом плане; *е* – с шатровым покрытием на круглом плане

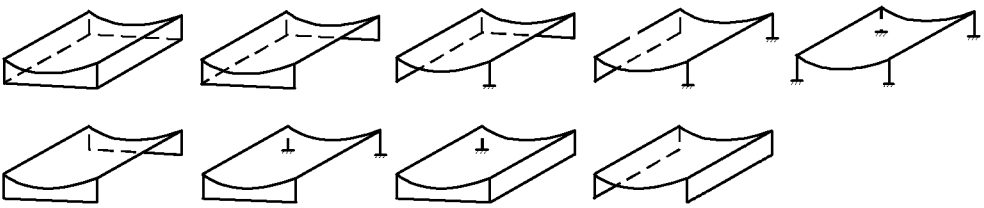


Рис.12.54. Модели для аэродинамических испытаний сооружений с цилиндрическими покрытиями на квадратном плане и различными вариантами расположения стенового ограждения

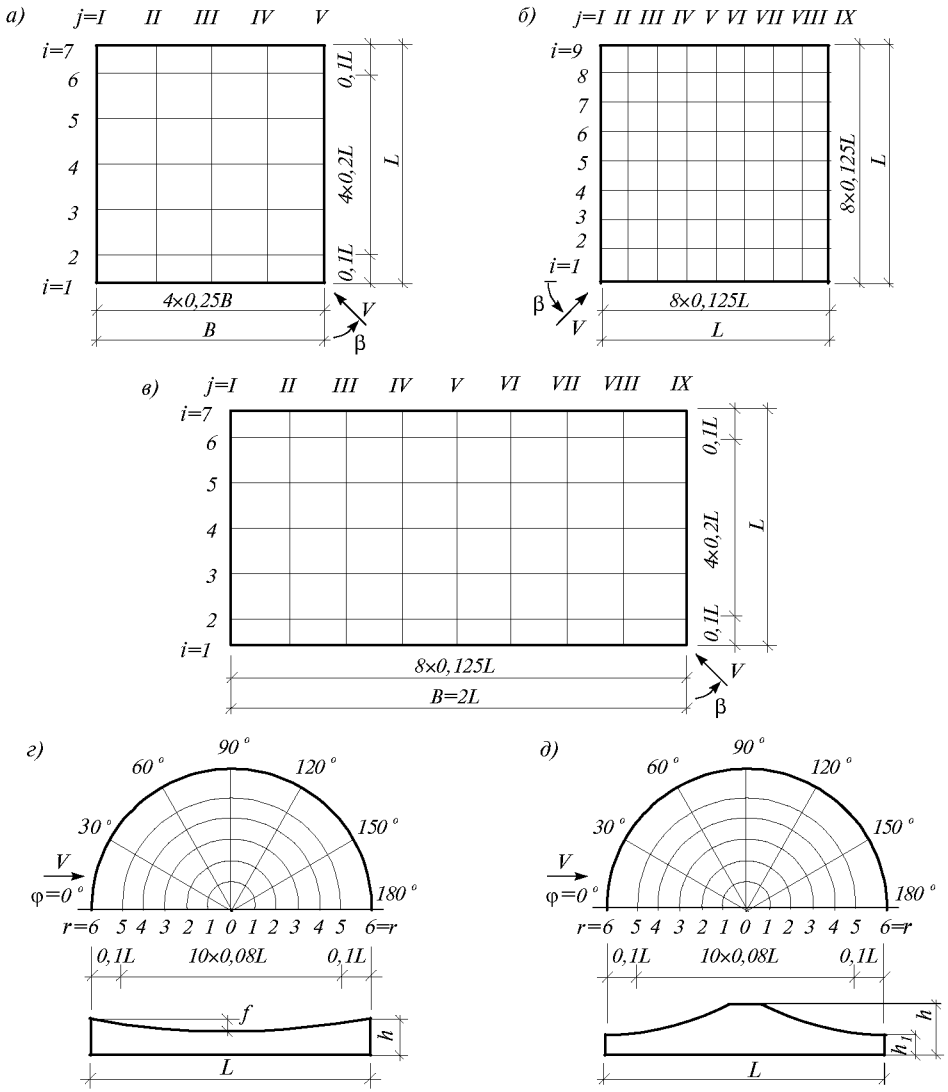


Рис.12.55. Расположение точек замеров при аэродинамических испытаниях моделей сооружений

а – с цилиндрическим покрытием на квадратном плане; *б* – с провисающим покрытием на квадратном плане; *в* – с цилиндрическим покрытием на прямоугольном плане; *г* – с провисающим покрытием на круглом плане; *д* – с шатровым покрытием на круглом плане

Коэффициент C_i внутреннего давления для всей поверхности покрытия принимается постоянным и равным:

- для стадии эксплуатации при наличии стенового ограждения $C_i = \pm 0{,}2$ (знак «+» или «–» выбирается из условий реализации наихудшего варианта нагружения);
- для стадии монтажа: $C_i = +0{,}7$ при $\beta = 0°$; $C_i = +0{,}4$ при $\beta = 45°$ (для покрытий на прямоугольном плане), где β – угол между направлением ветра и одной из осей сооружения (рис.12.55).

В [18] также приведены данные обдувок моделей ряда конкретных сооружений.

12.5.3.3. *Сейсмические воздействия*

1. Проектирование зданий с покрытиями висячего типа при расчетной сейсмичности зданий 7 – 9 баллов следует выполнять с учетом требований СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах».

Ниже рассматриваются основные особенности, которые следует учитывать при проектировании и расчете зданий с покрытиями висячего типа для сейсмических районов. Изложение опирается на рекомендации [16], разработанные применительно к мембранным покрытиям.

2. Размеры зданий (отсеков) в плане принимаются в соответствии с требованиями к несейсмическим районам, но не более 150 м при вертикальных несущих конструкциях из стального или железобетонного каркаса, монолитных железобетонных стен, пилонов и т.п.

При выборе конструктивных решений висячих покрытий, опорного контура, элементов кровли, колонн, стен и т.п. следует обеспечивать снижение сейсмических нагрузок уменьшением массы несущих и ограждающих конструкций.

Особое внимание при проектировании висячих покрытий для сейсмических районов следует уделять обеспечению четкой передачи инерционных нагрузок (с пролетной конструкции на опорный контур, вертикальные несущие конструкции и фундаменты), надежности работы несущих конструкций и их сопряжений, обеспечению жесткости покрытия в горизонтальной плоскости.

3. Расчет зданий с мембранными покрытиями для сейсмических районов следует проводить:

а) на условные статические нагрузки, определяемые согласно пп.8 – 10 и 14 настоящего раздела. При этом усилия в элементах конструкций не должны превышать предельных значений, определяемых главами СНиПа по проектированию стальных и железобетонных конструкций с учетом п.20 настоящего раздела. На эти условные статические нагрузки рассчитываются все здания, проектируемые для сейсмических районов;

б) на выбор расчетных сейсмических воздействий, которые определяются с учетом характера сейсмического режима в районе строительства, а также данных детального и микросейсмического районирования.

При выборе расчетных сейсмических воздействий (акселерограмм) рекомендуется использовать инструментальные записи, полученные в районе строительства или в аналогичных по сейсмическим условиям местностях, а также записи, синтезированные применительно к местным условиям. Максимальные амплитуды ускорений расчетных акселерограмм должны быть не менее 1, 2, 4 м/с^2 при сейсмичности площадок строительства соответственно 7,8 и 9 баллов.

При расчете по п.3*б* на набор расчетных сейсмических воздействий рекомендуется учитывать возможность развития неупругих деформаций и локальных повреждений конструкций, а также пространственный характер деформирования зданий и их взаимодействие с грунтом основания. При этом состояние сооружения после

землетрясения не должно достигать предельного, указанного в табл.19.6 [16]. Этот расчет является дополнительным и рекомендуется для особо ответственных зданий, зданий с размерами мембранных покрытий в плане более 60 м.

4. Расчет по п.3*а* следует проводить для:

- пролетной конструкции (совместно с опорным контуром) и узлов их сопряжения, а также участков контура между опорами на вертикальные сейсмические нагрузки;
- вертикальных несущих конструкций (колонны, стены и т.п.) на совместное действие усилий от горизонтальных и вертикальных сейсмических нагрузок;
- наклонных несущих конструкций (пилоны, рамы и т.п.) на совместное действие усилий от горизонтальных и вертикальных сейсмических нагрузок;

5. Расчет по п.3*б* следует проводить для:

- пролетной конструкции совместно с опорным контуром на вертикальные сейсмические воздействия;
- здания в целом – на совместное действие горизонтальной (или двух горизонтальных) и вертикальной составляющих сейсмического воздействия. При этом динамические расчетные модели должны достаточно полно учитывать пространственный характер колебаний здания, нелинейную работу покрытия, распределение масс и жесткостей конструкций. Допускается определять сейсмические нагрузки на висячие покрытия с учетом их протяженности (воздействия бегущей волны [24]).

6. При расчете мембранных покрытий по п.3*а,б* на вертикальные сейсмические воздействия динамические расчетные модели покрытия следует принимать в виде континуальных систем с распределенной вертикальной нагрузкой или в виде системы дискретных масс, связанных с безмоментной оболочкой. Считается, что в общем случае опорный контур работает на сжатие, изгиб в двух взаимно перпендикулярных плоскостях и на кручение. Указанные деформации учитываются при определении матрицы жесткости элементов деформируемого контура.

При расчете висячего покрытия внешним возмущением для него являются перемещения опорного контура по горизонтальным осям X и Y и по вертикальной оси Z [24, 25]. Учитывая, что висячие покрытия, как правило, пологие, допускается в практических расчета в первом приближении пренебрегать инерционными силами, действующими в плоскости покрытия (поскольку перемещения точек срединной поверхности по осям X и Y очень малы), а также силами из плоскости покрытия, вызванными горизонтальным перемещениями опорного контура.

7. Периоды (частоты) и формы собственных колебаний для расчетных моделей определяются по специально разработанным алгоритмам с помощью ЭВМ как для систем с конечным числом степеней свободы. В связи с близостью значений собственных частот мембранных конструкций определяется не менее 5–7 низших частот и форм собственных колебаний.

При вычислении вертикальных сейсмических нагрузок по п.3,а допускается периоды и формы собственных колебаний принимать с помощью справочников по динамике сооружений и других пособий [24, 25], как для мембран с разными очертаниями в плане и с различающимися граничными условиями [16].

Расчет висячих покрытий на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических должен выполняться аналогично расчетам на вертикальные статические нагрузки.

8. При расчете по п.3,*а* расчетная вертикальная нагрузка S_{izk}, приложенная к точке k и соответствующая i-му тону собственных колебаний мембранного покрытия, находится по формуле

$$S_{izk} = k_1 k_2 S_{oizk}\,, \tag{12.35}$$

где k_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения конструкций зданий, k_2 – коэффициент, учитывающий особенности конструктивного решения здания. k_1, k_2 принимаются в соответствии с указаниями СНиП II-7-81* и [16]. S_{oizk} – значение сейсмической нагрузки для 1-го тона собственных вертикальных колебаний мембранного покрытия, определяемой в предположении линейно-упругого деформирования конструкций по формуле

$$S_{oizk} = q(\alpha_k, \gamma_k) A \beta_i k_\psi \eta_{izk}\,; \tag{12.36}$$

здесь $q(\alpha_k, \gamma_k)$ – распределенная нагрузка от массы покрытия, временных длительных и кратковременных нагрузок, определяемая в соответствии с [16]; A – амплитуда ускорений основания; β_i – коэффициент динамичности, соответствующий 1-ой форме собственных колебаний мембранного покрытия; A и β_i, принимается по СНиП II-7-81* или [16]; k_ψ – коэффициент, учитывающий диссипативные свойства конструкции и зависящий от вида материала, конструктивного решения, типа узловых соединений и стыков. При определении расчетных вертикальных сейсмических нагрузок на мембранное покрытие в связи с его пониженной способностью к затуханию колебаний (логарифмический декремент $\delta = 0{,}03 - 0{,}06$) коэффициент k_ψ рекомендуется принимать в соответствии с указаниями [16] – 1,5 при наличии бетонной стяжки на покрытии и 3 в остальных случаях (значение k_ψ допускается уточнять на основании результатов экспериментальных исследований по согласованию с директивными органами государств СНГ по строительству;

$$\eta_{izk} = z_i(\alpha_k \gamma_k) \frac{\int_F q(\alpha_j \gamma_j) z_i(\alpha_j \gamma_j) d\alpha d\gamma}{\int_F q(\alpha_j \gamma_j) z_i^2(\alpha_j \gamma_j) d\alpha d\gamma}\,, \tag{12.37}$$

где η_{izk} – коэффициент, зависящий от формы деформаций системы при ее свободных колебаниях по i-й форме; $z_i(\alpha_j \gamma_j)$ – максимальное перемещение в точке j (ордината формы собственных колебаний). Интегралы в выражении (12.37) берутся по площади.

При необходимости учета сейсмических сил в точке K по осям X и Y покрытия, возникающих при перемещениях опорного контура вдоль оси Z, их значения определяются выражениями:

$$S_{oixk} = q(\alpha_k, \gamma_k) A \beta_i k_\psi \eta_{ixk}\,; \tag{12.38}$$

$$S_{oiyk} = q(\alpha_k, \gamma_k) A \beta_i k_\psi \eta_{iyk}\,. \tag{12.39}$$

Полная сейсмическая нагрузка в точке K находится по формуле

$$S_{ik}[W_o(t)] = \sqrt{S_{ixk}^2[W_o(t)] + S_{iyk}^2[W_o(t)] + S_{izk}^2[W_o(t)]}\,. \tag{12.40}$$

Аналогично находятся полные сейсмические силы в точке K, вызванные перемещениями опорного контура по осям X и Y;

$$S_{ik}[U_0(t)] = \sqrt{S_{ixk}^2[U_0(t)] + S_{iyk}^2[U_0(t)] + S_{izk}^2[U_0(t)]}\,; \tag{12.41}$$

$$S_{ik}[V_0(t)] = \sqrt{S_{ixk}^2[V_0(t)] + S_{iyk}^2[V_0(t)] + S_{izk}^2[V_0(t)]}\,, \tag{12.42}$$

где $U_0(t)$, $V_0(t)$, $W_0(t)$ – перемещения опорного контура по осям соответственно, X, Y и Z.

Формулы (12.38) – (12.42) следует использовать при расчетах мембранных покрытий с наклонным или криволинейным в вертикальной плоскости опорным

контуром на совместное действие усилий от горизонтальных и вертикальных сейсмических нагрузок.

9. В связи с небольшим собственным весом для мембранных покрытий характерна повышенная чувствительность периодов и форм собственных колебаний к изменениям постоянных и кратковременных нагрузок и схем их приложения. Поэтому в расчетах следует по возможности более точно учитывать все схемы и вариации нагрузок.

Поскольку мембранные покрытия характеризуются нелинейной работой уже при небольших уровнях внешних воздействий, то следует определять периоды собственных колебаний для случаев линейных и нелинейных колебаний, а после вычисления β_i, принимать более высокое значение коэффициента динамичности.

10. При расчете зданий с мембранными покрытиями по п.3,*а* на горизонтальные сейсмические воздействия расчетные модели зданий в направлении главных осей симметрии принимаются в виде одномассового осциллятора (рис.12.56). При этом жесткость покрытия в горизонтальной плоскости принимается бесконечной, а колонны, стены, пилоны и другие вертикальные несущие конструкции – жестко заделанными в фундаментах и шарнирно присоединенными к опорному контуру. Высота расчетной модели принимается равной высоте колонн, а в случае небольших перепадов в высотах колонн (не более 20 % высоты средней колонны) – расстоянию от уровня защемления колонн до центра масс от нагрузок на покрытие с учетом собственного веса (рис.12.56*б*). Указания по сбору нагрузок, определению жесткостей и периодов собственных горизонтальных колебаний зданий приведены в [23].

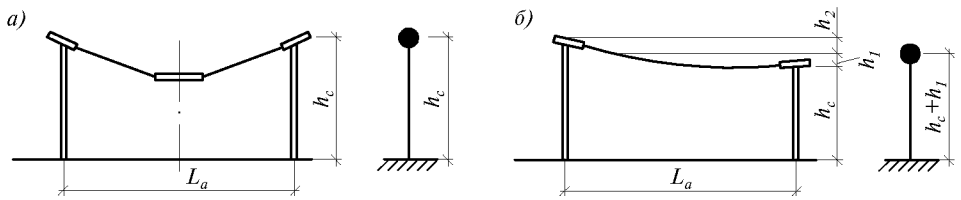


Рис.12.56. Расчетная схема здания с мембранным покрытием при расчете на горизонтальные сейсмические воздействия
а – с колоннами одинаковой высоты; *б* – с колоннами разной высоты

11. При расчете зданий длиной более 30 м в соответствии с СНиП II-7-81* кроме горизонтальной сейсмической нагрузки необходимо учитывать крутящий момент относительно вертикальной оси здания, проходящей через центр жесткостей.

12. В зданиях больших пролетов (более 50–60 м) усилия в элементах конструкций допускается определять с учетом скорости распределения сейсмических волн в грунте, параметры которых выбираются на основании анализа сейсмологических условий площади строительства [24, 25].

13. При расчете зданий с висячими покрытиями сложной геометрической формы расчетные модели должны приниматься с учетом особенностей конструктивных решений, распределений масс и жесткостей в плане и по высоте здания. При наличии экспериментальных данных о жесткостных характеристиках висячих покрытий и опорного контура в горизонтальной плоскости расчет рекомендуется выполнять с помощью ЭВМ с учетом пространственной работы зданий и фактических эксцентриситетов между центрами масс и жесткостей.

14. Горизонтальная сейсмическая (условная статическая) нагрузка для здания в целом после определения периода собственных колебаний одномассового осциллятора по п.10 настоящего раздела вычисляется по формулам (12.35) и (12.36). При

этом $S_{ik} = S_1\eta_{ik} = 1$. Значения всех коэффициентов, за исключением k_ψ, принимаются в соответствии с п.п. 8 – 9 раздела.

Значения коэффициента k_ψ при вычислении расчетных горизонтальных сейсмических нагрузок для зданий принимаются в соответствии с п.19.26 в [16].

15. Вертикальные и наклонные несущие конструкции должны проверяться расчетом на действие горизонтальных сейсмических нагрузок и усилий, передающихся на них с мембранного покрытия. В колоннах зданий, несущих крановую нагрузку, необходимо учитывать местные горизонтальные сейсмические нагрузки в соответствии с указаниями пособия [23].

16. При учете высших форм колебаний расчетные усилия (продольные и поперечные силы, изгибающие и крутящие моменты, нормальные и касательные напряжения) в элементах конструкций от действия сейсмических нагрузок определяются по формуле

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} N_i^2}\ , \qquad (12.43)$$

где N_i – значения усилий или напряжений в рассматриваемом сечении от сейсмических сил, соответствующих i-й форме колебаний; n – число учитываемых в расчете форм (тонов) колебаний.

17. Горизонтальную сейсмическую нагрузку S_1, вычисленную в соответствии с п.14, при горизонтальном опорном контуре следует распределять:

- равномерно между всеми вертикальными несущими конструкциями пропорционально жесткостям вертикальных несущих конструкций в направлении главных осей сооружений в плане;
- в соответствии с фактическими жесткостями участков покрытия и опорного контура в горизонтальной плоскости при наличии экспериментальных данных.

При отсутствии экспериментальных данных в расчет вводится наибольшее значение нагрузки для первого и второго случаев. С учетом принятого распределения горизонтальных сейсмических нагрузок между вертикальными несущими конструкциями здания необходимо выполнить проверку несущей способности и устойчивости опорного контура.

18. Узлы сопряжения висячих покрытий с опорным контуром и опорного контура с нижележащими конструкциями должны быть рассчитаны на усилия от совместного действия горизонтальных и вертикальных сейсмических нагрузок.

19. Горизонтальное перемещение здания (отсека) на уровне верха колонн от действия расчетных горизонтальных сейсмических нагрузок S_1, определяется по формуле

$$\Delta = S_1/C\ , \qquad (12.44)$$

где $C = \sum_{k=1}^{n} \frac{1}{\delta_{kk}}$ – жесткость каркаса здания (отсека) на уровне верха колонн; n_1 – число колонн или связевых панелей в каркасе здания (отсека); δ_{kk} – перемещение отдельной колонны (связевой панели) на уровне ее верха от действия горизонтальной единичной силы в том же уровне.

Аналогично определяется жесткость здания в горизонтальном направлении при вертикальных несущих конструкциях в виде стен, пилонов и т.п.

Предельное относительное перемещение Δ/h_c от горизонтальных сейсмических нагрузок согласно п.3*а* для зданий без кранов и с подвесными кранами не должно превышать: при каркасных несущих конструкциях – 1/200, а при расчетах по п.3*б*,

соответственно 1/100. Аналогично при вертикальных несущих пилонах и других конструкциях предельное относительное перемещение не должно превышать 1/400 и 1/200 при расчетах по п.п.*3а* и *3б*.

Относительные прогибы висячих покрытий при расчете на любое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий целесообразно ограничивать в соответствии с результатами исследований по согласованию с директивными органами государств СНГ по строительству.

20. При расчете на прочность и устойчивость элементов конструкций помимо коэффициентов условий работы, принимаемых в соответствии с главами СНиП на проектирование металлических и железобетонных конструкций, необходимо дополнительно вводить коэффициент условий работы m_{kp}, учитывающий особенности сейсмического воздействия (кратковременность и повторяемость землетрясений). Коэффициент m_{kp} принимается по табл.19.7 в [16].

12.5.4. Принципы расчета висячих систем. Основной особенностью систем висячего типа является их геометрически-нелинейная работа под воздействием внешних нагрузок. Степень геометрической нелинейности работы системы зависит от типа несущих конструкций и максимально проявляется при несущих конструкциях из гибких тросовых элементов и в мембранах.

Расчеты в линейной постановке таких конструкций приводят к значительному завышению усилий и перемещений в системе.

Кроме того, в ряде случаев (особенно, для сильно нагруженных тросовых элементов) могут потребоваться дополнительные расчеты с учетом физической нелинейности работы материала конструкции.

Наряду с геометрической и физической нелинейностью при расчетах вантовых и мембранных систем часто необходимо учитывать конструктивную нелинейность их работы, связанную с качественным изменением расчетной схемы конструкции в процессе ее деформирования. Характерное проявление конструктивной нелинейности – выключение из работы сжатых гибких элементов вантовых сетей или раскосов вантовых ферм, а также выключение из работы частично или полностью материала мембраны по направлению сжатия.

В предварительно-напряженных системах следует также учитывать явление релаксации (ползучести) – то есть потери предварительного напряжения во времени, что может привести к нарушению несущей или эксплуатационной способности сооружения.

С учетом вышеизложенного применяемые методики расчета конструкций висячего типа базируются на общих аналитических или численных методах строительной механики и теории расчета сооружений.

Поскольку конструкции висячего типа обычно представляют собой многоэлементные пространственные системы достаточно сложных геометрических форм, аналитические методы используются, главным образом, лишь для предварительных приближенных и оценочных расчетов, а также для расчетов простейших систем типа отдельная нить, вантовая ферма, вантовые сети определенных структур, гладкие мембраны некоторых типов и т.п. Сведения по аналитическим методам расчета различных видов висячих конструкций представлены в ряде работ [16, 17, 27, 28, 29].

Расчеты висячих конструкций произвольной структуры выполняются численными методами по программам для ЭВМ, таких, как, например: РАСК, ЛИРА, ПАРСЕК (программы линейного расчета); ГАММА (программа геометрически-нелинейного расчета) и др.

Эти и подобные им программы и их модификации, позволяют также решать физически и конструктивно нелинейные задачи.

Создание корректных расчетных схем для сложных висячих конструкций является самостоятельной серьезной задачей, зачастую требующей апробации либо экспериментом, либо параллельными расчетами по альтернативным программам.

Расчетные схемы для мембранных покрытий обычно создаются на основе стержневой аппроксимации мембраны [16, 28, 29]. Эта методика позволяет также производить учет конструктивной нелинейности работы мембраны по направлению сжатия [28].

Специальным разделом, особенно для однопоясных систем из гибких элементов и мембран, является надежность висячих систем под воздействием динамических нагрузок (ветер, сейсмика, подвесные краны, крышные вентиляторы и т.п.).

Собственные динамические характеристики (частоты и формы колебаний) в некоторых частных случаях могут быть получены аналитически [16], в более сложных – по упомянутым программам.

В случае применения программ линейного расчета типа РАСК, ЛИРА и т.п., в расчетную схему необходимо вводить фиктивные изгибно-жесткие элементы, либо фиктивные упругие элементы постели, моделирующие стабилизирующие влияние распорных сил в однослойных системах, либо комбинацию этих фиктивных элементов.

Вопросы расчета динамической и аэродинамической устойчивости висячих покрытий некоторых видов рассмотрены в работах [18, 25].

Большепролетные висячие конструкции требуют повышенного внимания к точности изготовления и монтажа, а также к работе системы в процессе ее возведения. В соответствии с ГОСТ 21778-81 на рабочих чертежах и в технологической документации необходимо устанавливать требования к точности конструкций, их элементов и к выполнению работ. Существующая практика назначения точности обычно ограничивается ссылкой на СНиП III-18-75. Требования по точности изготовления в нем многовариантны, что позволяет заводам металлоконструкций выполнять лишь те из них, которые соответствуют их возможностям. Если необходимо получить конструкции с определенным предельными отношениями геометрических параметров, эти требования должны быть обоснованы расчетом и заданы в рабочей документации. Для большепролетных нетиповых конструкций такой расчет обязателен, т.к. большие длины конструктивных элементов приводят к серьезному накоплению ошибок в процессе изготовления и монтажа металлоконструкций. Расчет собираемости конструкции сводится к определению соответствия суммарного технологического допуска назначенному функциональному. При этом учитываются все возможные погрешности от геодезической разбивки до изготовления и монтажа конструкции. Кроме решения проблемы собираемости такой расчет позволяет уточнить действительную работу конструкции с учетом ее фактической геометрии и топологии узлов в пространстве.

Расчет процесса монтажа является обязательным для висячих большепролетных конструкций и по сложности и ответственности зачастую не уступает основному расчету на эксплуатационные нагрузки. Сложность расчета определяется необходимостью учета изменения конструктивной и расчетной схем на каждом этапе монтажа, а также необходимостью учета усилий и деформаций, накапливающихся в сооружении от этапа к этапу его возведения. Расчеты необходимо проводить в геометрически нелинейной постановке. Вопрос о возможности применения принципов суперпозиции при поэтапных расчетах необходимо решать в каждом конкретном случае в зависимости от степени деформативности системы на каждом этапе воздействия.

Пример расчета процесса монтажа применительно к зданию с мембранным покрытием приведен в [20].

12.5.5. Материалы и конструкция узлов и деталей гибких элементов. В качестве несущих элементов в висячих покрытиях применяются: стальные канаты; арматурные пучки из высокопрочной проволоки; арматурные стержни; полосовая и рулонная сталь; фасонный прокат.

Материал и конструктивные решения узлов для элементов из фасонного проката не имеют принципиальных отличий от применяемых в обычных конструкциях, поэтому в настоящем разделе рассматриваются только особенности применения гибких элементов в висячих системах.

12.5.5.1. *Стальные канаты, пучки из высокопрочной проволоки, арматурные стержни.* Наибольшее распространение получили оцинкованные стальные канаты. В висячих покрытиях рекомендуется применять канаты с металлическим сердечником, изготовленные из проволок диаметром на менее 1,8 – 2 мм. Недостатком канатов как элементов строительных конструкций является их сравнительно невысокий первоначальный модуль упругости, обусловленный витой структурой. Для повышения первоначального модуля упругости и устранения неупругих деформаций канаты подлежат обязательной предварительной вытяжке усилием, на 10 – 20 % превышающим расчетное усилие каната, в течение 0,5 – 2 ч.

Средний модуль упругости для канатов одинарной свивки с предварительной вытяжкой может быть принят равным 165000 – 170000 МПа. При строительстве крупных сооружений канаты обязательно должны быть испытаны для определения действительного модуля упругости и несущей способности. Для ответственных сооружений при соответствующих технико-экономических обоснованиях могут применяться канаты закрытого типа по ГОСТ 3090-73*, ГОСТ 7676-73*. Наружные слои закрытых канатов состоят из профилированной проволоки и обладают повышенной коррозиестойкостью.

Пучки или пряди для вант изготовляют из высокопрочной проволоки на специально оборудованных стендах, иногда непосредственно на строительной площадке. Для пучков применяют круглую углеродистую проволоку по ГОСТ 7348-81* и холоднотянутую периодического профиля.

Пучок формируется в зависимости от расчетного усилия в канатах, типа анкерного крепления и конструкции домкрата. Через 70 – 100 мм по длине пучки связывают мягкой вязальной проволокой диаметром 1 – 1,5 мм. Чтобы повысить коррозиестойкость, пучок покрывают битумом или свинцовым суриком, если ванты не подлежат бетонированию вместе с ограждающими плитами. Модуль упругости пучков из высокопрочной проволоки 180000 – 190000 МПа. Для выравнивания напряжений в отдельных проволоках, пучки следует вытягивать усилием, превышающим расчетное разрывное примерно на 10 %. Этим одновременно достигается повышение модуля упругости до 200000 МПа. Предварительную вытяжку канатов и пучков необходимо выполнять вместе с концевыми анкерами.

Арматурная сталь круглая или периодического профиля с более низкими прочностными характеристиками, чем у канатов, но более коррозиестойкая позволяет применять сварку и более простые соединения. Рекомендуется применять арматурные стержни периодического профиля класса А-III R = 340 МПа и А-IV R = 500 МПа, изготовленные из сталей марок 35ГС, 25Г2С, 80С, 20ХГ2Ц и др. Соединять арматурные стержни необходимо контактной электросваркой встык ванным или электрошлаковым способом. Типы сварных стыковых соединений могут быть приняты в соответствии со СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции», прил.5. Хорошо отвечает условиям работы вант ванная сварка на удлиненных стальных подкладках. Технология сварки принимается по действующим нормативным документам. При применении термически упрочненных

стержней ванты желательно соединять муфтами с резьбой. Ванная сварка таких холодноупрочненных стержней не рекомендуется, так как не обеспечивает равнопрочного соединения.

Концевое крепление вант выбирают в зависимости от материала вант и бортового элемента, конструктивного решения его, степени капитальности сооружения, методов предварительного натяжения сети, наличия соответствующих механизмов и оборудования для натяжения вант и других факторов. Наибольшее распространение получили следующие концевые крепления.

Для вант из канатов. В качестве концевых креплений вант из канатов в строительстве используются: петля с коушем на зажимах; петля с коушем с запрессовкой конца каната при помощи алюминиевых или стальных трубок овального сечения (рис.12.57 *а*,*б*,*в*); самозаклинивающийся зажим (рис.12.57 *г*).

Прочность канатов с перечисленными концевыми креплениями реализуется не полностью, поэтому они применяются в нестационарных сооружениях или в качестве временного крепления вант в процессе строительства. Наиболее надежны заливные концевые крепления канатов. Основная деталь такого крепления – стакан – может иметь любую конструкцию: точеную, литую, сварную с последующим креплением к опорному контуру при помощи гайки, шарнира, упора и т.д. (рис.12.57 *е*,*ж*).

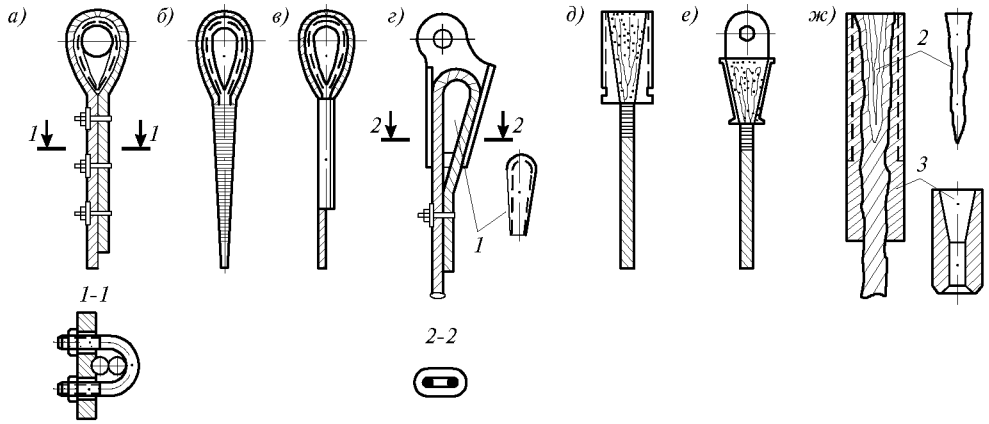


Рис.12.57. Концевые крепления вант из стальных канатов
а–*ж* – варианты; *1* – подвижный клин; *2* – клин; *3* – гильза

Для заливки стаканов рекомендуется применять сплавы на основе цинка.

У нас в стране при возведении вантовых покрытий широко применяется гильзоклиновой анкер системы ВНИИмонтажспецстроя (рис.12.57 *ж*). Анкер состоит из гильзы, изготовленной из мягкой стали марки Ст3, и клина из термообработанной углеродистой стали марок Ст45, Ст50. При протяжке на гидравлическом прессе через волок гильза претерпевает пластические деформации и плотно обжимает наружные слои проволок.

Для вант из пучков высокопрочной проволоки. Концевые крепления для вант из пучков высокопрочной проволоки осуществляются благодаря силам трения, перегибу или заклиниванию.

Например, в анкерах (рис.12.58 *а*–*д*) проволоки крепятся опрессовкой гильзы. Конусные крепления типа «колодка с пробкой» (рис.12.58 *е*,*ж*,*з*) нашли широкое применение в предварительно-напряженных фермах и оболочках. Для мощных

арматурных пучков (вант) применяются анкеры с заливкой предварительно отогнутых концов проволок в стальном станке бетоном марки 500 или 600 на мелком заполнителе и т.д.

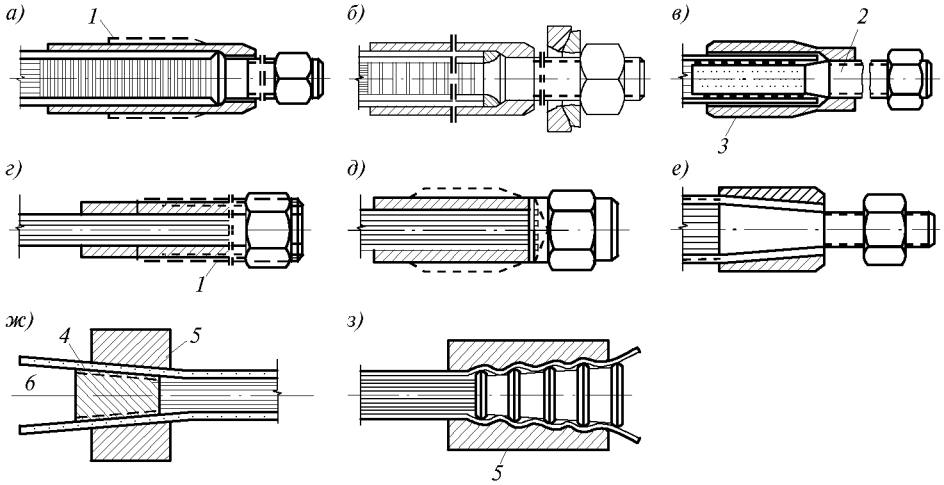


Рис.12.58. Концевые анкерные крепления вант из пучков высокопрочной проволоки
а – з – типы; *1* – контур гильзы до обжатия; *2* – стержень; *3* –спираль; *4* – нарезка; *5* – колодка; *6* – пробка

Более подробные сведения о стальных канатах, применяемых в практике строительства, приведены в главе 2 первого тома настоящего справочника.

Для вант из стержневой арматуры. Концевые крепления для вант из стержневой арматуры в большинстве случаев позволяют применить сварку элементов (рис.12.59).

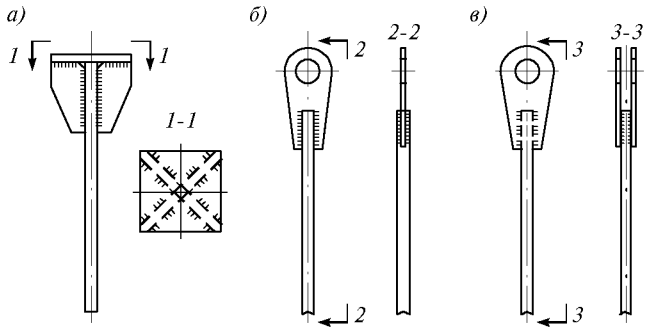


Рис.12.59. Концевые крепления вант из арматурных стержней
а – в – варианты

Конструктивные решения узлов примыкания вант к бортовым элементам определяются концевыми креплениями вант, материалом бортового элемента и его конструктивным решением, методами предварительного натяжения сети. На рис.12.60 показаны различные узлы крепления вант к бортовым элементам покрытия.

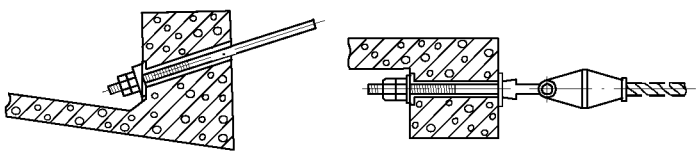


Рис.12.60. Узлы крепления вант к бортовым элементам покрытий

Узлы пересечения семейств гибких нитей, образующих сеть, конструируются таким образом, чтобы обеспечить их совместную работу в процессе эксплуатации, но не затруднять взаимного проскальзывания в период их монтажа и предварительного натяжения. Ванты из стальных канатов в пределах узла предохраняют от повреждения кожухами из оцинкованной стали, износоустойчивого капрона и др.

На рис.12.61 показан пример узла раскосной вантовой фермы. По этому принципу осуществляется крепление элементов решетки к несущим и напрягающим вантам двухслойных вантовых сетей и ферм.

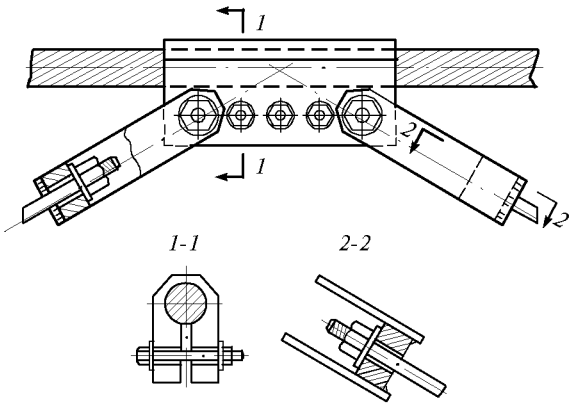


Рис.12.61. Узел раскосной вантовой фермы

Плиты покрытий выполняют несущие и ограждающие функции и могут изготовляться из различных материалов: железобетона, армоцемента, асбестоцемента, стали, алюминия, стеклопластика, дерева, пленки или ткани. Форму сборных плит предопределяет структура вантовой сетки. Чаще всего плиты размещаются в пределах одной ячейки сети и представляют собой плоскостные элементы.

12.5.5.2. *Полосовая и рулонная сталь. Мембранные покрытия*. Для изготовления пролетной конструкции мембранных систем применяются стали углеродистые, низколегированные, в особых случаях нержавеющие стали и алюминиевые сплавы, выпускаемые в виде листов или рулонов.

Выбор марок стали по табл.50 СНиП II-23-81* (изд. 1991 г.) определяется конкретными условиями эксплуатации мембранных конструкций, технологии их изготовления и монтажа, экономической целесообразности.

Допускается для пролетной конструкции мембранных систем применять поставляемый в рулонах алюминиевый лист толщиной 1–3 мм системы Al–Mg (ГОСТ 21631-76*Е, ГОСТ 13726-78*Е).

В зданиях с агрессивной средой допускается применять нержавеющие стали марки 08Х18Т1 толщиной до 2 мм и марки 12 Х18Н10Т толщиной до 4 мм, поставляемые в листах и рулонах по ГОСТ 5582-75*.

Для пролетной конструкции мембранных систем используются полотнища, сворачиваемые в рулоны, длиной на пролет (или на половину пролета для конструкций с центральным кольцом). Ширина полотнища обычно назначается до 12 м и ограничивается габаритами и массой рулона, а также производственными возможностями завода-изготовителя. При этом необходимо учитывать кривизну поверхности покрытия.

Рулонные полотнища толщиной 3 мм и выше выполняются в заводских условиях из отдельных листов размером 1,5×6 м, свариваемых встык. Изготовление полотнищ толщиной менее 3 м следует предусматривать из рулонных лент, поставляемых металлургической промышленностью и соединяемых сваркой внахлест в построечных условиях.

При изготовлении рулонных заготовок-полотнищ следует соблюдать требования СНиП III-18-75 «Правила производства и приемки работ. Металлические конструкции», а также следующие дополнительные требования:

- допускаемые отклонения от проектных линейных размеров полотнища по ширине – ±10 мм, по стрелке саблевидности (отклонение продольной оси $\pm l/3000$, где l – длина полотнища);
- высота выпучин (хлопунов) на поверхности полотнища не должна превышать $0{,}006h$, где h – расстояние между противоположными краями выпучин; допускается $h \le 1500$ мм.

Ленточные покрытия и ограждающие мембранные конструкции (подвесные потолки, стены) выполняются из рулонных лент, поставляемых металлургической промышленностью. Кроме требований стандартов, рулонные ленты должны отвечать следующим дополнительным требованиям: ленты должны поставляться с обрезными кромками; стрелка саблевидности рулона не должна превышать $\pm l/3000$, где l – длина рулона.

Направляющие связи рекомендуется выполнять длиной на пролет из стальной полосы, гнутых, прокатных или сварных элементов (тавр, двутавр, два швеллера), легких висячих ферм с верхней горизонтальной полкой шириной 300 – 500 мм. Узлы крепления направляющих к контуру должны обеспечивать возможность выверки геометрии постели. Для этого на одном из концов направляющих связей рекомендуется устанавливать хвостовик, подтяжкой которого к упорам на контуре обеспечивается регулировка длины направляющих во время монтажа (рис.12.62). Другой конец направляющих, которые не обладают большой изгибной жесткостью, крепится к контуру жестко. Изгибно-жесткие направляющие элементы постели рекомендуется крепить к опорному контуру шарнирно, чтобы избежать возникновения в контуре дополнительных крутящих моментов, а в ребре – дополнительных изгибающих усилий.

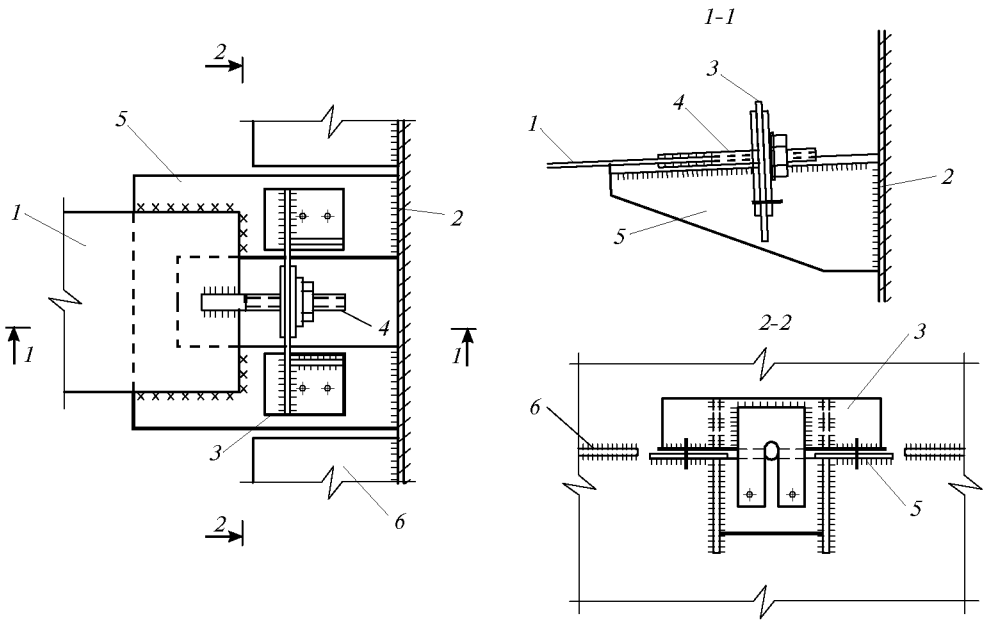


Рис.12.62. Регулируемый узел крепления направляющих элементов постели к контуру
1 – направляющий элемент постели; *2* – контур; *3* – упор (снимается после приварки направляющего элемента к столику); *4* – хвостовик; *5* – опорный столик; 6 – опорный столик для крепления мембраны

Поперечные элементы постели рекомендуется выполнять из гнутых или прокатных профилей, подбираемых расчетом на нагрузку от собственного веса полотнища мембраны. Максимальный прогиб поперечного элемента не должен превышать 1/200 его пролета. Допускается поперечные элементы мембраной не соединять.

Мембранные полотнища соединяются между собой (при отсутствии монтажной постели) и с опорным контуром внахлестку на сварке с непрерывным угловым швом, точечной сваркой проплавлением или на высокопрочных болтах. При выполнении стыков односторонним сварным угловым швом обязательна конструктивная постановка сварных точек проплавлением, электрозаклепок или высокопрочных болтов (рис.12.63). При наличии монтажной постели, соединение отдельных полотнищ осуществляется на направляющих с нахлесткой кромок полотнищ.

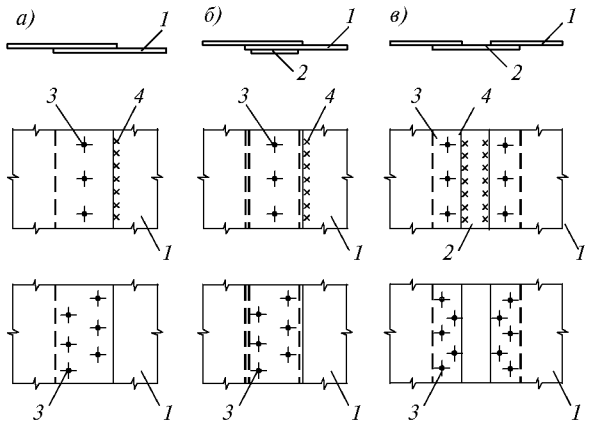


Рис.12.63. Узлы сопряжения полотнищ мембраны *а* – без постели; *б* – с постелью, внахлестку полотнищ мембраны; *в* – с постелью, внахлестку на направляющих элементах; *1* – мембрана; *2* – направляющие элементы постели; *3* – болты или сварные точки; *4* – сварка

Ленточные покрытия рекомендуется крепить к опорному контуру прижимным способом, при котором лист зажимается высокопрочными болтами между двумя плоскими стальным элементами. Один из прижимных элементов, обычно нижний, может являться частью контура (опорный столик), а второй – накладной. Нижний элемент выполняется из отдельных полос шириной 100 – 150 мм и длиной, равной ширине ленты 1 – 1,5 м. Верхний прижимной элемент выполняется из фасонного профиля (уголок, швеллер).

Соприкасающиеся поверхности стальных прижимных элементов и алюминиевых лент необходимо полировать для предотвращения электрохимической коррозии. Рекомендуется поверхности прижимных элементов покрывать фрикционной изоляционной пленкой (ФИП), которая одновременно предназначена для повышения коэффициента трения. Применяются составы на основе эпоксидных смол, отверждаемых алифатическими аминами. В составы могут входить также разбавитель и наполнитель – корундовая крошка или кварцевый песок с размерами зерна 0,6 – 0,8 мм. Расчет соединения можно проводить как соединения на высокопрочных болтах.

В пролетной конструкции мембранных систем возможно устройство проемов для установки зенитных фонарей, пропуска коммуникаций и т.п. Проемы рекомендуется размещать в местах, удаленных от опорных контуров. Проемы необходимо обрамлять листом, расположенным в плоскости мембраны, и имеющим площадь поперечного сечения не менее половины площади ослабления мембраны.

При больших размерах проемов в мембране в них рекомендуется постановка растяжек, воспринимающих совместно с листами окаймления расчетные усилия в оболочке.

Крепление технологического оборудования к мембранному покрытию следует осуществлять на гибких подвесках. При наличии элементов постели подвески кре-

пят к этим элементам. Возможно крепление подвесок непосредственно к мембране с использованием распределительных шайб.

12.5.5.3. *Опорные контуры*. Металлическую опалубку монолитного железобетонного опорного контура или корытообразные сборные железобетонные элементы рассчитываются на усилия от массы уложенного бетона и монтажных нагрузок с учетом их последующей работы в качестве элемента составного сечения на эксплуатационные нагрузки.

В отдельно стоящих покрытиях, опертых по периметру на сплошные стены или часто расположенные колонны в случае, если опорный контур работает в основном на сжатие, его можно выполнять из трубобетона [26]. Стальная труба заполняется бетоном класса не ниже В20 с обязательным контролем полноты наполнения бетоном всего сечения. В случае необходимости трубобетонный опорный контур можно дополнительно армировать. Стыки труб рекомендуется выполнять на сварке стыковым швом с использованием подкладных колец.

Металлический опорный контур мембранных покрытий малых и средних пролетов выполняется в виде стальных балок из прокатных или сварных профилей (рис.12.64). Для покрытий больших пролетов опорный контур выполняется коробчатого сечения из листов, усиленных поперечными, продольными ребрами и диафрагмами, обеспечивающими местную устойчивость стенок, неизменяемость поперечного сечения и передачу усилий с мембраны на все сечение опорного контура (рис.12.64*в*).

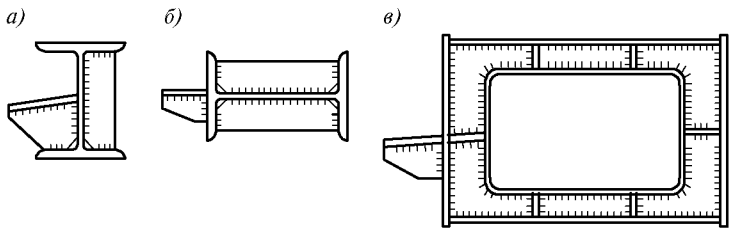


Рис.12.64. Металлический опорный контур
а, *б* – прокатный или сварной элемент; *в* – коробчатый сварной элемент

Монтажные стыки элементов опорного контура выполняются на высокопрочных болтах (фланцевым или на накладках) либо сварными.

Для присоединения мембраны к бортовому элементу контура, устанавливают опорный столик, крепящийся на сварке к закладным деталям или стальной опалубке железобетонного контура или к стальному опорному контуру. При проектировании необходимо обращать особое внимание на анкеровку закладных деталей и усиление стенки стального короба в местах установки столика.

Плоскость опорного столика следует выполнять с наклоном, равным наклону касательной к поверхности мембранной оболочки в месте примыкания к контуру под максимальной нагрузкой. При этом линия действия цепных усилий в мембране должна иметь минимальные отклонения от центра тяжести поперечного контура.

Опорный столик необходимо подкреплять вертикальными ребрами не реже, чем через 300 мм. Толщину опорного столика рекомендуется назначать не менее 1,3 толщины мембраны, ширину – не менее 300 – 400 мм.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Гохарь-Хармандарян И.Г.** Большепролетные купольные здания. М., Стройиздат, 1972.
2. **Липницкий М.Е.** Купола. (Расчет и проектирование).–Л., Стройиздат, 1973.
3. **Липницкий М.Е.** Купольные покрытия для строительства в условиях сурового климата. Л., Стройиздат, 1981.
4. **Лебедев В.А., Лубо Л.Н.** Сетчатые оболочки в гражданском строительстве на севере. –Л., Стройиздат, 1982.
5. **Трущев А.Г.** Пространственные металлические конструкции. Учебное пособие для ВУЗов. М., Стройиздат, 1983.
6. **Мухин Б.Г.** Исследование геометрии оболочек двоякой кривизны с учетом их рациональной разрезки на сборные элементы. В кн.: Большепролетные пространственные конструкции, МНИИТЭП, М., 1972.
7. **Туполев М.С., Морозов Ю.А.** Тригонометрические параметры схем геодезических и кристаллических куполов. – В кн.: Строительная механика, расчет и конструирование сооружений, 1971, вып.3.
8. **Бурышкин М.Л., Гордеев В.Н.** Эффективные методы и программы расчета на ЭВМ симметричных конструкций. К., Будівельник, 1984.
9. **Bass L.O.** Unusual dome awaits base ball season in Houston. – Civil Engineering, 1965, v.35, №1.
10. **Tor L.A.** Le Stade convert polyvalent «Louisiana Super-dome» a la Nouvelle-Orlians (Etats-Unis). Acier-Stahl-Steel, 1974, №3.
11. 500–tons of falswork hold up dome roof.–Constr., Meth., 1964, 46, №3.
12. **Лесников В.В.** Возникновение и развитие висячих покрытий круглого очертания в плане. – В сб.: «Висячие покрытия круглого очертания в плане». М., Стройиздат, 1962.
13. **Мельников Н.П.** Висячие системы. – В сб.: Исследования и разработки по висячим и вантовым металлическим конструкциям. – Труды ЦНИИпроектстальконструкция. М., 1980.
14. **Ружанский И.Л.** Висячие конструкции покрытий. Обзор. М., ВНИИИС, 1984.
15. Висячие покрытия зданий и сооружений. Под ред. Н.П. Селиванова, М., 1989.
16. Мембранные конструкции зданий и сооружений. Справ. Пособие, ч.1, 2/ под общ.ред. В.И. Трофимова и П.Г. Еремеева. –М., Стройиздат, 1990.
17. **Мелашвили Ю.К., Сулаберидзе О.Г.** Расчет и проектирование висячих покрытий. «Мецниереба», 1985.
18. **Казакевич М.И., Мелашвили Ю.К., Сулаберидзе О.Г.** Аэродинамика висячих покрытий. Киев, «Будівельник», 1983.
19. **Кирсанов Н.М.** Висячие покрытия производственных зданий. М., Стройиздат, 1990.
20. **Ружанский И.Л., Шлемин И.А.** Методика расчета производственного здания с мембранным покрытием в процессе монтажа мембраны. –№6, 1990.
21. **Отставнов В.А., Розенберг Л.С.** Схемы снеговой нагрузки для расчета олимпийских сооружений//Сб. Трудов ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко. –М., Стройиздат, 1981.
22. **Розенберг Л.С.** Формирование снеговой нагрузки на висячих покрытиях чашеобразной формы// Исследования по строительной механике и надежности конструкций. –М.; ЦНИИСК им.В.А.Кучеренко,1986.
23. Пособие по проектированию каркасных промзданий для строительства в сейсмических районах. –М., Стройиздат, 1984.
24. **Бобров Ф.В., Быховский В.А., Гасанов А.Н.** Сейсмические нагрузки на оболочки и висячие системы. –М., Стройиздат, 1974.
25. **Корчинский И.Л., Грилль А.А.** Расчет висячих покрытий на динамические воздействия. – М.. Стройиздат, 1978.
26. **Стороженко Л.И.** Трубобетонные конструкции. –Киев, Будівельник, 1978.
27. **Москалев Н.С.** Конструкции висячих покрытий. М., Стройиздат, 1980.
28. **Ружанский И.Л., Петров А.Б.** Расчет мембранного покрытия с учетом конструктивной нелинейности мембраны. «Исследование висячих конструкций», ВИСИ, Воронеж, 1989.
29. **Ружанский И.Л., Шлемин И.А.** О методике расчета и некоторых особенностях работы опорного контура мембранного покрытия производствнного здания с воротным проемом. «Висячие конструкции покрытий и мостов», сб.трудов, Воронеж, 1988.
30. **Трофимов В.И.** Большепролетные пространственные покрытия из тонколистового алюминия. М., Стройиздат, 1975.

ГЛАВА 13

КОНСТРУКЦИИ КОМПЛЕКСОВ ДОМЕННЫХ ПЕЧЕЙ И ГАЗООЧИСТОК

13.1. Общие сведения

Здесь приведены сведения по основным типам возведенных специальных сооружений комплексов доменных цехов и газоочисток, а также изложены рекомендации по проектированию новых сооружений и выполнению реконструкций и ремонтов. На рис.13.1 и 13.2 представлены характерные схемы расположения наиболее распространенных решений комплексов. Листовыми конструкциями комплекса являются кожухи доменных печей, воздухонагревателей, пылеуловителей, трубчатые лифты и транспортерные галереи, скрубберы, электрофильтры и газовоздухопроводы. Проектирование футерованных оболочек должно производиться с учетом их совместной работы с кладкой и системой охлаждения. Другие специальные сооружения комплекса рассмотрены так же с учетом специфических условий их эксплуатации. Здания комплексов проектируются по общим положениям проектирования промышленных зданий и с учетом рекомендаций настоящей главы.

При проектировании конструкций комплексов следует учитывать:

1) коррозионное воздействие агрессивной среды внутри и снаружи листовых конструкций, зданий и сооружений. Наиболее интенсивна коррозия в местах скопления колошниковой пыли, попадания брызг доменного шлака и воздействия доменного газа;
2) абразивное воздействие взвешенных в газовом потоке частиц пыли и потоков материалов шихты при их загрузке;
3) возможность создания опасных для обслуживающего персонала и эксплуатации конструкций зон при концентрации газа, прорыве чугуна, взрывах в сосудах и газопроводах и аварии оборудования;
4) возможность резкого увеличения нагрузок от внутреннего давления газа, отложения пыли, конденсата в газопроводах и т.д. (при нарушениях нормальных условий эксплуатации);
5) последовательное изменение силовых и температурных воздействий на футерованные оболочки, состояния самих кожухов в течение кампании печи, а также возможные аварийные высокотемпературные воздействия, приводящие к большим и неравномерным деформациям конструкций и местным силовым воздействиям;
6) различный характер работы отдельных зон футерованных кожухов с учетом характерных для этих зон решений технологических конструкций (система охлаждения, тип холодильника, конструкция и материал футеровки);
7) воздействие технологических конструкций, в том числе и при возможном нарушении их нормальной работы (необратимый рост чугунных холодильников при их недостаточном охлаждении, увеличение объема футеровки при плавке на цинксодержащих рудах, разрушение кладки лещади с образованием в ней козла и т.п.);
8) образование в процессе выплавки чугуна побочных продуктов, разрушающих стальные конструкции (например, паров азотной кислоты);
9) необходимость сведения к минимуму продолжительности простоев агрегатов при ремонте, реконструкции и аварии путем создания ремонтопригодных решений конструкций;
10) специфические габариты транспортировки по путям доменного цеха (рис.13.3).

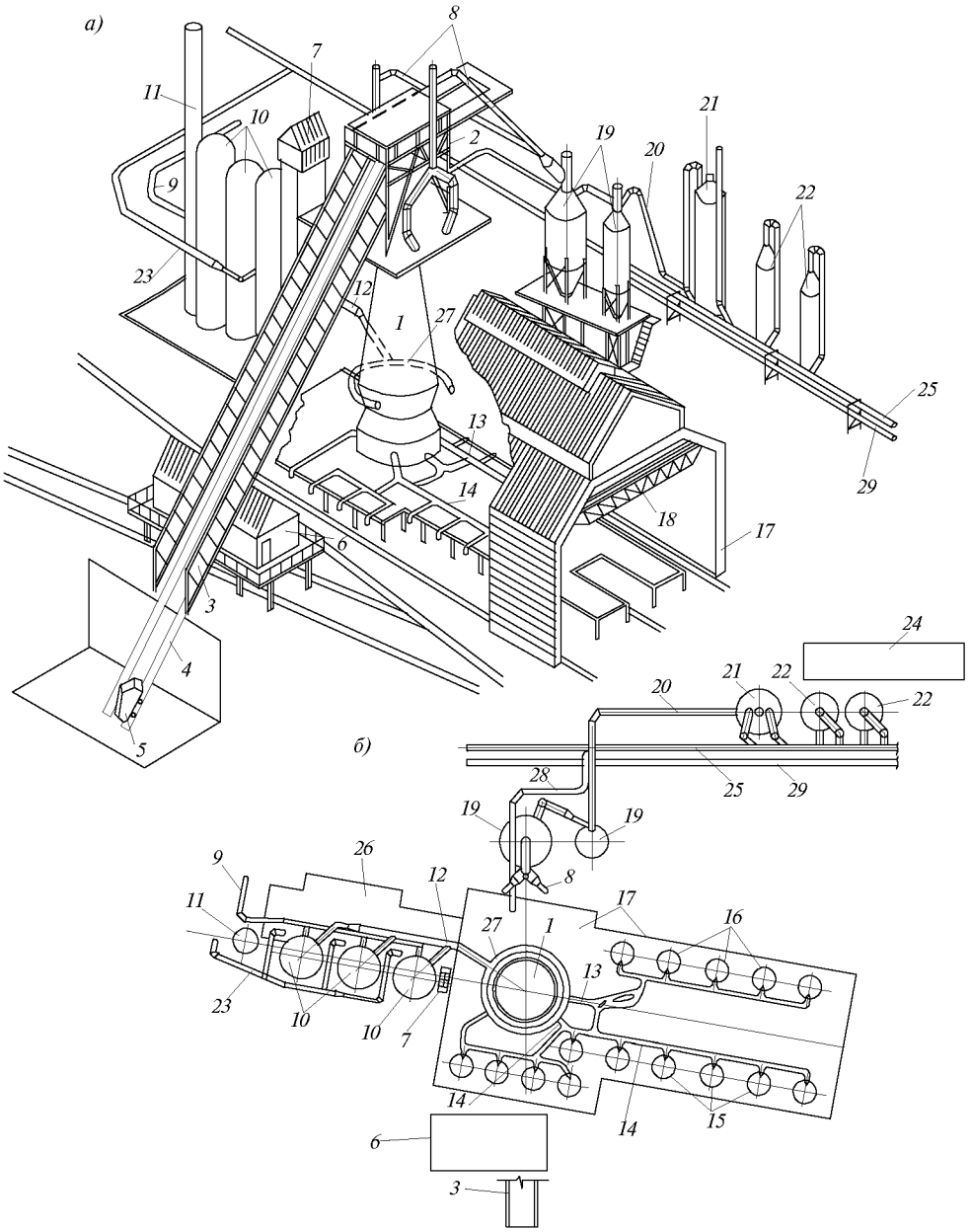


Рис.13.1. Комплекс доменных печей и газоочисток, действующих на большинстве заводов. *а* – аксонометрия; *б* – план; *1* – доменная печь; *2* – колошниковый копер; *3* – колошниковый подъемник (наклонный мост); *4* – продолжение наклонного моста в скиповой яме; *5* – скип; *6* – здание скипового подъемника; *7* – лифт; *8* – газоотводы; *9* – воздухопровод холодного дутья; *10* – воздухонагреватели; *11* – дымовая труба; *12* – воздухопровод горячего дутья; *13* – чугунная летка и желоба; *14* – шлаковая летка и желоба; *15* – ковши для шлака; *16* – ковши для чугуна; *17* – здание доменной печи; *18* – мостовой кран; *19* – пылеуловители; *20* – газопровод грязного газа; *21* – скруббер; *22* – электрофильтры; *23* – газопровод чистого газа; *24* – здание газоочистки; *25* – газопровод получистого газа газоочистки; *26* – здание воздухонагревателей; *27* – кольцевой воздухопровод горячего дутья; *28* – газопровод получистого газа от газоочистки в подкупольное пространство; *29* – газопровод чистого газа газочистки

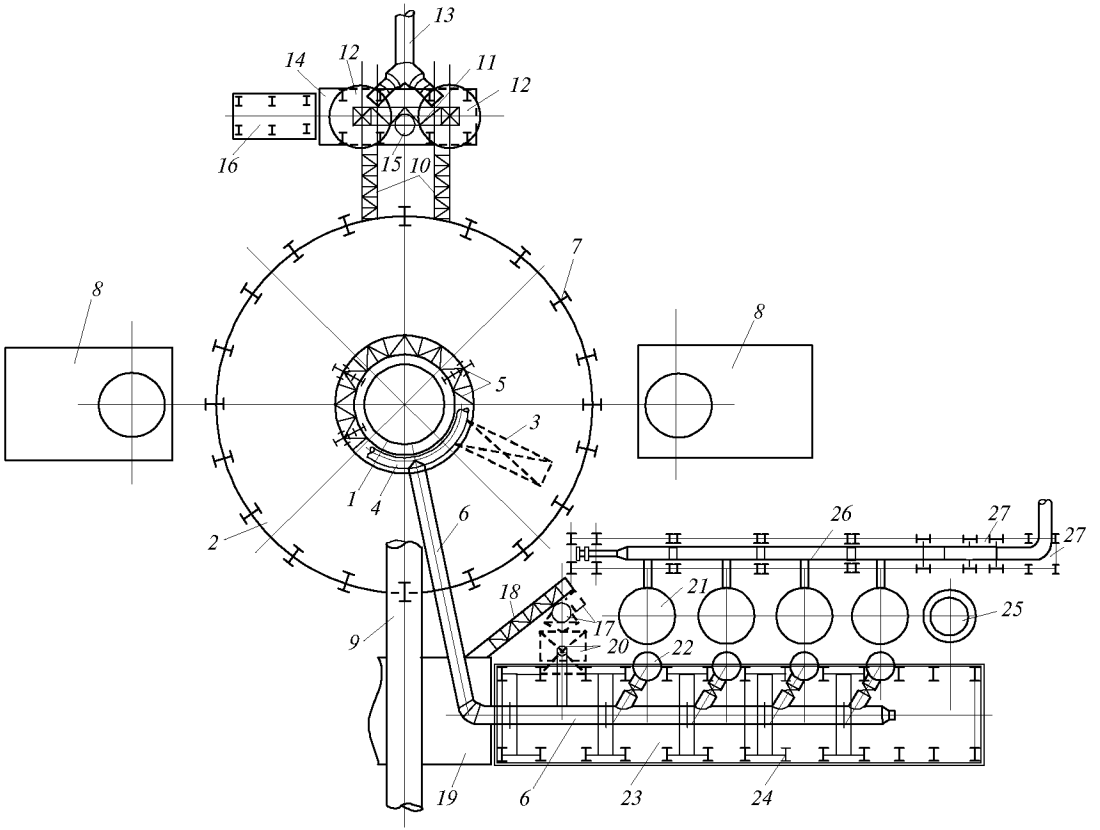


Рис.13.2. План комплекса новой доменной печи большого объема

1 – доменная печь;
2 – здание доменной печи;
3 – кольцевой мостовой кран;
4 – кольцевой воздухопровод горячего дутья;
5 – кольцевая эстакада под кран и кольцевой воздухопровод горячего дутья;
6 – воздухопровод горячего дутья;
7 – колонны литейного двора;
8 – шлакопереработка;
9 – трубчатая галерея транспортерной подачи на колошник;
10 – монтажная балка;
11 – опора монтажной балки на пылеуловители;
12 – пылеуловители;
13 – газопровод грязного газа к газоочистке;
14 – рабочая площадка пылеуловителей;
15 – скруббер газоочистки подкупольного пространства;
16 – помещение механизмов пылеуловителей;
17 – лифт с лестничной клеткой;
18 – кабельный мостик;
19 – здание управления;
20 – труба для постановки печи на тягу и ее опора;
21 – камера насадки воздухонагревателя;
22 – камера горения воздухонагревателя;
23 – здание воздухонагревателей;
24 – колонны здания воздухонагревателей;
25 – дымовая труба,
26 – воздухопровод холодного дутья;
27 – опоры воздухопровода холодного дутья

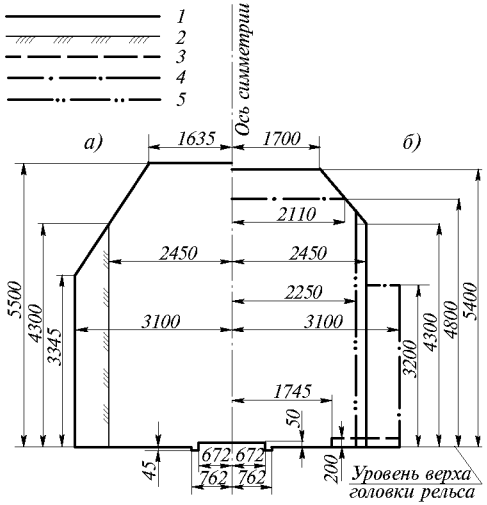


Рис.13.3. Габариты приближения строений на железнодорожных путях доменного цеха *а* – вне зданий; *б* – внутри зданий; *1* – основные очертания габаритов; *2* – линии приближения отдельно стоящих колонн, опор и выступающих частей зданий и сооружений при их протяженность вдоль путей не более 1000 мм, сооружений для тунелей, мостов и эстакад; *3* – линия приближения фундаментов сооружений; *4* – линия приближения сооружений на отдельных участках постановочных железнодорожных путей, по которым пропуск подвижного состава высотой более 4700 мм не предусматривается, и для железнодорожных путей литейных дворов в пределах крайних колонн; *5* – линия приближения в литейных дворах отдельно стоящих частей зданий при их протяженности вдоль путей не более 1000 мм

Надежность стальных футерованных конструкций – кожухов доменных печей, воздухонагревателей и др. обеспечивается применением стали, обладающей повышенными пластическими свойствами, термостойкостью, конструкцией футеровки и системы охлаждения, защищающими кожухи от перегрева, и учетом их совместной работы на протяжении всей эксплуатации сооружения.

Футеровка конструкций выполняется согласно «Инструкции по футеровке и сушке доменных печей и их вспомогательных устройств». Конструкции футеровки в каждом конкретном случае должны быть увязаны со стальными конструкциями кожухов.

13.2. Конструктивные решения

13.2.1. Доменная печь. Разрез доменной печи и варианты схем печей показаны на рис.13.4 и 13.5. В доменной печи с колоннами, доведенными только до уровня мораторного кольца (рис.13.5*а*), нагрузка от колошникового устройства, площадок и газоотводов передается непосредственно на кожух. Открытый доступ к кожуху облегчает обслуживание, однако такая передача нагрузки ухудшает условия работы засыпного аппарата из-за неизбежных перекосов кожуха вследствие неравномерного нагрева и может вызвать аварию печи при его перегреве. Кроме того, при капитальных ремонтах печей часто требуется демонтаж и восстановление колошникового устройства.

Печь с колоннами шахты, установленными на колоннах горна, приведена на рис.13.5*б*. Между верхом колонн и куполом предусмотрен зазор, так чтобы колонны включались в работу только в случае перегрева металла кожуха шахты до потери им несущей способности и при ремонтах печи. Колонны шахты из-за наличия связей затрудняют доступ к кожуху, смену холодильников, ремонт конструкций и т.п. В части доменных печей, построенных по этой схеме, купол был сделан грибообразным. Копер и колошниковая площадка опираются на купол с помощью консолей. Газоотводы опираются только на купол печи.

Доменная печь, купол которой отделен от шахты листовым компенсатором, показана на рис.13.5*в*. Нагрузка от купола, опирающихся на него газоотводов и колошникового устройства передается непосредственно на колонны шахты, которые являются продолжением колонн горна. На ряде печей рассматриваемой схемы отказались от установки связей на колоннах шахты, обеспечив неизменяемость системы созданием пространственного рамного каркаса с использованием элементов

площадок шахты, конструкции мораторного кольца, нижней площадки и первых поясов шахты (создающих кольцевую балку швеллерного сечения) для перераспределения нагрузки от колонны шахты на соседние колонны горна в случае пережега чугуном нижестоящей соосной колонны горна.

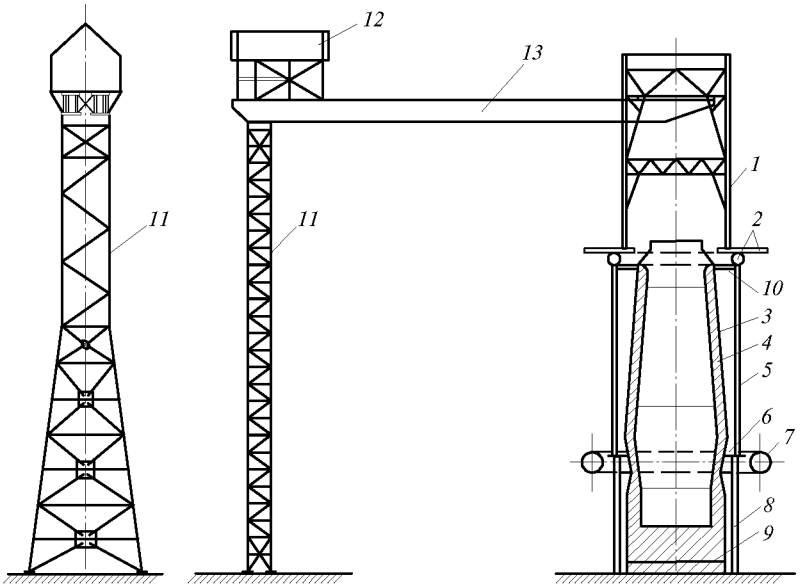


Рис.13.4. Разрез печи с монтажной балкой

1 – копер; *2* – колошниковая площадка; *3* – кожух; *4* – футеровка; *5* – колонны шахты; *6* – ложный моратор, закрепляющий колонны к кожуху; *7* – кольцевой воздухопровод горячего дутья; *8* – колонны горна; *9* – днище; *10* – горизонтальные связи; *11* – опора монтажной балки; *12* – укрытие монтажной тележки (крана); *13* – монтажная балка

Доменная печь с колошниковым устройством, опирающимся на колонны шахты (рис.13.5*г*), была применена в проектах типовых доменных печей объемом 1033 – 1719 м^3. Рамы копра опираются непосредственно на колонны шахты. Между колоннами установлена шестигранная пространственная ферма, являющаяся основой колошниковой площадки. Шесть колонн шахты не имеют связей и жестко прикреплены в нижней части к кожуху. Значительным достижением рассматриваемого решения является использование конструкции кольцевой балки швеллерного сечения, дающей возможность размещать колонны шахты, независимо от расположения колонн горна. Это позволяет унифицировать конструкцию доменных печей, поскольку их верхние части, выше моратора, становятся независимыми от планировки цеха, и меняется только угол поворота шестигранника колонн шахты относительно оси чугунной летки.

В доменной печи с четырьмя колоннами, удаленными от горна и несущими шахту и колошниковое устройство (рис.13.5*д*), свободное у печи пространство облегчило обслуживание горна и шахты, но зона заплечиков оказывается загроможденной конструкциями, передающими нагрузку от веса шахты на колонны. Главным недостатком этой печи является недостаточная прочность балок и других конструкций, предназначенных для передачи нагрузки от шахты на колонны печи в стадии разрушения футеровки; размеры же конструкции необходимой прочности затрудняли бы доступ к кожуху заплечиков по всей высоте. Применение такой системы за рубежом объясняется менее интенсивной эксплуатацией доменных печей, что сохраняет на более длительное время футеровку шахты.

Доменная печь, предназначенная для работы на рудах, содержащих цинк, изображена на рис.13.5*е*. Особенностью режима эксплуатации таких печей является то, что испаряющийся в горне цинк поднимается наверх, проникает там в швы и поры кладки и, охлаждаясь, оседает в виде твердых прослоек (обычно в распаре и нижней части шахты) с последующим образованием цинкита. При охлаждении прослойки

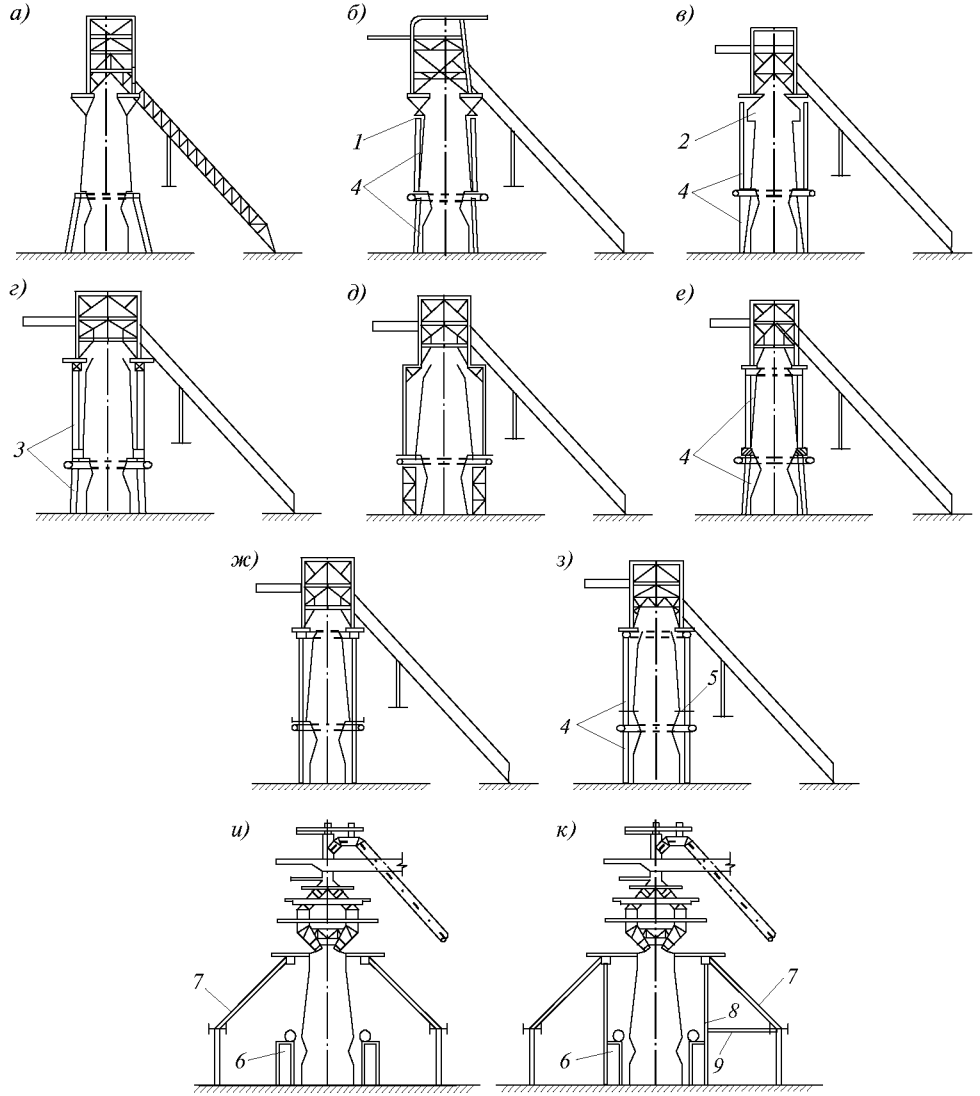


Рис.13.5. Конструктивные решения доменных печей

а – печь без колонн вокруг шахты; *б* – печь с колоннами шахты, работающими при потере несущей способности кожуха; *в* – печь с листовым компенсатором, отделяющим купол и колошниковое устройство; *г* – печь с колошниковым устройством, опирающимся только на колонны печи; *д* – печь, принятая за рубежом с четырьмя колоннами; *е* – печь с кожухом, не несущим нагрузку от колонн шахты; *ж* – печь с четырьмя колоннами шахты, опирающимися непосредственно на колонны горна; *з* – самонесущая безмораторная печь; *и* – самонесущая бесколонная печь; *к* – самонесущая печь с четырьмя колоннами здания; *1* – зазор; *2* – компенсатор; *3* – несоосные колонны; *4* – соосные колонны; *5* – ложный моратор; *6* – эстакада под кольцевой воздухопровод и подкрановую балку литейного двора; *7* – рамы здания; *8* – колонны здания; *9* – площадка для укрупнительной сборки

увеличиваются в объеме и распирают кладку, что приводит к разрывам кожуха. Интенсивность разрушения и область распространения дефектов зависят от состава шихты, режима технологического процесса, конструкции кладки и охлаждения. На ряде заводов трещины в кожухе появляются уже через полгода эксплуатации, причем зачастую в зоне кожуха шахты, входящей в состав кольцевой швеллерной балки (рис.13.5*г*). Это явление может привести к серьезной аварии, так как поврежденная конструкция не сможет передать нагрузку от колонн шахты на колонны горна.

Приведенные обстоятельства вызывают необходимость опирания колонн шахты непосредственно на колонны горна, вследствие чего колонны рам копра обычно не совпадают в плане с колоннами шахты. Для передачи нагрузки от копра на колонны в уровне колошниковой площадки предусмотрена кольцевая балка, способная работать как на изгиб, так и на кручение. При таком решении допускается возможность установки копра под любым углом к колоннам печи вне связи с расположением ее леток и фурм. Сохраняя все преимущества схемы, приведенной на рис.13.5*г*, описываемое решение обеспечивает прочность и надежность конструкций даже в случае появления трещин в кожухе печи. На рис.13.5*ж* изображена доменная печь с такой схемой, но при уменьшенном количестве колонн, получившая широкое распространение в типовых печах 2000 м^3 и бóльших объемов. Рост объемов и форсирование режимов работы печей вызывает необходимость увеличения количества ее фурм и леток, что создает затруднение для установки колонн горна, усложняет осуществление механизации трудоемких работ у горна печи. В то же время опыт эксплуатации печей свидетельствует о том, что колонны горна во время эксплуатации фактически не воспринимают веса вышерасположенных конструкций (кожуха, кладки, холодильников) и шихты, а обычно испытывают растягивающие напряжения, вызываемые вертикальным термическим расширением кладки и внутренним давлением газа, передаваемым на колонны через болты, крепящие мораторное кольцо к их оголовку. Приведенные соображения позволили уменьшить количество колонн до четырех. Сами колонны несут нагрузку только от колошникового устройства (при незатянутых болтах растяжение в колоннах не возникает) и предназначены для восприятия веса шахты при ремонтах с полной заменой кожуха горна.

Самонесущая безмораторная доменная печь изображена на рис.13.5*з*. Наличие разрезающего кожух мораторного кольца ограничивало величину внутреннего давления в печи. С целью устранения этого недостатка были запроектированы печи без мораторного кольца (или с узким кольцом), конструкция которых практически не ограничивает величины внутреннего давления газовой среды. Вокруг кожуха устанавливаются четыре самостоятельных колонны, предназначенные как и в предыдущем случае, для восприятия веса колошникового устройства и для использования при ремонтах. Для этого предусматривается ложный моратор, с помощью которого вес верхней части печи при ремонтах передается на колонны. Одновременно ложный моратор развязывает колонны в горизонтальной плоскости.

Бесколонная печь на рис.13.5*и* стала возможной при внедрении бесконусного засыпного аппарата и является дальнейшим развитием положений, изложенных при описании печи по рис.13.5*з*. Кожух печи самонесущий безмораторный. Вес засыпного аппарата передается только на кожух печи, а ремонтные и обслуживающие площадки колошника, перекосы которых от термических деформаций не влияют на прочность и надежность конструкции и не отражаются на производительности печи, крепятся к ее газоотводам. Колонны печи отсутствуют, что обеспечивает доступ к ее кожуху и возможность механизации работ у горна. Колошниковая площадка одновременно является кровлей здания и опирается на его рамы. Кольцевой воздухопровод горячего дутья вместе с внутренней подкрановой балкой кольцевого крана литейного двора опирается на кольцевую эстакаду.

Существенным недостатком данной схемы является необходимость установки (при капитальном ремонте печи с заменой кожуха) специальной опорной системы из колонн со связями, демонтируемой после ремонта.

Наиболее рациональная схема доменной печи, широко внедряемая в нашей стране и за рубежом, это схема, при которой кожух доменной печи несет нагрузку только от бесконусного засыпного аппарата и газоотводов. Вокруг печи устанавливается каркас, состоящий, как правило, из 4-х колонн, отстоящих на значительном расстоянии от печи и связанных между собой конструкциями площадок печи. На него передается нагрузка от площадок колошникового устройства, кольцевого воздухопровода горячего дутья. Обычно конструкции рассчитываются и на ремонтное сочетание, предполагающее передачу нагрузки от сохраняемой части кожуха при капитальном ремонте. На многих зарубежных доменных печах газопроводы грязного газа отделены от купола доменной печи компенсаторами и вся нагрузка от газоотводов также передается на каркас.

В настоящее время при реконструкциях старых доменных печей, выполненных по описанным выше схемам, переходят на современное решение с 4 колоннами.

Такая схема дает возможность удобной эксплуатации доменной печи по всей высоте и позволяет проводить индустриальные ремонты и реконструкции кожухов.

Кожух печи и днище. Кожух доменной печи следует рассматривать как часть сложной системы, состоящей из самого кожуха, кладки, набойки, холодильников и примыкающих элементов. Исследования работы кожуха показывают, что наряду с обычным двухосным растяжением оболочки встречаются и участки двухосного сжатия. Общим требованием для всех элементов кожуха является его герметичность, доступность для осмотров и обеспечение ремонтов. Прочность и герметичность кожуха нарушается отверстиями для системы охлаждения, болтов, крепящих холодильники, леток, фурм и т.п. Удлинение кампании печи, при повреждении системы охлаждения или возникновении местных перегревов обеспечивается наружным поливом, для чего на кожухе устанавливаются кольцевые козырьки и желоба. Листы кожуха свариваются встык, их размеры следует выбирать максимально большими по условиям завода-поставщика стали и в целях преимущественного изготовления отверстий на заводе-изготовителе металлоконструкций.

Требуемая прочность кожуха по условиям внутренних воздействий (до 1,0–1,2 МПа от суммарного давления газовой среды, температурного расширения футеровки, гидростатического давления жидкого чугуна и распора шихты, возможных местных концентраций давления) определяет его значительную толщину, что осложняет монтаж и особенно сварку при ремонтах. В целях смягчения этих затруднений для кожухов средних печей применяются вязкие низколегированные стали повышенной прочности, а для больших печей высокопрочные. Так для печи объемом 5500 м^3 была применена высокопрочная сталь толщиной 60 мм (вместо 85–90 мм из низколегированной стали или 110–120 мм из условной стали 3).

По конструкции кожухов практикой выработан ряд рекомендаций (рис.13.6). Отправочные марки кожуха на заводе-изготовителе выполняются максимальных размеров с укрупнением из отдельных листов автоматической сваркой. Как правило, вертикальные монтажные швы выполняются электрошлаковой сваркой (ЭШС). Однако, металл шва, выполненный ЭШС, имеет пластические свойства, значительно уступающие свойствам основного металла. Наиболее прогрессивным способом является автоматическая сварка с принудительным формированием шва порошковой проволокой. Кольцевые монтажные швы выполняются обычно ручной электродуговой сваркой.

Кожух печи условно состоит из следующих участков.

Кожух лещади обычно толщиной 40–60 мм, имеет цилиндрическую форму. В начале кампании, когда кладка еще цела, ее температурное расширение компенси-

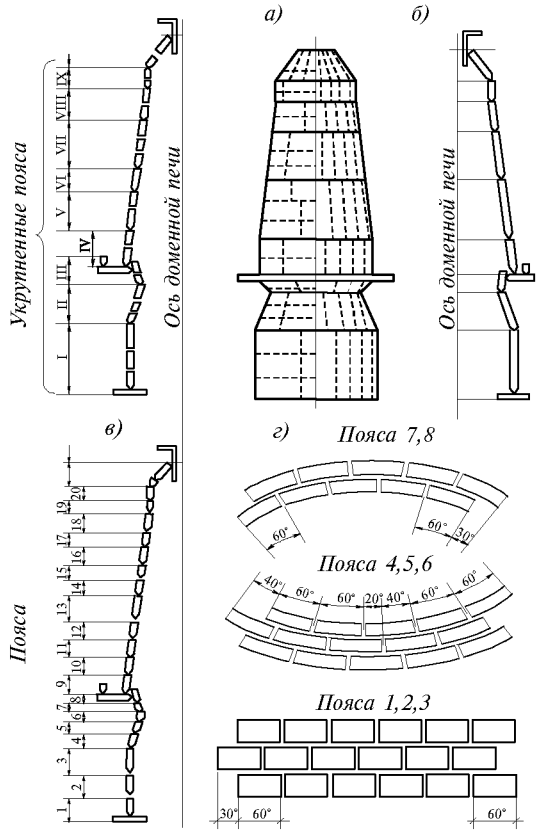


Рис.13.6. Раскрой листов кожуха доменной печи *а* – при автоматической сварке с предварительным укрупнением марок из горизонтальных листов (пунктирными линиями обозначена автоматическая или электрошлаковая сварка, сплошными линиями – ручная сварка); *б* – при автоматической сварке с применением вертикальных листов; *в* – при ручной сварке; *г* – развертка кожуха при ручной сварке

руется упругими свойствами набойки. Расчетные кольцевые напряжения в металле кожуха верхней, более нагретой зоны лещади, значительно превосходят напряжение, возникающее в его нижних частях. Однако по мере разрушения верхних слоев лещади температурный распор в этой зоне уменьшается, а, в связи с постепенным нагревом еще сохранившегося сплошного массива кладки, величина напряжений в нижних участках кожуха увеличивается. По этой причине толщина кожуха на всей высоте принимается одинаковой. Требования к обеспечению необходимой прочности и герметичности кожуха лещади должны соблюдаться особенно тщательно, так как любая трещина в нем будет являться источником просачивания газа и в дальнейшем может послужить путем для прорыва чугуна. Такой прорыв является одной из наиболее опасных аварий производства, надолго выводящих доменную печь из строя. В кожухе лещади предусматриваются специальные «козловые» летки для выпуска (при капитальных ремонтах) чугуна, накапливающегося в яме лещади, что позволяет сократить сроки простоя печи путем выпуска «козла» в жидком виде. Продолжение кожуха в фундаменте ниже охлаждения дна лещади играет роль анкера, удерживающего кожух от подъема силами внутреннего давления. Для сцепления оболочки с бетоном фундамента, выполняющего роль жесткого днища, к ней приваривают специальные кольцевые ребра. Такой анкер непосредственно не воспринимает кольцевых усилий от внутреннего давления и распора футеровки, вследствие чего он может быть выполнен из металла с пониженными характеристиками.

Кожух горна и фурменной зоны, как правило, проектируется частично с коническим очертанием, он охлаждается сплошными вертикальными плитовыми холодильниками. Кожух горна работает в весьма тяжелых условиях и является одним из наиболее ответственных элементов печи. Кроме обычного температурного радиального воздействия кладки на кожух, ее коническая форма обуславливает возникновение дополнительного распора, вызванного вертикальным температурным расширением кладки, действующим при такой форме как клин. Работа кожуха в этой зоне осложняется также большим количеством отверстий для чугунных и шлаковых леток, фурм, системы охлаждения, устройством в местах чугунных леток кладки впритык к кожуху, в ряде случаев прямоугольной формой вырезов для рам чу-

гунных леток, тяжелым переменным температурным режимом окололетоочной зоны и наличием переломов очертания по высоте. В кожухе горна часто появляются трещины, обычно вблизи чугунной летки, чему до последнего времени способствовало и закрепление к кожуху зацепа пушки чугунной летки, передающего нормально к кожуху переменное усилие до 25 т. Такие трещины могут привести к прорыву чугуна из печи. Нижняя часть кожуха горна обычно выполняется такой же толщины, что и кожух лещади. Это в известной степени компенсирует дополнительное клиновое воздействие от вертикального роста кладки. Толщина верхней части определяется расчетом, учитывающим большие ослабления отверстиями для леток и фурм. Процент ослабления собственно кожуха вырезами для фурменных амбразур, как правило, не должен превосходить 65 %.

Кожух заплечиков выполняется в виде опрокинутого конуса с охлаждением сплошными плитовыми холодильниками. Кладка в зоне заплечиков имеет относительно малую толщину, так что передающийся на кожух распор относительно невелик. Кроме того, распор уменьшается в результате вертикального температурного смещения кладки, при котором она перемещается на отметки с увеличенным радиусом окружности. Условия работы кожуха заплечиков ухудшаются вследствие близости зоны с большим ослаблением фурменными отверстиями. Это обстоятельство приобретает особое значение в последних печах большого объема, для которых количество фурм возросло.

Мораторное кольцо – конструктивный элемент, устанавливаемый в месте излома очертания кожуха, на границе изменения конструкции кладки и охлаждения и предназначенный для поддержания нависающей части кладки шахты. Одновременно оно воспринимает усилие от разности горизонтальных распоров футеровки выше и ниже кольца. Широкое и плоское кольцо моратора с одной стороны опирается на кожух горна, а с другой – подвешено к кожуху шахты. На доменных печах по схемам 13.5,*в*,*г* мораторное кольцо одновременно используется как нижняя полка кольцевой балки швеллерного сечения, передающей нагрузку от колонн шахты на колонны горна. Для увеличения жесткости выступающий свободный край мораторного кольца обрамляется кольцевым вертикальным ребром. Мораторное кольцо охлаждается горизонтальными холодильниками, укладываемыми по его верхней плоскости. Мораторное кольцо используется и для горизонтального закрепления к нему колонн горна. Делается это с помощью чистых болтов, гайки которых не затягиваются, с тем чтобы при подъеме моратора болты не рвались. В последних доменных печах в связи с повышением давления от мораторного кольца отказались, поскольку оно нарушает несущую способность кожуха (рис.13.5*з*,*и*), и сопряжение кожуха в месте стыка шахты и горна решается в виде конического перехода или кольцо делается небольшого размера. При этом кожух печи получается самонесущим, надежность его работы обеспечивается системой охлаждения. В связи с большими размерами таких печей и высоким давлением от воздействия газовой среды и температурного расширения футеровки толщины кожуха значительно возросли – до 45 – 60 мм при применении высокопрочной стали.

Кожух распара. В старых печах конструкция распара была аналогична конструкции заплечиков, т.е. охлаждение осуществлялось сплошными вертикальными плитовыми холодильниками, защищенными слоем кладки небольшой толщины – тонкостенный распар. В современных печах устраивается так называемый толстостенный распар, в котором кладка и охлаждение идентичны устраиваемым в шахте печи. В месте опирания кожуха на колонны горна, с его наружной стороны, устанавливаются ребра жесткости, обеспечивающие устойчивость оболочки. Высота ребер должна быть не менее 0,15 диаметра кожуха. Если кожух распара являлся одновременно частью кольцевой балки швеллерного сечения (рис.13.5*г*), то к нему

приваривались и ребра, несущие нагрузку от колонны шахты, а также настил нижней кольцевой площадки печи.

Кожух шахты. Для охлаждения шахты применяются холодильники, расположенные в ее нижней части. Примерно верхняя треть шахты выполняется без охлаждения. В зоне колошника к кожуху прикреплены защитные сегменты, предохраняющие кладку от разрушения загружаемыми в печь материалами. Прочность и герметичность кожуха в значительной степени зависит от конструкции применяемых холодильников. В настоящее время для сохранения кладки считается наиболее эффективным применение комбинированной системы охлаждения из сплошных вертикальных плитовых холодильников, имеющих заходящие в кладку горизонтальные полки, охлаждаемые отдельной системой подачи воды.

Для улучшения условий работы кожуха целесообразно: крепление плитовых холодильников производить на одном болте, расположенном выше центра тяжести плиты, вместо принятого ранее крепления с помощью четырех болтов; при водяном охлаждении все вводы и выводы труб охлаждения осуществлять в одном отверстии, расположенном в центре холодильника; все жесткие металлические прокладки между телом холодильника (приливы, бобышки) заменить на низкомодульные, например деревянные. Перечисленные меры снижают ослабление кожуха, уменьшают трудоемкость изготовления конструкции, снимают концентрированную передачу усилий на кожух от расширяющейся при нагреве футеровки.

Все большее распространение получают доменные печи с шахтой, водяное охлаждение которой вместо чугунных холодильников выполнено в виде толстостенных труб, залитых бетоном. Опыт эксплуатации этих печей показал их надежность и эффективность.

Кладка шахты, вследствие ее конической формы, как в зоне установки холодильников, так и на неохлаждаемых участках, выполняется ступенчатого очертания, что создает неравномерное давление на кожух печи. Особенно неудачным является устройство сплошных, вплотную примыкающих к кожуху колец кладки, предохраняющих материал набойки от просыпания, но создающих местные сосредоточенные нагрузки на кожух. Просыпание набойки создает полости, в которые проникает горячий газ, что ведет к перегреву металла кожуха.

В верхней цилиндрической части кожуха воздействие термического расширения кладки из-за относительно низкой температуры ее нагрева незначительно, и решающими факторами для определения толщины оболочки являются: внутреннее давление газовой среды с учетом вызываемого ею краевого эффекта в местах перегиба кожуха и воздействие защитных сегментов, создающее местный изгибающий момент в кожухе в местах их прикрепления.

Купол печи несет нагрузку от засыпного аппарата, обычно устанавливаемого на литой колошниковый фланец, и от вертикальных газоотводов. В печах старой конструкции к куполу крепились и элементы колошниковой площадки, несущей копер печи. Купол сильно ослаблен отверстиями в местах примыкания газоотводов, а также в местах установки приборов для измерения шихты и т.п. Особенно велико ослабление конструкции в последних печах, на которых используется бесконусный засыпной аппарат системы Пауля Вюрта, что потребовало устройства дополнительного проема для смен его подвижного лотка. Все это, совместно с воздействием внутреннего избыточного давления, создает сложное напряженное состояние конструкции, методика расчета которого еще требует дальнейшего уточнения. В местах опирания газоотводов, при необходимости купол утолщается или усиливается накладками. Купол печи обычно защищался неохлаждаемыми литыми плитами; во избежание перегрева металла, между плитами и кожухом предусмотрен слой торкрета.

Днище и конструкция охлаждения низа печи. Днище доменной печи, как правило, выполняется из листа толщиной 16 – 20 мм и обеспечивает герметичность

низа печи. Под днищем устраивается охлаждение низа печи воздухом, когда воздух проходит через трубы, залитые в отдельные чугунные плиты. В настоящее время часто используют трубчатое охлаждение из цельных труб без монтажных стыков в пределах печи. На некоторых доменных печах с трубчатым охлаждением устанавливают второе страховочное днище под охлаждением.

Колонны и площадки печи. В решении проблем надежности, долговечности и безаварийной работы таких сложнейших технологических агрегатов, какими являются доменные комплексы, значительная роль отведена обслуживающим площадкам и поддерживающим их конструкциям. Использование доменных печей с колоннами получило широкое распространение в современных печах объемом 2000–3000 м^3 (рис.13.5*е*). Колонны, расположенные вокруг шахты, воспринимают нагрузки от колошникового устройства и площадок шахты. В зависимости от конструкции здания доменной печи *колонны шахты* могут служить опорами и для элементов каркаса здания. Колонны шахты совместно с опирающимися на них кольцевыми площадками образуют пространственный каркас, который в верхней части обычно закреплен при помощи горизонтальных связей к кожуху шахты. Через эти связи кожуху передаются все горизонтальные усилия от колошникового устройства и ветровой нагрузки. Связи должны также обеспечить независимое, вызванное разным температурным режимом, вертикальное перемещение конструкций. Колонны шахты опираются непосредственно на *колонны горна* (рис.13.7) и воспринимают через кольцевую балку нагрузку от колошникового устройства. Расположение колонн шахты в плане определяется следующими требованиями: соблюдением расстояния до шахты печи (для прохода и ремонта) и опиранием на колонны горна с наименьшим эксцентриситетом. В связи с передающимися на колонны значительными нагрузками их торцы строгаются или выполняются с К-образной разделкой кромок. *Кольцевые площадки шахты* в основном бывают двух типов. Первые опираются непосредственно на колонны и закрепляются к ним жесткими узлами с тем, чтобы уменьшить свободную длину колонн и обеспечить устойчивость всего каркаса на случай ремонта кожуха печи. Для лучшей работы конструкции на кручение сечение площадок должно быть коробчатым. Площадки второго типа опираются на кожух печи и прикрепляются к колоннам только для уменьшения свободной длины последних. При этом должен обеспечиваться принцип независимого вертикального перемещения кожуха и колонн. Кроме вертикальной жесткости площадки шахты в ряде случаев должны обладать и горизонтальной жесткостью для распределения горизонтальных нагрузок на все колонны шахты. Последнее необходимо при закреплении кровли литейного двора к колоннам для передачи ветровых нагрузок, а также в случаях возникновения горизонтальных усилий от радиальных площадок при их подвеске с помощью наклонных опор и т.п. Горизонтальная жесткость площадок создается или сплошным листовым настилом или постановкой связей.

Колошниковая площадка, расположенная на отметке верха кожуха печи, является основной рабочей и ремонтной площадкой верхней зоны печи. Кроме действующего оборудования на ней расположены запасные детали, материалы для ремонта и т.д. Она должна быть максимально свободной от всяких надстроек, опор, лестниц и т.д. Колошниковая площадка является жестким диском для всего пространственного каркаса, образуемого колоннами и площадками шахты. Необходимая жесткость обеспечивается сплошным 10-миллиметровым листовым настилом. Для стока воды в настиле площадки обычно предусматриваются отверстия диаметром 30 мм с шагом 250 мм. Если колошниковая площадка одновременно является и крышей здания, то такие отверстия не делаются. На площадке предусмотрена пылеспускная труба, транспортирующая пыль в вагоны, обычно устанавливаемые под пылеуловителем. Площадка ограждается сплошным листом. Участок ограждения под монтажной балкой для смены засыпного устройства делается съемным. Основой

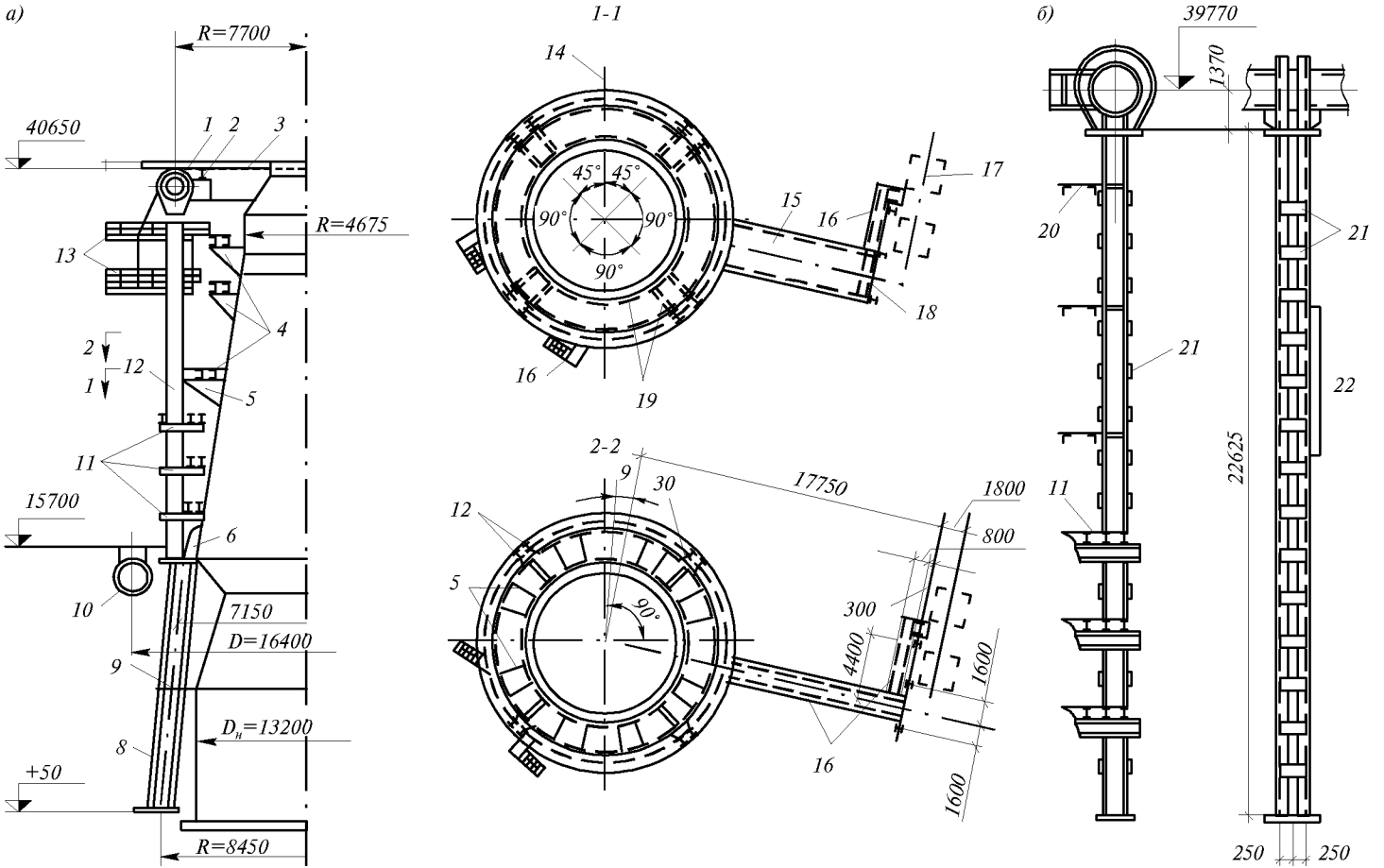


Рис.13.7 *(а, б)*. Колонны и площадки доменной печи объемом 2000 м^3

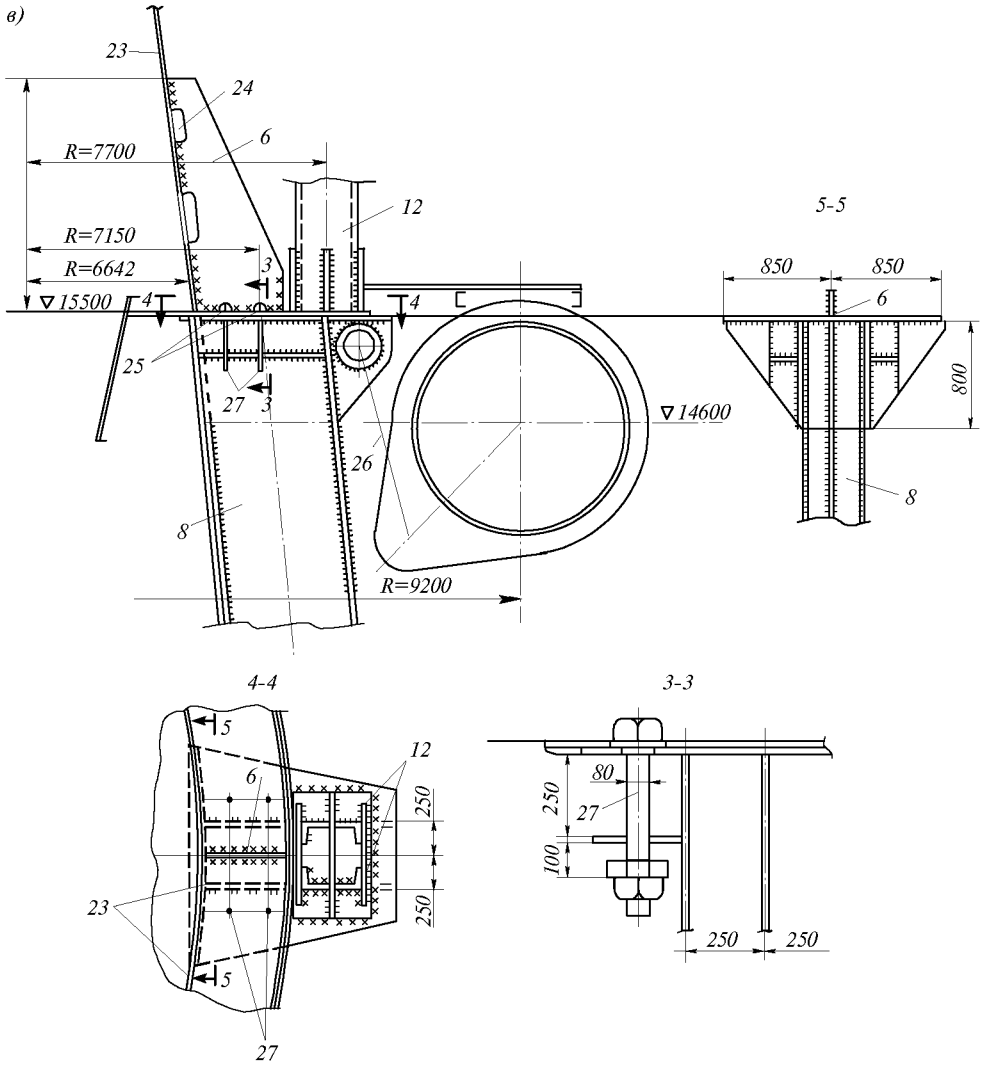


Рис.13.7 *(в)*. Колонны и площадки доменной печи объемом 2000 м^3

а – общий вид; *б* – собственно колонна; *в* – узел сопряжения; *1* – кольцевая балка колошниковой площадки; *2* – балка колошниковой площадки; *3* – горизонтальные связи, закрепляющие колошниковую площадку и верх колонн шахты к кожуху печи; *4* – верхние кольцевые площадки, закрепленные к кожуху шахты; *5* – кронштейны для крепления кольцевых площадок; *6* – опорное ребро кожуха шахты; *7* – ось доменной печи; *8* – колонна горна; *9* – связь для крепления колонн горна после подъема мораторного кольца над оголовком колонн горна; *10* – кольцевой воздухопровод горячего дутья; *11* – нижние кольцевые площадки, закрепленные к колоннам шахты; *12* – колонна шахты из двух ветвей; *13* – исследовательские площадки; *14* – ось и сторона наклонного моста; *15* – радиальная исследовательская площадка со стороны лифта; *16* – переходные площадки и лестницы; *17* – лифт; *18* – пилон для опирания радиальных площадок со стороны лифта; *19* – несущие балки нижних кольцевых площадок; *20* – закрепление колонн шахты к верхним кольцевым площадкам; *21* – планки, соединяющие ветви колонн; (привариваются к одной ветви на заводе, к другой – на монтаже); *22* – зона установки сплошной накладки для примыкания ригеля поддоменника; *23* – кожух шахты; *24* – прорези для пропуска труб охлаждения; *25* – прорези для стока воды; *26* – ось подвески кольцевого воздухопровода горячего дутья; *27* – чистые болты с незатянутыми гайками; *28* – ось симметрии колонны горна

конструкции является кольцевая балка, способная хорошо воспринимать как крутящие, так и изгибающие усилия (рис.13.8). Это позволяет опирать на нее ноги копра в любой точке окружности. Жесткость таких балок весьма велика и полностью обеспечивает нормальную работу засыпного устройства. Расчет показал, что прогиб их при нормальной работе оборудования не превосходит 0,5 мм. В местах сосредоточенных нагрузок устанавливаются кольца жесткости или диафрагмы. По кольцевой балке уложены второстепенные радиальные балки, к которым приварен настил.

Колонны горна предназначаются для восприятия нагрузок от колонн шахты с одной стороны и кожуха шахты – с другой (рис.13.7*в*). Так как интенсивность каждой из этих нагрузок может резко меняться в процессе эксплуатации печи, то принятые первоначальные эксцентриситеты приложения нагрузки фактически определяют габариты и возможность получения рационального сечения конструкции. Изменение величины нагрузок определяется:

- для колонн шахты главным образом режимом работы балансиров и монтажным сочетанием, при котором вес засыпного устройства передается на монтажную балку, а контргрузы удерживаются только натяжением тросов, а также ремонтными условиями, возникающими при закреплении верха кожуха шахты к колоннам;
- для кожуха шахты необходимо учитывать, что в начале эксплуатации полный вес сооружения передается в значительной степени на колонны горна, но в дальнейшем после разогрева горна последний расширяется в вертикальном направлении, поднимая шахту и отделяя ее от верха колонн горна.

Во избежание разрывов болты между верхом колонн горна и моратором не должны затягиваться. Так как после отделения моратора горизонтальное закрепление верха колонны нарушается, следует в оголовке колонны ставить скользящие чистые болты большого сечения, способные воспринять изгибающие моменты от передаваемых на них колонной горизонтальных нагрузок. Для восприятия этих нагрузок возможно также закрепление колонн горна к рабочей площадке или установка ниже уровня рабочей площадки горизонтальных связей, закрепляющих колонны по касательной к кожуху печи. Эта конструкция должна обеспечивать независимое вертикальное температурное перемещение кожуха и колонн. Необходимо иметь в виду, что такие решения приводят к возникновению дополнительных изгибающих моментов в колонне с соответствующим увеличением сечения, что нежелательно с точки зрения удобства эксплуатационного обслуживания горна печи. Расстояние между кожухом и колоннами горна не должно быть менее 500 мм. Кроме указанных выше нагрузок, колонны горна несут также прилегающий участок рабочей площадки и воздухопровод горячего дутья. Ниже рабочей площадки колонны горна облицовываются шамотным кирпичом или жароупорным бетоном, закрытыми 4-миллиметровым стальным кожухом, предохраняющим конструкцию от брызг металла и шлака, а также от воздействия испарений из устанавливаемых под площадкой ковшей. Число и расположение, а отчасти и сечение колонн горна зависят от числа фурм печи. Для возможности смены фурм колонна устанавливается посредине между фурмами, причем ближайшая к печи ширина полки, как правило, бывает ограничена (в этих случаях ее часто выполняют, из двух сваренных листов).

Кольцевые площадки должны обеспечить обслуживание печи – особенно системы охлаждения. Для пропуска системы охлаждения между настилом площадок и кожухом печи делается зазор не менее 350 мм. Между балками площадок и кожухом расстояние не должно быть менее 500 мм. С наружной стороны площадок и лестниц устанавливаются ограждения высотой 1200 мм; со стороны печи, во избежание соскальзывания ноги, делается бортик. Ширина площадок не должна быть менее 1 м. В целях безопасности с каждой площадки должно быть не менее двух

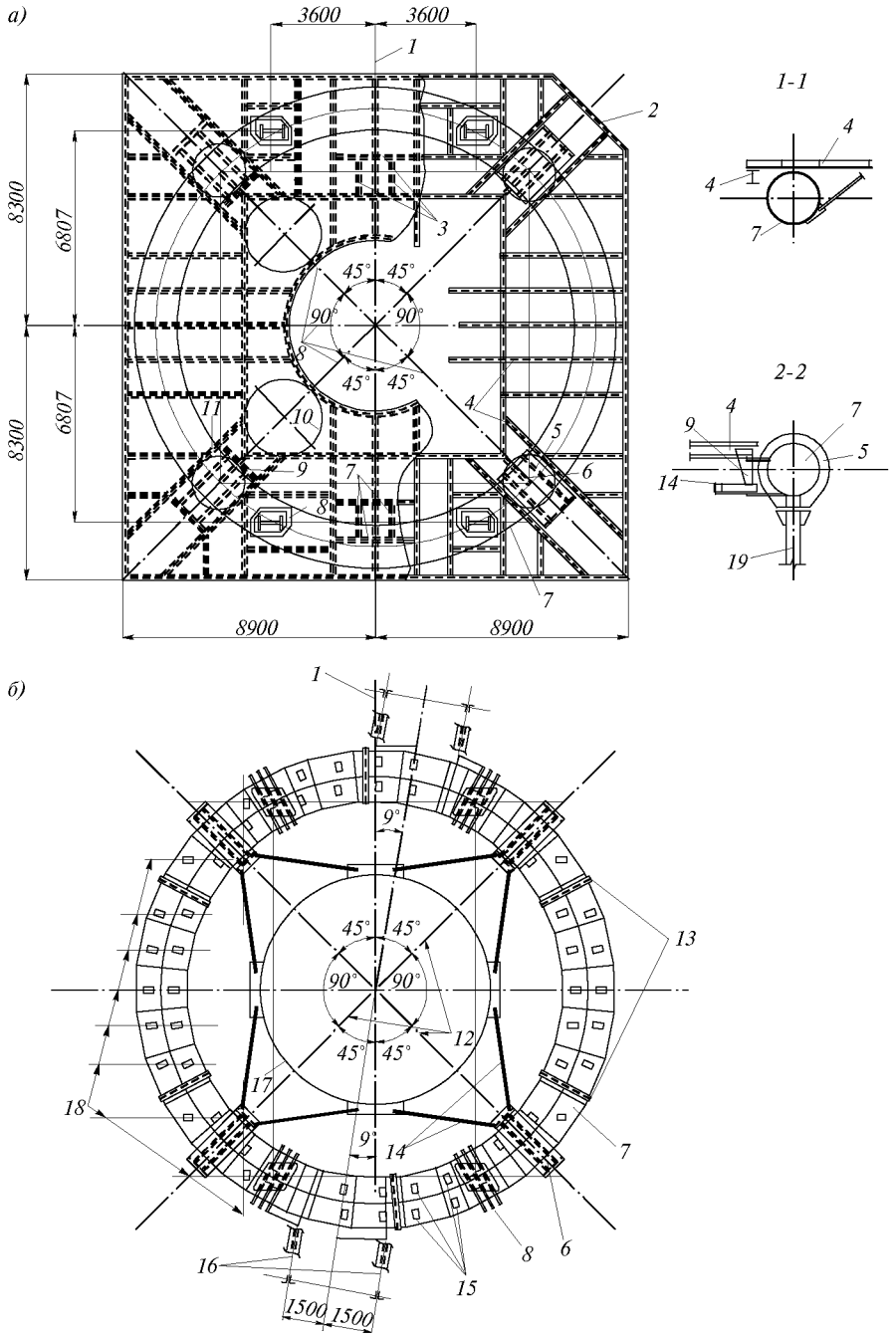
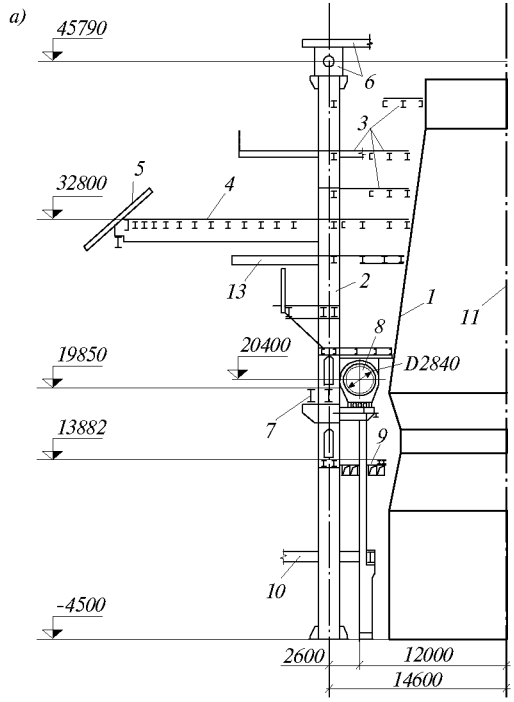


Рис.13.8. Колошниковая площадка типовой доменной печи объемом 2000 м^3

а – план; *б* – кольцевая балка; *1* – ось и сторона наклонного моста; *2* – вырез в месте примыкания фонаря; *3* – балки под лебедки; *4* – балки колошниковой площадки; *5* – опорные ребра над колонной шахты; *6* – узел опирания кольцевой балки на колонну шахты; *7* – кольцевая балка; *8* – опорный узел рам копра; *9* – опора четырех основных балок колошниковой площадки; *10* – вырез в месте прохождения газоотводов; *11* – проекция вертикального участка газоотводов; *12* – оси колонн шахты; *13* – монтажные стыки кольцевой балки; *14* – горизонтальные связи; *15* – подставки под балки колошниковой площадки; *16* – подвески крепления радиальных площадок; *17* – кожух доменной печи; *18* – оси балок колошниковой площадки; *19* – колонна шахты

выходов, расположенных с противоположных сторон печи. Такие выходы не должны иметь ступенек вблизи площадок – допускается устройство пандусов с уклоном не более 1:10. Площадки соединяются между собой маршевыми лестницами шириной не менее 800 мм с уклоном не более 45°. Часто для этой цели используется лестничная клетка лифта. Лестницы шахты печи должны, по возможности, компоноваться в отдельные блоки, перевозимые с завода в собранном виде.



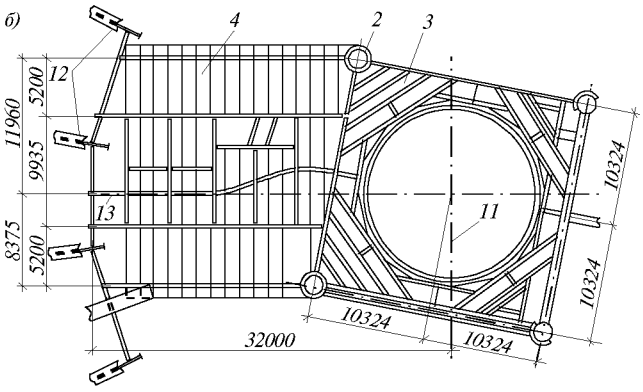


Рис.13.9. Доменная печь с ремонтной площадкой
а – разрез; *б* – план; *1* – кожух печи; *2* – колонны печи; *3* – площадка печи, *4* – приемная монтажная площадка; *5* – кровля литейного двора; *6* – колошниковая площадка; *7* – подкрановая балка; *8* – кольцевой воздухопровод горячего дутья; *9* – площадка для обслуживания фурм; *10* – рабочая площадка печи; *11* – ось доменной печи; *12* – рамы литейного двора; *13* – обслуживающий монорельс

Выход на рабочую площадку печи перекрывается запирающейся калиткой – вход на площадки допускается только в сопровождении газоспасателя. Пример решения площадок приведен на рис.13.7. К кольцевым площадкам примыкают радиальные переходные и исследовательские площадки шахты. Опирание их возможно как на конструкции печи так и на каркас здания.

Заметного улучшения условий эксплуатации и повышения ремонтопригодности можно добиться компоновкой доменной печи по схеме рис.13.5*з* с использованием 4-х колонн литейного двора, к которым крепятся кольцевые площадки печи, основные балки которых одновременно являются распорками получившегося жесткого пространственного каркаса (рис.13.9*а*).

Кроме кольцевых предусматривается и специальная приемная площадка в зоне действия крюка монтажного крана. На ней производится укрупнение царг кожуха в пределах габаритов примыкающих конструкций. Схема бесколонной самонесущей доменной печи использована в печах объемом 3200 – 5000 м^3 (рис.13.5*и*). Принципиально новым, впервые примененным в мировой практике, является решение доменной печи с опиранием колошниковой площадки и устанавливаемых на ней конструкций и оборудования на примыкающие конструкции литейного двора. Это решение позволяет

полностью освободиться от колонн печи и тем самым выполнить поставленную технологами задачу – обеспечить максимальное приближение кольцевого крана к печи для ее лучшего обслуживания. При этом перекрытие литейного двора решено в виде шатра, передающего вертикальные нагрузки колошника на колонны здания. Возникающий в шатре распор воспринимается двумя кольцевыми балками (по верху и по низу шатра), а неуравновешенные горизонтальные силы – системой связей здания. Кольцевые площадки печи закреплены с одной стороны к ее кожуху, а с другой – к подвескам, закрепленным к конструкциям колошниковой площадки (рис.13.10). Для удобства монтажа нижняя площадка (отм.22,7) временно закрепляется на кронштейнах, а подвески выполнены достаточно жесткими, чтобы воспринимать и сжимающие нагрузки.



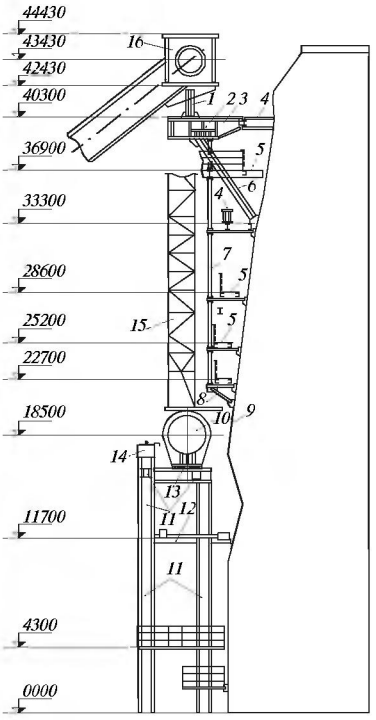


Рис.13.10. Кольцевые площадки и эстакада вокруг печи

общий вид печи (*слева*) и разрез (*справа*); *1* – подвеска для крепления радиальной балки, одновременно является стойкой при монтаже конструкций литейного двора; *2* – кольцевая балка для крепления подвесок кольцевых площадок; *3* – радиальные балки крепления площадок печи, одновременно используются как элемент кронштейна при монтаже конструкций литейного двора; *4* – кольцевые площадки со сплошным настилом, используемые как кольца жесткости, передающие нагрузки от кронштейнов на кожух печи; *5* – кольцевые площадки; *6* – временный подкос, используются при монтаже конструкций литейного двора; *7* – подвески для закрепления кольцевых площадок; *8* – временный кронштейн для монтажа кольцевых площадок; *9* – кожух печи; *10* – кольцевой воздухопровод горячего дутья; *11* – кольцевая эстакада вокруг печи; *12* – площадка для смены фурм; *13* – радиально расположенные катки под опорами воздухопровода горячего дутья; *14* – кольцевая подкрановая балка; *15* – шахта лестниц к площадкам печи; *16* – конструкции литейного двора, к которым закрепляются кольцевые площадки печи

Колошниковое устройство. В понятие колошниковое устройство включают обычно копер, колошниковую площадку, вертикальные газоотводы и участок газопровода получистого газа. Назначение устройства – обеспечение загрузки домны,

отвод газов, смена засыпного устройства. Для выполнения этих задач копер не является единственно возможным решением как показано далее. Современный колошниковый копер (рис.13.11) представляет собой пространственную систему, две вертикальные плоскости которой образованы рамами, а две другие – вертикальными фермами. Обычно при современной планировке цеха фермы расположены в параллельных плоскостях; в ряде цехов – со старой планировкой, когда наклонный мост подходит к доменной печи сбоку, фермы приходится устанавливать во взаимно перпендикулярных плоскостях, что уменьшает общую жесткость сооружения и значительно усложняет его конструкцию. Для увеличения общей жесткости сооружения в плоскости задней рамы, охватывающей верхушку наклонного моста, на максимально возможной высоте устанавливаются связи. По передней раме предусматриваются съемные связи, с тем чтобы они не препятствовали смене засыпного устройства, которая должна осуществляться в минимальный срок. В двух других плоскостях копра устанавливается образующая вертикальные фермы решетка, обеспечивающая неизменяемость сооружения. Конфигурация решетки не должна препятствовать проходу на площадки копра. Габариты копра и схема решетки выбираются с учетом расположения вертикальных газоотводов, в ряде случаев препятствующих установке решетки внизу копра. В этом случае необходимо местное увеличение жесткости ног копра с учетом восприятия изгибающих моментов. Основными площадками копра являются площадки балансиров, монтажной балки, приемной воронки и др.

Площадка балансиров служит для размещения и обслуживания балансиров засыпного устройства. Массивные пьедесталы балансиров непосредственно опираются на балочную клетку. Для корректировки положения балансиров по центру засыпного устройства служат специальные упоры. В площадке балансиров обычно оставляются прорези для пропуска головных скиповых шкивов наклонного моста и перемещающихся в пространстве тросов управления балансиров.

Наиболее распространенная конструкция засыпного устройства с принудительным опусканием конусов предусматривает попеременное опускание двух соосно расположенных друг над другом конусов, что обеспечивает герметичность внутреннего объема печи. «В закрытом» положении конусы прижаты кверху с помощью контргрузов балансиров. Опускание конусов происходит в результате натяжения троса, закрепленного к рычагу балансиров. При нормальной работе балансиров вызываемый ими динамический эффект незначителен, однако в практике были случаи резкого повышения динамической нагрузки от контргрузов балансиров, нередко приводивших к повреждению или аварии конструкции копра (см.п.13.4).

На ряде заводов продолжают эксплуатировать засыпное устройство со свободным опусканием конусов. Как и для предыдущего случая расчетной является не нормальная эксплуатационная нагрузка, а аварийная комбинация нагрузок, возникающая в результате несинхронной работы оборудования.

Вследствие возможного возникновения значительных динамических нагрузок должны быть исключены конструктивные решения с резкими изменениями сечений элементов и любые иные источники концентрации напряжений. Не рекомендуется схема балочной клетки, в которой нагрузки от пьедестала балансиров передаются на элементы связей боковых вертикальных ферм. При этом все усилия от балансиров будут передаваться на элементы решетки жесткой фермы, которая не может амортизировать динамический удар.

Для осуществления общей жесткости сооружения в плоскости площадки устанавливаются связи, образующие жесткий диск и одновременно передающие горизонтальные силы от тросов управления конусами на вертикальные связи копра.

Площадка монтажной балки служит для размещения и обслуживания механизма монтажной тележки – крана, с помощью которой производится замена укрупненного узла засыпного аппарата (чаша, конус и т.п.). Основным элементом

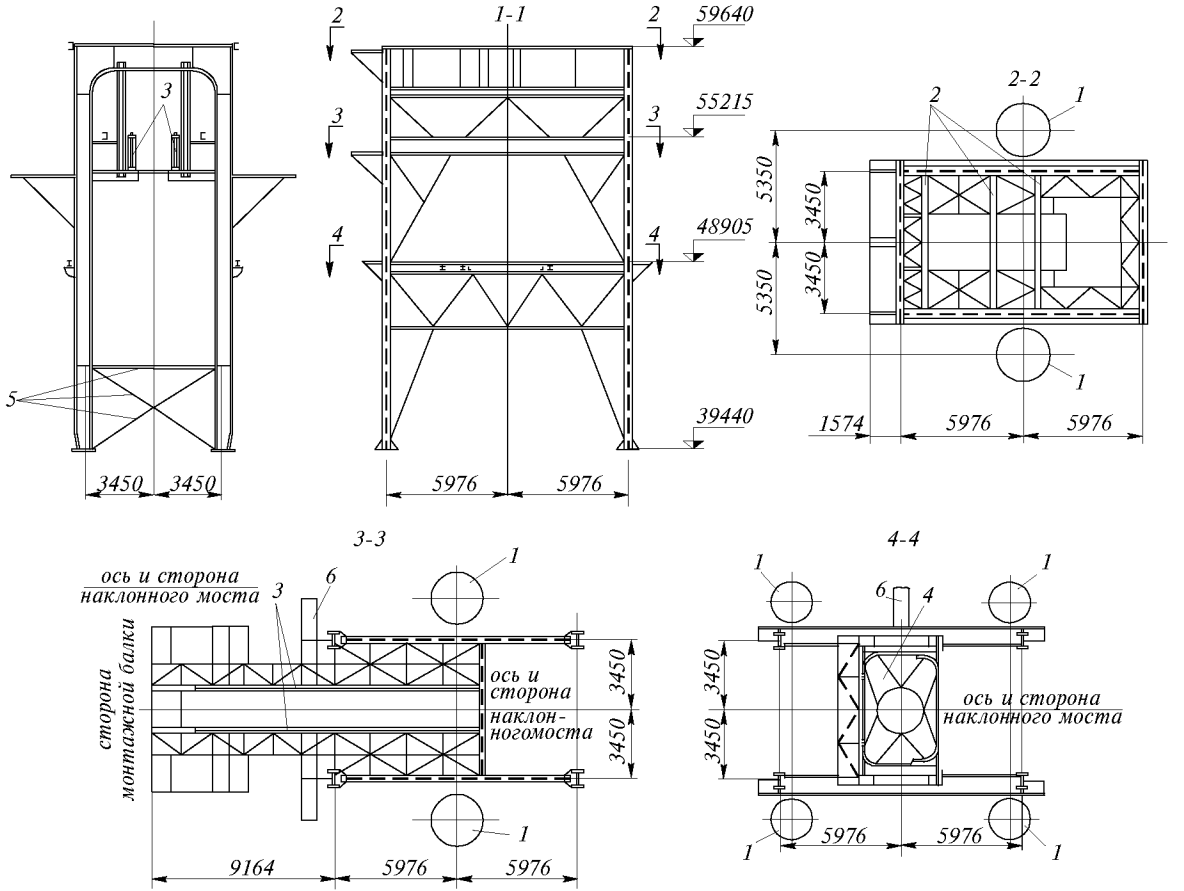


Рис.13.11. Колошниковый копер

1–1 – вид сбоку; *2–2* – план площадки балансиров; *3–3* – план площадки монтажной балки; *4–4* – план площадки приемной воронки; *1* – газоотводы; *2* – подбалансирные балки; *3* – монтажная балка (консольная); *4* – приемная воронка; *5* – съемные элементы; *6* – переходные площадки лифта

конструкции являются две продольные подрельсовые балки, по которым передвигается тележка-кран. В печах старой проектировки подрельсовые балки выступали консолью за грань плоскости копра. Вылет консоли определялся необходимостью поднимать с железнодорожной платформы (и опускать на нее) укрупненный узел засыпного аппарата. Для уменьшения вылета консоли обычно прибегали к оттяжке груза, для чего на корпусе пылеуловителя предусматривалось специальное приспособление. Сокращение сроков замены засыпного аппарата приобрело особое значение в связи с изменением режима работы печей. Так например, в результате форсирования режима в ряде случаев аппарат меняется уже через полгода. Дальнейшее увеличение вылета консоли было практически неосуществимо как по условиям работы балки, так и из-за перегрузки рам копра, для которых монтажная нагрузка становилась решающей.

При консольном решении подрельсовые балки, выступая за пределы передней рамы копра, подвешиваются к ее ригелю, а их противоположный конец в зависимости от условия примыкания наклонного моста или закрепляется к элементу задней рамы, или, что бывает чаще, опирается на поперечную балку площадки. В плоскости площадки расположены горизонтальные связи, повышающие общую жесткость сооружения и уменьшающие свободную длину стоек рам. На выступающем конце монтажной балки устанавливался блок передвижения монтажной тележки. Сам движущий механизм-лебедка устанавливался на колошниковой площадке. Особое внимание обращается на обеспечение устойчивости высоких подрельсовых балок с нижним сжатым поясом. Это достигается установкой на их концах вертикальной диафрагмы и устройством в пролете пространственных трехгранных ферм, состоящих из самой балки, ходовой площадки (горизонтальная ферма) и наклонной решетки.

В современных печах, для сокращения времени, требуемого на смену аппарата, монтажную балку стали удлинять, опирая ее конец на пылеуловитель. Для обеспечения независимого вертикального перемещения конструкций копра и пылеуловителя в результате температурного роста и осадки фундаментов подрельсовые балки делают разрезными. Опирание на пылеуловитель осуществляется подвижным, с тем, чтобы компенсировать температурное расширение конструкции. В последних проектах доменных печей в связи с коренным изменением планировки цеха и устройством круглого литейного двора возникла потребность значительно увеличить пролет балки и опирать ее на специальную высотную опору, гибкую вдоль ее оси и жесткую в перпендикулярном направлении (рис.13.4). Одновременно с удлинением балки возникла необходимость значительного увеличения ее грузоподъемности, что вызывается стремлением сократить сроки простоя печи, меняя засыпной аппарат целиком крупным блоком (весом до 210 т). Для такого решения вместо монтажной тележки на подрельсовые балки устанавливается специальный мостовой кран. При назначении грузоподъемности монтажной балки следует также учитывать возможность ее использования при ремонтах и реконструкциях, связанных с монтажом укрупненных блоков кожухов.

Площадка приемной воронки. На главных балках площадки устанавливается воронка, служащая для приема ссыпаемой из скипов шихты. Воронка представляет собой бункер с круглым отверстием в нижней части, через которое материал просыпается в засыпной аппарат. В передней стенке воронки предусматривается съемный элемент, с тем, чтобы штангу засыпного аппарата можно было вывести наружу без демонтажа всей воронки. Задняя стенка также делается со съемной вставкой, что обеспечивает независимую от засыпного аппарата замену воронки. Внутренняя поверхность воронки для предохранения от истирания защищается специальными броневыми листами, закрепляемыми к основной конструкции на болтах. Балки площадки, расположенные со стороны монтажной балки делаются съемными, чтобы не препятствовать смене засыпного аппарата.



Рис.13.12 Бескопровое колошниковое устройство

Значительным шагом в модернизации доменных комплексов является исключение громоздкой и весьма ответственной конструкции копра или так называемое бескопровое устройство. Решение с опиранием площадок копра на газоотводы (рис.13.12) стало возможным и рациональным благодаря применению нового безбалансирного и бесконусного засыпного аппарата, устанавливаемого непосредственно на кожух печи. За счет этого удалось не только сократить расход металла, но и освободить пространство для размещения обслуживающего оборудования колошникового устройства. Толщина газоотводов, воспринимающих значительные нагрузки от оборудования колошника, увеличена сравнительно с обычным решением. Кроме собственной массы, нагрузка на газоотводы определяется весом засыпного аппарата, передаваемым на газоотводы при его смене, а также воздействием от температурного расширения газоотводов при эксплуатации. Конструкции закрепляемых к газоотводам основных площадок колошникового устройства вместе с газоотводами образовывают жесткий пространственный каркас. Вследствие значительных нагрузок крепление осуществляется при помощи жестких кольцевых ребер, распределяющих усилия по окружности газоотводов. В нижней части этого каркаса установлены связи, уменьшающие свободную длину его стоек (газоотводов) и более равномерно распределяющие нагрузку между ними. Связи со стороны монтажной балки для возможности смены засыпного аппарата частично выполнены съемными.

Вертикальные газоотводы служат для отвода газа из подкупольного пространства. Их продолжением являются нисходящие газоотводы, с которыми они образуют единую конструкцию, определяющую величину горизонтального распора в системе доменная печь – газоотводы – пылеуловитель. Вертикальные газоотводы (обычно четыре) располагаются на равном расстоянии по куполу печи (рис.13.13), чем достигается равномерный отвод газа. С этой целью в местах их опирания предусматривается уширение, плавно переходящее в нормальное кольцевое сечение. Изготовление и монтаж конструкций узла сопряжения газоотводов с куполом весьма сложны, так как требуется обеспечить плотное примыкание в пространстве ряда конических поверхностей. Наиболее простым решением является выполнение этого расширения в виде фигуры, состоящей из 4-х отрезков конусов, образующих в плане трехцентровую кривую (рис.13.13*б*). Вертикальные газоотводы соединяются попарно, а затем переходят в один или два нисходящих газоотвода. До последнего времени газоотводы не несли дополнительных нагрузок от площадок и оборудования, и их толщина принималась равной 12 – 16 мм, с соответствующим увеличением внизу до 14–20 мм. Изнутри газоотводы футеровались 113 мм слоем

шамотного кирпича, а в местах перегибов – литыми плитами. Сверху газоотводов устанавливаются атмосферные клапаны, с помощью которых возможно обеспечивать продувку печи. Для смены этих клапанов предусматривается специальный кран, устанавливаемый на площадке, связывающей газоотводы в их верхнем уровне. В связи с необходимостью равномерного отвода газа, для новых печей большого объема в куполе предусмотрено не четыре отверстия как обычно, а восемь. Отводы из этих отверстий попарно соединяются в четыре вертикальные газоотвода. При опирании монтажной балки на пылеуловитель конструкция газоотводов обычно используется для временного опирания монтажной балки в период монтажа, что должно быть учтено расчетом.

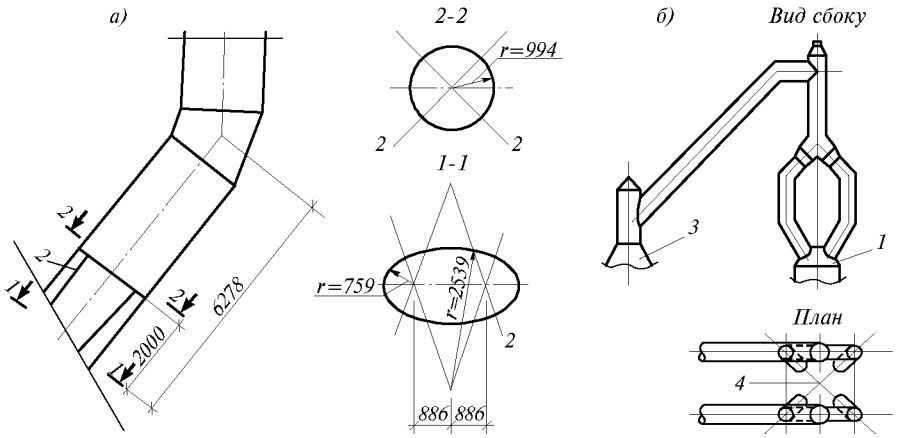


Рис.13.13. Газоотводы купола печи
а – примыкание к куполу; *б* – схема; *1* – купол печи; *2* – стык поверхностей разной кривизны; *3* – пылеуловитель; *4* – ось доменной печи

Кольцевой воздухопровод горячего дутья является элементом единой системы воздухопровода горячего дутья. Он служит для обеспечения равномерного вдувания в печь нагретого воздуха, поступающего в печь через закрепленные к трубе патрубки, к которым присоединяются фурменные приборы. Кольцевая труба выполняется многогранной из отрезков, число которых равно числу фурм или в два раза больше; меньшая длина каждого из отрезков должна быть больше диаметра патрубка не менее, чем на 200–300 мм. Диаметр окружности кольцевой трубы должен увязываться с габаритом приближения крана литейного двора. Вследствие больших температурных деформаций кольцевой трубы, и особенно смещения от нагрева примыкающего участка прямого воздухопровода, ее закрепление к другим конструкциям проектируется подвижным. По этой же причине опирание площадки на нее делается скользящим. Описанное смещение приводит к разным длинам рукавов и сопел фурменных приборов, что затрудняет их замену и вызывает значительные простои печи. С целью исключения линейных деформаций от нагрева прямого воздухопровода горячего дутья на новых печах устанавливаются компенсаторы с тягами. Несмещаемость самого кольцевого воздухопровода достигается установкой связей к колоннам горна или его опиранием на рамы кольцевой подкрановой эстакады (рис.13.14) при помощи катков, расположение которых обеспечивает свободное радиальное перемещение трубы при нагреве и создает ее неподвижность для линейного смещения относительно печи. Во избежание расстройства футеровки трубы при работе крана, ее опирание на эстакаду выполнено через амортизирующее устройство. Г-образные рамы эстакады примыкают к трубчатым колоннам здания печи (рис.13.9 *а*).

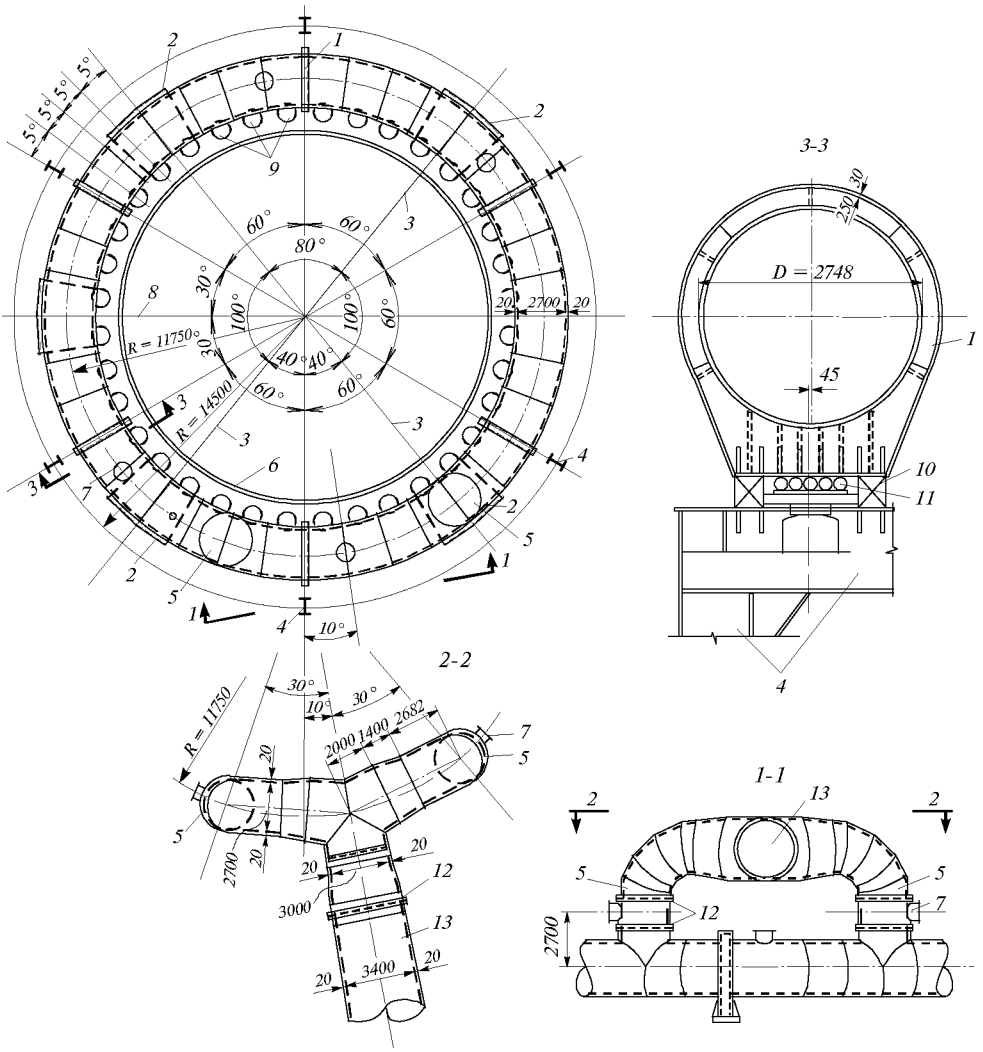


Рис.13.14 Кольцевой воздухопровод горячего дутья

1 – опорные ребра кольцевого воздухопровода; *2* – защитные экраны над желобами для выпуска чугуна и шлака; *3* – оси леток для выпуска чугуна; *4* – элементы кольцевой эстакады; *5* – двойной подвод для лучшего распределения дутья; *6* – кожух доменной печи; *7* – смотровые люки; *8* – ось летки для выпуска шлака; *9* – фурменные рукава; *10* – места для домкратов при монтаже и ремонте конструкций; *11* – опорные катки; *12* – стыки трубы на полубандажах; *13* – прямой воздухопровод горячего дутья

Кроме вертикальных нагрузок на эстакаду передаются и горизонтальные от торможения крана и от сил трения, возникающих при температурных перемещениях кольцевого воздухопровода горячего дутья. Продольная (кольцевая) жесткость эстакады обеспечивается системой горизонтальных связей в уровне кольцевой коробчатой балки и кольцевой пространственной балкой-распоркой эстакады, одна ветвь которой является подкрановой балкой крана литейного двора. Внутренние колонны эстакады развязаны вертикальными связями к конструкциям рабочей площадки. К эстакаде крепится кольцевая площадка для смены фурм, основные балки которой одновременно служат связевыми элементами эстакады. Решение самой площадки усложнено ограниченностью ее габаритов по высоте (снизу раз-

мещаются электропушки для забивки чугунной летки), а также размещением в ее толще вентиляционных коробов отсоса газов в зоне леток. Смена фурм производится двумя двигающимися по площадке самоходными электропогрузчиками грузоподъемностью 1,6 тонны каждый.

Для обеспечения обслуживания кольцевым краном всей площади рабочей площадки печи, подвод горячего дутья к кольцевой трубе может быть выполнен сверху в двух местах, с последующим объединением этих подводов в одну трубу, проходящую над краном. Так как нагрузки от веса футерованной трубы весьма велики, то ее опирание выполняется с помощью жестких колец. Участки воздухопровода над желобами защищаются от перегрева экранами из листового железа, создающими воздушную прослойку. К нижней части кольцевого воздухопровода обычно закрепляются монорельсы, облегчающие замену фурменных сопел.

Доменные печи, работающие на рудах, содержащих цинк, обладают рядом отличий, требующих особого внимания. Механизм отложения цинка в порах и швах кладки, а также вызванные этим повреждения кожуха были рассмотрены ранее.

Устранение причин, вызывающих проникновение паров и отложение цинка в кладке, в основном зависит от технологического процесса. Чисто строительными мероприятиями можно только в известной степени удлинить период эксплуатации печи, а также сократить время простоя печи при ремонтах. Однако прибегать к изменениям технологии следует чрезвычайно осторожно. Так, с целью уменьшения отложений цинка в шахте печи на одном из заводов была поднята температура на колошнике, чем было достигнуто значительное увеличение выноса цинка из печи. Процесс разрушения кладки и появление трещин в кожухе действительно замедлился, но цинк стал интенсивно откладываться в нисходящих газоотводах, что привело в конечном результате к их закупорке и остановке печи. Кроме того, возникла угроза обрушения газоотводов, так как вес отложений в них превысил 1500 тонн.

Требования к технологическим конструкциям в первую очередь сводятся к следующему: применение более плотного и бесшовного материала огнеупорной кладки, с тем, чтобы уменьшить проникновение паров цинка; увеличение ширины заполненного набойкой зазора для повышения его компенсирующей способности. При этом необходимы газонепроницаемые кольцевые и меридиональные прослойки, препятствующие циркуляции газа в пространстве зазора; сведение к минимуму связей между кладкой и кожухом, что создаст условия для увеличения объема кладки без повышения давления на металл; защитные сегменты должны обеспечивать возможность свободного температурного расширения кладки, а под всеми выступающими внутрь печи штуцерами, кронштейнами и т.д. необходимо устройство толстого слоя упругой набойки.

Сформулированы требования и к стальным конструкциям: обязательное применение конструктивной схемы, при которой любое повреждение кожуха не вызывает аварии других конструкций печи – колонн, колошникового устройства и т.д.; максимальная газонепроницаемость кожуха, с тем, чтобы не создавать потоков газа от центра печи к периферии, вызывающих усиленное проникновение паров цинка в швы и поры кладки; увеличение толщины кожуха в зоне отложения цинка при одновременном увеличении толщины набойки, поскольку увеличение только толщины кожуха может привести к раннему разрушению кладки.

13.2.2. Блок воздухонагревателей (рис.13.15). *Собственно воздухонагреватели* выполняют обычно с плоским листовым днищем и сферическим куполом. В тех случаях, когда нельзя заанкерить кожух воздухонагревателя в фундаменте (обычно при установке на старый фундамент), днище осуществляется жестким или сферическим. Кожух воздухонагревателя проектируется цилиндрическим (низкотемпературный),

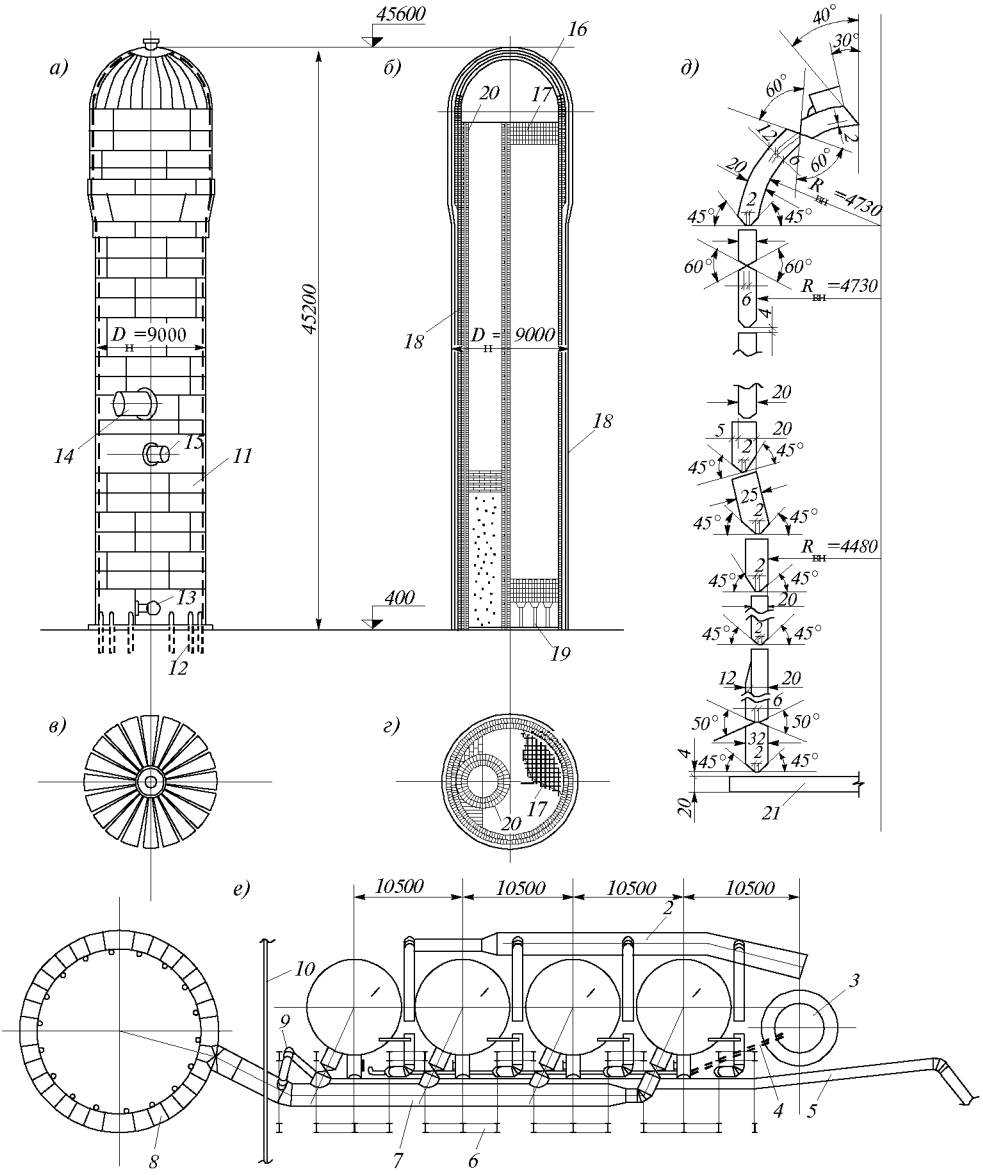


Рис.13.15. Планировка блока и конструкция воздухонагревателей большинства действующих доменных печей

а – фасад; *б* – разрез; *в* – план купола; *г* – план кладки; *д* – разрез по кожуху; *е* – план блока; *1* – воздухонагреватели; *2* – газопровод чистого газа; *3* – дымовая труба; *4* – перепускной воздухопровод; *5* – воздухопровод холодного дутья; *6* – здание воздухонагревателей; *7* – воздухопровод горячего дутья; *8* – кольцевой воздухопровод горячего дутья; *9* – смесительный воздухопровод; *10* – стена здания печи; *11* – раскрой кожуха с предварительным укрупнением листов на заводе-изготовителе; *12* – анкеры; *13* – патрубок воздухопровода холодного дутья; *14* – патрубок воздухопровода горячего дутья; *15* – патрубок газовой горелки; *16* – кладка купола; *17* – насадка; *18* – периферийная (кольцевая) кладка; *19* – поднасадочное устройство; *20* – кладка камеры горения; *21* – днище воздухонагревателя

а также из 2-х цилиндров с переходной конической или в виде коробчатой балки частью (высокотемпературный). По периметру сосуда выполняется кольцевая огнеупорная кладка, а его внутренний объем разделен на две части: камеру горения и камеру насадки (рис.13.15*г*). Насадка выполняется с пустотами для прохождения воздуха и продуктов горения. Она опирается на фундамент через металлическое поднасадочное устройство.

В низкотемпературных воздухонагревателях кирпичный купол опирается на кольцевую периферийную кладку; в высокотемпературных – кладка купола и верхние наружные слои кольцевой кладки отделены от остальной кольцевой кладки с тем, чтобы последняя могла свободно расти при нагреве. Листы кожуха сваривают между собой встык, в местах установки штуцеров толщина кожуха увеличивается. В днище воздухонагревателя устраиваются отверстия для подливки цементного раствора; стыки листов днища свариваются на подкладках.

Для погашения подъемной силы от внутреннего давления воздухонагреватель заанкеривается в фундаменте; анкера привариваются к кожуху после его испытания внутренним давлением и разогрева. Испытание внутренним давлением производится на временных анкерах. Толщина кожухов подобного типа, в связи с повышенным давлением, достигает 20 мм вместо 10–14 в старых воздухонагревателях.

В настоящее время для заполнения компенсационного слоя между футеровкой и кожухом используется эффективный материал – плиты из муллитокремнеземистой ваты. Применение такого материала позволяет приваривать постоянные анкера до испытания и разогрева.

В доменных печах, работающих при низком давлении под колошником (до 0,2 МПа), подъемная сила от внутреннего давления обычно погашается весом кольцевой кладки и анкера рассчитывают только с учетом испытания порожнего воздухонагревателя и ветровой нагрузки при монтаже.

В воздухонагревателях, работающих при высоких температурах ($\approx$1400 °С) и высоком давлении (более 0,4 МПа), необходимо принимать специальные меры для защиты металла от конденсирующихся на его внутренней поверхности паров азотной кислоты, а также возникновения коррозионного растрескивания под воздействием щелочей, содержащихся нередко в доменном газе, используемом при работе воздухонагревателей. Как правило это устройство защитных пленок на внутренней поверхности кожуха, обеспечение повышенной температуры кожуха (с тем, чтобы избежать отложения конденсата), применение специальных сталей.

Повышение давления и температуры нагрева при несимметричной работе воздухонагревателей с внутренней камерой горения привели к поиску новых решений, одним из которых являются воздухонагреватели с выносной камерой горения (рис.13.16, 13.17). Они обеспечивают осесимметричную работу кожухов от температурного распора кладки и независимое температурное перемещение камер горения и насадки, но обычно требуют установки компенсатора на камере горения (рис.13.17*а*) и создание конструкции, воспринимающей возникающую при этом циклически неуравновешенную нагрузку от внутреннего давления. Восприятие переменной доли этой нагрузки производится с помощью болтов с предварительно упругообжатыми коническими шайбами. Статическая часть неуравновешенной нагрузки передается на конструкцию купола. Другое решение воздухонагревателей с выносной камерой горения предусматривает подвеску камеры горения к куполу, соединяющему обе камеры, что позволило отказаться от сложного компенсатора. При этом под камерой горения устанавливаются страховочные опоры с зазорами, достаточными для компенсации разности роста обеих камер. Зазор заполняется упругими прокладками, деформации камер погашаются компенсацией примыкающих трубопроводов. Монтаж камеры осуществляется при помощи устанавливаемых под нее домкратов или временных опор.

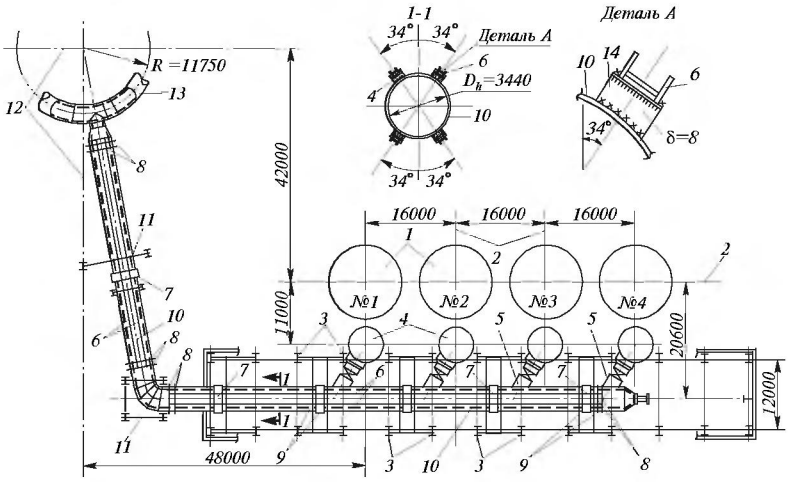


Рис.13.16. План блока воздухонагревателей и воздухопровод горячего дутья

1 – камера насадки воздухонагревателя; *2* – оси воздухонагревателей; *3* – рамы здания воздухонагревателей; *4* – камера горения воздухонагревателя; *5* – отвод воздухопровода горячего дутья (перемещается по вертикали в результате нагрева кожуха камеры горения); *6* – затяжки, малодеформируемые от воздействия внутреннего давления воздухопровода; *7* – компенсаторы; *8* – кольцевые ребра для крепления затяжек к воздухопроводу; *9* – подвесные опоры воздухопровода горячего дутья с закреплением на тарельчатых пружинных шайбах; *10* – прямые участки воздухопровода горячего дутья; *11* – обычные опоры воздухопровода горячего дутья; *12* – оси доменной печи; *13* – кольцевой воздухопровод горячего дутья; *14* – гибкие закрепления затяжки к воздухопроводу



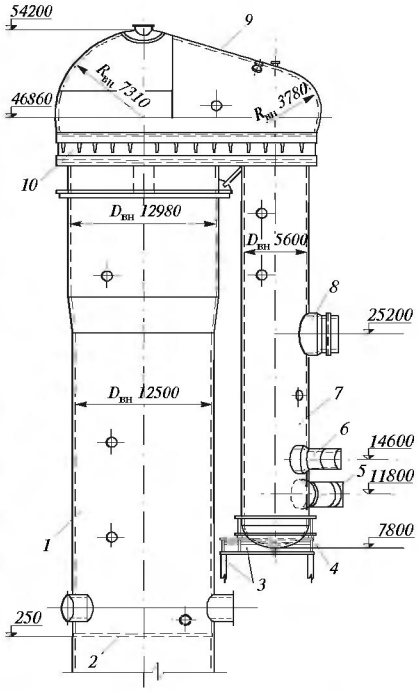


Рис.13.17. Воздухонагреватель с выносной камерой горения

слева - с компенсатором на камере горения; справа - с подвесной камерой горения; *1* – камера насадки; *2* – днище; *3* – страховочная опора; *4* - деревянные прокладки; *5* - штуцер отсечного газового клапана; *6* – штуцер воздуха горения; *7* - камера горения; *8* – штуцер горячего дутья; *9* – купол; *10* - коробчатая балка

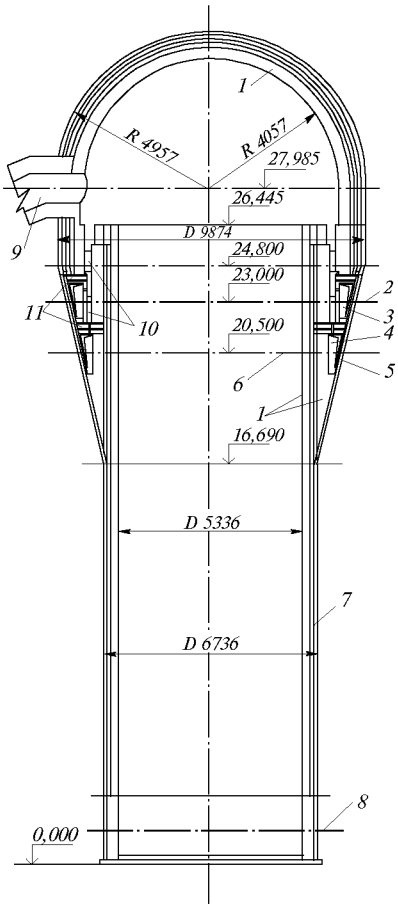


Рис.13.18. Бесшахтный воздухонагреватель

1 – футеровка; *2* – ось газового штуцера; *3* – газовый коллектор; *4* – воздушный коллектор; *5* – асбестовая масса; *6* – ось штуцера воздуха горения; *7* – кожух; *8* – ось дымового клапана; *9* – воздухопровод горячего дутья; *10* – каналы в футеровке; *11* – несущие перемычки

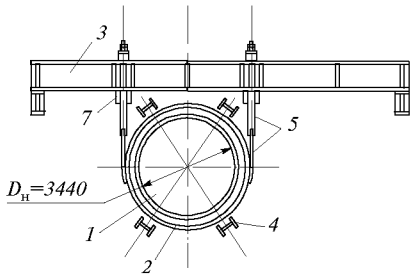
Заслуживает внимания также *бесшахтный воздухонагреватель* (рис.13.18). В отличие от традиционных решений сжигание газа происходит в кольцевом газовом коллекторе с большим числом керамических горелок, расположенных в основании купола. Отвод горячего дутья осуществляется непосредственно из купольного пространства. Такое решение воздухонагревателя снижает капитальные затраты на его сооружение и предназначено обеспечить более надежную работу за счет отсутствия камеры горения. Кожух воздухонагревателя отличается от традиционных решений более сложной конструкцией купольной части. Расширенная купольная часть кожуха обеспечивает независимое от цилиндрических стен футеровки опирание футеровки купола и горелочного устройства. С помощью кольцевого коллектора воздух горения подается равномерно к керамическим горелкам. Над кольцевыми коллекторами, с целью передачи массы огнеупорной кладки на нижележащие конструкции, устанавливаются специальные перемычки. Внутри несущего кожуха предусмотрен внутренний кожух, имеющий целью отделение кольцевой кладки воздухонагревателя от футеровки горелочного устройства. В связи с высокой температурой эксплуатации – до 600°С конструкции коллекторов, перемычек над ними и внутреннего кожуха выполнены из жаропрочной стали 12Х18Н10Т, а конструкция футеровки горелочного устройства должна обеспечивать работу металла в условиях не выше указанной температуры. Опытно-промышленный воздухонагреватель описанной конструкции успешно эксплуатируется с 1979 г. При его проектировании и возведении была достигнута значительная экономия в расходе материалов, трудоемкости возведения и сокращены сроки строительства.

Воздухонагреватели доменных печей работают в циклическом режиме нагрев–дутье, с колебанием внутреннего давления от 0 до 0,4 МПа. Количество циклов за расчетное время эксплуатации достигает $6 \cdot 10^4$ циклов. В связи с этим стальные конструкции кожухов и все узлы должны быть рассчитаны на малоцикловую усталостную прочность.

Газовоздухопроводы. Толщина стенок воздухопроводов горячего и холодного дутья определяется расчетом, остальных назначается конструктивно; монтажные соединения выполняются на полубандажах. Для погашения температурных деформаций их опирание рекомендуется осуществлять подвижным, например, на подвесках. Температурные перемещения в большинстве случаев погашаются самокомпенсацией. В местах больших опорных реакций (при футеровке) устанавливаются

опорные кольца жесткости. Места сопряжения и пересечений трубопроводов следует делать плавными. Для замены оборудования предусматриваются разжимные упоры. Фланцы диаметром более 1000 мм осуществляют литыми.

Схема расположения трубопроводов на большинстве действующих печей приведена на рис.13.15. На новых печах, для устранения температурного смещения кольцевого воздухопровода горячего дутья, на прямых участках воздухопровода устанавливаются компенсаторы с мощными затяжками – их сечение подбирается по условиям малой деформации, а не прочности (рис.13.16). Эти же компенсаторы в сочетании с опорами и подвесками с предварительно обжатыми тарельчатыми пружинами (рис.13.19) уменьшают изгибающие моменты от собственной массы конструкций и их температурного роста в местах примыкания к кожуху.



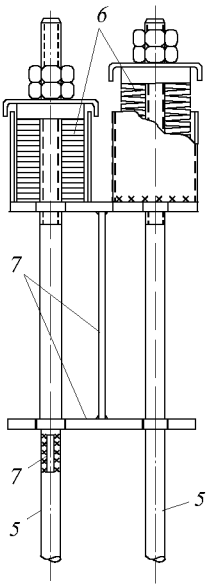


Рис.13.19. Опирание воздухопровода горячего дутья с помощью тарельчатой (пружинной) шайбы

1 - воздухопровод горячего дутья; *2* - кольцевое ребро на воздухопроводе для передачи опорной реакции; *3* - балка для подвески воздухопровода; *4* - затяжки воздухопровода, воспринимающие неуравновешенную (при постановке компенсатора) нагрузку от внутреннего давления; *5* - подвески опоры воздухопровода; *6* - тарельчатые (пружинные) шайбы; условно показаны: слева в предварительно обжатом состоянии (в момент монтажа), справа в положении, когда в результате температурного роста воздухонагревателя воздухопровод под воздействием пружины поднимается; *7* - временные планки, удерживающие тарельчатые шайбы в обжатом состоянии на период монтажа

В настоящее время компенсаторы ставят и на штуцерах горячего дутья, как правило, между кожухом воздухонагревателя и шибером горячего дутья. Компенсаторы рассчитываются как на продольное перемещение, так и на поперечное. Такое решение полностью разгружает и место врезки штуцера в кожух и шибер от дополнительных нагрузок, особенно при температурных перемещениях кожуха воздухонагревателя.

Повышение температуры холодного дутья до 150–200 °С в новых печах привело к установке компенсаторов и в воздухопроводах холодного дутья. Возникающая при этом неуравновешенная нагрузка от внутреннего давления воспринимается затяжками или неподвижными опорами.

Назначением *трубы для постановки печи на тягу* является продувка внутреннего объема печи. Такое решение внедрено только в новых печах и используется при реконструкциях доменных печей, ранее для этой цели использовался ближайший к печи воздухонагреватель. Первые трубы для постановки печи на тягу устанавливались на прямом участке воздухопровода горячего дутья. В последующем для сохранности футеровки воздухопровода трубы стали устанавливать непосредственно на кольцевом воздухопроводе горячего дутья, что существенно усложнило конструкцию, поскольку возникла проблема компенсации горизонтальных деформаций кольцевого воздухопровода.

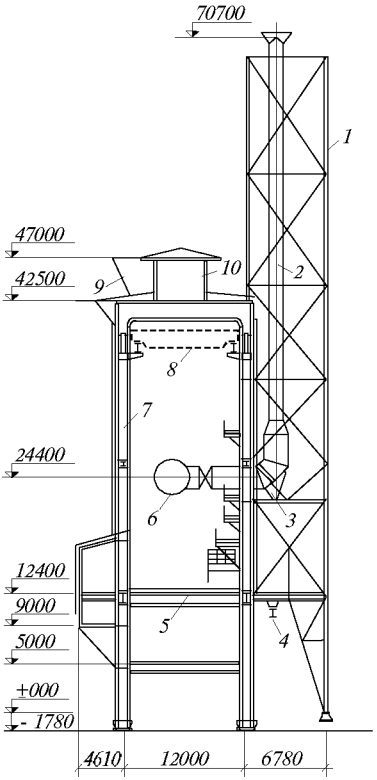


Рис.13.20. Поперечный разрез здания воздухонагревателей и трубопровод для постановки печи на тягу

1 – каркас (башня) для закрепления трубопровода; *2* – трубопровод для постановки печи на тягу; *3* – опора трубопровода; *4* – монорельс; *5* – перекрытие здания; *6* – воздухопровод горячего дутья; *7* – рама здания; *8* – мостовой кран; *9* – аэрационный фонарь; *10* – помещение для аппаратуры испарительного охлаждения

В новых печах эта конструкция представляет собой футерованную самонесущую вытяжную трубу, заключенную в четырехгранный каркас (рис.13.20), который одновременно обеспечивает ее горизонтальное раскрепление и воспринимает нагрузку от собственного веса трубы.

Горизонтальное раскрепление трубы осуществляется при помощи связей, позволяющих обеспечить независимое температурное расширение конструкции.

13.2.3. Пылеуловители с нисходящими газоотводами. В современных печах, как правило, устанавливается один пылеуловитель, так как при работе печи на повышенном давлении вынос пыли из печи уменьшается. В прежних печах обычно имелись два пылеуловителя, в первичном пылеуловителе очистка происходила за счет оседания пыли при уменьшении скорости газа во время прохождения через сосуд, во вторичном – при трении о стенки сосуда. Пылеуловитель представляет собой цилиндрический сосуд с коническими куполом и днищем (рис.13.21), места переходов утолщаются в связи с учетом местных напряжений. Переход сглаживается вставкой в виде усеченного конуса, части тора или сферы. Последнее решение оптимально, так как уменьшает расход стали на 20 – 25 % и упрощает изготовление конструкций. Внутри пылеуловителя устанавливается каркас для крепления кладки из шамотного кирпича или жароупорного бетона, предохраняющих оболочку от истирания и нагрева. Вертикальные элементы каркаса выполняются из двутавров №14, горизонтальные ребра из 8 мм стали. Каркас одновременно обеспечивает устойчивость оболочки при вакууме. В местах наиболее интенсивного истирания и в коническом куполе шамотная футеровка заменяется металлической броней. Нисходящий газопровод в современных печах подводится через центральную трубу, над которой устанавливается отсечный клапан, литой конус которого движется внутри цилиндрического кожуха и в своем нижнем положении ложится на седло, отсекая пылеуловитель от доменной печи. Для управления клапаном и для смены его седла верхняя крышка корпуса клапана делается съемной, а над его корпусом устанавливается специальный копер, состоящий из двух рам, соединенных в перпендикулярных плоскостях связями. Замена отсекающего клапана производится через проемы ниже ригелей этих рам. На верхней площадке копра устанавливается механизм управления клапаном.

На современных доменных печах высоту копра отсекающего клапана увеличивают с тем, чтобы он одновременно служил опорой для монтажной балки. Само опирание выполняется либо скользящим, чтобы не создавать больших горизонтальных

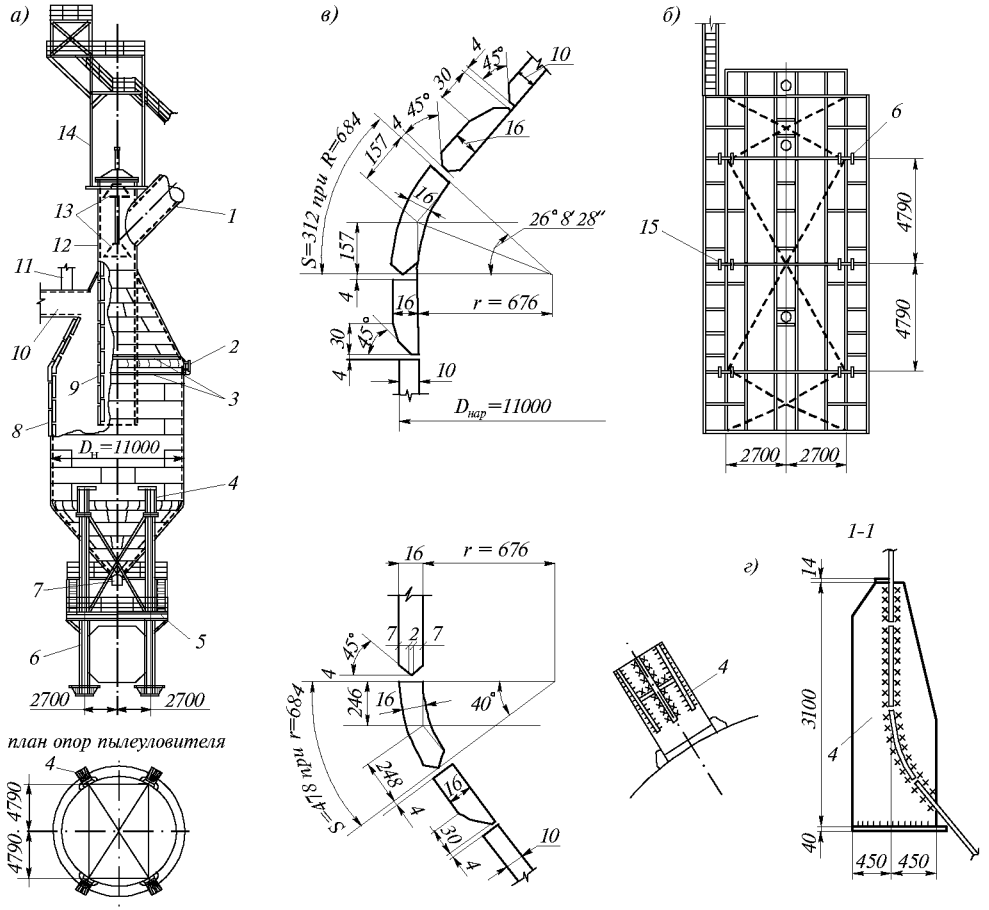


Рис.13.21. Пылеуловитель

а – общий вид; *б* – план рабочей площадки; *в* – узлы сопряжения конусов с цилиндром при сферическом переходе; *г* – узел опирания кожуха пылеуловителя; *1* – газоотвод; *2* – крепление приспособления для оттяжки груза; *3* – кольца для крепления монтажного приспособления; *4* – опорное ребро пылеуловителя; *5* – рабочая площадка; *6* – колонны пылеуловителя; *7* – пылевой затвор; *8* – ребра для крепления футеровки; *9* – центральная труба; *10* – газопровод грязного газа между пылеуловителем и газоочисткой; *11* – свечи для продувки пылеуловителя; *12* – кожух отсекающего клапана; *13* – конус отсекающего клапана (крайнее положение); *14* – копер отсекающего клапана; *15* – дополнительные колонны рабочей площадки пылеуловителя

усилий от перемещения конструкции печи и пылеуловителя, либо жестким. В последнем случае опора выполняется гибкой. В местах закрепления ног копра на кожух предусматриваются два соединенных вертикальными ребрами горизонтальных кольца, служащие для распределения нагрузки на оболочку. На новых печах пылеуловитель иногда используется также для горизонтального закрепления ствола лифта.

Удаление пыли из пылеуловителя производится через отверстие в нижнем конусе, под которым устанавливается оборудование для ее уборки; к конусу примыкает также боковой отвод, под которым установлено резервное дублирующее оборудование.

В местах опирания кожуха на колонны предусмотрены специальные ребра, обеспечивающие передачу и распределение сосредоточенной нагрузки на оболочку кожуха; высота ребра не должна быть менее 0,15 диаметра сосуда. Опоры под пы-

леуловители представляют собой каркас из четырех колонн двутаврового сечения, соединенных связями. Закрепленная к ним рабочая площадка пылеуловителя играет роль жесткой горизонтальной диафрагмы. На этой площадке устанавливается оборудование для удаления пыли из сосуда. Схема и конструкция связей опоры решается с учетом проходящих под площадкой подъездных путей и расположения оборудования на площадке, а также обеспечения необходимой податливости опоры для погашения температурного расширения системы газоотводов. Для обеспечения железнодорожных габаритов башмаки колонн обычно заглубляются в землю и заливаются бетоном, а связи, в целях защиты от коррозии примыкают к колоннам выше уровня земли. Жесткость рабочей площадки обеспечивается сплошным листовым 10 мм настилом или постановкой связей.

На рис.13.13*б* показано обычное решение газоотводов. Температурный распор таких газоотводов погашается их податливостью, а также деформативностью опор пылеуловителей.

В целях предохранения от истирания и теплоизоляции газоотводы на прямых участках футеруются шамотным кирпичом, а в местах перегибов литыми плитами. Для крепления кирпича предусмотрены кольцевые ребра из 10 мм стали, одновременно ужесточающие трубопровод.

13.2.4. Подъемники материалов на колошник. На большинстве действующих доменных печей используются наклонные скиповые подъемники; на новых печах большого объема, в связи с возросшим расходом шихты, проектируют транспортерные галереи.

Скиповый подъемник (наклонный мост) может быть закрытым и открытым. Подъемник закрытого типа выполняется по схеме однопролетной балки с консолью, имеющей неподвижную опору на стенке скиповой ямы, а подвижную – на плоском пилоне. Пилон опирается либо непосредственно на фундамент, либо на конструкции здания доменной печи. Главные фермы выполнялись негабаритными, и их высота определялась требованием общей жесткости конструкции, а также необходимостью установки в уровне верхних поясов системы горизонтальных связей, под которыми размещались скипы и скиповые тросы. Конструкция такого моста приведена на рис.13.22. Его горизонтальная жесткость обеспечивается фермой, расположенной в уровне проезжей части; стойками этой фермы служат поперечные балки проезжей части. Горизонтальные силы, возникающие на уровне верхнего пояса, передаются на ферму при помощи вертикальных рам, образуемых поперечными балками проезжей части, стойками главных ферм и распорками связей, расположенных в уровне верхних поясов. Эти связи обеспечивают равномерное распределение горизонтальных сил между поперечными рамами моста, а также устойчивость верхних поясов главных ферм из плоскости.

Габариты подъемника по ширине определяются: изнутри – размерами скипов, снаружи – расположением подъемника между ногами задней рамы колошникового копра. Проектный зазор между габаритами скипа и элементами наклонного моста должен быть не менее: сбоку скипа 150 мм (кроме опрокидывающего устройства, в котором допускается его уменьшение до 50 мм) и сверху 250 мм. Увеличение зазора сверху диктуется возможностью обмерзания скипа в зимнее время. Зазор между наружными габаритами ферм моста и гранями ног копра, исходя из возможной неточности изготовления и монтажа конструкций, не должен быть менее 75 мм.

По нижним поясам главных ферм, в уровне проезжей части устраивается сплошной листовой настил, защищающий от выпадающих из скипа материалов. Перед скиповой ямой настил прерывается, с тем чтобы в нее не попадали эти материалы и атмосферные осадки. Для обеспечения безопасности людей в этих местах предусматриваются небольшие бункера, служащие для сбора упомянутых частиц.

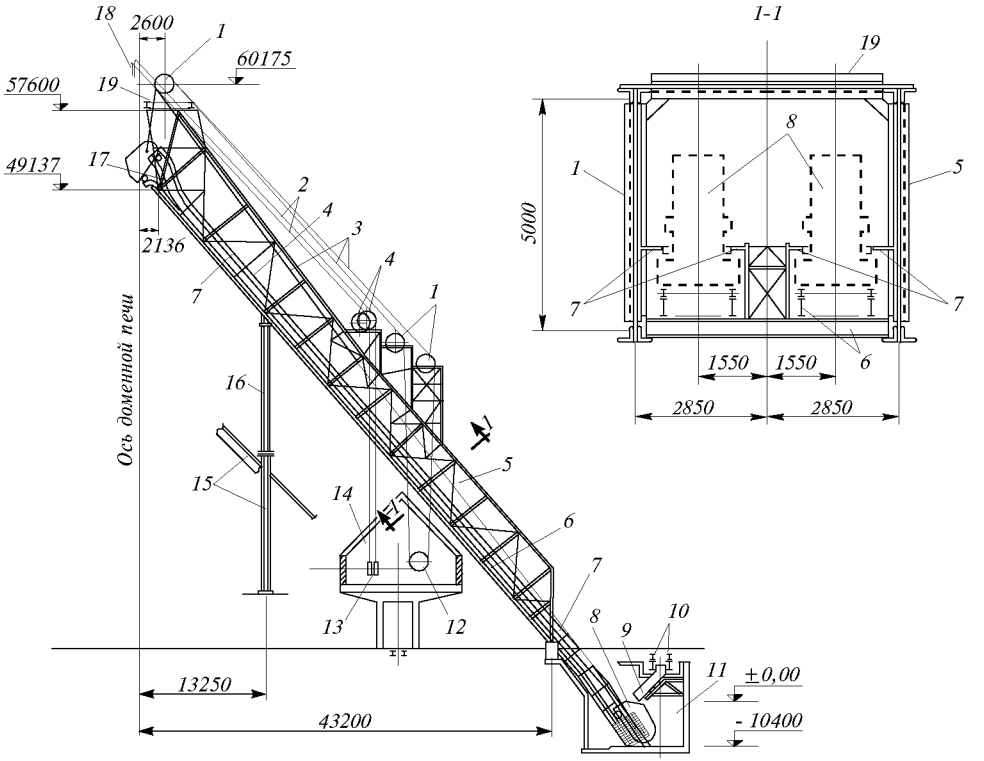


Рис.13.22. Колошниковый подъемник (наклонный мост закрытого сечения консольный) *1* – скиповые шкивы; *2* – конусные тросы; *3* – скиповые тросы; *4* – конусные шкивы; *5* – главные фермы; *6* – проезжая часть; *7* – направляющие колес скипа; *8* – скип; *9* – рудный желоб; *10* – путь вагон весов для загрузки скипа; *11* – скиповая яма; *12* – скиповая лебедка; *13* – конусная лебедка; *14* – здание колошникового подъемника (машинное здание); *15* – конструкция здания печи; *16* – пилон; *17* – опрокидывающее устройство; *18* – рычаги балансиров (расположены на копре); *19* – ветровая ферма

Сплошной листовой настил соединяется с продольными и поперечными балками проезжей части так, что эти элементы совместно представляют собой укрупненные отправочные марки.

Во избежание схода скипов вдоль всего моста устанавливаются направляющие с обеих сторон, препятствующие отрыву его скатов от рельсов. Для прохода по мосту к настилу проезжей части между рельсами по всей длине привариваются ступени иногда в виде скоб. В верхней части подъемника устраивается опрокидывающее устройство, служащее для высыпания материалов из скипа. Это достигается подъемом задней части скипа по специальным направляющим, на которые попадают задние скаты, в то время как передние проходят мимо них.

На главных фермах расположены опорные конструкции скиповых и конусных шкивов в виде специальных подшкивных площадок.

Значительное влияние на конструкции моста оказывает расположение скиповых и конусных тросов. Зачастую оно и определяет типовой размер панелей главных ферм. При этом, учитывая вибрации троса, необходимо, чтобы зазоры в свету между осью одной из ветвей троса (для гарантии прочности устанавливаются две параллельные нитки) и гранью конструкции были равны: при угле наклона троса к горизонту от 20 до 60° снизу троса 250 мм, сбоку и сверху троса 150 мм, при угле наклона 90° – 150 мм, при промежуточных значениях величина зазора определяется по интерполяции. Зазор подсчитывается с учетом прогиба троса.

Конструкция моста должна предусматривать возможность смены скипов для ремонта. С этой целью отдельный участок связей, идущих в уровне верхнего пояса, заменяется рамными узлами. Замена скипов ранее осуществлялась с помощью консоли портального крана рудного двора, однако после увеличения объема доменных печей, с соответствующим утяжелением скипов, мощность механизмов такого крана оказывается недостаточной. Кроме того, на некоторых заводах в связи с использованием транспортерной подачи материалов к бункерной эстакаде рудный кран отсутствует. Смена скипов на таких печах выполняется с помощью специальных эстакад.

С обеих сторон наклонного моста устраиваются переходные лестницы, обеспечивающие доступ к подшкивным площадкам. Эти лестницы должны иметь выход на колошниковую площадку, бункерную эстакаду и здание колошникового подъемника, их конструкция аналогична площадкам и лестницам печи.

В плоскости главных ферм моста по требованию техники безопасности на высоту скипа ранее закреплялась сетка, а позже сплошной стальной лист, предохраняющие от выпадающих из скипа материалов.

Подъемник открытого сечения (рис.13.23) состоит из габаритных ферм или главных сплошностенчатых балок. Применение таких мостов, обеспечивающих перенос большей части работ на завод-изготовитель и упростивших монтаж конструкций, стало возможным после изменения планировки цеха, позволившей установить две опоры вместо одной – одну на колошник, другую смещенную в сторону скиповой ямы.

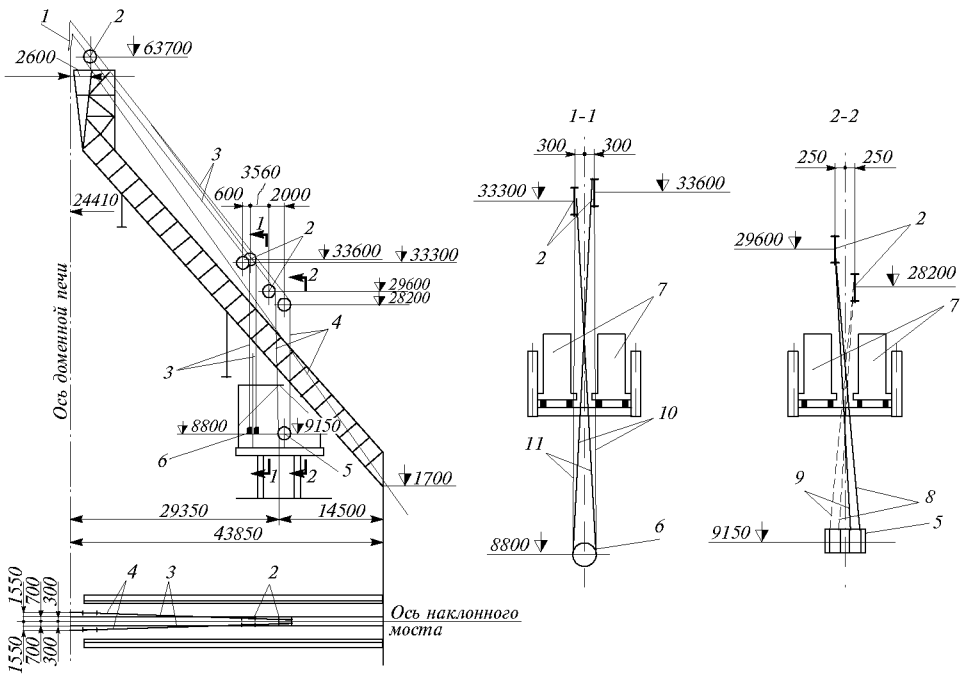


Рис.13.23. Подъемник открытого сечения и расположение скиповых и конусных тросов

1 – рычаги балансиров; *2* – ручьевые шкивы; *3* – конусные тросы; *4* – скиповые тросы; *5* – барабан скиповой лебедки; *6* – рычаги конусной лебедки; *7* – габариты скипов; *8* – крайние положения правого скипового троса; *9* – то же, левого; *10* – крайние положения тросов большого конуса; *11* – то же, малого конуса

Во избежание возникновения дополнительных напряжений от разной осадки фундаментов или температурной деформации опор конструкция была принята статически определимой, для чего над первым пилоном (считая от скиповой ямы) в месте стыка нижних поясов ферм предусматривался шарнир, а стык их верхних поясов решался скользящим.

Поперечная устойчивость верхних поясов моста обеспечивается жесткими полурамами, состоящими из поперечных балок проезжей части и стоек главных ферм. В местах приложения сосредоточенных нагрузок рамы соответственно усилены. Горизонтальная жесткость, как и для мостов закрытого сечения, обеспечивается ветровой фермой, идущей в уровне проезжей части моста. Проезжая часть, опрокидывающее устройство, подшкивные площадки и т.п. решаются идентично ранее описанному решению.

Смена скипов производится с помощью кран балки, двигающейся по расположенным поперек оси моста подкрановым балкам. Эти балки закреплены к пространственной опоре, устанавливаемой на верхних поясах главных ферм моста.

Для первых доменных печей большого объема, в связи с недостаточной мощностью загрузочного оборудования, было использовано решение с двумя сходящимися под углом мостами, каждый с отдельным скипом. При этом оголовки мостов располагали возможно близко, и для обеспечения их горизонтальной жесткости они были связаны распорками, позволяющими учитывать их суммарную жесткость на воздействие разности возникающих горизонтальных усилий от тросов при подъеме груженого и спуске порожнего скипов.

Транспортерная галерея. Возросшие объемы и производительность печей привели к необходимости перехода к более производительному решению загрузки печей – транспортерной галереи в виде трубы (рис.13.24). В верхней части трубы располагается транспортер, а нижняя используется как трасса вентиляции. Галерея опирается на несколько подвижных и одну неподвижную опору. Температурное перемещение оголовка эстакады учтено при проектировании приемного устройства засыпного аппарата печи. Такая схема исключает температурные напряжения в несущих конструкциях. Для предотвращения смерзания транспортируемых материалов галерея выполняется утепленной. На конце галереи у печи предусмотрено устройство натяжной станции с подсобным оборудованием.

Негабаритная конструкция галереи возводится с использованием предварительного рулонирования оболочки. Подвижные опоры галереи решены в виде высоких плоских качающихся пилонов. В местах опирания галереи предусмотрены жесткие кольца, одновременно обеспечивающие устойчивость оболочки. Этой же цели служат и установленные в пролете промежуточные кольца.

13.2.5. Лифты. В большинстве действующих печей эксплуатируются стержневые лифты, в новых – трубчатые.

Стержневые лифты в виде габаритной шахты объединены с лестничной клеткой в общий каркас (рис.13.25) и имеют выходы на площадки печи и воздухонагревателей. Над шахтой лифта размещается утепленное машинное отделение, а на уровне земли к шахте подходит монорельс для подачи грузов. Каркас имеет вертикальную опору на фундамент и две или более горизонтальные опоры. На старых печах, при небольшом возвышении лифта над ближайшим воздухонагревателем, его горизонтальная опора устраивалась на уровне купола последнего, при горизонтальном превышении – на вершине башни или треноги, устанавливаемой на воздухонагревателе. При этом в плоскости большей гибкости лифта делались две горизонтальных опоры, защемляющих его консоль. Конструкция опор должна обеспечивать возможность независимого температурного перемещения лифта относительно воздухонагревателя. Сторона каркаса лифта, обращенная к доменной печи, и

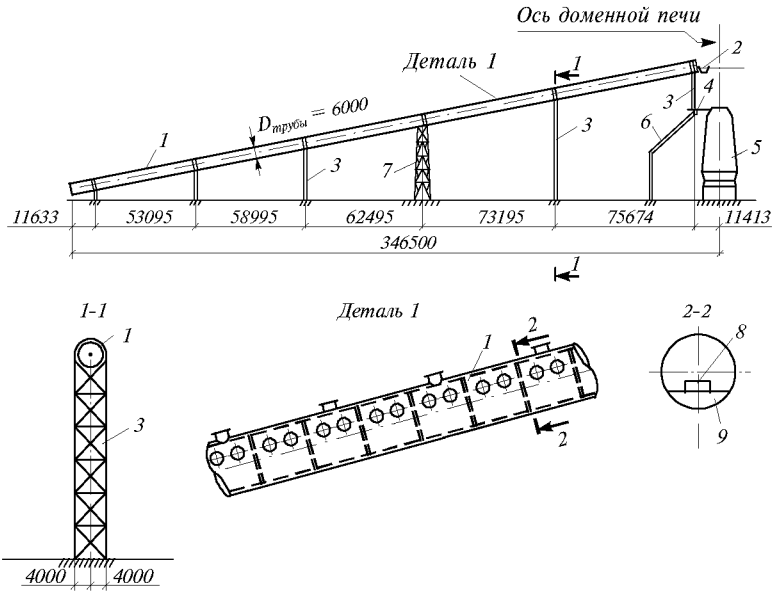


Рис.13.24. Транспортерная галерея

1 – трубчатая галерея; *2* – площадка головного барабана; *3* – качающаяся опора; *4* – колошниковая площадка; *5* – доменная печь; *6* – рамы литейного двора; *7* – неподвижная опора; *8* – транспортер; *9* – отсек, используемый для вентиляции

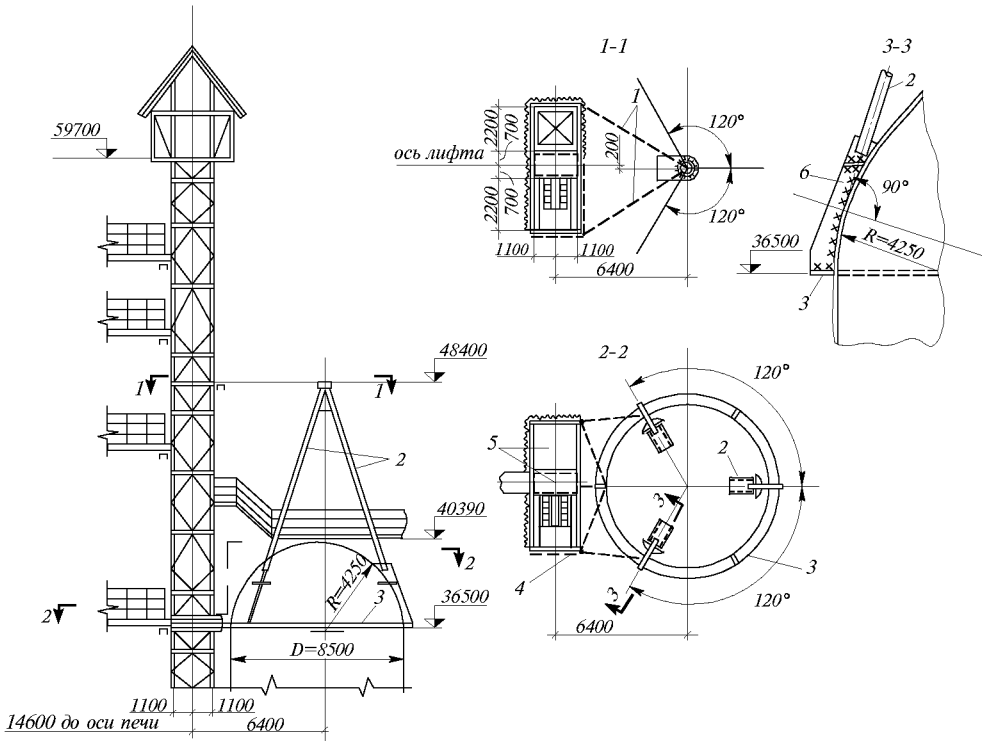


Рис.13.25. Тренога для опирания лифта на воздухонагреватель

1 – горизонтальные связи; *2* – тренога из труб; *3* – кольцо на воздухонагревателе; *4* – точеный стержень для обеспечения независимого температурного перемещения конструкций; *5* – жесткая диафрагма; *6* – ребро для передачи нагрузки на оболочку

другие стены шахты лифта обшиваются волнистой сталью, а остальной периметр – стальной сеткой. Настил лестниц и площадок делается решетчатыми из полос. Направляющие лифта изготавливаются и монтируются с повышенной точностью, обеспечивающей беспрепятственное движение его кабины.

Трубчатая система лифта с опиранием на пылеуловитель представлена на рис.13.26. Она осуществлена по схеме габаритного круглого стержня с кабиной лифта, расположенной внутри оболочки, и лестницами в виде габаритной пространственной шахты, устанавливаемой вплотную к цилиндрическому стержню лифта. Такое решение стало возможным благодаря установке лифта вне газоопасной зоны доменной печи.

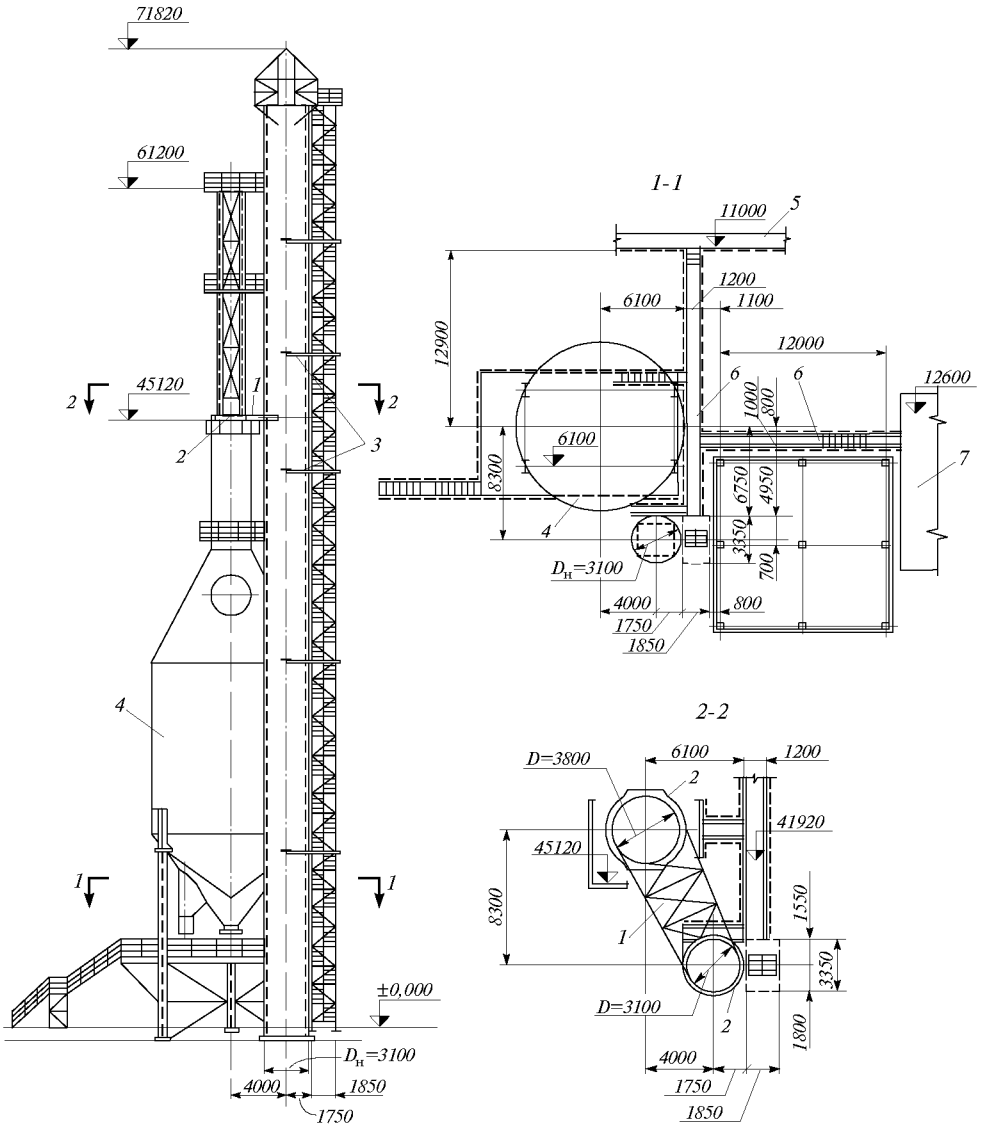


Рис.13.26. Лифт в виде круглой трубы

1 – горизонтальная опора лифта; *2* – кольца жесткости; *3* – выходы на лестничную шахту лифта; *4* – пылеуловитель; *5* – здание доменной печи; *6* – переходные площадки; *7* – здание воздухонагревателей

Для прохода внутрь оболочки предусмотрены вырезы, окаймленные по периметру местными усилениями. Имеются также отверстия, обеспечивающие необходимую аэрацию сооружения. Сверху шахты устанавливается утепленное машинное помещение. Переходные площадки с лифта создают возможность перехода на конструкции доменной печи, здание печи и купольные площадки воздухонагревателя, а его лестницы дают возможность отказаться от устройства лестниц пылеуловителя. Разбивка остановок лифта и конструкций лифта между ними делается с учетом максимальной унификации последних, что достигается использованием уклона достаточно длинных переходных площадок.

Опирание лифта на пылеуловитель решено с помощью горизонтальных связей, закрепленных к кольцам усиления оболочек пылеуловителя и лифта. Эти связи закрепляются так, что обеспечивают свободу независимого вертикального перемещения конструкций. Сечение связей устанавливается с учетом их работы на изгиб от собственного веса. В связи с увеличенной жесткостью оболочки лифта оказалось возможным ограничиться одной горизонтальной опорой вместо двух.

Лифт сблокированный с трубой на тягу. На некоторых доменных печах большого объема применена оригинальная конструкция из трех связанных между собой кольцевых оболочек, в одной из которых размещен сам лифт, в другой – кабельные трассы, а третья использована для закрепления в ней трубы для постановки печи на тягу. Последняя крепится к наружной несущей оболочке так, чтобы была обеспечена ее независимая температурная деформация при нагреве от проходящего через нее горячего воздуха. Три указанные оболочки располагаются по равностороннему треугольнику. Такой треугольник рассчитывается как единая система (защемленный в фундаменте стержень), в которой поперечные силы от горизонтальной нагрузки воспринимаются системой в виде жестких распорок и местных связей. Таким образом, отпадает необходимость горизонтального закрепления оболочек на соседние сооружения, как было в предыдущих конструкциях. Оболочка лифта габаритная диаметром 3250 мм, оболочки кабельной шахты и трубы на тягу имеют внизу диаметр 3800 мм, а затем, по мере сокращения числа кабельных проводок и уменьшения диаметра самой трубы на тягу, также переходят на диаметр 3250 мм. Все оболочки ужесточены кольцевыми ребрами, которые одновременно используются для крепления примыкающих переходных площадок и кабельных мостиков. Толщина оболочек колеблется в пределах 10–14 мм.

Двухъярусные лифты. В связи с увеличением высот доменных печей и тем, что существующее оборудование лифтов определяет максимальную высоту его шахты 60,0 метрами, применяются два последовательно действующих лифта: первый – до уровня колошниковой площадки, второй, также трубчатого сечения, установлен на колошниковой площадке и предназначен для обслуживания площадок колошника. Он имеет две горизонтальные опоры на газоотводы печи. В местах примыкания этих опор на стволе лифта и на газоотводах предусмотрены кольцевые ребра жесткости.

13.2.6. Газоочистка. Газоочистки предназначены для очистки доменного колошникового газа от пыли с целью возможности его использования в качестве энергоносителя. Располагаются сооружения газоочистки после пылеуловителя и соединяются с ним специальным газопроводом.

Компоновка газоочистки зависит от принятой технологической схемы очистки газа и количества ступеней очистки. Основным аппаратом газоочистки служит скруббер, обеспечивающий грубую очистку газа от пыли до ее содержания 0,6–1,8 г/нм^3.

Корпус скруббера (рис.13.27) выполняется в виде цилиндрической оболочки диаметром 8–9 м с коническими днищем и куполом. Для скрубберов больших геометрических размеров возможно устройство сферических куполов и сферических переходов цилиндрической части в коническое днище или переходных узлов другой геометрической формы.

Вокруг скруббера устраиваются кольцевые площадки для обслуживания кольцевых трубопроводов орошения. Корпус скруббера в большинстве случаев выполняется из малоуглеродистой стали толщиной 12–16 мм. В зонах перехода цилиндрической части в конические толщина листов увеличивается до 20–25 мм. В последнее время, учитывая значительную химическую агрессивность подаваемой в скруббер воды, находит применение для их корпусов нержавеющая сталь, например, марки 08Х13 и т.п. Корпус скруббера опирается на постамент из стальных или железобетонных колонн с помощью опорных узлов в виде системы вертикальных ребер.

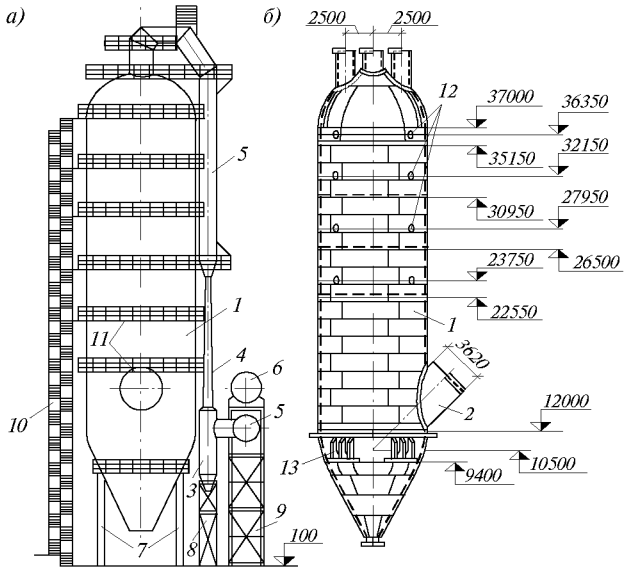


Рис.13.27. Корпус скруббера

а – общий вид; *б* – кожух; *1* – скруббер; *2* – газопровод грязного газа; *3* – водоотделитель; *4* – труба Вентури; *5* – газопровод получистого газа; *6* – газопровод чистого газа; *7* – опоры скруббера; *8* – опоры водоотделителя; *9* – опоры газопровода; *10* – лестничная клетка; *11* – кольцевые площадки; *12* – люки; *13* – опорные ребра кожуха скруббера

Для обеспечения следующей ступени очистки устанавливаются *электрофильтры*, конструктивные решения которых аналогичны решениям скрубберов. В верхней части электрофильтра устраивается балочная клетка для подвески к ней труб осадительных электродов. При проектировании необходимо обеспечить достаточную жесткость балок, т.к. при их прогибах весьма длинные трубы осадительных электродов соприкасаются между собой и с корпусом.

Кроме того, горизонтальность балок обеспечивает наличие над ними равномерного слоя воды. В последнее время получили распространения газоочистки в которых устанавливаются трубы «Вентури», водоотделители и каплеуловители.

Трубы «Вентури», как правило, поставляются в качестве технологического оборудования и обеспечивают коагуляцию частиц пыли в газе, очистку от крупных и средних частиц газа, проходящего через мощную водяную завесу.

Водоотделители и каплеуловители выполняются в виде цилиндрических сосудов диаметром 4–4,5 м с коническим куполом и днищем, обычно значительной высоты – до 25–28 м.

При проектировании их особого внимания требует обеспечение прочности касательного подвода, выполняемого обычно в виде листовой прямоугольной оболочки с ребрами из поперечных рам. Кроме того, большая высота сосудов и возможная их вибрация во время эксплуатации требует обеспечения их жесткости в горизонтальном направлении.

Для снижения давления газа после его очистки устанавливается дроссельная группа. При прохождении через нее газа возникают значительные неуравновешенные силы и вибрационные воздействия. С целью исключения передачи их на остальные конструкции газоочистки под дроссельную группу необходимо устанавливать опору повышенной жесткости – железобетонную или металлическую с обетонированием колонн.

Газопроводы газоочистки проектируются в соответствии с рекомендациями главы 17.

13.3. Материалы конструкций

В таблицах 13.1 и 13.2 приводятся рекомендации по конкретному применению различных марок стали для сооружений и узлов доменного комплекса, учитывающие специфичность их решений и условий производства.

Таблица 13.1

№№ пп	Вид конструкций	Марка стали
1.	Кожух доменных печей малого и среднего объема (до 3000 м^3)	С 345-3 по ГОСТ 27772-88* (рекомендуется сталь 09Г2С-12 по ГОСТ 19281-89*)
2.	То же, для больших объемов	сталь 16Г2АФ-Ш – электрошлакового переплава по ТУ-14-1-1779-76 или сталь 06Г2МФБ по ТУ 14-1-4010-85
3.	Кожухи воздухонагревателей и воздухопроводов горячего и холодного дутья	С 345-4 по ГОСТ 27772-88* (рекомендуется сталь 09Г2С-15 ГОСТ 19281-89*

Применение сталей других марок возможно только в случае соответствия их свойств требованиям эксплуатации сооружений (температура, уровень напряжений, цикличность и т.п.) и при условии согласования проектной организацией.

Марки стали для других конструкций определяются согласно СНиП II-23-81* и выпущенных в 1983 г. ЦНИИпроектстальконструкцией «Рекомендаций по применению стали для стальных конструкций зданий и сооружений». При этом конструкции относятся к следующим группам:

Таблица 13.2

Тип конструкций	Наименование конструкций	Группы конструкций
1	2	3
Листовые конструкции	Кожухи пылеуловителя, газопровод грязного газа, опорные узлы, ребра жесткости, разъединительные стенки и патрубки сосудов; Прочие газовоздухопроводы, работающие с внутренним давлением 0,07 МПа и более (кроме указанных выше)	1
	Трубы взятия печи на тягу, цилиндрический ствол лифта, газовоздухопроводы с внутренним давлением от 0,02 до 0,07 МПа (кроме указанных выше в группе 1), бункера	2
	Газопроводы, работающие с внутренним давлением до 0,02 МПа и воздухопроводы, работающие с внутренним давлением от 0,01 до 0,02 МПа	3
	Воздухопроводы, работающие с внутренним давлением до 0,01 МПа	4

Продолжение табл. 13.2

1	2	3
Стержневые конструкции	Балки наклонного моста: главные подрельсовые, поперечные, балки рабочих площадок под подвижной жел.дор. состав, опорные пилоны наклонного моста, подбалансирные балки, рамы колошникового устройства печи, монтажная балка с опорой, главные балки колошниковой площадки, конвейерная галерея шихтоподачи с опорами, балки под грохоты бункерной эстакады, балки для подвески воздухопровода горячего дутья;	1
То же	Решетчатый ствол лифта, опора трубы взятия печи на тягу, приемная воронка колошника, копер пылеуловителя, несущие конструкции подбункерного помещения, рамы литейного двора, здания воздухонагревателей и колошникового подъемника, колонны печи, опоры пылеуловителя	2

13.4. Расчет конструкций комплекса доменных печей

13.4.1. Основные положения. Расчет конструкций комплекса доменных печей производится согласно действующему СНиП с учетом приведенных ниже специфических условий эксплуатации, в первую очередь специальных нагрузок и воздействий, а также оригинальных расчетно-теоретических исследований, касающихся отдельных методов определения напряженно-деформированного состояния, в частности, оболочечных конструкций.

Учитывая специфичность ряда нагрузок и воздействий комплексов, приводится их классификация согласно СНиП «Нагрузки и воздействия».

К временным длительным относятся: масса стационарного оборудования (включая обычные динамические воздействия и торможение), массы обычных при эксплуатации осадков и отложений (пыль, конденсат и т.д.), давление обычной интенсивности газов, жидкостей и сыпучих материалов, влияние эксплуатационной температуры при нормальной работе сооружения с учетом температуры замыкания конструкций при монтаже.

К кратковременным относятся нерегулярно возникающие временные нагрузки: повышенное воздействие временных нагрузок на рабочих площадках при ремонтах, возможное кратковременное увеличение динамических нагрузок, возникающих при нормальной работе оборудования, динамические нагрузки, возникающие при пуске оборудования с длительным циклом действия, отклонения в давлениях сыпучих материалов, жидкостей, газов и т.д., временные нагрузки, возникающие при строительстве или ремонте сооружений и при их испытании, нерегулярные отклонения эксплуатационной температуры.

К особым относятся: нерегулярно возникающие нагрузки, имеющие аварийный характер или возникающие при нарушении режимов работы (застревание и обрыв скипов, аварийное динамическое воздействие конусов и балансиров и другие аварии оборудования), временные случайные нагрузки, возникающие при монтаже, давление сыпучих материалов, жидкостей и газов, возникающее при нарушении нормального режима эксплуатации (прекращение удаления пыли из пылеуловителей, значительное отложение конденсата в газопроводах, засорение водоотводчиков, обвалы, взрывы), температурные нагрузки, возникающие в результате разрушения футеровки, холодильников и т.д., сейсмические нагрузки.

При определении расчетных напряжений следует учитывать одновременно воздействие только одной особой нагрузки. В остальном при определении нагрузок и их сочетаний следует руководствоваться положениями СНиП «Нагрузки и воздействия».

При расчете воздухонагревателей и других сооружений, подверженных переменному воздействию внутреннего давления, следует учитывать продолжительность эксплуатации сооружений и количество циклов согласно заданию технологической организации за период эксплуатации.

13.4.2. Нагрузки и воздействия. Ниже приводятся данные по отдельным видам нагрузок, которые принимаются при проектировании в случае отсутствия специальных указаний от технологических организаций.

- Нормативные нагрузки для газовоздухопроводов.

В газопроводах грязного газа нагрузка от отложений пыли внутри трубопроводов (условно включая массу наружного обледенения) в пределах углов наклона трубопровода к горизонту от 0° до 20° принимается по табл.13.3, а при угле наклона 40° и более – в размере 10 % от максимальной нагрузки. Величина нагрузки при промежуточных значениях угла наклона принимается по интерполяции. В случае возможности отложения цинкита величина нагрузки принимается по соответствующему заданию.

Таблица 13.3

Наименование конструкций	Заполнение (кратковременная нагрузка) в % от площади поперечного сечения газопровода	Примечание
Горизонтальный газопровод грязного газа (одна труба)	40	При расчете собственно трубы и опор под нее
Две и более труб:		
для большой трубы	40	При расчете общих опор
для остальных труб	24	

Для газопроводов получистого газа нагрузка от всех отложений принимается в половинном размере сравнительно с нагрузками для соответствующих газопроводов грязного газа, но с тем, чтобы эта нагрузка была бы не менее, чем для газопроводов чистого газа соответствующего диаметра по табл.13.4.

В газопроводах чистого газа нагрузка от отложений конденсата внутри труб (условно включая и массу наружного обледенения) в пределах углов наклона трубопровода к горизонту от 0° до 10° принимается максимальной по табл.13.4, а при угле наклона 40° и более – в размере 10 % от максимальной. При промежуточных значениях угла наклона нагрузка исчисляется по интерполяции.

При этом для отдельных приподнятых участков газопровода, из которых обеспечено стекание конденсата, нагрузку можно принимать в половинном размере, а для отдельных пониженных участков, в которые возможен сток, нагрузка увеличивается на 40 %.

Величины нагрузок в табл.13.4 приведены для случая, когда расстояние от точки, соответствующей верхнему уровню трубы, до ближайшего водоотвода не превышает 100 м и при уклоне газопровода не $< 0{,}005$.

Нагрузка от наружного обледенения для воздухопроводов горячего и холодного дутья не учитывается; для вентиляционного воздухопровода ее величина принимается по рис.13.28 (кратковременная).

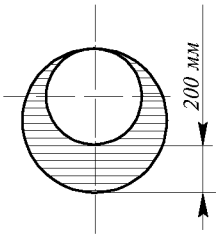


Рис.13.28. Нагрузка на трубопроводы от обледенения

Таблица 13.4

Горизонтальный газопровод чистого газа (диаметр труб в мм)	Заполнение (кратковременная нагрузка) в % от площади поперечного сечения газопровода	Примечание	Горизонтальный газопровод чистого газа (диаметр труб в мм)	Заполнение (кратковременная нагрузка) в % от площади поперечного сечения газопровода	Примечание
500 и менее	70	При расчете собственно трубы и опор под нее	2200	15,5	При расчете собственно трубы и опор под нее
600	62		2400	14	
700	55		2600	12,5	
800	46		2800	12	
900	40		3000	11	
1000	35		3200	10,5	
1100	31		3500	10	
1200	28		Две и более труб	Для бóльшей трубы заполнение принимается по соответствующему пункту таблицы, для остальных – в половинном размере	При расчете общих опор
1300	25				
1400	23				
1500	21				
1600	20				
1800	18				
2000	17				

Примечание. В случае укладки на одних опорах нескольких трубопроводов различного назначения суммарная нагрузка на опоры от них принимается: для более тяжелой – максимальная; для остальных – минимальная.

• Нормативная плотность материалов футеровки и заполнений принимаются по табл.13.5.

Таблица 13.5

Материалы	Нормативная плотность материала в кг/м^3
1	2
Асбестовый картон	800 – 1200
Асбест распушеный	340
Асбестовермикулит	300
Бетон огнеупорный	1600 – 1900
Динас	1950
Динасовый легковес	1200
Кирпич огнеупорный в кладке	
шамотный класса А	2100
шамотный класса В	1900
шамот-легковес	800 – 1100
муллитовый МКО-72	2500
ВГО-50 и 62	2400
трепельный	600 – 700
магнезитовый	2500 – 2900
доломитовый	2600 – 2700

1	2
Каолиновый легковес	1300
Каолин	2300
Керамзит	500 – 900
Керамзитобетон	800 – 1400
Каолиновые маты	150 – 300
Кокс	500
Коксовая мелочь	700
Пыль колошниковая	2000
Руда железная	
сырая	2500 – 3500
агломерат	1600
Трепельная засыпка	500
Торкрет-масса	1600 – 1700
Чугун жидкий	7200
в чушках	6000
Шамот молотый	1600
Шихта в доменной печи	1100
Шлак доменный жидкий	1800 – 2000
Шлак доменный насыпью	1600
Муллито-кремнеземистые плиты МКРП 340	340
Скопления конденсата в газопроводах	1000
Наледь на газопроводы	900

- Нормативные нагрузки на площадки и лестницы по табл.13.6.

Таблица 13.6. Нормативные нагрузки на площадки и лестницы (вне мест непосредственного расположения оборудования)

№№ пп	Конструкции	Нормативные нагрузки, кН/м^2 для расчетных сечений	
		временная длительная	кратковременная
1.	Рабочие площадки доменных печей и литейных дворов; площадка в уровне подошвы воздухонагревателей	10	30
2.	Рабочие площадки (чистый пол зданий: колошникового подъемника, воздухонагревателей, пылеуловителей; рабочая площадка самого пылеуловителя; колошниковая площадка; площадка балансиров и площадки воздухонагревателей, на которых возможно складирование кирпича при ремонтах	4	10
3.	Переходные площадки и лестницы	2	3
4.	Площадки обслуживания оборудования и пешеходные мостики	3	4

- Нормативное внутреннее избыточное давление принимается по заданию на проектирование, причем для доменной печи давление между фурмами и колошником принимается меняющимся по прямолинейному закону.

Расчетные давления: при испытании на плотность принимаются равными нормативному, кроме доменной печи и газопровода грязного газа от печи до пылеуловителя, для которых величина давления устанавливается особо в зависимости от их конструкции; при испытании на прочность – по табл.13.7.

Таблица 13.7. Расчетные внутренние избыточные давления при испытании на прочность

№№ пп	Конструкции	Расчетные внутренние давления при испытании (кратковременная)
1.	Воздухопровод холодного дутья в пределах доменного цеха; воздухонагреватели; воздухопровод горячего дутья	$1{,}25P_1$
2.	Пылеуловитель, газопровод грязного газа за пылеуловителем, скрубберы, газопровод получистого или чистого газа, электрофильтры	$1{,}25P_2$
3.	Газопровод чистого газа	$1{,}25P_3$
4.	Общезаводской коллектор чистого газа	$1{,}5P_4$
5.	Газопровод чистого газа от дроссельного клапана на отводе к воздухонагревателям до горелок	$1{,}25P_4$

Примечания: 1. Нормативное избыточное давление принимается: P_1 – в воздушном тракте; P_2 – под колошником; P_3 – перед листовой задвижкой; P_4 – в межцеховых газопроводах. 2. Доменная печь и газопровод грязного газа от печи до пылеуловителя на прочность внутренним давлением не испытываются; оно заменяется физическим контролем качества швов, просвечиванием, ультразвуковым методом и т.д.

• Нормативные нагрузки от отложения пыли – по табл.13.8 и 13.9, при этом нагрузка от пыли на наружной поверхности трубопроводов, расположенных в радиусе 100 м вокруг доменной печи, исчисляется, исходя из угла естественного откоса пыли, равного 35°, но не более 500 Н/м^2 (средняя) и только как кратковременная или особая. Для наклонных (более 25°) поверхностей нагрузка принимается по интерполяции, считая, что при угле наклона 45° к горизонту нагрузка от пыли равна нулю.

Таблица 13.8. Нормативные нагрузки от отложений пыли на внешние сплошные покрытия (при углах наклона к горизонту от 0 до 25°)

№№ пп	Конструкции	Нормативные нагрузки, Н/м^2 для расчетных сочетаний	
		временная длительная	кратковременная
1.	Колошниковая площадка	не учитывается	500
2.	Прочие площадки колошника	не учитывается	200
3.	Все покрытия и площадки в радиусе 100 м от доменной печи	не учитывается	50

Таблица 13.9. Нормативные нагрузки от отложений пыли в пылеуловителях

№№ пп	Конструкции	Нормативные нагрузки в % заполнения пылью объема, показанного на рис.13.29 для расчетных сочетаний		
		временная длительная	кратковременная	особая
1.	Первичный пылеуловитель	50	75	100
2.	Вторичный пылеуловитель	25	38	50

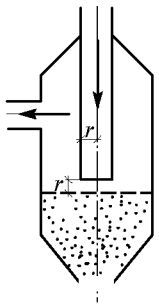


Рис.13.29. Максимально возможное отложение пыли в пылеуловителях

- Нормативные температуры конструкции принимаются по табл.13.10.

Таблица 13.10. Нормативные температуры металла трубопроводов и оболочек

№№ пп	Конструкции	Нормативная температура металла для сочетаний нагрузок в °С		
		временная длительная	кратковременная	особая
1.	Доменная печь*	100	120	150
2.	Воздухонагреватели*	100	120	150
3.	Воздухопровод горячего дутья	140	180	200
4.	Пылеуловители	80	100	120
5.	Газопровод грязного газа до пылеуловителя, футерованный	80	120	150
6.	То же, за пылеуловителями футерованный	50	75	100
7.	То же, нефутерованный	200	250	300
8.	Газопроводы чистого и получистого газа, нефутерованные	В зависимости от климатических условий		
9.	Воздухопровод холодного дутья, нефутерованный	140	170	200

* Значения температур должны учитываться при расчете футерованных конструкций.

- Ветровая нагрузка учитывается согласно СНиП.
- Нормативные нагрузки от шихты принимаются в соответствии с табл.13.11.

Таблица 13.11. Нормативные нагрузки от шихты на колонны горна и другие конструкции, непосредственно воспринимающие эту нагрузку

№№ пп	Сочетание нагрузок	Нормативные нагрузки
1.	При нормальной работе – временная длительная	$0{,}5\gamma v_ш$
2.	При зависании – кратковременная	$\gamma v_ш$
3.	При осадке – особая	$k_g \gamma v_ш$

где $k_g = 2{,}0$ – динамический коэффициент по табл.13.12; $v_ш$ – объем, занимаемый шихтой (выше уровня приложения нагрузки); γ – масса единицы объема шихты.

Воздействия.

- Воздействие давления шариковой насадки в воздухонагревателях, с учетом ее циклической работы при нагреве и охлаждении, принимается равной пассивному давлению ее массы, как для сыпучих тел.
- Воздействие скипа на наклонный мост определяется геометрическим разложением равнодействующей силы тяжести, действующей на скип, по направлениям тягового троса (вдоль рельс при обрыве и застревании) и к рельсу или верхней направляющей:

– для сочетания нагрузок «О» (подъем груженого скипа)

$$G + 0{,}7\gamma v_{ck} = T + P_{k1} + P_{k2} \qquad (13.1)$$

– для сочетания нагрузок «О*» (подъем перегруженного скипа)

$$G + \gamma v_{ck} = T + P_{k1} + P_{k2} \qquad (13.2)$$

– для сочетания нагрузок «O_c»:

застревание скипа при подъеме

$$G + \gamma v_{ck} = T_n + P_{k1} + P_{k2} + H \tag{13.3}$$

обрыв перегруженного скипа

$$G + \gamma v_{ck} = P_{k1} + P_{k2} + E \tag{13.4}$$

Кроме того, для каждого сочетания нагрузок учитывается нагрузка от опускающегося порожнего скипа

$$G = T + P_{k1} + P_{k2} \tag{13.5}$$

В формулах (13.1 – 13.5) усилия обозначены в векторной форме. Условные обозначения: v_{ck} – полезный объем скипа, равный 0,9 его геометрического объема; G – масса скипа; γ – масса единицы объема материала; T – усилие в скиповом тросе, возникающее при подъеме скипа; T_n – усилие в скиповом тросе, развиваемое лебедкой при максимально возможной перегрузке ее электродвигателя; P_{k1}, P_{k2} – давление соответственно на переднюю и заднюю оси скипа; H – сила сопротивления, приложенная в уровне головки рельса; E – неуравновешенная составляющая, действующая параллельно рельсу.

- Воздействие балансиров. Опорная реакция балансиров, равная равнодействующей весов балансира, штанги, конуса, шихты на конусе и натяжению тросов.

а) При свободном опускании конусов (рис.13.30 *а*):

– для сочетания нагрузок «О» и «О*»: конус закрыт

$$R_б = P_1 + Q + T^y; \quad H_б = T^x; \tag{13.6}$$

конус полузакрыт (начало открывания)

$$R_б = P_2 + Q + T^y; \quad H_б = T^x; \tag{13.7}$$

конус открыт

$$R_б = P_3 + Q + T^y; \quad H_б = T^x; \tag{13.8}$$

– для сочетания нагрузок «O_c»:

ликвидация слабины троса, после отставания конуса от работы лебедки

$$R_б = P_2 \cdot K_g + Q + T^y_{\max}; \quad H_б = T^x_{\max}. \tag{13.9}$$

Здесь K_g – динамический коэффициент, учитывающий воздействие падающего конуса с шихтой и определяемый по формуле (13.16).

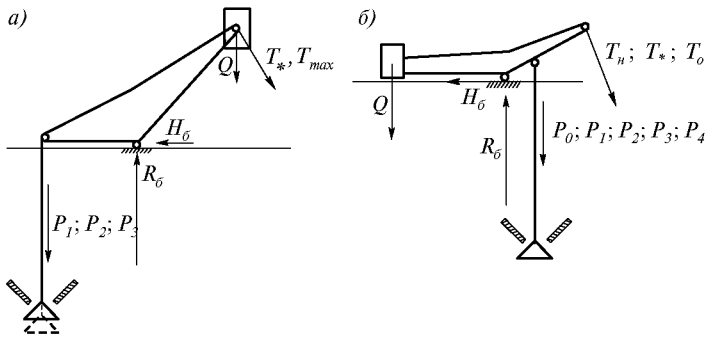


Рис.13.30. Нагрузки для балансиров

а – при свободном опускании конусов; *б* – при принудительном опускании конусов

б) При принудительном опускании конусов (рис.13.30 *б*):

– для сочетания нагрузок «О» и «О*»:

конус закрыт

$$R_б = P_1 + Q + T_0^y; \quad H_б = T_0^x; \tag{13.10}$$

конус полузакрыт (начало открывания)

$$R_б = P_2 + Q + T^y; \quad H_б = T^x; \tag{13.11}$$

конус открыт

$$R_б = P_3 + Q + T^y; \quad H_б = T^x; \tag{13.12}$$

– для сочетания нагрузок «$О_с$»:

конус застрял

$$R_б = P_0 + Q + T_н^y; \quad H_б = T_н^x; \tag{13.13}$$

ликвидация слабины троса после отставания конуса от работы лебедки при ударе конуса о чашу

$$R_б = Q \cdot K_g + P_4 \cdot K_g; \quad H_б = 0; \tag{13.14}$$

где K_g – коэффициент, учитывающий динамическое воздействие падения балансира с контргрузом, определяемый по формуле (13.18).

Опорные конструкции, воспринимающие усилия от направляющего устройства (узлы крепления штанги), рассчитываются на действующую в любом направлении в плоскости направляющего устройства силу, равную 4 % от усилия в штанге.

13.4.3. Нормативные коэффициенты и предельные деформации

- Коэффициенты динамичности. Значения динамического коэффициента для различных конструкций доменной печи и видов нагрузки приведены в табл.13.12.

Таблица 13.12. Коэффициенты динамичности

№№ пп	Вид нагрузки	Сочетание нагрузок	Значение	Конструкции, на которые распространяется коэффициент
1	2	3	4	5
1.	Воздействие шихты при осадках (учитывается только масса шихты, расположенной выше уровня рассматриваемой конструкции)	$0_с$	2	Колонны горна и кожух печи
2.	Воздействие шихты при разгрузке в скип или из скипа (учитывается масса шихты в объеме скипа)	0	1,8	Балки, поддерживающие спускные желоба и приемную воронку, а также пути скипа
3.	Неуравновешенная часть массы контргруза конусных балансиров:			
	а) в момент закрывания конуса	0,0*	2	Подбалансирные балки (непосредственно несущие нагрузки)
	б) при ликвидации слабины конусных тросов	$0_с$	Определяется расчетом согласно формулам 3.16, 3.18	Конструкции колошникового устройства (подбалансирные балки, рамы и связи копра), балки несущие конусные лебедки или пневматические цилиндры и др. конструкции, воспринимающие нагрузку, а также тросы, испытывающие эти усилия

Продолжение табл.13.12

1	2	3	4	5
4.	Усилие в тросе конусных шкивов (кроме случая ликвидации слабины – п.3*б*)	0,0*		
	а) при принудительном опускании конуса		1,1	Подшкивные балки
	б) при свободном опускании конуса		1,5	То же
5.	Нагрузка от лебедки для маневрирования конусами (кроме случая ликвидации слабины – см. п.3*б*)	0,0*	1,1	Балки, непосредственно несущие нагрузку от лебедки
6.	Нагрузка от цилиндров для маневрирования конусами (кроме случая ликвидации слабины – п.3*б*)	0	1,5	То же, от цилиндра
7.	Нагрузка от скиповой лебедки	0	1,1	То же, от лебедки
8.	Нагрузка от электрических кранов и подвижного состава, в том числе от скипов (кроме тележки и крана монтажной балки, для которых $K_g = 1,0$)	0,0*	1,1	Балки непосредственно несущие нагрузку
9.	Нагрузка от газовых горелок	0,0*	1,1	То же

Примечание. Для 0* коэффициент сочетания 0,9.

- Коэффициенты перегрузки. Значения коэффициента перегрузки для различных видов нагрузки даны в табл.13.13.

Таблица 13.13. Коэффициенты перегрузки

№№ пп	Вид нагрузки	Значения
1	2	3
1.	Постоянные нагрузки (кроме массы термоизоляционных плит и засыпок)	1,1
2.	Постоянные нагрузки от массы термоизоляционных плит и засыпок	1,2
3.	Постоянные нагрузки при расчете анкеров и других элементов, где постоянная нагрузка уменьшает силовое воздействие	0,9
4.	Давление и масса сыпучих материалов (в том числе и пыли на покрытиях)	1,2
5.	Внутреннее давление газов (включая вакуум), кроме случаев испытаний на прочность	1,15
6.	То же, при испытании на прочность	1,0
7.	Нагрузка от массы оборудования и нагрузки на площадках	1,2
8.	Нагрузки, возникающие в результате работы оборудования (усилия в тросах лебедки и т.д.)	1,2
9.	Гидростатическое давление	1,1
10.	Нагрузка от подвижного состава	1,2

1	2	3
11.	Ветровые нагрузки	согласно СНиП
12.	Нагрузки от снега	
13.	Нагрузки в трубах от отложений пыли, конденсата и т.д.	1,1
14.	Температурный распор кладки и холодильников	в соответствии с принятой методикой расчета
15.	Воздействие температурного расширения металлоконструкций	1,2
16.	Нагрузка на колонны горна (учет неравномерности распределения нагрузки между колоннами)	1,1

- Коэффициенты условий работы. Значения коэффициентов условий работы для различных элементов конструкций доменной печи приведены в табл. 13.14.

Таблица 13.14. Коэффициенты условий работы

№№ пп	Элементы конструкций	Значения
1.	Для кожухов доменных печей, воздухонагревателей, а также трубопроводов:	
	а) при расчете на прочность:	
	- с учетом концентрации местных упругих напряжений, в зонах краевого эффекта и локальных нагрузок	1,25 (1,0)
	- без учета концентрации местных напряжений	0,85 (0,75)
	б) при расчете на устойчивость	0,65
2.	Для колонн, опор и рам	1,0
3.	Для сжатых элементов ферм наклонного моста	0,9
4.	Для элементов, рассчитанных на аварийные нагрузки:	
	а) удар большого конуса при его отставании от работы лебедки	1,0
	б) предельное заполнение пылеуловителя пылью	1,0
5.	Для плоских анкеров воздухонагревателей	0,9
6.	Для прочих элементов конструкций	По действующим нормам проектирования стальных конструкций

Примечание: В скобках указаны коэффициенты для кожухов воздухонагревателей.

- Прогибы. Величина прогибов, как правило, подсчитывается от сочетания нагрузок «О», кроме строк 1 и 3 табл. 13.15, для которых прогиб подсчитывается от сочетания нагрузок «О*», причем в п. 1 для консоли прогиб определяется в точке крайнего положения монтажной тележки. Прогибы определяются от нормативной нагрузки без коэффициента динамичности.

Таблица 13.15. Предельные деформации (прогибы) изгибаемых элементов

№№ пп	Элементы конструкций	Величина прогиба в долях пролета или удвоенного вылета консоли
1.	Балки монтажной тележки и крана колошника	
	а) несамоходная тележка	1/500
	б) самоходный кран	1/750
2.	Главные балки или фермы наклонного моста скипового подъемника	1/800
3.	Каркас лифта	1/400
4.	Переходные площадки и лестницы, мостики под сантехнические и электрокабельные трассы	1/200

13.4.4. Расчет копра доменной печи. Условные обозначения

T^x, T^y – проекция натяжения в конусном тросе соответственно на оси X и Y;

$T_{\max}$ – натяжение в конусном тросе, возникающее в момент остановки падающего конуса с шихтой, равное массе контргруза, умноженной на динамический коэффициент;

$T_н^x, T_н^y$ – проекции усилия в конусном тросе, развиваемого лебедкой при максимально возможной перегрузке ее электродвигателя, на оси X и Y, причем величина $T_н$ не должна превышать величины натяжения троса, соответствующего усилию P_0 в штанге;

T_0^x, T_0^y – проекции первоначального натяжения конусного троса $T = 0 \div 1{,}5$ т соответственно на горизонтальную и вертикальную оси;

P_1 – усилие в штанге конуса, уравновешивающее контргрузы;

P_2 – усилие в штанге конуса от массы конуса, шихты и штанги;

P_3 – усилие в штанге конуса, уравновешивающее контргруз без учета натяжения троса;

P_4 – усилие в штанге конуса, уравновешивающее балансир с контргрузом (с учетом натяжения троса);

P_0 – максимальная несущая способность штанги конуса при ее работе на сжатие;

Q – масса рычага и контргруза балансира;

Q_g – масса дополнительного груза на рычаге;

$Q_к$ – масса контргруза;

$Q_с$ – масса рычага балансира;

$H_б$ – горизонтальная реакция оси балансиров;

$E_{тр}$ – модуль упругости троса;

$F_{тр}$ – площадь сечения троса;

$R_б$ – вертикальная реакция оси балансиров;

K_g – динамический коэффициент;

g – ускорение силы тяжести, равное 9,81 м/сек^2;

$f_{ст}$ – статическая деформация троса под действием подвешенного к нему контргруза;

$v_в$ – послеударная скорость контргруза;

«О» – основное сочетание нагрузок с коэффициентом сочетания $n_c = 1{,}0$ (см.СНиП «Нагрузки и воздействия»);

«О*» – основное сочетание нагрузок с коэффициентом сочетания $n_c = 0{,}9$ (см.СНиП «Нагрузки и воздействия»);

«О$_с$» – особое сочетание нагрузок.

1) При свободном опускании конусов расчетное усилие на ось балансира большого конуса (рис.13.31*а*) определяется по формулам:

$$R_б = (1 + \frac{b}{a})(Q_к \cdot K_g + Q_g); \quad H_б = Q_к \cdot K_g \cdot \sin\alpha; \tag{13.15}$$

где α – угол между направлением троса и вертикалью в градусах; a – плечо конуса; b – плечо контргруза; c – плечо у центра тяжести балансиров

$$K_g = 1 + \frac{\sqrt{1 + v_в^2}}{g f_{ст}} \tag{13.16}$$

где $f_{ст} = \dfrac{Q_k l}{E_{тр} \cdot F_{тр}}$ (l – длина троса), $v_в = \dfrac{2\beta \dfrac{b}{a}}{\beta + \dfrac{b}{a}} \cdot v_a$;

при $\beta = \dfrac{a^2 P_2 + b^2 Q_g + I \cdot g}{ab Q_k}$; $v_a = \sqrt{2 g_n \cdot h_0}$.

Здесь g_n – ускорение силы тяжести при несвободном падении, равное $\varepsilon \cdot g$,

где: ε – коэффициент замедления системы, равный $\varepsilon = \dfrac{a^2 P_2 + ab Q_g - a \cdot c Q_c}{a^2 P_2 + b^2 Q_g + I \cdot g}$;

I – момент инерции массы рычага балансира относительно оси его вращения в т.м.сек^2, подсчитываемый приближенно как для бруса постоянного сечения;

h_0 – высота замедленного падения, определяемая в зависимости от скорости срабатывания выключателя слабины троса (при отсутствии специального задания слабина троса обычно принимается равной 0,5 м).

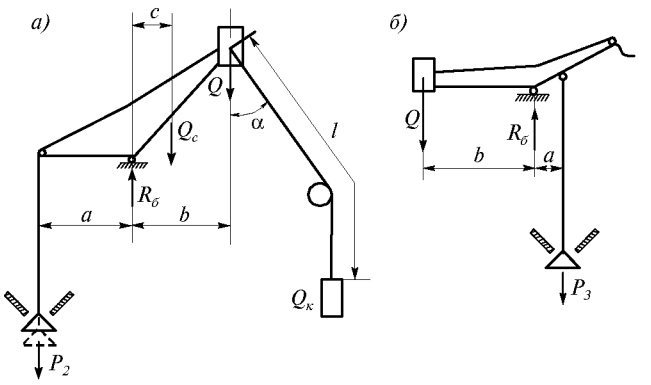


Рис.13.31. Расчетные схемы балансиров
а – при свободном опускании конусов; *б* – при принудительном опускании конусов

2) При принудительном опускании конусов (рис.13.31*б*). Расчетное усилие на ось балансира большого конуса равно:

$$R_б = K_g \frac{b+a}{a} Q_k; \quad H_б = 0; \tag{13.17}$$

где

$$K_g = 1 + \sqrt{1 + \frac{2 h_b \cdot \varepsilon}{\sum f_{ст}}}; \tag{13.18}$$

Здесь ε – коэффициент замедления системы, равный $\varepsilon = \dfrac{b^2 \cdot Q_k - ab P_3}{b^2 \cdot Q_k + a^2 P_3}$;

h_b – высота замедленного падения контргруза, определяемая расстоянием между конусом и чашей в момент остановки конуса при закрывании (если отсутствует специальное задание, обычно принимается равной 0,12 м);

$\sum f_{ст}$ – суммарное статическое вертикальное перемещение контргруза (под действием собственного веса) за счет деформации штанги и опорных конструкций (балок) копра.

Примечание. Динамическое воздействие падения конуса или контргруза балансиров вследствие образования слабины конусных тросов, вызванной несинхронной работой механизмов, учитывается только на конструкцию колошникового копра, включая опорный узел. Методика расчета исходит из отсутствия амортизаторов, при установке которых расчетные формулы должны быть соответственно изменены. При определении напряжений в колоннах рамы копра от динамической нагрузки, исходя из кратковременного ее воздействия, коэффициенты продольного изгиба внецентренно сжатых элементов не учитываются.

13.4.5. Расчет днища доменной печи.

Условные обозначения

r_s – радиус сжатой зоны днища печи;

$T_{\max}$ – максимальное значение температуры;

T_0 – значение перегрева в центре днища ($r^{\partial} = 0$);

T_R – значение температуры при $r^{\partial} = R$ при одном или двух кольцевых компенсаторах;

R – максимальное значение радиуса днища доменной печи;

r^{∂} – переменное значение радиуса днища доменной печи при установке одного компенсатора в месте примыкания днища к кожуху ($0 \le r^{\partial} \le R$);

r_1^{∂} – переменное значение радиуса днища печи при установке второго компенсатора ($r_1^{\partial} < r^{\partial}$); ($0 \le r_1^{\partial} \le R_1$);

R_1 – радиус (расстояние до второго компенсатора $R_1 < R$);

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению;

σ_j ($j=r,t,z$) – компоненты нормальных напряжений;

$T_{\text{в}}^{\partial}$ – значение температуры на верхней поверхности днища в рассматриваемом сечении;

$T_{\text{н}}^{\partial}$ – значение температуры на нижней поверхности днища в рассматриваемом сечении (точке);

n_{∂} – радиальное перемещение днища при тепловом нагреве;

n_f – радиальное перемещение днища от влияния футеровки;

t – толщина днища печи;

f – коэффициент трения.

1) Определяется напряженно-деформированное состояние днища печи при тепловом воздействии. Температурное поле днища меняется вдоль радиуса r^{∂} с возможным перепадом по толщине t не более 9 – 10°. С целью уменьшения взаимного влияния днища и кожуха устанавливается один или два компенсатора: один компенсатор рекомендуется устанавливать в месте примыкания днища к кожуху печи, второй располагается, в случае необходимости, на расстоянии $\rho = 0{,}7$ или на нейтральной линии см.формулу (13.19).

Изотермы нагрева днища (лещади) могут быть представлены при целой кладке или ее разгаре и меняются в соответствии с числом n в пределах $1{,}0 \le n \le 4{,}0$. Для печей объемом $2000 \div 3200$ м^3 рекомендуется принимать $n = 1{,}8$ или эта величина определяется техническим заданием.

Таблица 13.16. Температура центра и периферии днища при различном состоянии футеровки

Наименование показателей	Состояние кладки			
	целая кладка		разгар муллитовых блоков	
	$V = 2000$м^3	$V = 3200$м^3	$V = 2000$м^3	$V = 3200$м^3
Температура верхней поверхности днища				
в центре	88÷20	88÷80	190÷157	195÷160
на периферии	33÷32	33÷32	51÷47	51÷47

Рассматриваются изотермы нагрева днища как при целой кладке лещади, так и при разгаре. Разгар лещади допускается на глубину, при которой имеет место максимальный нагрев днища в центре лещади не более $200 \div 300^{\circ}C$.

Конструкция компенсатора должна удовлетворять компенсационным способностям при обеспечении напряженно-деформированного состояния компенсатора как в части толщины гофра, так и в части высоты.

С целью уменьшения изгибных напряжений в компенсаторе рекомендуется выполнять предварительный нагрев днища на температуру $50-70^{\circ}C$ и в момент разогрева одновременно приварить компенсатор к днищу. Это позволит обеспечить предварительную растяжку компенсатора после охлаждения.

Требования к металлу компенсатора должны быть аналогичны требованиям для марок сталей основных конструкций кожуха печи и днища.

2) Положение нейтральной линии днища относительно кольцевых напряжений σ_t может быть определено по формулам

$$r_s = n_s R\,, \tag{13.19}$$

где

$$n_s = (n+1)^{-1/n}\,.$$

При соответствующем обосновании допускается установка одного компенсатора, как правило, в месте примыкания днища к оболочке кожуха. Установка одного компенсатора на расстоянии ρ=0,7 от центра днища должна быть обоснована расчетом.

3) Изменение температурной изотермы вдоль радиуса R определяется по формулам

$$T(r) = T_{\max}(1-\rho^n \overline{T})\,,$$

$$T_{\max} = T_0 + T_R\,, \quad \overline{T} = T_0 T_{\max}^{-1}\,,$$

$$\rho = r^{\partial} R^{-1}, \quad (0 \le \rho \le 1{,}0)\,.$$

В том случае, если устанавливается второй компенсатор, то

$$T(r_1^{\partial}) = T_{\max}(1-\tilde{\rho}_1^n \overline{T})\,,$$

где $\tilde{\rho}_1 = \rho_1 \rho_{(1)}$, $\rho_1 = R_1 R^{-1}$; $\rho_{(1)} = r_1^{\partial} R_1^{-1}$.

4) Проверка прочности днища обеспечена при выполнении условия

$$\sqrt{\sigma_r^2 - \sigma_r \sigma_t + \sigma_t^2} \le 1{,}15 R_y\,;$$

Напряжения в днище печи определяются по формулам в радиальном и кольцевом направлениях

$$\sigma_m = \sum_{j=1}^{3} \sigma_{mj}\,, \quad (m < r,t;\ j = 1,2,3) \tag{13.20}$$

В (13.20) приняты следующие соотношения при наличии одного компенсатора, расположенного между кожухом и днищем $(0 \le r^{\partial} \le R)$

$$\sigma_{r_1} = \frac{\sigma_0}{(n+2)}(1-\rho^n)\,;$$

$$\sigma_{r_2} = \pm \frac{\sigma_y f R}{t}(1-\rho)\,; \tag{13.21}$$

$$\sigma_{r_3} = \pm \frac{\sigma_\Delta}{2(1-\nu)}$$

В том случае, если компенсатор расположен на расстоянии ρ $(0 \le \rho \le \rho_1)$, зависимость для компоненты радиального напряжения $(0 \le r_1^{\partial} \le R)$

$$\sigma_{r_1}(r_1^{\partial}) = -\rho_1^n \frac{\sigma_0}{n+2}(1-\rho_1^n). \tag{13.22}$$

Соотношения для σ_{r_2} и σ_{r_3} принимаются из (13.21). Соответственно для компонент кольцевых напряжений:

$$\sigma_{t_1} = -\frac{\sigma_0}{(n+2)}\left[1-(n+1)\rho^n\right], \tag{13.23}$$

$$\sigma_{t_1}(r_1^{\partial}) = \rho_1^n \frac{\sigma_0}{n+2}\left[1-(n+1)\rho_{(1)}^n\right]. \tag{13.24}$$

В обоих случаях $\sigma_{t,(j+1)} = \sigma_{t,(j+1)}(r_1^{\partial}) = \sigma_{r_1,(j+1)}$ $\quad (j = 1,2)$. (13.25)

Входящие в (13.21)÷(13.25) компоненты записываются как

$$\sigma_{\Delta} = \alpha_{\Delta} TE, \qquad \sigma_0 = \alpha T_0 E,$$

$$_{\Delta}T = T_{\text{в}}^{\partial} - T_{\text{н}}^{\partial}, \qquad T_{\max} = (T_{\text{в}}^{\partial} + T_{\text{н}}^{\partial})/2.$$

В том случае, если $n=1{,}8$; $\nu=0{,}3$; $E=2{,}1\cdot 10^5$ МПа; $(0 \le \rho \le 1{,}0)$

$$\sigma_{r_1} = -0{,}664T\left(1-\rho^{1,8}\right), \quad \text{(МПа)}.$$

$$\sigma_{r_2} = \pm\frac{\sigma_y^* fR}{t}(1-\rho),$$

$$\sigma_{r_3} = \pm 1{,}8_{\Delta}T,$$

$$\sigma_{t_1} = -0{,}664T_0\left(1-2{,}8\rho^{1,8}\right), \quad \text{(МПа)}$$

Соответственно при $(0 \le \rho_{(1)} \le \rho_1)$ (два компенсатора).

$$\sigma_{r_1}(r_1) = -0{,}664\,\rho_1^{1,8}T_0\left(1-\rho_{(1)}^{1,8}\right),$$

$$\sigma_{t_1}(r_1) = -0{,}664\,\rho_1^{1,8}T_0\left(1-2{,}8\rho_1^{1,8}\right).$$

5) Если требуется определить значение радиального перемещения днища, то эта величина может быть получена из соотношений

$$\sum n_{\partial} = n_{\partial} + n_f, \tag{13.26}$$

$$n_{\partial} = n_t \rho \Psi_n(r). \tag{13.27}$$

$$n_f = \pm\frac{(1-\nu)\sigma_y fR^2(1-\rho)}{Et}\rho. \tag{13.28}$$

$$n_t = \alpha T_{\max} R_1,$$

$$\Psi_n(r) = 1 - \overline{T}_n \frac{1-\nu}{2}\left(1+\frac{1+\nu}{1-\nu}\rho^n\right),$$

$$\overline{T}_n = \frac{2}{n+2}\overline{T}.$$

---

* Значение σ_y определяется независимо от давления расположенных выше материалов.

При наличии 2-х компенсаторов или одного, установленного на расстоянии $\rho = a = \text{const}$.

$$n_l = n_\partial = n_t \rho_{(1)} \psi_n(r) ,$$

$$n_t = \alpha T_{\max} R_1 \qquad (13.29)$$

$$\Psi_n(r_1) = 1 - \frac{1-\nu}{2} \rho_1^n \overline{T} \left(1 + \frac{1+\nu}{1-\nu} \rho_1^n \right),$$

при $n = 1{,}8$; $\nu = 0{,}3$,

$$\psi_{1,8}(r_1) = 1 - 0{,}184 \rho_1^{1,8} \overline{T} \left(1 + 1{,}856 \rho_{(1)}^{1,8} \right).$$

Для определения перемещения на краю днища печи в соотношениях (13.26) принимать $r^\partial = R$, т.е.

$$\sum n_\partial(R) = n_\partial(R) + n_f(R) , \qquad (13.30)$$

$$n_\partial(R) = n_t \psi_n(R) , \quad \psi_n(R) = (1 - \overline{T}_n) . \qquad (13.31)$$

Дополнительные растягивающие кольцевые напряжения в примыкающей к днищу части компенсатора приближенно определяются из соотношения

$$\sigma_m = 0{,}5 \sigma_E \psi_n(R, R_1) ; \quad \sigma_E = \alpha T_{\max} E .$$

13.5. Расчет футерованных конструкций

Условные обозначения

x, y, z – прямоугольные координаты;

$T_н$, $T_в$, $T(z_i)$ – температуры соответственно наружная, внутренняя и текущая в слое футеровки в интервале граничных температур T_j – T_{j+1} , °С, где i – номер слоя, j – номер границы слоя (нумерация слоев и границ слоев начинается с внутренней поверхности футеровки);

T, T_x – температуры кожуха и холодильников (средние);

$\lambda_н$, $\lambda_в$ – коэффициенты соответственно теплоотдачи от поверхности кожуха и тепловосприятия для внутренней поверхности футеровки, Вт/(м^2·К);

λ_i – коэффициент теплопроводности слоев, Вт/(м·К);

$R_н$, $R_в$, R_i – тепловые сопротивления соответственно м^2·К/Вт; м·К/Вт;

$P_в$, $P_ш$, $P_{чуг}$ – нормативные внутренние давления соответственно от воздушной (газовой) среды, шихты, шлака и жидкого чугуна, МПа;

σ_1 , σ_2 – соответственно меридиональные и кольцевые суммарные напряжения в кожухе, МПа;

σ_{xt} , σ_{yt} – компоненты напряжений в кожухе от температурного роста футеровки, МПа;

σ_{xp} , σ_{yp} – то же, от внутреннего давления дутья или шихты и чугуна, МПа,

$\sigma_{x\phi}$,$\sigma_{y\phi}$,$\sigma_{z\phi}$ – компоненты напряжений в слоях футеровки соответственно кольцевые, меридиональные и радиальные, МПа;

u_i , w_i – компоненты перемещений соответственно меридиональные и радиальные;

ε_{xi} , ε_{yi} – компоненты относительных деформаций соответственно кольцевые и меридиональные;

$E_i(T)$, $E_{чуг}$, E – соответственно модули упругости слоев футеровки в функции от температуры, модуль упругости чугуна и стали, МПа;

f – коэффициент трения в системе кожух-футеровка;

$\alpha_i(T), \alpha_{чуг}, \alpha$ – соответственно коэффициенты линейного расширения материалов футеровки в функции от температуры и коэффициенты линейного расширения чугуна и стали;

$\overline{m}_i$, $\overline{n}_i$ – коэффициенты податливости деформативных слоев;

v – коэффициент Пуассона для стали;

h_i – толщины слоев футеровки, см;

r_i – радиусы слоев футеровки, см;

$H_{n,n\text{-}1}$ – высота расчетного участка оболочки, см;

$l_{n,n\text{-}1}$ – длина расчетного участка оболочки, см;

r – радиус кожуха, см;

δ – толщина кожуха, см;

δ_i – толщина выгорающих радиальных вертикальных прокладок, см;

δ_x – толщина вертикальных зазоров между холодильниками, см;

β – угол между образующей кожуха и вертикалью;

$K^x_{осл}$, $K^y_{осл}$ – коэффициенты ослабления соответственно в кольцевом и меридиональном направлениях, определяются для расчетного участка как отношения $F_{бр}$ к $F_{нт}$;

B_1 – жесткость сжатой зоны футеровки, кг/см;

$N_т$ – упруготемпературная характеристика футеровки, кг/см.

13.5.1. Общие положения

1. Стальной кожух и футеровка рассчитываются на прочность по безмоментной теории тонкостенных составных оболочек.

2. В стальном кожухе учитываются кольцевые и меридиональные напряжения, при этом в диапазоне рабочих температур кожуха модуль упругости, коэффициент Пуассона, коэффициент линейного расширения и коэффициент теплопроводности приняты постоянными.

3. Несущие слои футеровки рассматриваются как упругие материалы, свойства которых изменяются при неравномерном нагреве по толщине слоев. Модуль упругости, коэффициент линейного расширения, коэффициент теплопроводности являются функциями температуры. Коэффициент Пуассона для футеровки принят равным нулю. Футеровка работает только на сжатие. Зоны, в которых возникают растягивающие кольцевые и меридиональные напряжения, из работы в этих направлениях исключаются, (они воспринимают только радиальные сжимающие напряжения).

4. Материалы деформативных слоев воспринимают только радиальное сжимающее напряжение, причем зависимость между радиальной деформацией и напряжением определяется коэффициентами податливости, имеющими различные значения для разных материалов и изменяющимися в зависимости от величины напряжения.

5. В местах возникновения краевых эффектов и локальных воздействий необходимо производить дополнительную проверку прочности кожуха с учетом этих воздействий.

13.5.2. Расчет доменных печей

1. Расчет распространяется на доменные печи с многослойной футеровкой, содержащей один или два компенсационных слоя и зазоры, заполненные выгорающими прокладками или незаполненные. Расчет учитывает осесимметричные воздействия температуры, давление газов, шихты, шлака и жидкого чугуна. Для расчета доменная печь разбивается по высоте на отдельные участки с одинаковой конструкцией. В каждом участке обязательно рассчитываются два сечения – верхнее и нижнее. Расчет начинается с верхнего участка (рис.13.32 *а*,*б*,*в*). В каждом сечении толщины и радиусы слоев отсчитываются в направлении, нормальном к образующей.

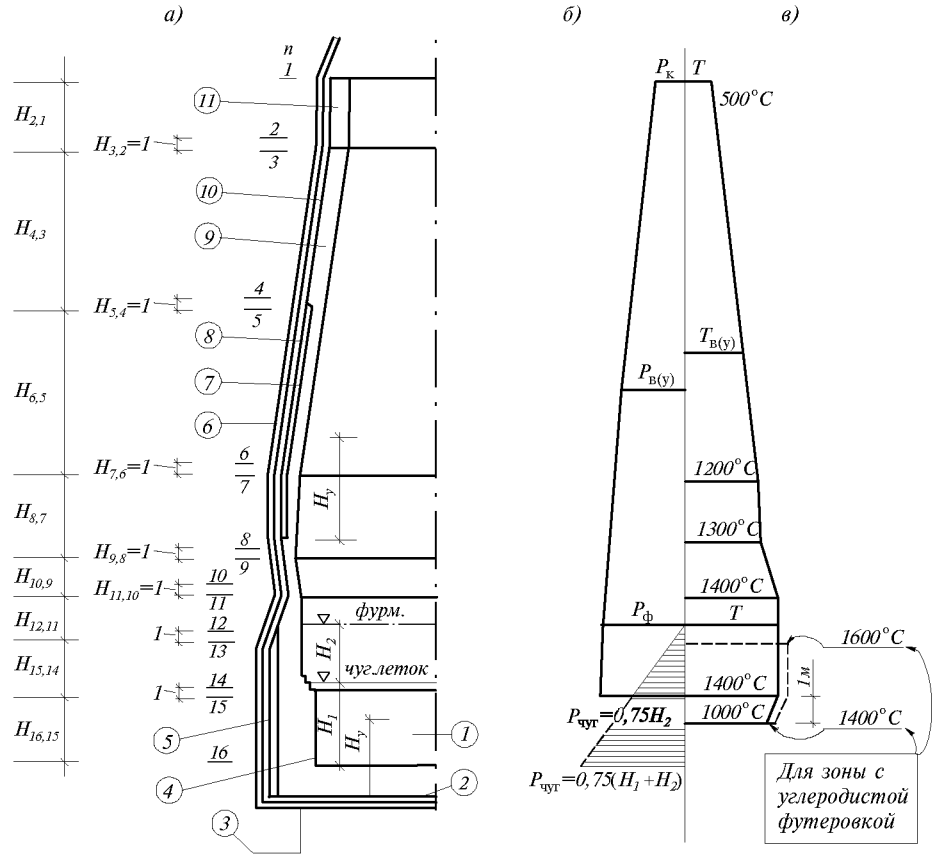


Рис.13.32. Расчетная схема доменной печи (*а*); распределение давления от газа и чугуна по высоте доменной печи (*б*); распределение температуры по высоте доменной печи (*в*)

1 – высокоглиноземистый кирпич или углеродистые блоки; *2* – плиты воздушного охлаждения; *3* – металлическое дно; *4* – углеродистые блоки; *5* – углеродистая набойка; *6* – кожух печи; *7* – плитовые холодильники; *8* – засыпка (по проекту); *9* – шамотный кирпич; *10* – заполнение по проекту; *11* – защитные сегменты; $P_ф$ – значение давления на фурмах; $P_к$ – значения давления на колошнике; $P_{чуг}$ – давление от чугуна; значения $P_{чуг}$ при разгаре лещади – – – – (пунктиром)

Рассматриваются два состояния футеровки печи: первое – кладка в проектном положении, второе – кладка в процессе эксплуатации выгорела и кожух работает совместно с холодильниками (силовое воздействие гарнисажа не учитывается).

Напряжения от собственной массы конструкций не учитываются из-за их малости по сравнению с напряжениями от давления кладки, холодильников, шихты, газа, продуктов плавки.

2. Расчетная температура газа внутри печи ($T_в$) изменяется по высоте в соответствии с рис.13.32*в*. Температура газа в расчетных сечениях определяется по линейной интерполяции.

Температуры холодильников в разных зонах по высоте печи должны быть заданы технологической организацией с учетом типа охлаждения и состояния футеровки. При отсутствии задания принимается:

а) первое состояние (кладка цела) – температура наружной поверхности плитового холодильника (ближайшая к кожуху) $T_{х,н}$; при водяном охлаждении 100 °С,

при испарительном охлаждении 200 °С с соответствующим перепадом по толщине холодильника 50 и 150°;

б) второе состояние (кладка выгорела) – температура холодильников соответственно $T_{х,н} = 150$ °С с перепадом по толщине 100° и $T_{х,н} = 300$ °С с перепадом по толщине 200°.

Температура на границах слоев в расчетных сечениях печи определяется (рис.13.33) по формулам:

а) в зонах без охлаждения кладки (холодильники отсутствуют)

$$T_j = T_в - \frac{T_в - T_н}{R_0}\left(R_в + \sum_{i=1}^{j-1} R_i + T_{const}\right) \qquad (13.32)$$

где $T_н$ – температура наружного воздуха принимается по СНиП в зависимости от района строительства,

$$\left.\begin{aligned} R_в &= \frac{1}{\lambda_в};\\ R_н &= \frac{1}{\lambda_н};\\ R_i &= \frac{h_i}{\lambda_i};\\ R_0 &= R_в + \sum_{i=1}^{k} R_1 + R_н \end{aligned}\right\} \quad (13.33)$$

В формулах (13.33):

h_i – толщина слоев, м; $\lambda_в$ – принимается по табл.13.17 в зависимости от температуры $T_в$; $\lambda_н$ – принимается равным 23,3; λ_i – для различных материалов приведены в табл.13.18; k – число всех слоев с учетом кожуха; T_{const} – в формуле (13.32) вводится только при определении температуры кожуха и принимается: для шахты и распара 30 °С, для заплечиков и горна 50 °С, для лещади 20 °С;

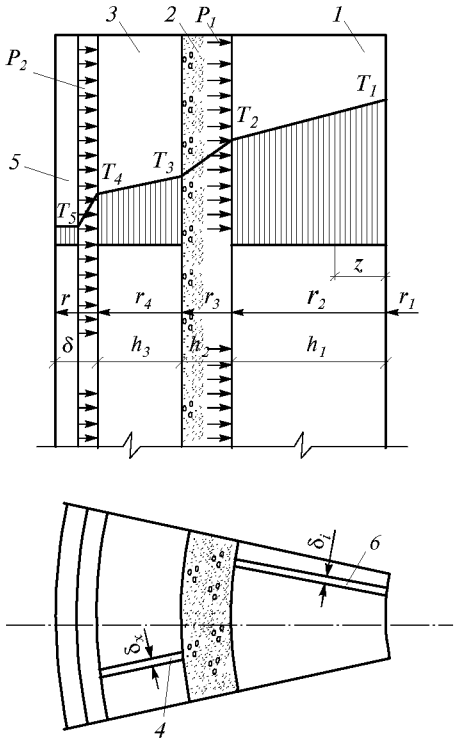


Рис.13.33. Расчетная схема для конического участка печи
1 – огнеупорный слой; *2* – компенсационный слой; *3* – плитовые холодильники; *4* – компенсационный слой между холодильниками; *5* – кожух; T_1–T_5 – температура на границе слоев; *6* – радиальные сгораемые прокладки между огнеупорными кирпичами

Таблица 13.17. Коэффициенты тепловосприятия $\lambda_в$ в зависимости от температуры воздуха $T_в$, °С внутри воздухонагревателя, воздухопровода горячего дутья и доменной печи

$T_в$	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600
$\lambda_в$	23,2	34,8	46,4	63,8	81,2	104,4	139,2	174	208,8	232	255,2	278,9

Таблица 13.18. Коэффициенты теплопроводности материалов в зависимости от температуры

Материал	Температура внутренней поверхности слоя, °С	Коэффициент теплопроводности λ_i, Вт/(м·К)
Шамот класса А и Б	–	1,16
Каолин (Al_2O_3 – 42 %)	500 – 1300*	1,6 – 2,09
Высокоглинозем ВГО-50	500 – 1300	1,4 – 1,6
Высокоглинозем МЛО-62, ВГО-62	500 – 1300	0,93 – 1,6
Высокообожженный малоразрыхляющийся динас	500 – 1300	1,33 – 2,32
Шамот-легковес	–	0,58
Граншлак с асбестом	–	0,232
Трепельная засыпка	–	0,17
Трепельный кирпич	–	0,46
Сталь	–	58
Муллито-корунд МКО-72, ВГО-72	600 – 1500	1,16 – 1,74
Каолиновый легковес КД-1,3	600 – 1300	0,6 – 0,67
Динасовый легковес ДЛ-1,2	600 – 1200	0,64 – 0,77
Каолиновая вата (маты, уплотненные на 50 %)	100 – 1100	0,06 – 0,232
Асбестовермикулит	100 – 400	0,116 – 0,18
Торкрет-масса	–	0,48
Асбестовый картон	100 – 400	0,16 – 0,2
Свободно выгорающий зазор или тонкий шов	–	10^4

* Для температур, лежащих в указанных интервалах, коэффициенты определяются по линейной интерполяции. При температурах выше или ниже указанных коэффициенты принимаются соответственно по верхнему или нижнему значению.

б) в зонах, охлаждаемых плитовыми холодильниками, температура слоев определяется согласно формуле (13.32) с учетом охлаждающего воздействия холодильников;

в) изменение температуры по толщине огнеупорного слоя футеровки принимается по линейному закону

$$T(z_i) = T_{j+1} + \frac{T_j - T_{j+1}}{h_i}(h_i - z_i) \qquad (13.34)$$

3. Проверка прочности кожуха доменной печи производится по формуле

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2^2} \le mR \qquad (13.35)$$

где

$$\sigma_2 = (\sigma_{xp} + \sigma_{xt}) \cdot K_{\text{осл}}^x \le R \qquad (13.36)$$

$$\sigma_1 = (\sigma_{yp} + \sigma_{yt}) \cdot K_{\text{осл}}^y \le R \qquad (13.37)$$

а) В формулах (13.36), (13.37) σ_{xp} и σ_{yp} определяются по табл.13.19 и 13.20 соответственно для первого и второго состояния кладки.

Напряжения σ_{xt} и σ_{yt} n-м сечении для шахты, распара, заплечиков и горна определяются по формулам:

$$\sigma_{xt} = \frac{P_2^{(n)} \cdot r_4^{(n)}}{\delta^{(n)}} \cdot nt\,, \qquad (13.38)$$

$$\sigma_{yt} = \sum_{2}^{n} f^{(n)} \left(P_2^{(n-1)} \cdot r_4^{(n-1)} + P_2^{(n)} \cdot r_4^{(n)} \right) \frac{H_{n,n-1} \cdot n_t}{2r^{(n)} \cdot \delta^{(n)} \cdot \cos\beta^{(n)}}, \qquad (13.39)$$

где $n = 1,2,3,...$ - номера сечений по рис.13.32*а*; $f = 0,3$ для сечений шахты, распара и заплечиков; $f = 0,5$ для сечений горна; $m = 0,85$ - коэффициент условий работы [см. формулу (13.35)]; $n_t = 1,2$ - коэффициент перегрузки от распора футеровки.

Таблица 13.19. Значения σ_{xp} и σ_{yp} для первого состояния кладки доменной печи

Сечения по рис.13.32*а*	$\sigma_{xp} = \sigma_{xг} \cdot 1,15 + \sigma_{xш} \cdot 1,2 + \sigma_{x\ чуг} \cdot 1,1$			σ_{yp}
	$\sigma_{xг} = \alpha P_в r/\delta$	$\sigma_{xш} = \beta dr/\delta$	$\sigma_{x\ чуг} = \nu Hr/\delta$	
1	$(P_в r_i)/\delta_i$	0	0	$(1,15 \cdot P_в \cdot r_i)/2\delta_i$
2-4	$(0,5P_в r_i)/\delta_i$	$(0,1 \cdot d_i \cdot r_i \cdot 0,5)/\delta_i$	0	
5-8	$(0,5P_в r_i)/\delta_i$	$(0,1 \cdot d_i \cdot r_i \cdot 0,5)/\delta_i$	0	
9-10	$(0,5P_в r_i)/\delta_i$	$(0,35 \cdot d_i \cdot r_i \cdot 0,5)/\delta_i$	0	
11	$(0,5P_в r_i)/\delta_i$	$(0,1 \cdot d_i \cdot r_i \cdot 0,5)/\delta_i$	0	
12-14	$(0,5P_в r_i)/\delta_i$	0	$(0,75 \cdot H_i \cdot r_i)/\delta_i$	
15-16	0	0	0	

Таблица 13.20. Значения σ_{xp} и σ_{yp} для второго состояния кладки доменной печи

Сечения по рис.13.32*а*	$\sigma_{xp} = \sigma_{xг} \cdot 1,15 + \sigma_{xш} \cdot 1,2 + \sigma_{x\ чуг} \cdot 1,1$			σ_{yp}
	$\sigma_{xг} = \alpha \cdot P_B \dfrac{r}{\delta}$	$\sigma_{xш} = \beta \dfrac{dr}{\delta}$	$\sigma_{x\ чуг} = \nu \dfrac{H \cdot r}{\delta}$	
1-3	$(P_в r_i)/\delta_i$	0	0	$(1,15 \cdot P_в \cdot r_i)/2\delta_i$
4-6		$(0,1 \cdot d_i \cdot r_i)/\delta_i$	0	
9-10		$(0,35 \cdot d_i \cdot r_i)/\delta_i$	0	
11		$(0,1 \cdot d_i \cdot r_i)/\delta_i$	0	
12-16		0	$(0,75 \cdot H_i \cdot r_i)/\delta_i$	

Примечания: 1. В табл.13.19 и 13.20 коэффициенты 1,1; 1,15; 1,2 - коэффициенты перегрузки. 2. d - внутренний диаметр футеровки в расчетном сечении ; при определении напряжений $\sigma_{xш}$ от распора шихты в формулы d подставляется в метрах. 3. H - расстояние от отметки фурм до расчетного сечения; при определении напряжений $\sigma_{x\ чуг}$ от распора чугуна в формулу H подставляется в метрах. 4. Все остальные величины, входящие в формулы для подсчета напряжений в кожухе $\sigma_{xг}$ (напряжения от давления газовой среды) $\sigma_{xш}$ и $\sigma_{x\ чуг}$, подставляются в сантиметрах.

б) Радиальные давления на наружные поверхности огнеупорной кладки (P_1) и плитовых холодильников (P_2) определяются по формулам:

$$P_1 = \frac{\Delta_{1p}\delta_{22} + \Delta_{2p} \cdot \delta_{12}}{\delta_{11} \cdot \delta_{22} - \delta_{21} \cdot \delta_{12}}; \qquad (13.40)$$

$$P_2 = \frac{\Delta_{2p} \cdot \delta_{11} + \Delta_{1p} \cdot \delta_{21}}{\delta_{11} \cdot \delta_{22} - \delta_{21} \cdot \delta_{12}}; \qquad (13.41)$$

$$\delta_{11} = \frac{r_2^2}{B_1} + \frac{r_2 \cdot r_3}{E_{чуг} h_3} + \overline{m}_2 \cdot h_2; \qquad (13.42)$$

$$\delta_{12} = \frac{r_3 \cdot r_4}{E_{чуг} \cdot h_3}; \qquad (13.43)$$

$$\Delta_{1p} = \frac{N_т \cdot r_2}{B_1} + \alpha_i^{ср} \cdot T_i^{ср} \cdot H_{i-1,i} \cdot \sin\beta \cdot K_0^{ф} - \alpha_{чуг}^{ср} \cdot T_x \cdot H_{i-1,i} \cdot \sin\beta \cdot K_0^{x} - \\ - \alpha_{чуг} \cdot T_x \cdot r_3 - \overline{n}_2 \cdot h_2 - \frac{\delta_i \cdot n}{2\pi} \cdot \overline{n}_i; \quad (13.44)$$

$$\delta_{22} = \frac{r_4^2}{E_{чуг} \cdot h_3} + \frac{r \cdot r_3}{E \cdot \delta} \cdot 0{,}85 + \frac{\delta_x \cdot n_x \cdot \overline{m} \cdot r_4}{2\pi h_3}; \quad (13.45)$$

$$\delta_{21} = \frac{r_2 \cdot r_4}{E_{чуг} \cdot h_3} + \frac{\delta_x \cdot n_x \cdot \overline{m} \cdot r_2}{2\pi h_3}; \quad (13.46)$$

$$\Delta_{2p} = \alpha_{чуг} \cdot T_x \cdot r_4 - \frac{P_р \cdot r^2}{E\delta} \cdot 0{,}85 - \alpha \cdot T \cdot r - \alpha \cdot T^{ср} \cdot H_{i-1,i} \cdot \sin\beta \cdot K_0 - \\ - \frac{\delta_x \cdot n_x}{2\pi} \cdot \overline{n} - h_i \overline{n}_i, \quad (13.47)$$

где $P_р = P_в + P_ш + P_{чуг}$ (см.табл.13.19, 13.20) для соответствующих расчетных сечений.

В формулах (13.40) – (13.47) индексы при всех величинах представлены в соответствии с расчетной схемой на рис.13.33.

В формулах (13.44) и (13.47) деформации в меридиональном направлении учитываются коэффициентами: для кожуха $K_0 = 1{,}4$; для холодильников $K_0^x = 0{,}9$; для тонкостенной кладки $K_0^{ф} = 0{,}5$; для толстостенной кладки $K_0^{ф} = 0{,}75$; n_i - число радиальных выгорающих прокладок в несущем слое футеровки; n_x - число вертикальных зазоров между плитовыми холодильниками.

B_1 и $N_{т,}$ входящие в формулы (13.42) и (13.44), определяются по формулам (13.74), (13.75).

В начале расчета P_i неизвестны, поэтому значения коэффициентов $\overline{n}_i$ и $\overline{m}_i$ для материала деформативного слоя принимаются по табл.13.21 либо из первой, либо из второй строки произвольно. После расчета необходимо проверить выполнение неравенств, указанных в принятых для расчета строках таблицы. Если какое-либо из них не выполняется, то необходимо взять для этого слоя значения $\overline{n}_i$ и $\overline{m}_i$ из другой строки и сделать повторный расчет .

Расчет, выполненный по формулам (13.40) – (13.47), основан на предположении, что огнеупорные слои футеровки сжаты по всей толщине. Это следует проверить по формуле

$$\sigma_{xф}(z_i) = E_i(z_i) \cdot \left[\varepsilon_{x_i} - \alpha_i \cdot T(z_i)\right], \quad (13.48)$$

где

$$\varepsilon_{xi} = \frac{1}{B_{1i}}(-P_1 \cdot r_2 + N_{Ti}). \quad (13.49)$$

Если эпюра кольцевых напряжений в i-м слое будет иметь растянутые зоны, где $\alpha_i T(z_i) \geq \varepsilon_{xi}$, то эти зоны из дальнейшего расчета в кольцевом направлении исключаются и расчет повторяется (второе приближение) с новой толщиной слоя, равной толщине сжатой зоны эпюры, с новыми соответствующими температурами границ и радиусами.

$E_i(z_i)$ и $\alpha_i T(z_i)$ определяются для различных материалов футеровки по табл.13.22, 13.23.

Таблица 13.21. Коэффициенты податливости материалов деформативных слоев в зависимости от радиальных давлений

№№ п/п	Материалы деформативного слоя	№ строк	Предел изменения давления на деформативные слои P_i, МПа	$\overline{m}_i$	$\overline{n}_i$
1.	Трепельная крошка	1	$0 < P_i \le 0{,}6$	0,32	0
		2	$P_i \ge 0{,}6$	0,12	0,12
2.	Трепельно-асбестовые засыпки:				
	трепельная крошка 75 %	1	$0 \le P_i \le 0{,}6$	0,23	0
	асбестит 25 %	2	$P_i \ge 0{,}6$	0,08	0,09
3.	трепельная крошка 50 %	1	$0 \le P_i \le 0{,}6$	0,26	0
	асбестит 50 %	2	$P_i \ge 0{,}6$	0,08	0,108
4.	трепельная крошка 25 %	1	$0 \le P_i \le 0{,}6$	0,32	0
	асбестит 75 %	2	$P_i \ge 0{,}6$	0,09	0,138
5.	Граншлако-асбестовые засыпки:				
	граншлак 70 %	1	$0 \le P_i \le 0{,}6$	0,23	0
	асбестит 30 %	2	$P_i \ge 0{,}6$	0,07	0,096
6.	граншлак 50 %	1	$0 \le P_i \le 0{,}6$	0,26	0
	асбестит 50 %	2	$P_i \ge 0{,}6$	0,08	0,108
7.	граншлак 30 %	1	$0 \le P_i \le 0{,}6$	0,32	0
	асбестит 70 %	2	$P_i \ge 0{,}6$	0,09	0,138
8.	граншлак 15 %	1	$0 \le P_i \le 0{,}6$	0,36	0
	асбестит 85 % или асбестит 100 %	2	$P_i \ge 0{,}6$	0,14	0,132
9.	Шамотный порошок	1	$0 \le P_i \le 0{,}4$	0,188	0
		2	$P_i \ge 0{,}4$	0,0341	0,0614
10.	Мертель	1	$0 \le P_i \le 0{,}4$	0,215	0
		2	$P_i \ge 0{,}4$	0,06	0,062
11.	Шлак	1	$0 \le P_i \le 0{,}6$	0,211	0
		2	$P_i \ge 0{,}6$	0,067	0,0852
12.	Каолиновая вата	1	$0 \le P_i \le 0{,}05$	4,4	0
	(маты, уплотненные на 50 %)	2	$P_i \ge 0{,}05$	0,36	0,202
13.	Асбестовермикулитовые плиты	1	$0 \le P_i \le 0{,}2$	0	0
		2	$P_i \ge 0{,}2$	0,2	-0,04
14.	Асбестовый картон	1	$0 \le P_i \le 0{,}6$	0,046	0
		2	$P_i \ge 0{,}6$	0,0385	0,045
15.	Свободно выгорающий зазор	1	$0 \le P_i \le 10$	0	1
		2	—	—	—
16.	Тонкий шов между слоями футеровки	1	$0 \le P_i \le 10$	0	0
		2	—	—	—
17.	Углеродистая набойка со смолой 80:20 с трамбованием раскаленным прутком	1	$0 \le P_i \le 0{,}6$	0,1	0
		2	$P_i \ge 0{,}6$	0,05	0,03
18.	Углеродистая набойка со смолой 80:20 с предварительным обжатием 0,02 МПа	1	$0 \le P_i \le 0{,}6$	0,25	0
		2	$P_i \ge 0{,}6$	0,1	0,09
19.	Углеродистая набойка с асбеститом и смолой с предварительным обжатием 0,02 МПа	1	$0 \le P_i \le 0{,}6$	0,40	0
		2	$P_i \ge 0{,}6$	0,1	0,18
20.	Масса для чеканки холодильников	1	$0 \le P_i \le 10$	0,005	0

Таблица 13.22. Значения $\alpha \cdot T \cdot 10^2$ для несущих слоев футеровки, выполненных из огнеупоров различных марок

T, °С*)	Шамот				Высокоглинозем		Динас высокообожженный малоразрыхляющийся	Муллитокорундовый ВГО-72 (МКО-72)	Легковес	
	класса А	класса Б	легковес ШЛБ-1	каолиновый 42%-ый	ВГО-50	ВГО-62 (МЛО-62)			динасовый ДЛ-1,2	каолиновый КЛ-1,3
100	0,06	0,02	0,06	0,05	0,03	0,02	0,15	0,054	0,375	0,046
200	0,14	0,04	0,12	0,14	0,1	0,04	0,545	0,108	0,78	0,092
300	0,2	0,05	0,18	0,22	0,17	0,11	0,94	0,162	0,99	0,138
400	0,26	0,1	0,24	0,3	0,24	0,14	1,03	0,216	1,08	0,184
500	0,32	0,13	0,3	0,35	0,28	0,16	1,12	0,27	1,125	0,23
600	0,4	0,18	0,36	0,4	0,32	0,23	1,14	0,324	1,182	0,276
700	0,48	0,2	0,42	0,45	0,38	0,27	1,16	0,378	1,204	0,332
800	0,57	0,24	0,48	0,5	0,42	0,32	1,1933	0,432	1,224	0,368
900	0,7	0,28	0,54	0,5	0,5	0,45	1,2266	0,486	1,197	0,414
1000	0,8	0,28	0,6	0,6	0,55	0,44	1,26	0,59	1,23	0,46
1100	0,93	0,28	0,66	0,7	0,64	0,59	1,305	0,682	1,245	0,506
1200	0,93	0,28	0,72	0,76	0,7	1,03	1,35	0,78	1,245	0,552
1300	—	—	—	0,83	0,8	1,7	1,34	0,871	1,245	0,598
1400	—	—	—	0,9	0,9	1,61	1,33	0,966	1,245	0,644
1500	—	—	—	—	—	—	1,33	1,065	1,245	0,69
1600	—	—	—	—	—	—	1,33	1,168	—	—

*) Для промежуточных T значение αT находится по линейной интерполяции.

Таблица 13.23. Значения $E(T) \cdot 10^{-4}$, МПа, для несущих слоев футеровки, выполненных из огнеупоров различных марок

T, °С*)	Шамот				Высокоглинозем		Динас высокообожженный малоразрыхляющийся	Муллитокорундовый ВГО-72 (МКО-72)	Легковес	
	класса А	класса Б	легковес ШЛБ-1	каолиновый 42%-ый	ВГО-50	ВГО-62 (МЛО-62)			динасовый ДЛ-1,2	каолиновый КЛ-1,3
100	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,1	0,15
200	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,1	0,15
300	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,1	0,15
400	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,1	0,15
500	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,1	0,15
600	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,1	0,15
700	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,1	0,15
800	0,5	0,5	0,15	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,0875	0,15
900	0,375	0,375	0,1125	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,075	0,15
1000	0,25	0,25	0,075	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,0625	0,15
1100	0,125	0,125	0,0375	0,5	0,5	0,5	0,3	0,6	0,05	0,15
1200	0	0	0	0,3333	0,3333	0,3333	0,3	0,6	0,0375	0,1
1300	—	—	—	0,1667	0,1667	0,1667	0,3	0,4	0,025	0,05
1400	—	—	—	0	0	0	0,2	0,3	0,0125	0
1500	—	—	—	—	—	—	0,1	0,15	0	0
1600	—	—	—	—	—	—	0	0	—	—

*) Для промежуточных T значение $E(T)$ находится по линейной интерполяции.

Для второго состояния кладки или если огнеупорный слой оказывается полностью растянутым (при $P_1 \le 0$),

$$P_2 = \frac{\Delta_{2p}}{\delta_{22}}, \tag{13.50}$$

где Δ_{2p} и δ_{22} определяются из уравнений (13.47) и (13.45).

Если окажется, что $P_1 > P_2$, то

$$P_2 = \frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} \cdot \frac{r_2}{r_4}, \tag{13.51}$$

где

$$\delta_{11} = \frac{r_2^2}{B_1} + \overline{m}_2 \cdot h_2, \tag{13.52}$$

$$\Delta_{1p} = \frac{N_т \cdot r_2}{B_1} + \alpha_i^{ср} \cdot T_i^{ср} \cdot H_{i-1,i} \cdot \sin\beta \cdot K_0^{ф} - \alpha \cdot T \cdot r - \alpha \cdot T^{ср} \cdot H_{i-1,i} \sin\beta \cdot K_0 - \\ - \overline{n}_2 \cdot h_2 - \frac{\delta_i \cdot n}{2\pi} \cdot \overline{n}_i - \frac{0{,}85 \cdot P_p \cdot r^2}{E\delta}. \tag{13.53}$$

Если периферийные холодильники отсутствуют, то радиальное давление кладки на кожухе

$$P_1 = \frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}, \tag{13.54}$$

где σ_{11} и Δ_{1p} определяются по формулам:

$$\sigma_{11} = \frac{r_2^2}{B_1} + \frac{r^2}{E\delta} 0{,}85 + \overline{m}_2 \cdot h_2; \tag{13.55}$$

$$\Delta_{1p} = \frac{N_т \cdot r_2}{B_1} + \alpha_i^{ср} \cdot T_i^{ср} \cdot H_{i-1,i} \cdot \sin\beta \cdot K_0^{ф} - \alpha \cdot T \cdot r - \alpha \cdot T^{ср} \cdot H_{i-1,i} \sin\beta \cdot K_0 - \\ - \overline{n}_2 \cdot h_2 - \frac{\delta_i \cdot n}{2\pi} \cdot \overline{n}_i - \frac{0{,}85 \cdot P_p \cdot r^2}{E\delta}. \tag{13.56}$$

в формулы (13.38) и (13.39) вместо P_2 подставляется P_1, а вместо $r_4 - r_2$.

13.5.3. Расчет лещади. Дополнительные условные обозначения, используемые в данном разделе.

$H_л$ – высота кладки лещади и горна до мораторного кольца;

$\overline{p}_0^{(i)}$ – давление футеровки лещади на кожух печи (i=1,2,3);

$r_s^{(i)}$ – радиус сжатой зоны футеровки лещади или днища печи (i=1,2,3);

E_t, E_r – модуль упругости кладки в кольцевом и радиальном направлениях;

$T_{Rк}$ – условное расчетное значение температуры на боковой поверхности кладки лещади при наружном радиусе футеровки $r_ф$. T_{max} - максимальное значение температуры в центре днища (для высокоглиноземистой кладки T_{max}=1000 °С, для углеродистых блоков T_{max}=1500 °С) принимается по технологическому заданию на глубине 1 м; T_0 - значение нагрева в центре лещади.

1) Полный объем расчета лещади выполняется для двух состояний: кладка - целая и кладка - прогорела на соответствующую высоту (см. расчет днища).

Первый этап (рис.13.34, 13.35). Давление футеровки лещади на кожух печи определяется при последовательном вычислении давления по формуле

$$\overline{p}_0^{(i)} = \frac{W_t^{(i)} - W_\Delta}{\sum_{j=1}^{3} f_j^{(i)}}, \quad (i = 1,2,3) \qquad (13.57)^*$$

$$f_1^{(i)} = r_\Phi \left[E_r^{(i)} \right]^{-1} \chi_i , \qquad (13.58)$$

$$f_2 = h \cdot \overline{m}_2 , \qquad (13.59)$$

$$f_3 = \mathrm{A}\mu_к , \qquad (13.60)$$

$$W_t^{(i)} = B_i \Delta_t , \qquad (13.61)$$

$$W_\Delta = W_н + W_{кт} + W_p , \qquad (13.62)$$

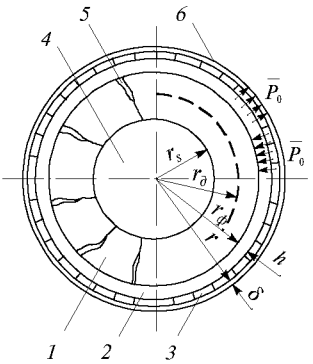


Рис.13.34. Лещадь доменной печи. Поперечный разрез *1* – кладка; *2* – набойка; *3* – плитовые холодильники; *4* – сжатая зона кладки; *5* – трещины (раскрытие швов) в растянутой зоне кладки; *6* – кожух

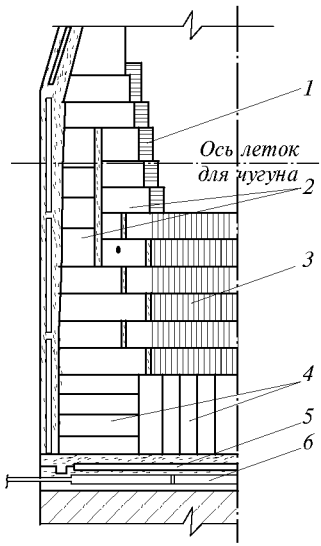


Рис.13.35. Лещадь комбинированная. Продольный разрез *1* – шамотные изделия; *2* – углеродистые блоки; *3* – высокоогнеупорные муллитовые изделия; *4* – графитированные блоки; *5* – днище печи; *6* – плиты воздушного охлаждения

2) В соотношении (13.58) модуль упругости $E_r^{(i)}$ зависит в общем виде от обжатия швов. Для первого этапа характерно однозначное значение этого модуля упругости $E_r^{(i)} = E(T)$. Соответственно (13.58)÷(13.62) приняты следующие зависимости при $\chi_1 = 1{,}0$.

$$A = r^2 (E\delta)^{-1}$$

$$\mu_к = 0{,}96 + 0{,}15\left(\frac{V \cdot 10^{-3}}{3{,}5} - 0{,}57 \right),$$

---

* При получении отрицательного значения $\overline{p}_0^{(i)}$ или при $\overline{p}_0^{(i)} \le 0{,}3$ МПа кожух лещади рассчитывается только на величину полного внутреннего давления газа $P_в$.

$$W_н = h \cdot \overline{n}_2 ,$$

$$W_{кт} = \alpha \cdot T \cdot r ,$$

$$W_p = 0{,}85 A P_в \Psi_m \qquad (13.63)$$

V - объем печи в м^3.

$$\Delta_t = \alpha(T) T_{\max} r_ф$$

$$T_{\max} = T_{Rк} + T_0$$

3) Коэффициент Ψ_m ($m = 1,2,3$) в (13.63) принимается по табл.13.24 и определяет собой степень возможного воздействия давления газовой среды (часть внутреннего давления газа), как технологического процесса и состояния футеровки лещади.

Таблица 13.24

m	1	2	3
Ψ_m	0	0,5	1,0

Рекомендуется в соотношении (13.63) для большинства конструкций принимать $\Psi_2 = 0{,}5$.

4) Коэффициенты, входящие в (13.58) и (13.61) необходимо вычислять по формулам таблиц 13.25, 13.26 в зависимости от номера приближения при $\kappa_i = 1{,}0$ и $E_r^{(i)} = E_t^{(i)} = E(T)$ (на первом этапе расчета). Все вычисления производятся до нужной сходимости значения $\overline{p}_0^{(i)}$ в (13.57) при $i = 1,2,3$.

Таблица 13.25

i	$B_i\,(i = 1,2,3)$	Примечание
1	$1 + \overline{T}\left(\frac{n_к}{\kappa_1} - \frac{\varphi_n^{(1)}}{n+1}\right)$	
≥ 2	$1 - \frac{\overline{T}}{n+1}\left[1 - n_к^{(i)}\left(\frac{n+1}{\kappa_i} - 1\right)\left(r_s^{(i)} / r_ф\right)\right]^{n+1}$	

В таблице 13.25 в соответствующих соотношениях принимать

$$n_k^{(i)} = \frac{n\kappa_i^2}{\kappa_i^2 - (n+1)^2} ,$$

n - число температурной изотермы принимает значения $n = 0,1...4$ (включая и дробные значения n).

Таблица 13.26

i	χ_i	Примечание
1	$1/\kappa_1$	
≥ 2	$1/\kappa_i + ln\left(r_ф / r_s^{(i)}\right)$	$(i = 2,3)$

$$\kappa_i = E_t^{(i)}\left[E_r^{(i)}\right]^{-1} ,$$

$$\varphi_n^{(i)} = 1 + n_к^{(i)} ,$$

$$\overline{T} = T_0 T_{\max}^{-1} .$$

5) Вычисления давления $\overline{p}_0^{(1)}$ производятся в соответствии с п.1; после чего определяется давление $\overline{p}_0^{(2)}$ из (13.57) при $i = 2$. В таблицу 13.25 при $i = 2$ входит радиус сжатой зоны, который определяется из соотношения

$$r_s^{(i)} = r_{ср} \kappa_s^{(i)} , \qquad (13.64)$$

где

$$\kappa_s^{(i)} = \left[\frac{\overline{p}_0^{(i-1)} \kappa_{i-1}\left(\kappa_{i-1} + n + 1\right)}{n\alpha(T) T_0 E_t^{(i-1)}}\right]^{1/n+1} \qquad (13.65)$$

6) Второй этап. Определяется влияние обжатия швов на изменение модуля упругости как в радиальном, так и в окружном направлении. При вычислении по второму этапу выполняются условия

$$s_{\kappa}^{(i)} = \left(1 + a_{\kappa}^{(i)}\right) > 1{,}25, \quad (i = 1{,}2{,}3)$$

где $$a_{\kappa}^{(i)} = c_{\kappa}^{(i)} \sum^{n} \delta_{ш.c}^{r} ,$$

$$c_{\kappa}^{(i)} = \overline{m}_2 E(T)\left[r_s^{(i)}\right]^{-1}$$

Значения $r_s^{(i)}$ определяются в соответствии с указаниями п.5. на основании соотношений (13.64), (13.65).

В первом приближении для определения предварительного значения $r_s^{(1)}$ второго этапа последний принимается равным $r_s^{(3)}$ первого этапа. При этом

$$\sum^{n} \delta_{ш.c} = \delta_{ш} \cdot n_{ш.c}^{r} \qquad (13.66)$$

В (13.66) $$n_{ш.c}^{r} = \frac{n_{ш}}{\rho_s^{(i)}} ,$$

при $$\rho_s^{(i)} = r_{ф}\left[r_s^{(i)}\right]^{-1}, \quad (i{=}1{,}2{,}3...\text{K})$$

$\delta_{ш}$ – размер шва кладки блоков футеровки в радиальном направлении;
$n_{ш}$ – количество швов в кладке от центра лещади в радиальном направлении.

7) Давление $\overline{p}_0^{(i)}$ на втором этапе определяется из соотношения (13.57) при i=1,2,3...K.

При этом следует определять новые значения модулей упругости в радиальном и тангенциальном направлениях

$$E_r^{(i)} = E\left[s_{\kappa}^{(i)}\right]^{-1},$$

$$E_t^{(i)} = E\kappa_i^2\left[s_{\kappa}^{(i)}\right]^{-1} \qquad (a)$$

В соотношении (a) κ_i^2 принимается по формуле

$$\kappa_i^2 = \left(1 + a_{\kappa}^{(i)}\right)\left(1 + \varepsilon_{\kappa} a_{\kappa}^{(i)}\right)^{-1} \qquad (13.67)$$

Параметр ε_{κ} в (13.67) меняется в диапазоне $0 \le \varepsilon_{\kappa} \le 1{,}0$ что позволяет из (13.67) определять значение «κ» на длине радиуса r_s, включая и краевые значения ε_{κ}.

После определения соответствующего значения κ_i выполняется окончательное вычисление $\overline{p}_0^{(i)}$.

8) Все вычисления на втором этапе выполняют в соответствии с пп.$1 \div 5$. Величина $r_s^{(i)}$ для второго этапа определяется из (13.64), (13.65) при κ_i, вычисленном при $\varepsilon_{\kappa}=0$. В п.6 второе приближение ($i=2$) на втором этапе вычисляется после предварительной оценки соответствующих значений, входящих в (13.64), (13.65) параметров.

9) Проверка прочности кожуха производится в соответствии с разделом «Расчет доменных печей».

13.5.4. Расчет воздухонагревателей

1) Стальной кожух и футеровку рассчитывают на прочность от воздействия внутренней температуры и давления дутья. Для этого цилиндрическую часть воздухонагревателя разбивают по высоте на отдельные участки с одинаковыми конструкциями, размерами и материалами футеровки и кожуха, как показано на рис.13.36*а*. В каждом участке обязательно рассчитываются два сечения - верхнее и нижнее, между которыми напряженное состояние кожуха и слоев футеровки считается изменяющимся по линейному закону. Расчет выполняется, начиная с верхнего сечения (1–1).

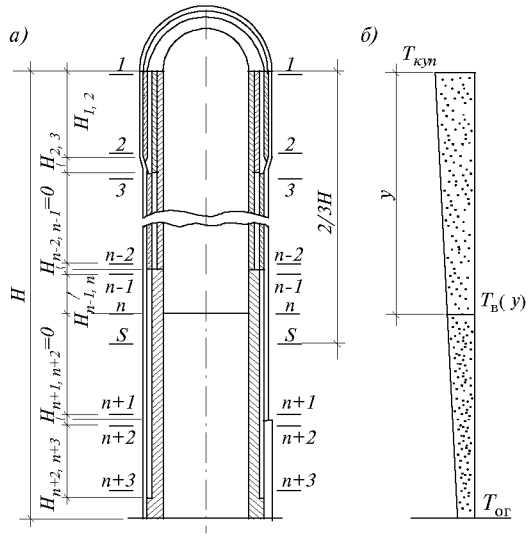


Рис.13.36. Вертикальный разрез воздухонагревателя *а* – расчетные сечения и порядок определения напряжений в кожухе воздухонагревателя; *б* – график изменения температуры воздуха $T_в$ внутри воздухонагревателя по высоте; $T_{куп}$ – температура под куполом; $T_{ог}$ – температура отходящих газов

Напряжения от собственной массы конструкций не учитываются из-за их малости по сравнению с напряжениями от температуры и давления дутья.

2) Расчетная температура воздуха внутри воздухонагревателя под куполом $T_{куп}$ и температура отходящих газов $T_{ог}$ задаются технологической организацией. Между этими крайними значениями температура по высоте воздухонагревателя принимается изменяющейся по линейному закону:

$$T_в(y)=T_{куп}-(T_{куп}-T_{ог})\frac{y}{H}, \qquad (13.68)$$

как показано на рис.13.36.

Температура на границах слоев в произвольном сечении воздухонагревателя определяется по формуле (13.32), однако $T_{const}=0$, а коэффициент теплоотдачи от наружной поверхности

$$\lambda_н = 2+13\sqrt{v}, \qquad (13.69)$$

где v, м/с - скорость ветра, принимается по СНиП в зависимости от места строительства.

Увеличение скорости ветра с высотой при расчете по (13.69) учитывается поправочным коэффициентом K в соответствии с табл.13.27.

Таблица 13.27. Поправочные коэффициенты для увеличения скорости ветра при расчете коэффициента теплоотдачи $\lambda_н$

Высота над поверхностью земли, м	До 10	20	40	100*
Поправочный коэффициент K	1	1,15	1,3	1,5

* Для промежуточных высот K определяют по линейной интерполяции.

Температура слоев футеровки является линейной функцией координат Z_i (рис.13.37, 13.38), отсчитываемых от внутренней поверхности каждого из этих слоев, следовательно справедлива формула (13.34).

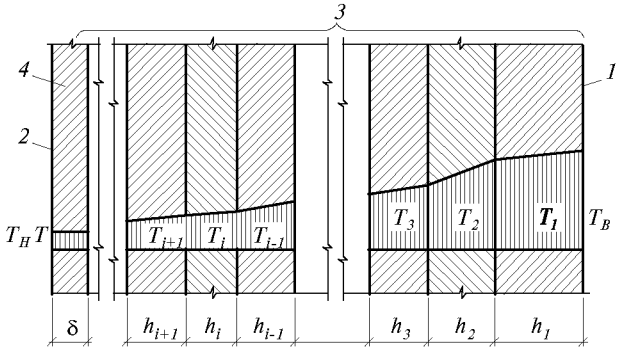


Рис.13.37. Изменение температуры по толщине стенки воздухонагревателя в расчетном сечении

1 – внутренняя поверхность воздухонагревателя; *2* – наружная поверхность воздухонагревателя; *3* – футеровка; *4* – кожух

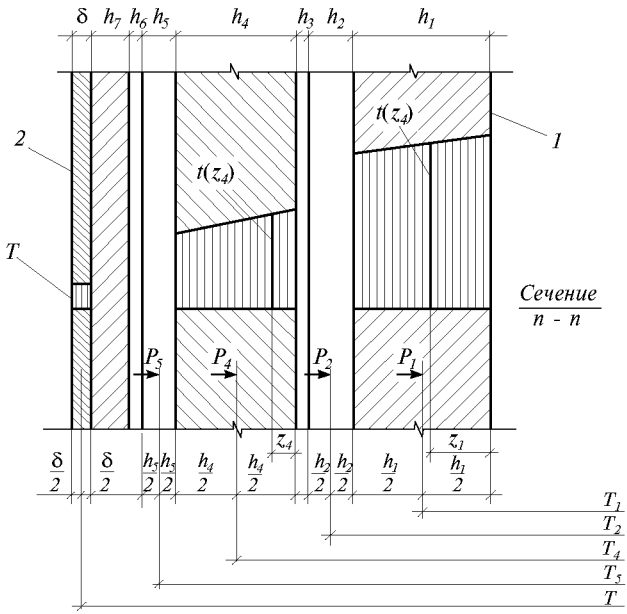


Рис.13.38. Расчетная схема для футеровки с двумя компенсационными слоями в сочетании с двумя кольцевыми зазорами

1 – внутренняя поверхность; *2* – наружная поверхность; h_1, h_4 – несущий огнеупорный слой (соответственно внутренний и наружный); h_2, h_5 – деформативный слой (соответственно внутренний и наружный); h_3, h_6 – кольцевой зазор; h_7 – теплоизоляционный слой; δ – кожух воздухонагревателя

3) Проверка прочности кожуха воздухонагревателя в сечениях с двумя деформативными слоями и двумя кольцевыми зазорами в произвольном сечении $n-n$ производится по формуле (13.35), где

$$\sigma_1 = \frac{1}{2r^{(n)} \cdot \delta^{(n)}} \left[P_{\text{в}} \cdot r^{2(n)} \cdot n_p + f \sum_{i=2}^{n} \left(P_4^{(n-1)} \cdot r_4^{(n-1)} + P_4^{(n)} \cdot r_4^{(n)} \right) \cdot H_{n-1,n} \cdot n_t \right] \le R ;$$

$$\sigma_2 = \frac{P_{\text{в}} \cdot r^{(n)} \cdot n_p + P_4^{(n)} \cdot r_4^{(n)} \cdot n_t}{\delta^{(n)}} \le R . \qquad (13.71)$$

В формулах (13.70), (13.71): $n = 1,2,3,...$ – номера сечений по рис.13.36*а*; $f = 0,2$, $n_p = 1,15$, $n_t = 1,2$ – коэффициенты перегрузки; $P_{\text{в}}$ – избыточное (нормативное) давление воздуха, МПа; $m = 0,75$ – коэффициент условий работы.

Примечания.

- 1. Второй член в квадратных скобках формулы (13.64) для сечений, расположенных ниже сечения *S–S*, соответствующего 2/3 высоты цилиндрической части воздухонагревателя (рис.13.36*а*), принимается равным его значению в сечении *S–S*.
- 2. Для реконструируемых и эксплуатируемых воздухонагревателей коэффициент условий работы назначается в зависимости от срока эксплуатации и фактического состояния кожуха и футеровки.

Давление на несущие огнеупорные слои, соответственно наружный и внутренний в сечении n-n, определяется по формулам:

$$P_4 = \frac{\Delta_{4p} \cdot \delta_{11} + \Delta_{1p} \cdot \delta_{41}}{\delta_{44} \cdot \delta_{11} - \delta_{41} \cdot \delta_{14}}; \tag{13.72}$$

$$P_1 = \frac{\Delta_{1p} \cdot \delta_{44} + \Delta_{4p} \cdot \delta_{14}}{\delta_{44} \cdot \delta_{11} - \delta_{41} \cdot \delta_{14}}, \tag{13.73}$$

где

$$\delta_{44} = \frac{r_4^2}{B_{14}} + \frac{r \cdot r_4}{E\delta} + \frac{\overline{m}_5 \cdot h_5 \cdot r_4}{r_5}; \tag{13.74}$$

$$\delta_{41} = \frac{r_4 \cdot r_1}{B_{14}}; \tag{13.75}$$

$$\Delta_{4p} = \frac{r_4 N_{T4}}{B_{14}} - \frac{0{,}85 \cdot P_B \cdot r^2}{E\delta} - \alpha \cdot T \cdot r - \overline{n}_5 \cdot h_5 - \overline{n}_6 \cdot h_6; \tag{13.76}$$

$$\delta_{14} = \frac{r_4^2}{B_{14}}; \tag{13.77}$$

$$\delta_{11} = \frac{r_1^2}{B_{11}} + \frac{r_4 \cdot r_1}{B_{14}} + \frac{\overline{m}_2 \cdot h_2 \cdot r_1}{r_2}; \tag{13.78}$$

$$\Delta_{1p} = \frac{r_1 \cdot N_{T1}}{B_{11}} - \frac{r_4 \cdot N_{T4}}{B_{14}} - \overline{n}_2 \cdot h_2 - \overline{n}_3 \cdot h_3. \tag{13.79}$$

В формулах (13.72) – (13.79) индексы при всех величинах проставлены в соответствии с расчетной схемой рис.13.38.

Значения B_{1i} *и* N_{Ti} при произвольных зависимостях $E_i(T)$ и $\alpha_i(T)$ и вычисляются по формулам:

$$B_{1i} = \int_0^{hi} E_i(T) \cdot dz; \tag{13.80}$$

$$N_{Ti} = \int_0^{hi} f_i(T) \cdot dz; \tag{13.81}$$

где $$f_i(T) = \alpha_i \cdot T(z_i) \cdot E_i(z_i).$$

Для различных материалов футеровок B_{1i} и N_{Ti} вычисляются с помощью данных, приведенных в табл.13.22, 13.23.

В том случае, если несущий огнеупорный слой, внутренний или наружный, состоит из нескольких K огнеупорных слоев (пакет), различных по свойствам материалов, то B_i и $N_т$ вычисляются для каждого пакета как суммы:

$$B_1 = \sum_1^{\kappa} B_{1i}; \tag{13.82}$$

$$N_т = \sum_1^{\kappa} N_{Ti}. \tag{13.83}$$

Коэффициенты податливости $\overline{m}_i$ и $\overline{n}_i$ для различных материалов принимаются по первой или второй строке табл.13.21 в зависимости от радиальных давлений P_i, действующих на деформативные слои:

$$P_2 = P_1 \frac{r_1}{r_2}; \tag{13.84}$$

$$P_5 = P_4 \cdot \frac{r_4}{r_5}. \tag{13.85}$$

Подробно о выборе коэффициентов $\overline{m}_i$ и $\overline{n}_i$ было изложено в п.13.5 главы.

В том случае, когда вместо выгорающих зазоров h_3, h_6 в несущих слоях футеровки установлены радиальные выгорающие прокладки, их суммарная толщина приводится к условной толщине кольцевого зазора по формуле

$$h_i = \frac{\delta_i \cdot n_i}{2\pi} \tag{13.86}$$

где δ_i - толщина радиальной выгорающей прокладки; n_i - число радиальных прокладок в несущем слое футеровки.

При отсутствии кольцевых выгорающих зазоров и радиальных выгорающих прокладок $h_3 = 0$ и $h_6 = 0$.

Расчет, выполненный по формулам (13.72), (13.73), следует во многих случаях рассматривать лишь как первое приближение к окончательному решению, так как несущие огнеупорные слои футеровки не способны воспринимать растягивающие напряжения. Поэтому после выполнения расчета в первом приближении, необходимо построить эпюры кольцевых напряжений в несущих огнеупорных слоях кладки с помощью формулы (13.48), в которой:

при $i = 4$

$$\varepsilon_{x4} = \frac{1}{B_{14}}\left(-P_4 \cdot r_4 + P_1 \cdot r_1 + N_{т4}\right); \tag{13.87}$$

при $i = 1$

$$\varepsilon_{x1} = \frac{1}{B_{11}}\left(-P_1 \cdot R_1 + N_{т1}\right). \tag{13.88}$$

ε_{x4}, ε_{x1} представляют собой относительные кольцевые деформации срединных поверхностей наружного и внутреннего несущих огнеупорных слоев соответственно, а дальнейший расчет выполняется в соответствии с пояснениями к формуле (13.48).

В случае если наружный несущий слой полностью попадает в растянутую зону, повторные расчеты (второе, третье и т.д. приближения) производят по формуле

$$P_4 = P_1 \frac{r_1}{r_4}, \tag{13.89}$$

где

$$P_1 = \frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}};$$

$$\delta_{11} = \frac{r_1^2}{B_{11}} + \frac{r \cdot r_1}{E\delta} + \frac{\overline{m}_2 \cdot h_2 \cdot r_1}{r_2} + \frac{\overline{m}_5 \cdot h_5 \cdot r_4}{r_5}; \tag{13.90}$$

$$\Delta_{1p} = \frac{r_1 \cdot N_{т1}}{B_{11}} - \frac{0{,}85 \cdot P_B \cdot r^2}{E\delta} - \alpha Tr - \overline{n}_2 h_2 - \overline{n}_3 h_3 - \overline{n}_5 h_5 - \overline{n}_6 h_6. \tag{13.91}$$

4) Воздухонагреватель с одним деформативным слоем и одним выгорающим зазором. В этом случае несущий огнеупорный слой (наружный) и соответствующие ему деформативный и выгорающий слои отсутствуют.

Следовательно, $P_4 = 0$, а P_1 определяется по формуле (13.54), где

$$\delta_{11} = \frac{r_1^2}{B_{11}} + \frac{r \cdot r_1}{E\delta} + \frac{\overline{m}_2 \cdot h_2 \cdot r_1}{r_2}; \qquad (13.92)$$

$$\Delta_{1p} = \frac{r_1 \cdot N_{т1}}{B_{11}} - \frac{0{,}85 \cdot P_в \cdot r^2}{E\delta} - \alpha Tr - \overline{n}_2 \cdot h_2 - \overline{n}_3 \cdot h_3 . \qquad (13.93)$$

Остальной расчет аналогичен изложенному выше, а в формулы (13.70) и (13.71) вместо P_4 и r_4 подставляется соответственно P_1 и r_1

5) Кольцевые напряжения в несущих огнеупорных слоях футеровки определяют по формулам (13.48), (13.87), (13.88); полученные сжимающие напряжения сравниваются с расчетными сопротивлениями для огнеупорных материалов. Вычисление радиальных перемещений выполняется по формуле (13.122).

13.5.5. Расчет воздухопроводов горячего дутья

1) Расчет распространяется на воздухопроводы доменных печей с многослойной футеровкой и компенсационным слоем. Стальной кожух и футеровку рассчитывают на прочность от воздействия температуры и давления горячего дутья.

Под воздействием температурного роста футеровки и внутреннего давления дутья в кожухе возникают растягивающие кольцевые и меридиональные напряжения.

Участок воздухопровода в принятой системе координат и расчетные схемы участка даны на рис.13.39 – 13.41.

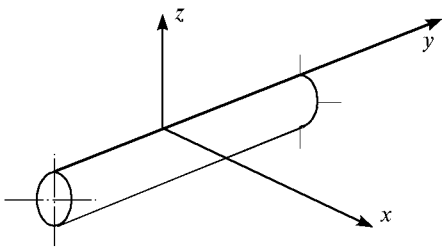


Рис.13.39. Прямой участок футерованной цилиндрической оболочки в принятой системе координат

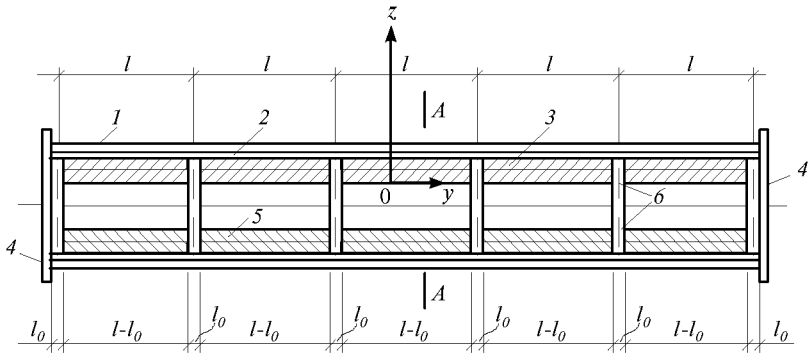


Рис.13.40. Схематический продольный разрез прямого участка футерованной многослойной цилиндрической оболочки

1 – кожух; *2* – асбестовый картон; *3* – теплоизоляционные слои футеровки; *4* – заглушки; *5* – огнеупорные несущие слои футеровки; *6* – температурные зазоры

Дополнительные меридиональные напряжения в кожухе воздухопровода, возникающие под воздействием собственной массы воздухопровода (включая футеровку), опирающихся на него площадок, оборудования и т.п. определяются как для обычных балок кольцевого сечения без учета несущей способности футеровки. Эти напряжения суммируются с меридиональными напряжениями в кожухе, полученными от воздействия температуры и давления горячего дутья.

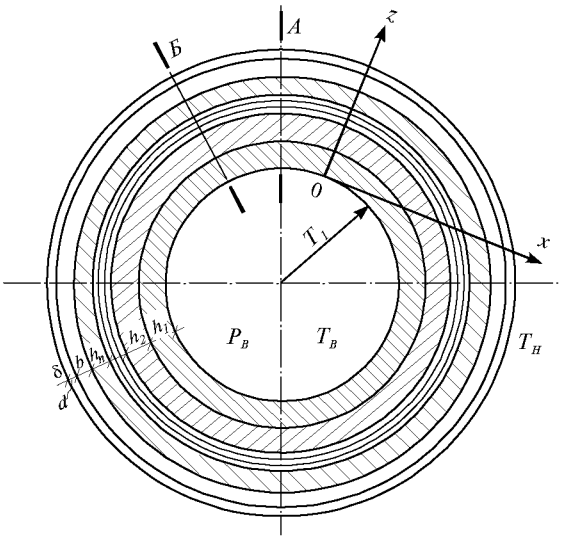


Рис.13.41. Поперечное сечение *А–А* на рис.13.40.

2) Расчетная температура горячего дутья $T_в$ задается технологической организацией. Распределение температуры считается постоянным для всех участков воздухопровода горячего дутья (ВГД) и осесимметричным.

Температура на границах слоев в сечениях прямых участков ВГД, согласно рис.13.42 определяется по формулам (13.32), (13.33), но в отличие от доменных печей и воздухонагревателей принимается $\lambda_н = 20{,}65$ при минимальной расчетной температуре воздуха и $\lambda_н = 25{,}52$ при максимальной расчетной температуре воздуха.

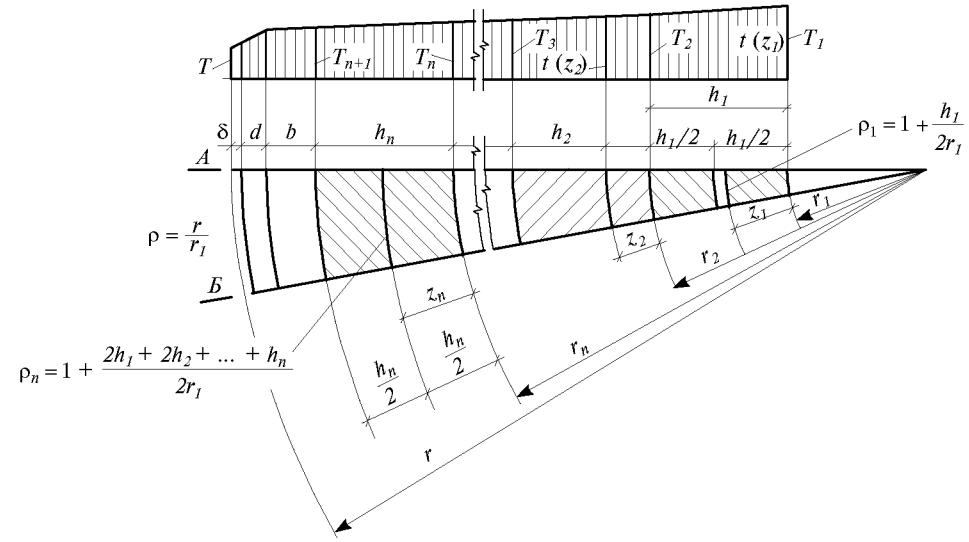


Рис.13.42. Сечение единичной расчетной полоски участка футерованной оболочки; распределение температуры по ее слоям

При определении расчетных температур кожуха кольцевого участка ВГД к значениям температур кожуха, полученным расчетом по формуле (13.32), следует прибавлять $T_{\text{const}} = 50\,^{\circ}\text{C}$, для всех остальных участков ВГД $T_{\text{const}} = 0\,^{\circ}\text{C}$. Изменение температуры по толщине слоев происходит по закону прямой (см.формулу 13.34).

3) Прочность кожуха в расчетном сечении проверяют по формуле (13.35), в которой

$$\sigma_2 = \sigma_{xt} \cdot n_t + \sigma_{xp} \cdot n_p \le R; \qquad (13.94)$$

$$\sigma_1 = \sigma_{yt} \cdot n_t + \sigma_{yp} \cdot n_p \le R, \qquad (13.95)$$

где

$$\sigma_{xp} = \frac{P_{\text{в}} \cdot r}{\delta}; \tag{13.96}$$

$$\sigma_{yp} = \frac{P_{\text{в}} \cdot r}{2\delta}; \tag{13.97}$$

$$\sigma_{xt} = \frac{\Delta_{xp} \cdot \delta_{yy} + \Delta_{yp} \cdot \delta_{xy}}{\delta_{xx} \cdot \delta_{yy} - \delta_{xy} \cdot \delta_{yx}}; \tag{13.98}$$

$$\sigma_{yt} = \frac{\Delta_{yp} \cdot \delta_{xx} + \Delta_{xp} \cdot \delta_{yx}}{\delta_{xx} \cdot \delta_{yy} - \delta_{xy} \cdot \delta_{yx}}; \tag{13.99}$$

$n_t = 1{,}2$ – коэффициент перегрузки от температурного распора футеровки; $n_p = 1{,}15$ – коэффициент перегрузки от давления дутья; $m = 0{,}85$ – коэффициент условий работы для ВГД.

В формулах (13.98) и (13.99) при n несущих слоев футеровки

$$\delta_{xx} = \frac{r_{n+1} \cdot \delta}{\sum_{i=1}^{n} B_{1i}} + \frac{r}{E} + \frac{\overline{m} \cdot d \cdot \delta}{r}; \tag{13.100}$$

$$\delta_{xy} = \nu \frac{r}{E}; \tag{13.101}$$

$$\Delta_{xp} = \frac{\sum_{i=1}^{n} N_{T_i} \cdot r_{n+1}}{\sum_{i+1}^{n} \cdot B_{1i}} - \frac{P_B \cdot r^2}{E\delta}\left(1 - \frac{\nu}{2}\right) - \alpha Tr - \overline{n} \cdot d; \tag{13.102}$$

$$\delta_{yy} = \frac{\delta \cdot \rho}{\sum_{i=1}^{n} \rho_i B_{1i}} + \frac{1}{E}; \tag{13.103}$$

$$\delta_{yx} = \nu \frac{1}{E}; \tag{13.104}$$

$$\Delta_{yp} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \rho_i N_{\text{T}i}}{\sum_{i=1}^{n} \rho_i B_{1i}} - \frac{P_{\text{в}} \cdot r}{2E\delta}(1 - 2\nu) - \alpha \cdot T - l_0 \cdot 10^{-2}, \tag{13.105}$$

где в соответствии с рис.13.42

$$\rho_1 = 1 + \frac{h_1}{2r_1}; \quad \rho_2 = 1 + \frac{2h_1 + h_2}{2r_1}; \quad \rho_n = 1 + \frac{2h_1 + 2h_2 + \ldots + h_n}{2r_1};$$

$$\rho = r / r_1;$$

l_0 - температурный зазор (рис.13.40).

Значения $\sum_{i=1}^{n} B_{1i}$, $\sum_{i=1}^{n} N_{\text{T}i}$ рассчитывают по формулам (13.80) – (13.83), а $\sum_{i=1}^{n} \rho_i B_{1i}$ и $\sum_{i=1}^{n} \rho_i N_{T_i}$ рассчитывают по тем же формулам, которые при $n = 2$ с учетом ρ_i примут вид:

$$\sum_{i=1}^{2}\rho_{1,2}B_{1,2}=\rho_1\int_0^{h_1}E_1(T)dz_1+\rho_2\int_0^{h_2}E_2(T)dz_2\,; \tag{13.106}$$

$$\sum_{i=1}^{2}\rho_{1,2}N_{\text{T}1,2}=\rho_1\int_0^{h_1}f_1(T)dz_1+\rho_2\int_0^{h_2}f_2(T)\cdot dz_2\,. \tag{13.107}$$

Коэффициенты податливости $\overline{m}$ и $\overline{n}$ для асбестового картона определяют по табл.13.21 (п.14, строка 2).

4) Кольцевые и меридиональные напряжения в несущих слоях футеровки вычисляют соответственно по формулам:

$$\sigma^i_{x\phi}(z_i)=n_t\cdot E_i(z_i)\left[\varepsilon_x-\alpha_i T_i(z_i)\right]; \tag{13.108}$$

$$\sigma^i_{y\phi}(z_i)=n_t\cdot E_i(z_i)\left[\varepsilon_y-\alpha_i T_i(z_i)\right], \tag{13.109}$$

где относительные кольцевые и меридиональные перемещения вычисляют по формулам:

$$\varepsilon_x=-\frac{\sigma_{xt}\cdot\delta}{\sum\limits_{i=1}^{n}\cdot B_{1i}}+\frac{\sum\limits_{i=1}^{n}N_{\text{T}i}}{\sum\limits_{i=1}^{n}B_{1i}}; \tag{13.110}$$

$$\varepsilon_y=-\frac{\sigma_{yt}\cdot\delta\cdot\rho}{\sum\limits_{i=1}^{n}\rho_i B_{1i}}+\frac{\sum\limits_{i=1}^{n}\rho_i N_{Ti}}{\sum\limits_{i=1}^{n}\rho_i B_{1i}}; \tag{13.111}$$

$E_i(z_i)$ и $\alpha_i T_i(z_i)$ принимают для кладок из различных огнеупоров по табл.13.22, 13.23 в интервале граничных расчетных температур T_j-T_{j+1}.

Радиальные напряжения в теплоизоляционном слое футеровки

$$\sigma_{z\phi}=n_t\frac{\sigma_{xt}\cdot\delta}{r_1+\sum\limits_{i=1}^{n}h_i}. \tag{13.112}$$

5) Максимально допустимые расстояния между температурными швами футеровки

$$l=\frac{2r_1+\sum\limits_{i=1}^{n}h_i}{f}; \tag{13.113}$$

$$l=\frac{2r_1+\sum\limits_{i=1}^{n}h_i}{2f}. \tag{13.114}$$

Для различных материалов f принимают по табл.13.28.

По формуле (13.113) определяют l при наличии температурных швов с двух сторон расчетного участка. По формуле (13.114) определяют l при наличии температурного шва с одной стороны расчетного участка. При расстояниях между температурными швами, превышающих величины, получающиеся по формулам (13.113), (13.114), следует принимать l_0=0 независимо от зазора в температурном шве.

Таблица 13.28. Расчетные величины коэффициентов трения (при сдвиге)

Материал	$f(K_{тр})$	
	Мин.	Макс.
Металл по:		
трепельному кирпичу	0,345	0,45
асбестовому картону	0,36	0,46
асбестовермикулиту	0,295	0,39
каолиновой вате	0,255	0,35
ШЛБ-1 по:		
асбестовому картону	0,71	0,87
каолиновой вате	0,58	0,73
асбестовермикулиту	0,635	0,9
Торкрет-масса по:		
асбестовому картону	0,64	0,92
каолиновой вате	0,575	0,72
ШЛБ-1 по ШЛБ-1	0,73	0,91

Необходимые минимальные значения напряжений из условия полного обжатия несущих слоев футеровки:

$$\sigma_{xt}^{\text{мин}} = \frac{\sum_{i=1}^{n} N_{\text{т}i} - \beta_{\text{мин}} \sum_{i=1}^{n} B_{1i}}{\delta}; \tag{13.115}$$

$$\sigma_{yt}^{\text{мин}} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \rho_i N_{\text{т}i} - \beta_{\text{мин}} \sum_{i=1}^{n} \rho_i B_{1i}}{\rho\delta}, \tag{13.116}$$

где $\beta_{\text{мин}} = \alpha_i T(z_i)$ находят по табл.13.22 или по другим имеющимся источникам для несущих слоев футеровки в интервале граничных расчетных температур.

По формулам (13.115), (13.116) можно предварительно определить δ при выбранной марке стали.

Предварительное определение толщины компенсационного слоя из асбестового картона выполняют по формуле

$$d = \frac{\beta_{\text{мин}}\left(r_1 + \sum_{i=1}^{n} h_i\right) - \frac{r}{E}\left(\sigma_{xt}^{\text{мин}} - \nu\sigma_{yt}^{\text{мин}}\right) - \alpha \cdot T \cdot r - \frac{P_{\text{в}} \cdot r^2}{E\delta}\left(1 - \frac{\nu}{2}\right)}{\frac{\sigma_{xt}^{\text{мин}} \cdot \delta \cdot \overline{m}}{r} + \overline{n}} \tag{13.117}$$

Предварительное определение размера (см) свободного или выгорающего зазора в температурных швах футеровки при $l = 100$ см выполняют по формуле

$$l_0 = A \cdot 10^2, \tag{13.118}$$

где

$$A = \frac{\sum_{i=1}^{n} \rho_i N_{\text{т}i}}{\sum_{i=1}^{n} \rho_i B_{1i}} - \frac{\sigma_{yt}^{\text{мин}} \cdot \delta \cdot \rho}{\sum_{i=1}^{n} \rho_i B_{1i}} - \frac{1}{E}\left(\sigma_{yt}^{\text{мин}} - \nu\sigma_{xt}^{\text{мин}}\right) - \frac{P_{\text{в}} \cdot r(1-2\nu)}{2E\delta} - \alpha T.$$

При $l \neq 100$ см

$$l_0 = A \cdot l \tag{13.119}$$

6) Перемещения. Кольцевые и меридиональные перемещения участков кожуха вычисляют соответственно по формулам:

$$\overline{\omega} = \frac{r}{E}\left(\sigma_{xt} - \nu\sigma_{yt}\right) + \frac{P_{\text{в}} \cdot r^2}{E\delta}\left(1 - \frac{\nu}{2}\right) + \alpha \cdot r \cdot T\ ; \qquad (13.120)$$

$$\overline{u} = \frac{l}{E}\left(\sigma_{yt} - \nu\sigma_{xt}\right) + \frac{P_{\text{в}} \cdot l \cdot r}{2E \cdot \delta}\left(1 - 2\nu\right) + \alpha \cdot l \cdot T\ . \qquad (13.121)$$

σ_{xt}, σ_{yt} определены по формулам (13.98) и (13.99).

По формулам (13.120) и (13.121) можно вычислять перемещения участков кожуха доменной печи и воздухонагревателей, при этом σ_{xt} и σ_{yt} определяются соответственно по формулам (13.38), (13.39) и (13.70), (13.71), а вместо l в формулу (13.121) подставляют $H_{n,n\text{-}1}$.

Кольцевые и меридиональные перемещения участков несущих слоев футеровки вычисляют соответственно по формулам:

$$\overline{\omega}_n = \varepsilon_x \cdot r_{n+1}; \qquad (13.122)$$

$$\overline{u}_n = \varepsilon_y \cdot l\ . \qquad (13.123)$$

ε_x, ε_y определены по формулам (13.110) и (13.111).

По формуле (13.122) можно определить перемещения несущих слоев футеровки в доменной печи и воздухонагревателе, при этом ε_x определяют соответственно по формулам (13.49), (13.87) и (13.88), а величины радиусов подставляют в соответствии с расчетными схемами (рис.13.33 и 13.38).

7) Расчет эксплуатируемых конструкций ВГД. При необходимости расчета воздухопроводов с заданной конструкцией футеровки вычисление напряжений в кожухе и футеровке ведется методом последовательных приближений с использованием предложенных формул. Обычно достаточно двух-трех пересчетов

Расчет доменных печей, воздухонагревателей и воздухопроводов горячего дутья современных конструкций с многослойной футеровкой - процесс трудоемкий, если он выполняется вручную. В ЦНИИпроектстальконструкции созданы программы для механизированного расчета современных доменных печей, воздухонагревателей и воздухопроводов горячего дутья на основе приведенных выше формул.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Разработка методики расчета напряжений и количественных оценок конструкционной прочности горна и лещади доменных печей. ЦНИИПСК, 21-Ф1401-62223, М., 1984
2. Руководство по расчету стальных конструкций доменных печей большого объема, ЦНИИПСК, М., 1975
3. Строительные нормы и правила, Нормы проектирования, Стальные конструкции. СНиП II-23-81*, Стройиздат, М., 1995
4. **Ван-Цзи-де.** Прикладная теория упругости, Физматгиз,М.,1959
5. **Боли Б., Уайнер Дж.** Теория температурных напряжений. Мир, М., 1964
6. **Гейтвуд Б.Е.** Температурные напряжения. Ин.лит.,М, 1959
7. **Бажанов В.А., Гольденблат И.И.,** и др. Расчет конструкций на тепловые воздействия. Машиностроение, М., 1969
8. **Биргер И.А., Мавлютов Р.Р.** Сопротивление материалов,Наука, М., 1986
9. Определение напряженно-деформированного состояния стальной круглой плиты – днища доменной печи. Тарасов И.Б., Озеров С.И. ЦНИИПСК М., 1986
10. Типовые конструкции днища и системы воздушного охлаждения лещади доменной печи. Основные технические решения, Т-138828, Гипромез, М., 1986
11. Тарасов И.Б. Разрешающие уравнения напряженно-деформированного состояния цилиндрической трехслойной оболочки типа воздухопровода горячего дутья доменной печи большого объема. Рефер.журн. «Строительство и архитектура», серия 75, вып.10, М., 1983

ГЛАВА 14

ГАЗГОЛЬДЕРЫ

14.1. Общие положения

Газгольдеры, как специфические инженерные сооружения, являются непременным звеном современных химических, нефтеперерабатывающих, азотнотуковых, коксохимических предприятий, а также элементом городского коммунального хозяйства. Они необходимы для хранения газообразных продуктов различного состава и происхождения и оснащаются специальными устройствами для регулирования основных технологических параметров содержимого продукта. Среди важнейших функций, выполняемых газгольдерами, могут быть отмечены:

- длительное и кратковременное хранение газа;
- аккумулирование энергии хранимого продукта;
- смешивание и перемешивание газов различной концентрации и состава, а также контроль предписанных параметров;
- измерение количества поступающего и накапливаемого газопродукта;
- выравнивание давления газа в замкнутой газораспределительной системе.

В зависимости от применяемого давления газгольдеры могут быть разделены на два основных класса:

- газгольдеры высокого давления > 70 кПа, класс 1;
- газгольдеры низкого давления ≤ 70 кПа, класс 2.

Газгольдеры высокого давления предназначены для эксплуатации при рабочем давлении от 70 кПа до 3 МПа, а иногда и при более высоком давлении. Рабочее давление в газгольдерах низкого давления назначают, исходя из специфики технологических процессов, в большинстве случаев оно не превышает 4–5 кПа. Каждый из этих двух классов может быть подразделен на подклассы и типы, различающиеся объемами, конструктивной формой, материалом конструкций, положением в пространстве, условиями функционирования и т.п. Первичное представление о многообразии типов газгольдеров, укоренившемся в мировой практике, дает рис.14.1.

Газгольдеры высокого давления являются емкостями постоянного объема. В них геометрический объем остается стабильным, а давление газа может быть изменено в специально оговариваемых пределах, исходя из принятой технологии, а также из условий прочности и надежности самого сосуда.

Газгольдеры низкого давления являются емкостями переменного объема, в которых объем хранимого продукта легко изменяется, тогда как давление остается практически неизменным.

14.2. Газгольдеры высокого давления

В отечественной практике из этого класса сооружений наиболее широкое применение находят шаровые, а также цилиндрические горизонтальные и вертикальные газгольдеры со сферическими днищами. Их проектирование и расчет осуществляются в соответствии со строительными нормами и правилами СНиП 2.09.03-85, СНиП 2.01.07-85, СНиП II-23-81*. Учитывая специализацию предприятий-изготовителей, отработанную оснастку и технологию изготовления и монтажа элементов сосудов, в РФ предпочтение отдано шаровым газгольдерам объемом 600 м^3 на давление до 1,8 МПа и объемом 2000 м^3 на давление до 1,2 МПа для несгораемых продуктов хранения; сосуды этих объемов для хранения горючих газов должны проектироваться на давление не более 0,25 МПа.

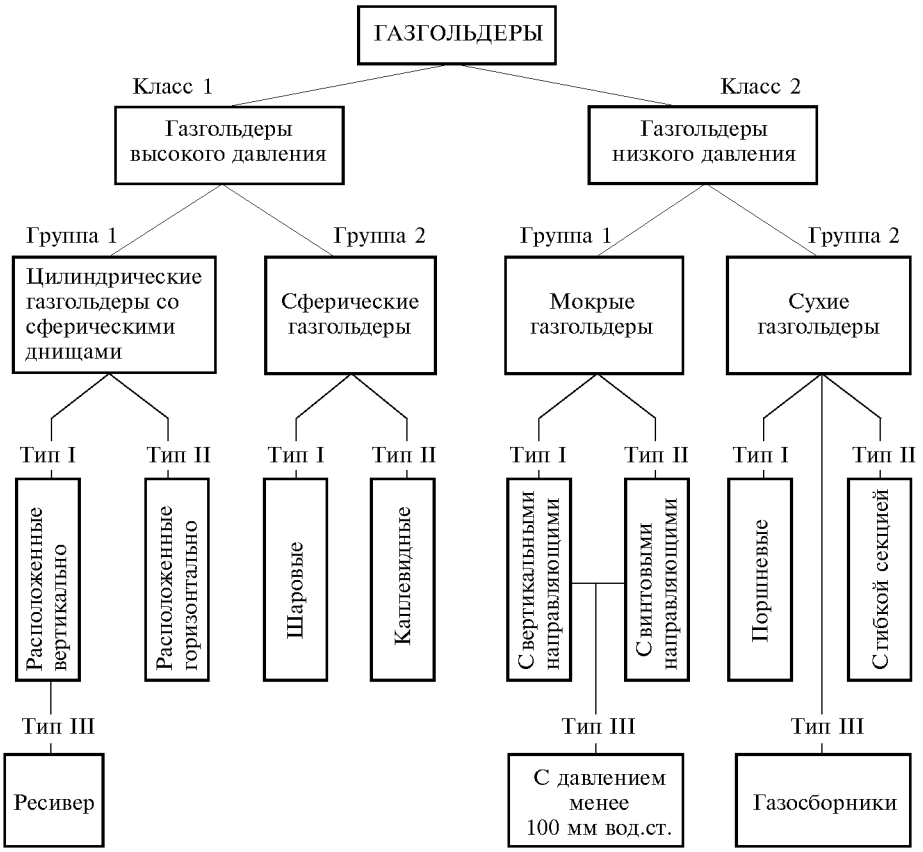


Рис.14.1. Классификация газгольдеров

Вместимость цилиндрических газгольдеров принимается при горизонтальном размещении от 50 до 300 м^3, при вертикальной установке – от 50 до 200 м^3.

Материал конструкций газгольдеров необходимо назначать, пользуясь указаниями СНиП 2.09.03-85 и СНиП II-23-81* и принимая во внимание район строительства, вместимость газгольдера, степень агрессивности среды, пожаро- и взрывоопасности хранимого продукта и др.

14.2.1. Шаровые газгольдеры

Необходимая толщина оболочки t шарового газгольдера (рис.14.2) определяется по внутреннему давлению P

$$t = \frac{\gamma_f \cdot p \cdot r}{2R_y \cdot \gamma_c} + C \,, \qquad (14.1)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, γ_c – коэффициент условий работы, r – радиус резервуара, R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, C – технологическая надбавка к расчетной толщине оболочки.

Кроме того оболочка должна быть рассчитана на гидростатическое давление при испытании газгольдера наливом воды аналогично расчету сферических резервуаров (см.гл.15) с проверкой местных напряжений у опорных стоек. В виду значительной нагрузки, приходящейся на опоры при наливе воды она является основной для расчета опорных стоек. Опорные стойки устанавливаются вертикально по экватору шара.

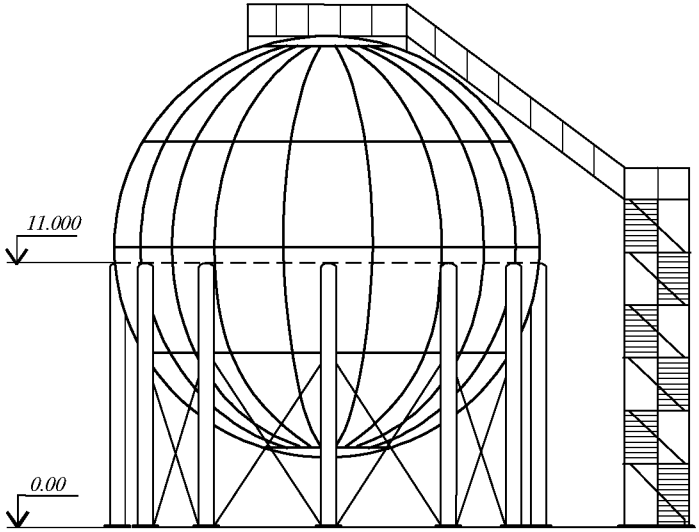


Рис.14.2. Шаровой газгольдер

14.2.2. Цилиндрические газгольдеры

Цилиндрический газгольдер (рис.14.3) состоит из цилиндрической части и двух днищ, которые выполняются в виде полусфер. Толщина оболочки определяется по формулам:

для цилиндрической части

$$t_ц = \frac{\gamma_f \cdot p \cdot r}{R_y \cdot \gamma_c}; \qquad (14.2)$$

для полусферического днища

$$t_c = \frac{\gamma_f \cdot p \cdot r}{2R_y \cdot \gamma_c} \qquad (14.3)$$

Кроме проверки по формулам (14.2 – 14.3) оболочка цилиндрического газгольдера должна быть проверена на давление воды при испытании. Вертикальные газгольдеры имеют вертикальные опоры примыкающие к оболочке по образующей цилиндра. Горизонтальные газгольдеры устанавливаются на четыре отдельные опоры-стойки.

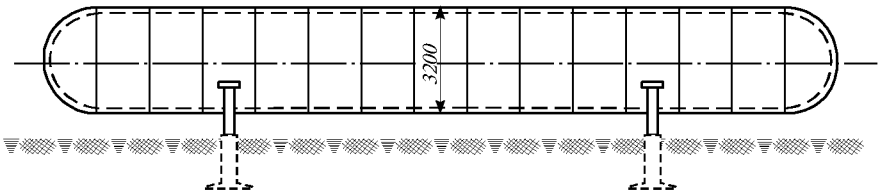


Рис.14.3. Общий вид горизонтального газгольдера постоянного объема

14.3. Газгольдеры переменного объема

Газгольдеры переменного объема (постоянного давления) подразделяются на газгольдеры с водяным бассейном (мокрые газгольдеры) и газгольдеры с подвижной шайбой и гибкой секцией (сухие газгольдеры). Изменение объема мокрого

газгольдера, наполняемого газом, происходит за счет выдвижения подвижных звеньев газгольдера и вдвижкой их обратно при расходовании газа. Неподвижное звено мокрого газгольдера состоит из резервуара с водой.

Давление в газгольдере поддерживается в пределах 4–5 кПа за счет веса подвижных звеньев и специальной пригрузки этих звеньев.

Необходимая герметичность соединения подвижных звеньев газгольдера достигается устройством специальных водяных затворов между ними. Схема мокрого газгольдера приведена на рис.14.4. Изменение объема сухого газгольдера происходит за счет подъема и опускания шайбы. Давление в газгольдере поддерживается за счет веса шайбы и грузов, расположенных на ней. Выбор материала конструкций и расчет газгольдеров необходимо производить в соответствии со строительными нормами и правилами (СНиП II.23-81*, СНиП 2.09.03-85, СНиП 2.01.02-85*).

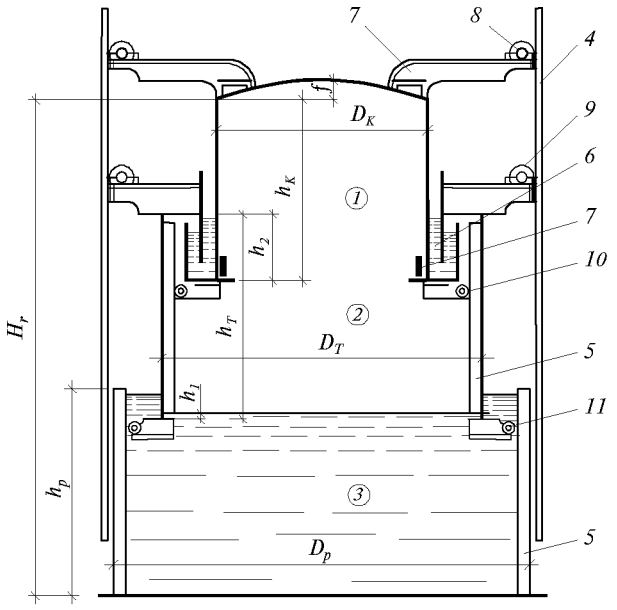


Рис.14.4. Двухзвенный мокрый газгольдер

1 – колокол,
2 – телескоп,
3 – резервуар,
4 – внешние направляющие,
5 – внутренние направляющие,
6 – водяной затвор,
7 – пригрузка,
8 – верхний ролик колокола,
9 – верхний ролик телескопа,
10 – нижний ролик колокола,
11 – нижний ролик телескопа

14.3.1. Мокрые газгольдеры с вертикальными направляющими

Мокрые газгольдеры являются газгольдерами низкого давления. Мокрый газгольдер (рис.14.5) состоит из резервуара для воды – неподвижное звено и двух подвижных звеньев – телескопа и колокола. В газгольдерах емкостью до 6000 м^3 имеется одно подвижное звено-колокол. В пустом газгольдере подвижные звенья находятся внизу и расположены на подкладных балках на днище резервуара. При подаче газа в газгольдер вначале поднимается колокол и, зацепив гидрозатвором телескоп, поднимает его. Чтобы подвижные звенья при движении вверх и вниз сохраняли свое горизонтальное положение, устанавливается система выравнивающих роликов.

Верхние ролики устанавливаются на крыше колокола и на верху телескопа. Верхние ролики опираются на внешние направляющие, закрепленные к стенке резервуара с внешней стороны. Между собой направляющие соединены площадками, распорками и раскосами, образующими пространственную решетчатую систему.

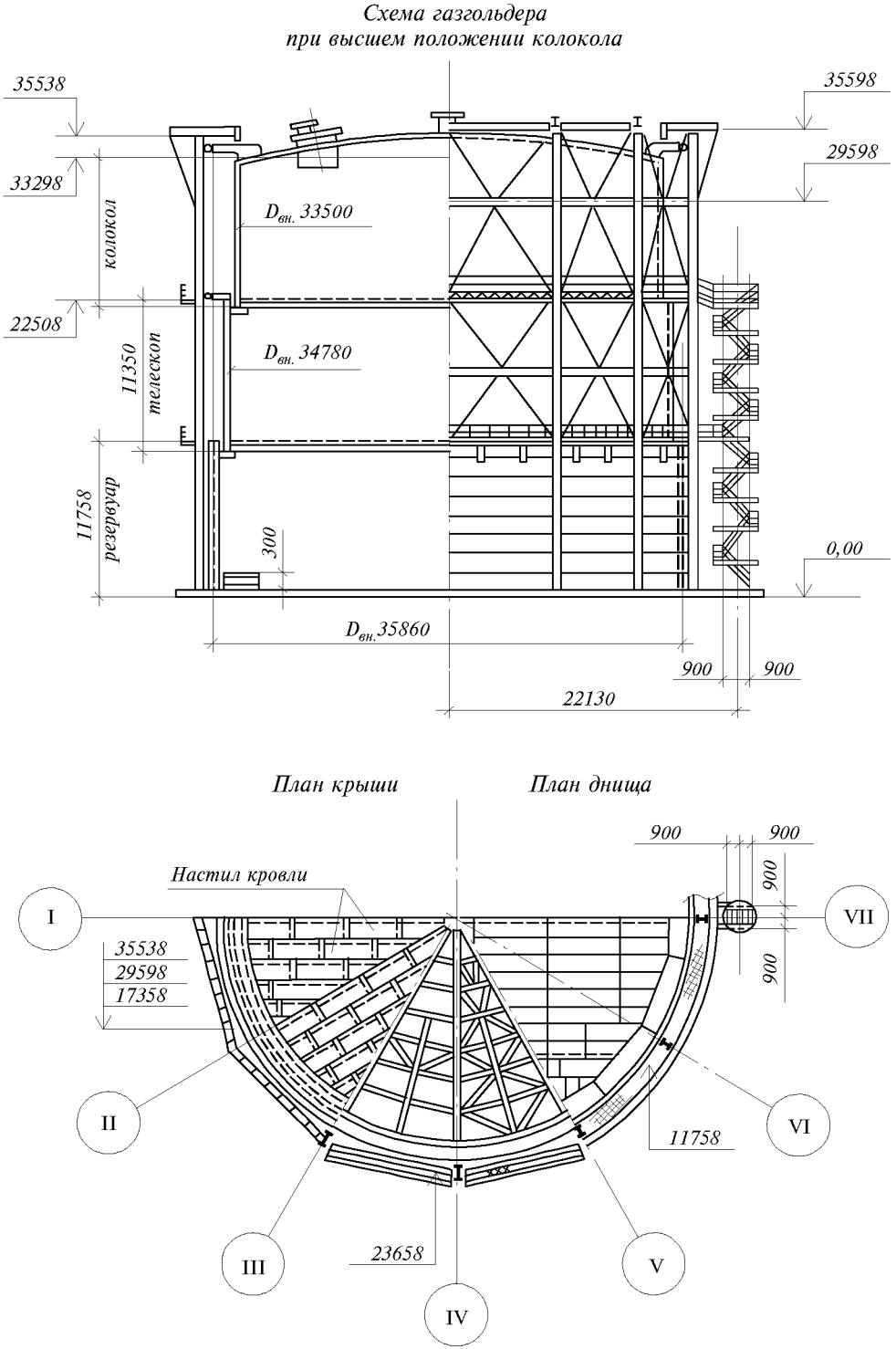


Рис.14.5. Мокрый газгольдер с вертикальными направляющими вместимостью 20 тыс.м^3

Нижние ролики установлены по низу колокола и телескопа и опираются на внутренние направляющие, закрепленные на стенке резервуара и телескопа с внутренней стороны. В настоящее время применяются мокрые газгольдеры с вертикальными направляющими номинальной емкостью 100, 300, 600, 1000, 3000, 6000, 10000, 15000, 20000 и 30000 м^3. Полезная емкость газгольдера может быть определена по формулам:

для однозвенных газгольдеров

$$V_1 = \frac{\pi D_k^2}{4}(h_k - h_1) \tag{14.4}$$

для двухзвенных газгольдеров

$$V_2 = \frac{\pi D_k}{4}h_k + \frac{\pi D_T^2}{4}(h_T - h_1 - h_2) \tag{14.5}$$

Максимальное давление газа внутри газгольдера возникает при наивысшем положении колокола и зависит от веса колокола и телескопов, пригрузов, находящейся в затворах воды, объема и удельного веса газа, хранимого в газгольдере. Давление газа определяется по формуле

$$P = \frac{4}{\pi D_k^2}\left[Q - V(\gamma_b - \gamma_г)\right] \tag{14.6}$$

где D_k – диаметр колокола для однозвенных газгольдеров и диаметр нижнего телескопа для многозвенных газгольдеров в м; Q – полный вес колокола, телескопов, пригрузов, роликов, находящегося на колоколе или телескопах оборудования, воды в гидравлических затворах; V – объем газа, находящегося внутри газгольдера, в м^3; γ_b – вес 1 м^3 воздуха в т/м^3; $\gamma_г$ – вес 1 м^3 газа в т/м^3 (вес воздуха и газа принимается при одной и той же температуре).

Пригрузы укладываются на специальные кольцевые площадки, располагаемые на кровле у борта стенки колокола и у нижнего борта колокола (у гидрозатвора) с внутренней стороны. Для лучшей устойчивости колокола около 2/3 пригрузов укладывается у нижнего борта. Вес отдельных пригрузов для удобства укладки принимается не более 65 кг. Во избежание больших потерь в весе при погружении в воду, а также с целью компактности пригрузы, располагаемые у нижнего борта, обычно делаются чугунными.

Расчет стенок резервуара производится аналогично расчету вертикальных цилиндрических резервуаров на гидростатическое давление от заполнения водой и избыточное давление внутри газгольдера. Толщина стенок определяется по формуле:

$$t = \frac{(\gamma_f \cdot p + \gamma \cdot y)r}{R_y \cdot \gamma_c} \tag{14.7}$$

где p – давление в газгольдере в кгс/см^2; $\gamma = 0{,}001$ кгс/см^3 – удельный вес воды при 4°; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке; γ_c – коэффициент условий работы; r – радиус резервуара в см; t – толщина стенки резервуара в см; R_y – расчетное сопротивление стали растяжению в кгс/см^2; y – расстояние от зеркала воды до низа расчетного пояса в см.

Расчет стенок телескопа на внутреннее давление производится аналогично расчету круговой цилиндрической оболочки по формуле

$$t = \frac{\gamma_f \cdot p \cdot r}{R_y \cdot \gamma_c} \tag{14.8}$$

Вследствие малого давления газов обычно толщина стенки телескопа составляет 4 мм, а верхнего и нижнего поясов 5–10 мм.

Ветровая нагрузка, действующая на оболочку телескопа, передается на верхнее и нижнее кольца в виде касательных усилий, распределяющихся по синусоидальному закону (рис.14.6)

$$T_\varphi = T_o \sin\varphi \tag{14.9}$$

$$T_o = Q/2\pi r \tag{14.10}$$

где Q – ветровая нагрузка на весь телескоп.

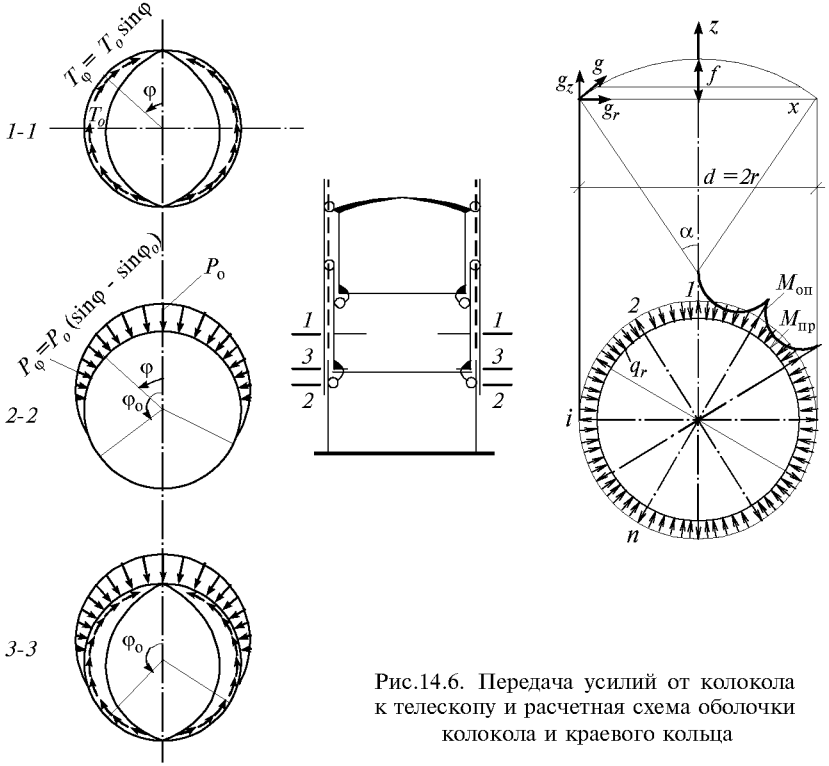


Рис.14.6. Передача усилий от колокола к телескопу и расчетная схема оболочки колокола и краевого кольца

Опорной реакцией, воспринимающей эту нагрузку, служит отпор роликов, действующий по радиусу круга. Приближенно можно принять закон изменения давления роликов в виде следующего уравнения:

$$P_\varphi = \frac{P_o}{a}\cos\varphi\,, \tag{14.11}$$

где a – расстояние между роликами.

Цилиндрическая оболочка колокола и опорное кольцо у места прикрепления роликов рассчитываются аналогично указанному выше для телескопа.

Оболочка купола рассчитывается на внутреннее давление. Радиус сферы

$$r_{сф} = (r^2 + f^2)/2f \tag{14.12}$$

где r – радиус цилиндрической части колокола; f – стрелка подъема купола.

Толщина оболочки сферы определится по формуле

$$t = \frac{\gamma_f \cdot p \cdot r}{2R_y}$$

где p – внутреннее давление в газгольдере в кгс/см^2.

Наружное кольцо, расположенное в месте сопряжения кровли с цилиндром, рассчитывают в двух предположениях.

1. Кольцо сжимается вследствие передачи на него усилий от кровли при внутреннем давлении газа. Под нагрузкой p подразумевается равнодействующая внутреннего давления газа и собственного веса оболочки. На наружное кольцо действуют следующие усилия:

$$g = pr_{сф}/2 \tag{14.13}$$

$$g_r = pr_{сф} \cdot \cos\alpha/2 \tag{14.14}$$

$$g_z = pr_{сф} \cdot \sin\alpha/2 \tag{14.15}$$

Обозначения приведены на рис.14.6.

При отсутствии радиальных балок усилие в кольце и напряжения в нем определяются по формулам:

$$N_k = -g_r r = pr_{сф} \cdot r \cdot \cos\alpha/2 \tag{14.16}$$

$$\sigma_k = N_k/F = pr_{сф} \cdot r \cdot \cos\alpha/2F \tag{14.17}$$

При учете работы радиальных балок напряжения найдутся после определения совместной деформации кольца и радиальных балок:

$$\Delta_{rk} = \frac{\sigma_k \cdot r}{E} \approx \frac{r}{2EF}\left(pr_{сф} \cdot \cos\alpha - \frac{X_n}{\pi}\right) = X\Delta_{1x\ арки}$$

откуда после преобразования имеем:

$$X = \frac{pr_{сф} \cdot r \cdot \cos\alpha}{\frac{nr}{\pi} + 2EF\Delta_{1x\ арки}} \tag{14.18}$$

Изгибающий момент в кольце на опорах и в середине пролета соответственно определяется по формулам:

$$M_{оп} = -Xr\left\{\frac{n}{\pi} - \frac{1}{2}\sum_{1}^{n}\sin\frac{2\pi}{n}(i-1)\right\}; \tag{14.19}$$

$$M_{пр} = -Xr\left\{\frac{n}{\pi} - \frac{1}{2}\sum_{1}^{n}\sin\frac{2\pi}{n}\left(i-\frac{1}{2}\right)\right\}, \tag{14.20}$$

где n – количество арок, пролет которых равен диаметру купола.

Таблица 14.1. Изгибающие моменты верхнего кольца колокола при различном количестве арок n

n	1	2	3	4	5	6	12	16
$\frac{M_{оп}}{Xr}$	–0,318	–0,137	–0,089	–0,066	–0,044	–0,032	–0,022	–0,016
$\frac{M_{пр}}{Xr}$	0,182	0,07	0,045	0,034	0,023	0,016	0,011	0,008

Значения моментов на опорах и в пролетах при различном количестве арок приведены в табл.14.1. Знак минус указывает на растяжение наружных волокон кольца, знак плюс – на растяжение внутренних волокон кольца. Сжимающее усилие в кольце с учетом работы радиальных балок

$$N_k = -g_r r + Xn/2\pi, \tag{14.21}$$

а напряжение

$$\sigma_k = N_k / F \pm M / W \,. \qquad (14.22)$$

При определении напряжений в кольце следует иметь в виду, что вследствие возникновения изгибающего момента напряжения от нормальной силы и момента суммируются на опоре для внутренних граней, а в пролете для наружных граней.

Первое наиболее опасно, так как момент сопротивления в этом случае будет меньше, чем во втором. Кроме того, сама величина опорного момента примерно в 2 раза больше, чем в пролете.

2. Кольцо растягивается при отсутствии внутреннего давления в газгольдере и воздействии только сил от собственного веса, кровли и снега. В этом случае колокол опущен и находится на подкладках. На кольцо действует лишь распор от арок, растягивающий кольцо:

$$N_k = Xn / 2\pi \,. \qquad (14.23)$$

Значения M_{on} и M_{np} принимаются по формулам (14.19) и (14.20), а напряжение в кольце – по формуле (14.22) после подстановки значения N_k из (14.23).

Нагрузкой на арку служит собственный вес перекрытия и снега.

Расчет пространственного купола (рис.14.7) обычно производится в предположении шарнирных узлов. Расчет по схеме с шарнирами в узлах выполняется в следующем порядке. Ноги стропил D рассчитывают на равномерное загружение силами собственного веса и снегом максимальной интенсивности.

Если обозначить через P_i узловые нагрузки от собственного веса, $Q_i = P_i + g_i$ – узловые нагрузки от собственного веса и снега максимальной интенсивности, то наибольшее сжимающее усилие в ногах стропил найдется по формуле

$$D = \sum_{1}^{i} Q \Big/ \sin\alpha_i \qquad (14.24)$$

В формуле (14.24) и далее предполагается, что суммирование сил выполняется в пределах рассматриваемой стропильной ноги. Кроме сжатия в стропильной ноге возникает момент от местного изгиба нагрузкой (рис.14.7), величина которой определяется по формуле

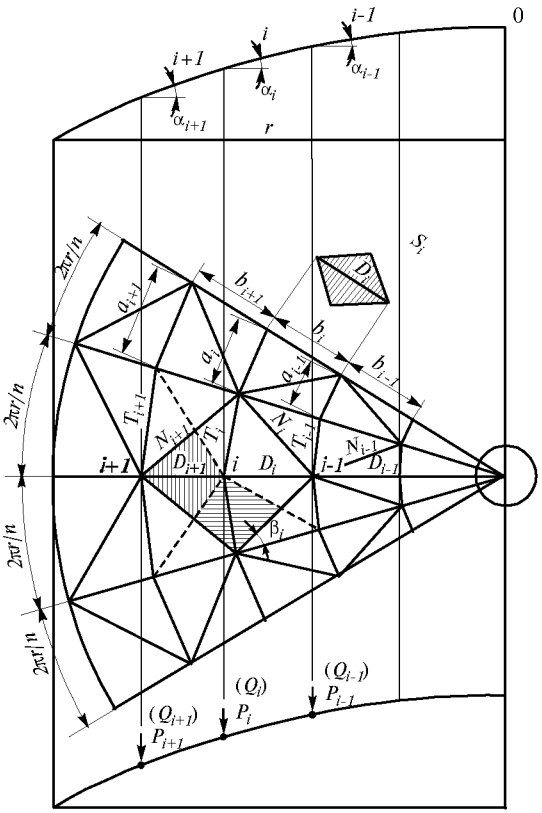


Рис.14.7. Расчетная схема кровли

$$S_{iD} = \frac{a_i + a_{i-1}}{2} \cdot \frac{b_i}{2} g = \frac{b_i g}{4}(a_i + a_{i-1}) \qquad (14.25)$$

где g – нагрузка от собственного веса и снега на 1 м^2 кровли.

Изгибающий момент, как для свободно опертой балки с треугольной нагрузкой, равен:

$$M_{Di} = S_{iD} b_i / 6 \tag{14.26}$$

Напряжение в стропильной ноге

$$\sigma_{Di} = D_i / F\varphi + M_{Di} / W \tag{14.27}$$

Горизонтальные кольца рассчитываются в двух предположениях: первое – когда снеговой нагрузкой загружена внутренняя часть рассматриваемого кольца и второе – когда снеговая нагрузка находится снаружи рассматриваемого кольца.

В первом случае в кольце возникает максимальное растяжение, причем напряжение равно:

$$T_{i\max} = \frac{\operatorname{ctg}\alpha_i \sum_{i}^{i-1} Q - \operatorname{ctg}\alpha_{i+1}\left(\sum_{i}^{i-1} Q + P_i\right)}{2\sin\frac{\pi}{n}} \tag{14.28}$$

во втором случае в кольце возникает максимальное сжатие и напряжение определится по формуле

$$T_{i\min} = \frac{\operatorname{ctg}\alpha_i \sum_{i}^{i-1} P - \operatorname{ctg}\alpha_{i+1}\left(\sum_{i}^{i-1} P + Q_i\right)}{2\sin\frac{\pi}{n}} \tag{14.29}$$

Кроме воздействия нормальных сил, элементы кольца, как и стропильные ноги, подвергаются воздействию местного изгиба, моменты при котором определяются по формуле (14.30)

$$M_{Ti} = S_{Ti} a_i / 6\,, \tag{14.30}$$

где

$$S_{Ti} = \frac{a_i g}{4}(b_i + b_{i-1}) \tag{14.31}$$

Напряжение в элементах колец

$$\sigma_{Ti\max} = T_{i\max} / F\varphi + M_{Ti} / W \tag{14.32}$$

Диагонали N при равномерной нагрузке не включаются в работу. В случае разного загружения двух смежных панелей купола в диагоналях возникают растягивающие усилия, равные:

$$N_i = \frac{\sum_{1}^{i} Q - \sum_{1}^{i} P}{2\sin\alpha_i \cos\beta_i} \tag{14.33)]}$$

Вертикальные стойки купола рассчитываются на изгиб при ветре (колокол поднят) и на сжатие силами собственного веса и снега при опущенном колоколе. Свободная длина стойки принимается равной геометрической длине за вычетом высоты верхнего и нижнего колец жесткости. При расчете на изгиб от ветра учитывается разность ветрового напора и внутреннего давления газа

$$Q = (W - p)\frac{\pi d^2}{n} l \tag{14.34}$$

где W – ветровая нагрузка; p – внутреннее давление газа; l – расчетная длина стойки;

$$\sigma_u = \frac{Q_i}{8 W_{б\,p}} \tag{14.35}$$

Напряжение в стойках при опущенном колоколе найдется по формуле

$$\sigma_{cm} = N/F\varphi\,, \tag{14.36}$$

где

$$N = \frac{\pi d^2}{4n}\cdot g \tag{14.37}$$

Во внешних направляющих наибольшие нормальные усилия возникают при ветровой нагрузке и одностороннем давлении снега при высшем положении колокола. Наибольший изгибающий момент в стойках направляющих достигается при положении роликов в пролете.

Эксцентриситет центра приложения односторонней снеговой нагрузки по отношению к оси газгольдера составляет $e = 0{,}212d$, а центр приложения ветровой нагрузки, действующей на крышу при $\alpha = 15^\circ$, определяется значением $K = f/3$.

Ветровую нагрузку на крышу колокола при ветре, направленном под углом β к горизонту, можно определить по приближенной формуле

$$W_k = \frac{\pi d^2}{4}\sin\beta\, C_x p \tag{14.38}$$

При $\beta \approx 10^\circ$ и $C_x = 0{,}7$

$$W_k = 0{,}1d^2 p \tag{14.39}$$

Обозначения и схема приложения сил к колоколу и телескопу приведены на рис.14.8.

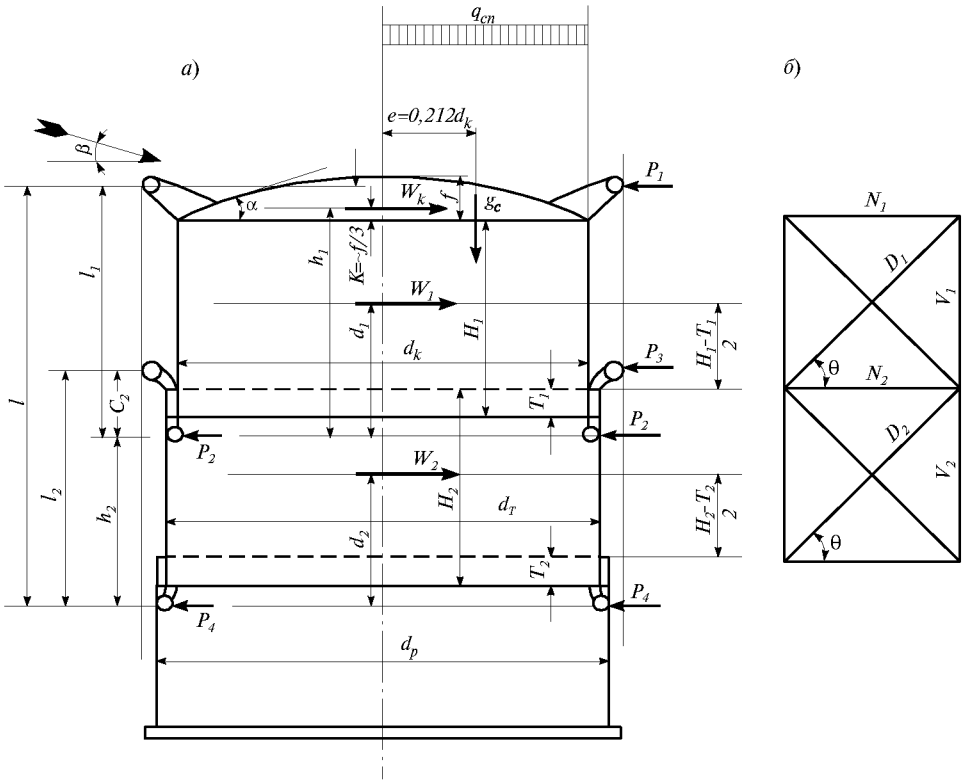


Рис.14.8. Приложение внешних сил к колоколу и телескопу
а – расчетная схема газгольдера; *б* – секция внешних направляющих

Ветровая нагрузка на стенку колокола и телескопа определится по формулам:

$$W_1 = C_x p d_k (H_1 - T_1) \tag{14.40}$$

$$W_2 = C_x p d_k (H_2 - T_2) \tag{14.41}$$

где C_x – коэффициент обтекания; p – скоростной напор.

При двух телескопах нагрузка на второй из них определяется так же, как и на первый.

Наибольшее усилие в верхних роликах купола возникает при односторонней нагрузке снегом и давлении ветра

$$\sum P_1 = \frac{1}{l_1}\left(W_k h_1 + W_1 d_1 + g_c l\right), \tag{14.42}$$

а в нижних роликах – от действия ветра, так как усилие в роликах от давления снега обратно направлению усилиям от ветра:

$$\sum P_2 = \frac{1}{l_1}\left(W_k C_1 + W_1 (l_1 - d_1)\right). \tag{14.43}$$

Наибольшее усилие в верхних роликах телескопа возникает от ветрового давления, действующего на телескоп, а также от усилий, передающихся от нижних роликов купола,

$$\sum P_3 = \frac{1}{l_2}\left(W_2 d_2 + \sum P_2 h_2\right) \tag{14.44}$$

а в нижних роликах телескопа – от ветровой нагрузки, действующей непосредственно на телескоп, и небольшой доли давления от внутренних роликов колокола

$$\sum P_4 = \frac{1}{l_2}\left[W_2 (H_2 - d_2) + \sum P_2 C_2\right] \tag{14.45}$$

Внешняя нагрузка на радиально расположенные ролики воспринимается по схеме, указанной на рис.14.6. Если принять $\varphi = \pi/2$, то максимальное давление в ролике

$$P_{\max} = \frac{4Q}{n} = \frac{4\sum P \cos\varphi}{n}, \tag{14.46}$$

где n – количество роликов; $Q_1 = \sum P \cos\varphi$ – суммарная нагрузка от всех роликов в одной плоскости; $Q_1 = Q/2$ по формуле (14.10).

Расчет площадок может вестись по схеме, указанной на рис.14.8, на усилия, возникающие от активного действия давления роликов, и на реактивные силы от решетчатой оболочки.

Наибольшие поперечные силы и напряжения в раскосах будут возникать в средних панелях; они определяются по формулам:

$$D_{\max} = \frac{2\sum P}{n\cos\theta}; \tag{14.47}$$

$$D_{1\max} = \frac{2\sum P_1}{n\cos\theta}; \tag{14.48}$$

$$D_{2\max} = \frac{2\left(\sum P_1 + \sum P_2\right)}{n\cos\theta}. \tag{14.49}$$

Максимальные сжимающие усилия в стойках:

$$V_{\max} = D_{\max} \cdot \sin\theta\,; \tag{14.50}$$

$$V_{1\max} = D_{1\max} \cdot \sin\theta\,; \tag{14.51}$$

$$V_{2\max} = D_{2\max} \cdot \sin\theta\,. \tag{14.52}$$

Вертикальные стойки кроме осевого усилия воспринимают момент от местного изгиба в случаях, когда ролики расположены в пролете между узлами.

Внутренние направляющие телескопа рассчитываются на изгиб от давления роликов при ветре или при одностороннем загружении снегом.

14.3.2. Сухие газгольдеры с гибкой секцией

Сухие газгольдеры являются газгольдерами низкого давления, давление газа в них не превышает 4–5 кПа. Сухие газгольдеры предназначены для хранения обезвоженных газов и газов высокой концентрации. Газгольдер (рис.14.9) состоит из вертикального цилиндрического резервуара, внутри которого расположена шайба. Шайба имеет герметичное днище и вертикальную цилиндрическую стенку. При пустом газгольдере шайба находится внизу и расположена на днище резервуара. При подаче газа в газгольдер шайба под давлением газа поднимается вверх. В качестве уплотнения между стенкой резервуара и шайбой служит гибкая секция из резинотканевого материала. Секция имеет форму цилиндра и крепится одним концом к днищу шайбы, другим – к стенке резервуара. Для предотвращения перекоса при подъеме и опускании шайбы предусмотрена выравнивающая система, состоящая из роликов и канатов. С целью создания давления в газгольдере шайба пригружается бетонными грузами.

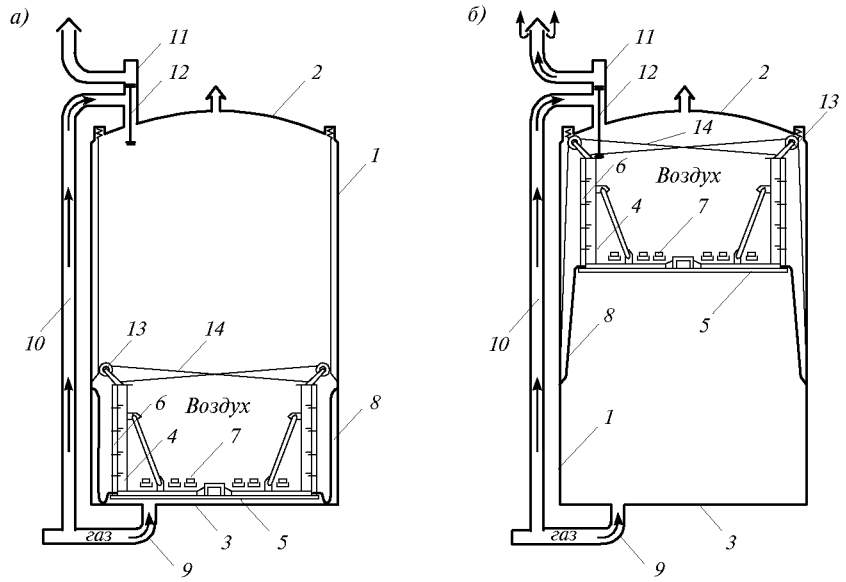
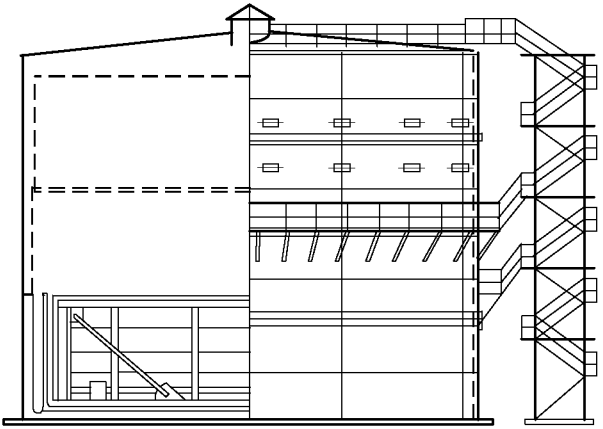


Рис.14.9. Работа газгольдера с гибкой секцией

а – газгольдер пустой; *б* – газгольдер наполнен газом;
1 – стенка резервуара; *2* – кровля резервуара; *3* – днище резервуара; *4* – каркас шайбы; *5* – днище шайбы; *6* – защитная стенка шайбы; *7* – пригрузка из бетонных грузов; *8* – гибкая секция из прорезиненной ткани; *9* – газоввод; *10* – стояк газосброса; *11* – коробка газосброса; *12* – шток газосброса; *13* – ролики выравнивающей системы; *14* – канаты выравнивающей системы



В ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова в разное время разработаны проекты сухих газгольдеров емкостью 100, 300, 600, 1000, 3000, 6000, 10000 м^3 (рис.14.10).

Рис.14.10. Сухой газгольдер с гибкой секцией

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Аронов А.Б.** Газгольдеры. М.Гостехиздат 1933г.
2. **Веревкин С.И., Корчагин В.А.** Газгольдеры. М. Стройиздат 1966г.
3. **Корниенко В.С., Поповский Б.В., Линевич Г.В.** Изготовление и монтаж стальных резервуаров и газгольдеров. М. Стройиздат 1964г.
4. **Лессиг Е.Н., Лилеев А.Ф., Соколов А.Г.** Листовые металлические конструкции. М. Стройиздат 1970.
5. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. М. ЦИТП Госстроя СССР, 1995.
6. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. М. ЦИТП Госстроя СССР 1996.
7. СНиП 2.09.03-85. Сооружение промышленных предприятий. М. ЦИТП Госстроя СССР 1986.

ГЛАВА 15

РЕЗЕРВУАРЫ

15.1. Общие сведения

Резервуарами называются сосуды, предназначенные для приема, хранения, технологической обработки и отпуска различных жидкостей: нефти, нефтепродуктов, сжиженных газов, воды, аммиака, спирта и др.

В зависимости от положения в пространстве и геометрической формы стальные резервуары принято разделять на следующие типы: вертикальные цилиндрические; горизонтальные цилиндрические, сферические и др.

По расположению относительно планировочного уровня строительной площадки резервуары делятся на: надземные, когда днище резервуаров расположено на опорах выше уровня основания – грунта (с зазорами); наземные, когда днище резервуаров непосредственно опирается на основание – грунт (без зазора); подземные, когда верхняя грань или верхняя образующая резервуаров расположена ниже планировочного уровня территории площадки. Вертикальные цилиндрические резервуары выполняют со стационарной крышей, с понтоном и с плавающей крышей.

Резервуары со стационарной крышей в зависимости от конструкции покрытия могут быть разработаны с конической крышей, когда крыша представляет собой распорную конструкцию; со сферической крышей в виде распорной конструкции; с торосферической кровлей и кривизной в двух направлениях и др.

Днище вертикальных цилиндрических резервуаров обычно делают в виде пологой конической конструкции с небольшим углом наклона в сторону центра или к периферии.

Стенка резервуара представляет собой цилиндр, состоящий из поясов, имеющих высоту, равную ширине применяемых листов: 1,5; 2 м и больше при длине листов – 6–8 м и более. Во время эксплуатации герметически закрытых резервуаров со стационарной крышей при их наполнении жидкостью образуется избыточное давление в паровоздушной зоне, а при опорожнении – вакуум. Избыточное давление вызывает в стенке резервуара сверх гидравлического давления дополнительное растяжение, а в крыше – изгибающий момент, нормальную и поперечную силу и краевой эффект по ее контуру.

Вакуум вызывает в конструкциях резервуаров такие же усилия, но обратного знака. Чтобы ограничить избыточное давление и вакуум в принятых проектом значениях, на крыше резервуаров устанавливают аппаратуру, регулирующую их величину в заданных пределах. Для большей гарантии обычно устанавливают два типа аппаратуры: механическую и гидравлическую. В резервуарах со стационарной крышей, относящихся к резервуарам низкого давления, хранятся нефтепродукты с низким потенциалом бензина. Они предназначены для эксплуатации при малой оборачиваемости нефтепродуктов (не более 10 – 12 раз в год). Для хранения нефти и легкоиспаряющихся нефтепродуктов при большой оборачиваемости применяются резервуары с плавающей крышей и понтоном. В этих резервуарах практически отсутствуют избыточное давление и вакуум.

Проектом листовых конструкций резервуаров, при соответствующем обосновании, может быть принят как рулонный, так и листовой метод изготовления сосуда. Вертикальные стыки поясов стенки должны располагаться вразбежку.

15.1.1. Стали для несущих элементов резервуаров. Выбор марок сталей для несущих элементов резервуаров (стенки, днища, окрайки днища, покрытия и т.д.) зависит от ряда условий: района строительства (в основном отрицательных температур района); вместимости резервуаров; интенсивности эксплуатации (оборачи-

ваемости хранимых продуктов в год); степени агрессивности среды; пожароопасности хранимых продуктов.

Строительными нормами СНиП 2.09.03-85 стальные резервуары отнесены к I-ой и II-ой группам конструкций. К группе I относятся резервуары объемом 10 тыс.м^3 и более, к группе II – 5 тыс.м^3 и менее. В резервуаростроении (не считая изотермических резервуаров) применяется ограниченное число марок сталей: ВСт3, 09Г2С, 16Г2АФ. Для углеродистой стали применяются категории 2–6, а для низколегированной: при температуре $t \geq -40^\circ$ категория 12, а при $-40 > t \geq -65^\circ$С категория 15. В низкотемпературных (–70°С и ниже) хранилищах применяются специальные марки сталей (никелесодержащие, нержавеющие и др.).

15.2. Конструкция вертикальных цилиндрических резервуаров

Вертикальные цилиндрические резервуары в соответствии с установившимся нормальным рядом проектируются номинальной вместимостью: 100, 200, 300, 400, 700, 1000, 2000, 3000, 5000,10000, 20000, 30000 м^3, а также уникальные резервуары объемом 50000 – 100000 м^3 и более. Максимальный объем резервуаров со стационарной крышей не должен превышать: при хранении легковоспламеняющихся жидкостей (например, бензина) 20000 м^3, при хранении горючих жидкостей (например, мазута) 50000 м^3. Эти резервуары относятся к резервуарам низкого давления и рассчитаны на избыточное давление 2 кПа и вакуум 0,25 кПа.

Максимальный объем резервуаров с понтоном для хранения нефти и легковоспламеняющихся жидкостей не должен превышать 50000 м^3, а объем резервуаров с плавающей крышей для тех же жидкостей – 120000 м^3. В дальнейшем пределы максимальных объемов могут быть увеличены по мере разработки противопожарных мероприятий.

15.2.1. Конструкция резервуаров со стационарной крышей. В резервуарах со стационарной крышей применяются самонесущие покрытия конической и сферической формы. Конические покрытия применяются для резервуаров вместимостью до 5000 м^3, для больших емкостей (10 тыс.м^3 ÷ 50 тыс.м^3) применяются сферические покрытия.

Для восприятия распора от покрытия и для обеспечения неизменяемости формы стенки при воздействии ветровой нагрузки и вакуума в резервуарах устанавливаются кольца жесткости в районе соединения крыши со стенкой. В резервуарах вместимостью 50–100 тыс.м^3 для уменьшения толщины верхних поясов стенки и обеспечения устойчивости и неизменяемости формы оболочки возникает необходимость в установке на стенке промежуточных колец жесткости. На рис.15.1 приведена конструкция резервуара объемом 5000 м^3 с конической самонесущей крышей.

15.2.2. Конструкция резервуаров с понтоном. Резервуар с понтоном представляет собой вертикальный цилиндрический резервуар со стационарным покрытием. Внутри резервуара устанавливается металлический понтон, закрывающий зеркало продукта и сокращающий потери нефти и нефтепродуктов от «больших» и «малых» дыханий (рис.15.2). Понтон состоит из понтонного кольца, обеспечивающего плавучесть всего понтона, и центральной части из плоских стальных листов. Понтонное кольцо проектируется двух типов: из замкнутых коробов или из открытых отсеков. В первом случае короба представляют собой закрытые листовые конструкции, имеющие в плане форму трапеции. Во втором случае на круглом днище понтона устанавливаются наружная и внутренняя концентрические стенки, разделяющиеся на отсеки радиальными стенками. Между стенкой резервуаров и наружной стенкой понтонов предусматривается зазор шириной 200–275 мм; для герметизации этого пространства устанавливается уплотняющий затвор жесткого или мягкого типа.

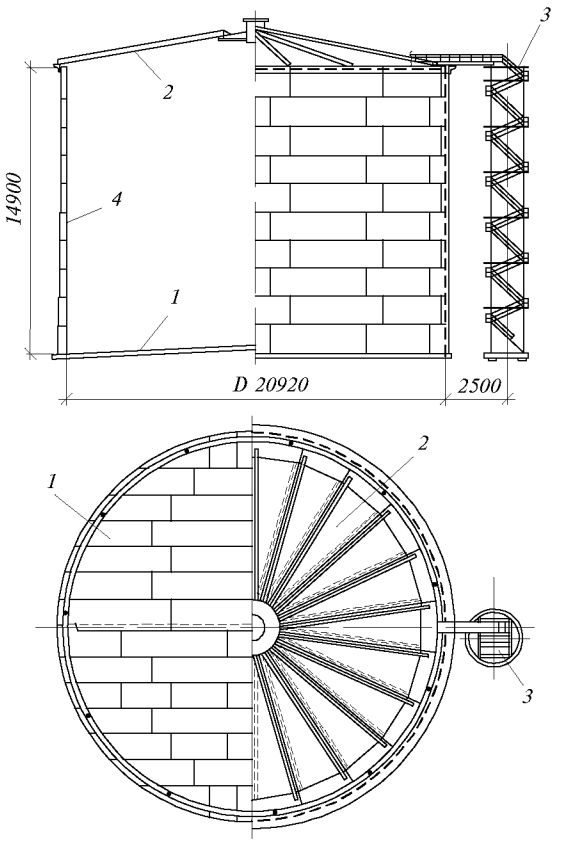


Рис.15.1. Вертикальный цилиндрический резервуар объемом 5000 м^3 со стационарной конической крышей
1 – днище; *2* – крыша; *3* – шахтная лестница; *4* – стенка резервуара

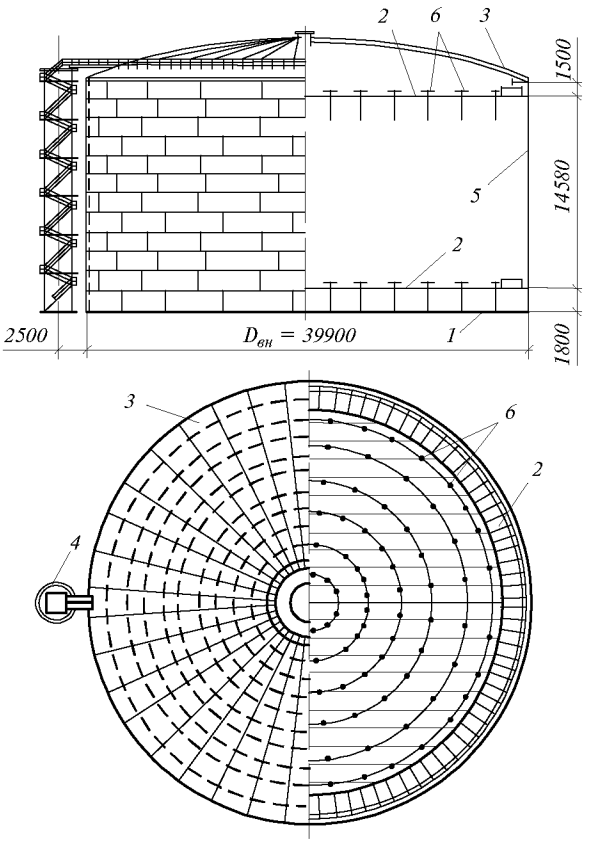


Рис.15.2. Вертикальный цилиндрический резервуар объемом 20 тыс.м^3 с понтоном
1 – днище; *2* – понтон; *3* – сферическая крыша; *4* – шахтная лестница; *5* – стенка резервуара; *6* – стойки понтона

На рис.15.3 приведен резервуар объемом 50 тыс.м^3 с понтоном. Центральная часть понтона толщиной 4 мм состоит из полотнищ, изготовляемых методом рулонирования. Концентрически расположенные элементы отсеков приняты из листов толщиной 5 мм, радиально расположенные – 8 мм. Стенки отсеков сверху окаймлены уголком 50×5. Наружная стенка отсеков обычно имеет высоту 760 мм, а внутренняя – 510 мм.

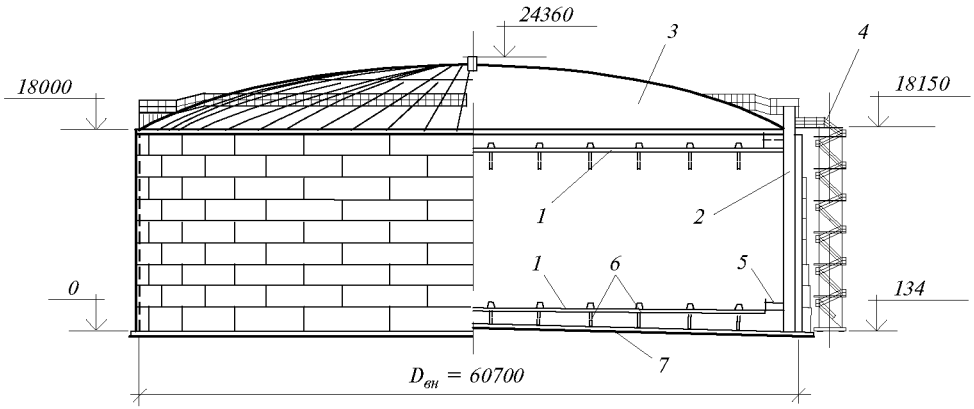


Рис.15.3. Вертикальный цилиндрический резервуар объемом 50 тыс.м^3 с понтоном
1 – понтон; *2* – направляющая труба понтона; *3* – сферическая крыша; *4* – шахтная лестница; *5* – закрытые отсеки понтона; *6* – стойки понтона; *7* – днище

Понтонное кольцо в нижнем положении опирается на 32 стойки, расположенные в один ряд по окружности, а центральная часть опирается на 116 стоек, расположенных по пяти концентрическим окружностям. Чтобы предотвратить повороты понтона при его подъеме и опускании под воздействием жидкости, в диаметральном направлении на днище размещают две направляющие трубы, которые наверху свободно устанавливают в патрубки, прикрепленные к покрытию резервуара, а внизу приваривают к днищу.

15.2.3. Конструкция резервуаров с плавающей крышей. Резервуар с плавающей крышей не имеет стационарного покрытия. Его конструкция представлена на рис.15.4. Плавающая крыша состоит из тонколистовой центральной части и закрытых герметичных коробов, образующих замкнутое кольцо, обеспечивающее плавучесть конструкции. Центральная часть плавающей крыши представляет собой тонкую стальную мембрану, которая приварена к внутреннему контуру коробов. Между наружным контуром плавающей крыши и стенкой резервуара предусматривается зазор 200–275 мм в зависимости от типа уплотняющего затвора.

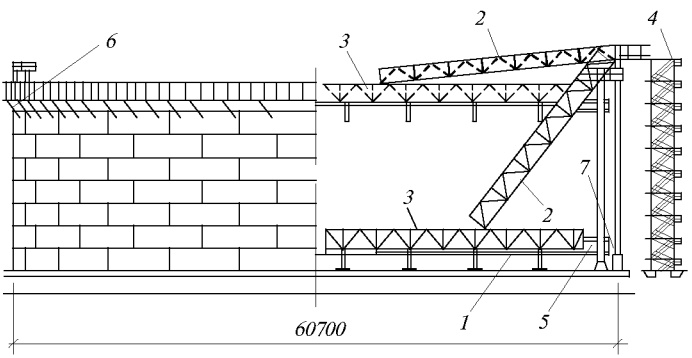


Рис.15.4. Резервуар объемом 50 тыс.м^3 с плавающей крышей
1 – плавающая крыша;
2 – катучая лестница;
3 – рельсовый путь;
4 – шахтная лестница;
5 – закрытые короба;
6 – кольцо жесткости (ходовая площадка);
7 – зазор между стенкой резервуара и понтоном

Для герметизации пространства под плавающей крышей в зазоре устанавливают специальные уплотняющие затворы мягкого или жесткого типа, способные нормально работать при наибольшем или наименьшем фактическом зазоре в пределах допусков на изготовление и монтаж, оговоренных СНиП 3.03.01-87. Чтобы придать открытой сверху стенке резервуара необходимую жесткость и устойчивость, в пределах верхнего пояса устанавливается кольцо жесткости, которое одновременно является и площадкой для обслуживания резервуара в процессе эксплуатации.

Для подъема на кольцевую площадку снаружи резервуара устанавливают шахтную лестницу. А для спуска на плавающую крышу и подъема на ходовую площадку устанавливают катучую лестницу, нижний конец которой вместе с плавающей крышей поднимается или опускается, катаясь по рельсам, установленным на плавающей крыше. Верхний конец лестницы шарнирно прикреплен к стенке резервуара. Атмосферные осадки удаляются с плавающей крыши через водоспуск, находящийся под плавающей крышей резервуара и прикрепленный к ее центру снизу.

15.3. Расчет вертикальных цилиндрических резервуаров

15.3.1. Общие указания. Несущие элементы стальных конструкций резервуаров рассчитывают по предельным состояниям в соответствии со строительными нормами и правилами (СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования и СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования). Нормативные нагрузки, действующие на конструкции резервуаров, а также коэффициенты надежности по нагрузке принимаются в соответствии со СНиП 2.01.07-85.

15.3.2. Расчет стенки резервуаров на прочность. На высоте x от днища на стенку резервуара действует гидростатическое давление (рис.15.5):

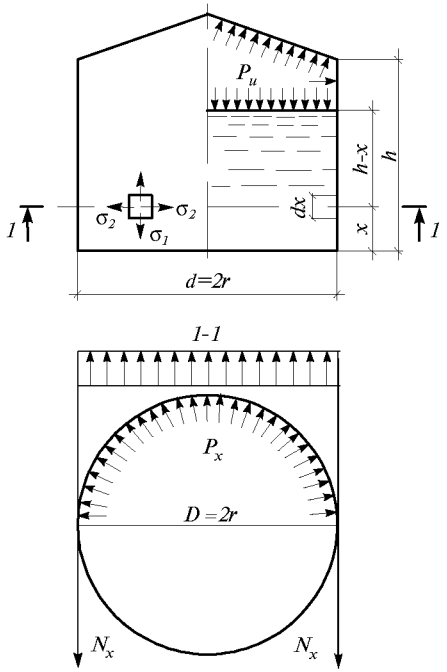


Рис.15.5. Расчетная схема вертикального цилиндрического резервуара

$$p_x = \gamma(h - x),$$

где γ – плотность жидкости, h – высота стенки до расчетного уровня жидкости.

Если на стенку действует еще избыточное давление p_u, то полное давление

$$p = \gamma(h - x) + p_u.$$

При двухосном напряженном состоянии в оболочке возникают меридиональное усилие N_1 и кольцевое усилие N_2, связанные между собой соотношением

$$N_1/r_1 + N_2/r_2 = p,$$

где r_1 и r_2 – радиусы кривизны соответственно в меридиональном и кольцевом сечении.

В цилиндрической оболочке $r_1 = \infty$

$$N_2 = \gamma_c p r_2 = [\gamma_{f1}\gamma(h-x) + \gamma_{f2} p_u] r_2,$$

где γ_c – коэффициент условий работы, γ_{f1} и γ_{f2} – коэффициенты надежности по нагрузке.

Кольцевое напряжение на уровне x

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{t_{cm}} = \frac{[\gamma_{f_1}\gamma(h-x) + \gamma_{f_2} p_u] r_2}{t_{cm}}.$$

Толщина стенки цилиндрического резервуара

$$t_{cm} \geq \frac{[\gamma_{f_1}\gamma(h-x)+\gamma_{f_2}p_u]r_2}{\gamma_c R}.$$

Прогиб стенки (радиальное перемещение)

$$y = \Delta r = \frac{[\gamma(h-x)+p_u]r^2}{E\cdot t_{cm}} = \frac{pr^2}{E\cdot t_{cm}} = \frac{p}{k_{cm}},$$

где $k_{cm} = \dfrac{E\cdot t_{cm}}{r^2}$ — коэффициент «постели» стенки.

На рис.15.6 приводятся расчетная схема резервуара объемом 20 тыс.м^3 и эпюры давления, кольцевых усилий, кольцевых напряжений и радиальных перемещений (прогибов).

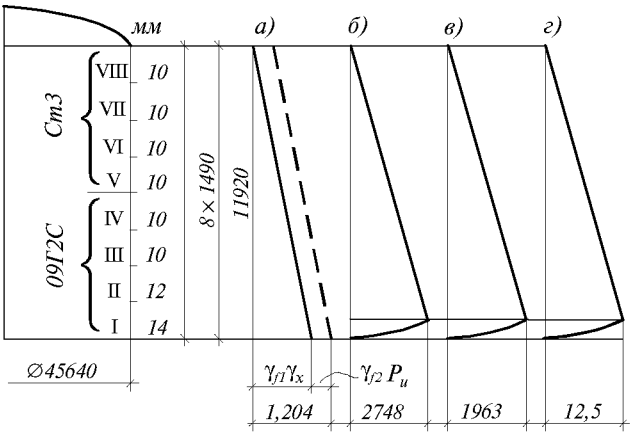


Рис.15.6. Расчетная схема резервуара объемом 20 тыс.м^3
а – эпюра давления; *б* – эпюра кольцевых усилий; *в* – эпюра кольцевых напряжений; *г* – эпюра радиальных перемещений (прогибов)

Расчеты напряженно-деформированного состояния корпуса резервуара на прочность с помощью ЭВМ могут проводиться с использованием специальных программ, составленных на основе численных методов расчета нелинейного напряженно-деформированного состояния тонкой симметричной оболочки методом конечного элемента [20].

15.3.3. Расчет стенки резервуаров на устойчивость. Нагрузки, действующие на стационарное покрытие резервуара и на стенку (снеговая, ветровая, теплоизоляция, собственная масса, избыточное давление и вакуум), в разных сочетаниях вызывают в стенке осевое и поперечное сжатие, вследствие чего стенка в некоторых случаях может потерять устойчивость.

На осевое сжатие (вдоль образующих) стенку рассчитывают согласно СНиП II-23-81*. Устойчивость стенки проверяют по формуле

$$\sigma_1 \leq \gamma_c \sigma_{cr1},$$

где σ_1 – расчетное напряжение в оболочке, σ_{cr1} – критическое напряжение, равное меньшему из значений ψR_y или cEt/r (здесь r – радиус срединной поверхности оболочки, t – толщина оболочки).

Значения коэффициентов ψ при $0 \leq r/t \leq 300$ следует определять по формуле

$$\psi = 0{,}97 - \left(0{,}00025 + 0{,}95\frac{R_y}{E}\right)\frac{r}{t}.$$

Значения коэффициентов c принимаются по таблице 15.1

Таблица 15.1

r/t	100	200	300	400	600	800	1000	1500	2500
c	0,22	0,18	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06

Расчет на устойчивость замкнутой круговой цилиндрической оболочки вращения при действии внешнего равномерного давления p, нормального к боковой поверхности, следует выполнять по формуле

$$\sigma_2 \le \gamma_c \sigma_{cr2},$$

где $\sigma_2 = pr/t$ – расчетное кольцевое напряжение в оболочке; σ_{cr2} – критическое напряжение, определяемое по формулам: при $0{,}5 \le l/r \le 10$, $\sigma_{cr2} = 0{,}55E(r/l)(t/r)^{3/2}$; при $l/r \ge 20$, $\sigma_{cr2} = 0{,}17E(t/r)^2$; при $10 < l/r < 20$ напряжение σ_{cr2} следует определять линейной интерполяцией.

Здесь l длина цилиндрической оболочки.

Та же оболочка, но укрепленная кольцевыми ребрами, расположенными с шагом $S \ge 0{,}5r$ между осями, должна быть рассчитана на устойчивость по выше приведенным формулам с подстановкой в них значения S вместо l.

Замкнутая круговая цилиндрическая оболочка, подверженная одновременному действию нагрузок, вызывающих осевое и поперечное сжатие, проверяется на устойчивость по формуле

$$\sigma_1/\sigma_{cr1} + \sigma_2/\sigma_{cr2} \le \gamma_c.$$

15.3.4. Расчет сопряжения стенки резервуаров с днищем. В вертикальном цилиндрическом резервуаре, залитом до расчетного уровня жидкостью, имеющей плотность γ в сопряжении стенки с днищем возникают изгибающий момент $X_1(M_0)$ и поперечная сила $X_2(Q_0)$.

Расчетная схема сопряжения приведена на рис.15.7, основная система – на рис.15.8.

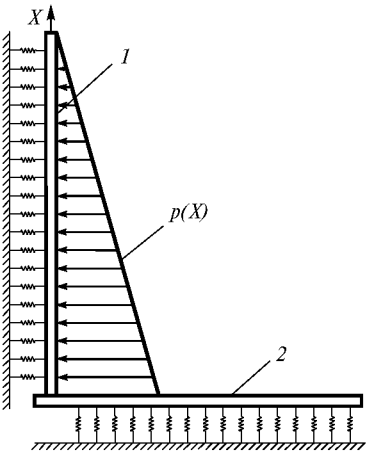


Рис.15.7. Расчетная схема сопряжения стенки резервуара с днищем
1 – стенка; *2* – днище

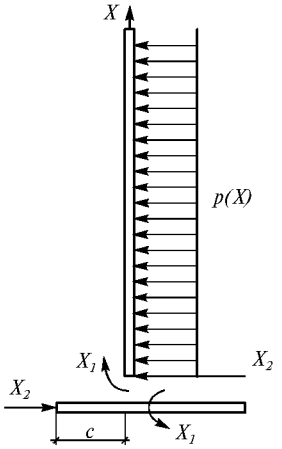


Рис.15.8. Основная система. Усилия, возникающие в сопряжении стенки резервуара с днищем (X_1 – изгибающий момент; X_2 – поперечная сила)

Лишние неизвестные X_1 и X_2 определяются методом сил из решения канонического уравнения:

$$\left.\begin{aligned}\delta_{11}X_1+\delta_{12}X_2+\Delta_{1p}=0;\\ \delta_{21}X_1+\delta_{22}X_2+\Delta_{2p}=0;\end{aligned}\right\}$$

где δ_{11}, $\delta_{12}=\delta_{21}$ и δ_{22} – единичные перемещения от X_1=1 и X_2 = 1, а Δ_{1p}, Δ_{2p}, – грузовые члены, зависящие от внешних нагрузок, воздействующих на сопряжение.

Все перечисленные перемещения состоят из двух слагаемых, выражающих соответственно перемещения стенки и днища:

$$\left.\begin{aligned}&\delta_{11}=\delta_{11}^{ст}+\delta_{11}^{дн};\quad \delta_{12}=\delta_{12}^{ст}+\delta_{12}^{дн};\\ &\delta_{22}=\delta_{22}^{ст}+\delta_{22}^{дн};\quad \delta_{21}=\delta_{21}^{ст}+\delta_{21}^{дн};\\ &\Delta_{1p}=\Delta_{1p}^{ст}+\Delta_{1p}^{дн};\quad \Delta_{2p}=\Delta_{2p}^{ст}+\Delta_{2p}^{дн}.\end{aligned}\right\}$$

В рассматриваемом методе расчета принято, что днище абсолютно жесткое на растяжение, т.е.

$$\delta_{12}^{дн}=\delta_{21}^{дн}=\delta_{22}^{дн}=\Delta_{2p}^{дн}=0\,.$$

Поэтому в развернутом виде каноническое уравнение имеет вид

$$\left.\begin{aligned}&(\delta_{11}^{ст}+\delta_{11}^{дн})X_1+\delta_{12}^{ст}X_2+\Delta_{1p}^{ст}+\Delta_{1p}^{дн}=0;\\ &\delta_{21}^{ст}X_1+\delta_{22}^{ст}X_2+\Delta_{2p}^{ст}=0.\end{aligned}\right\}$$

Единичные перемещения и грузовые члены имеют следующие значения:

$$\delta_{11}^{ст}=\frac{1}{m_{ст}D_{ст}};\quad \delta_{12}^{ст}=\delta_{21}^{ст}=\frac{1}{2m_{ст}^2D_{ст}};\quad \delta_{22}^{ст}=\frac{1}{2m_{ст}^3D_{ст}},$$

где

$m_{ст}=\sqrt[4]{k_{ст}/4D_{ст}}$ – коэффициент деформации стенки;

$k_{ст}=Et_{ст}/r_{ст}^2$ – коэффициент постели стенки;

$D_{ст}=E\cdot t_{ст}^3/12(1-\mu^2)$ – цилиндрическая жесткость стенки;
t – толщина стенки; μ = 0,3 – коэффициент Пуассона для стали; $E=2{,}1\times10^5$ МПа – модуль упругости стали.

$$\left.\begin{aligned}&\Delta_{1p}^{ст}=\frac{\gamma}{k_{ст}};\quad \Delta_{2p}^{ст}=\frac{\gamma}{k_{ст}}h_{ст};\\ &\delta_{11}^{дн}=\frac{1}{m_{дн}D_{дн}}\cdot\frac{1+\varphi^2m_{дн}c+2\theta^2m_{дн}c}{4}\end{aligned}\right\},$$

где $m_{дн}=\sqrt[4]{k_{дн}/4D_{дн}}$, $k_{дн}$ – коэффициент постели основания; $D_{дн}=E\cdot t_{дн}^3/12(1-\mu^2)$, $t_{дн}$ – толщина днища.

Значения $\xi_{mx}=e^{-mx}\sin mx$; $\psi_{mx}=\theta_{mx}-\xi_{mx}$; $\varphi_{mx}=\theta_{mx}+\xi_{mx}$; $\theta_{mx}=e^{-mx}\cos mx$ приводятся в работе [3].

При решении канонических уравнений необходимо учесть, что грузовой член $\Delta_{1p}^{дн}$ включает перемещения днища, возникающие от воздействия на него равно-

мерно распределенного гидростатического давления жидкости q_0 и сосредоточенного давления на днище q_1 массы покрытия и стенки.

Поэтому

$$\Delta_{1p}^{дн} = \Delta_{1q_0}^{дн} + \Delta_{1q_1}^{дн},$$

где $\Delta_{1q_0}^{дн} = -\frac{q_0 m_{дн}}{2k_{дн}}(1 - \varphi m_{дн} c\psi m_{дн} c + 2\theta m_{дн} c\xi m_{дн} c)$; $\Delta_{1q_1}^{дн} = \frac{q_1}{2m_{дн}^2 D_{дн}}\theta^2 m_{дн} c$.

Уравнения прогибов y, углов поворота φ, изгибающих моментов M и поперечных сил Q в стенке и днище, начиная от сопряжения по стенке вверх и по днищу вправо, выражаются формулами (рис.15.7, рис.15.8)

$$y_{ст} = \frac{2m_{ст}}{k_{ст}}(Q_0\theta_{mx} - m_{ст}M_0\psi_{mx});$$

$$\varphi_{ст} = \frac{2m_{ст}^2}{k_{ст}}(-Q_0\varphi_{mx} + 2m_{ст}M_0\theta_{mx});$$

$$M_{ст} = \frac{1}{m_{ст}}(-Q_0\xi_{mx} + m_{ст}M_0\varphi_{mx});$$

$$Q_{ст} = -Q_0\psi_{mx} - 2m_{ст}M_0\xi_{mx}.$$

Изгибающий момент в днище

$$M_{дн} = \frac{M_0}{2}(1 + \varphi^2 m_{дн} c) - \frac{q_1}{4m_{дн} c}(1 - 2\theta m_{дн} c\xi m_{дн} c - \psi m_{дн} c\varphi m_{дн} c) - \frac{q_0}{2m_{дн}^2}\xi m_{дн} c.$$

Напряжения в самом сопряжении от изгибающего момента $X_1 = M$ определяются формулами:

$$\sigma_{ст} = \frac{M_{ст}}{\omega_{ст}} \le \gamma_c R m_{kp}; \quad \sigma_{дн} = \frac{M_{дн}}{\omega_{дн}} \le \gamma_c R m_{kp},$$

где $\omega_{ст} = \frac{t_{ст}^2}{4}$; $\omega_{дн} = \frac{t_{дн}^2}{4}$; $m_{kp} = 1{,}2$ – коэффициент условий работы стенки резервуара в зоне краевого эффекта, учитывающий пластический момент сопротивления.

При решении конкретных задач следует использовать таблицы приведенных здесь функций и примеры расчета, опубликованные в литературе и справочниках [14, 15, 21].

15.4. Расчет стационарных крыш резервуаров

15.4.1. Расчет конической щитовой крыши. Расчет несущих радиальных балок щитов при наличии центральной стойки выполняется по схеме простой балки на двух опорах (стенки и центральной стойки), воспринимающей нагрузки от грузовой площади в виде треугольника или трапеции с криволинейным основанием по наружному контуру покрытия. Поперечные балки щитов также рассчитывают по схеме простых балок, опирающихся на несущие радиальные балки щитов.

При распорной системе без центральной стойки расчет сводится к решению однажды статически неопределимой системы, если рассматривать несущие радиальные балки двух диаметрально противоположных щитов как одну ломаную балку, опирающуюся в наружных концах на стенку резервуара. Эта балка воспринимает все вертикальные нагрузки (снеговую, от вакуума, массы крыши, оборудования, теплоизоляции и др.).

На рис.15.9 приведены расчетная схема такой балки, основная система и эпюры моментов в основной системе от единичных нагрузок.

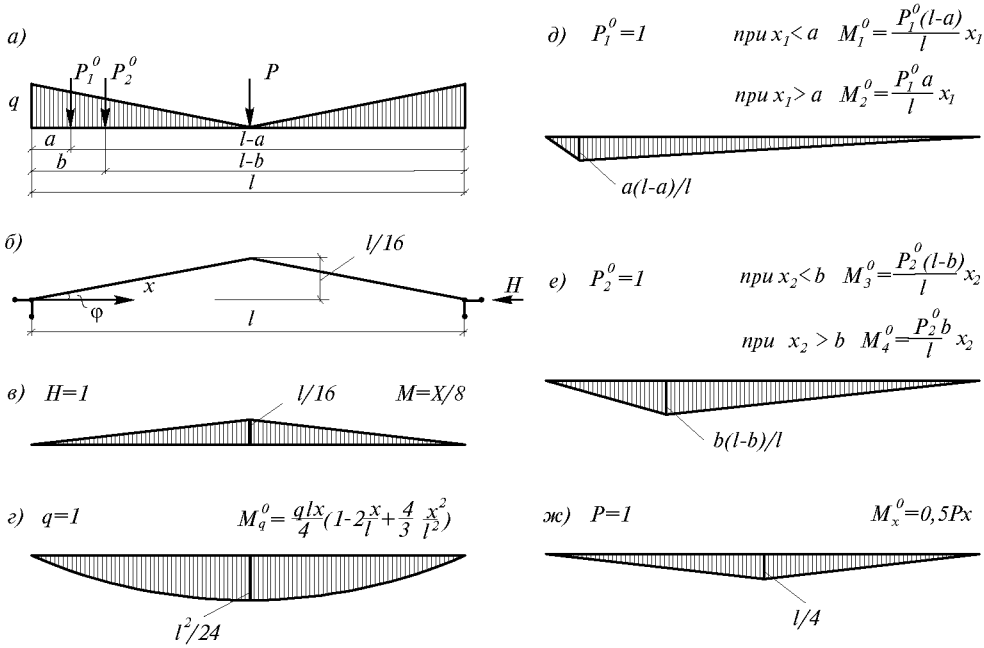


Рис.15.9. Расчетная схема ломаной балки
а – расчетная схема; *б* – основная система;
в–ж – эпюры моментов от $H = 1$, $q = 1$, $p_1^0 = 1$, $p_2^0 = 1$, $p = 1$

Неизвестный распор $H = X_1$ определяется по формуле

$$X_1 = -\Delta_{1p}/\delta_{11},$$

где δ_{11} – сумма единичных перемещений от всех нагрузок; Δ_{1p} – грузовой член также от всех нагрузок.

Перемещения определяются по известным формулам строительной механики:

$$EJ\delta_{11} = \int M_н^2 dx,$$

где $M_н = M_q^0 + M_{p_1}^0 + M_{p_2}^0 + M_p^0$; M_q^0, $M_{p_1}^0$, $M_{p_2}^0$, M_p^0 – балочные изгибающие моменты.

15.4.2. Расчет сферического щитового покрытия с радиальными ребрами жесткости. Сферическое покрытие с радиальными ребрами жесткости на осесимметричную равномерно распределенную нагрузку может быть рассчитано следующим упрощенным способом, дающим удовлетворительный для практических, целей результат. Сферическое покрытие расчленяется на отдельные плоские арки, включающие по два диаметрально противоположных криволинейных щита. Поскольку сферическое покрытие имеет по наружному контуру общее для всех щитов кольцо жесткости, воспринимающее распор в арках, то оно может рассматриваться как общая затяжка для всех арок. Поэтому каждую арку можно рассчитать как плоскую двухшарнирную арку с условной затяжкой. На рис.15.10 и 15.11 приводятся расчетные схемы такой двухшарнирной арки.

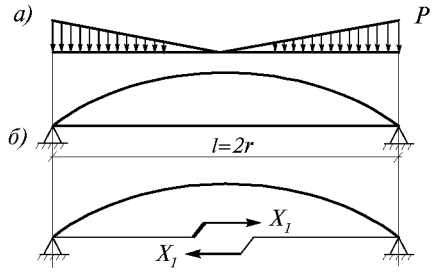


Рис.15.10. Расчетная схема двухшарнирной арки с условной затяжкой
а – расчетная схема; *б* – основная система

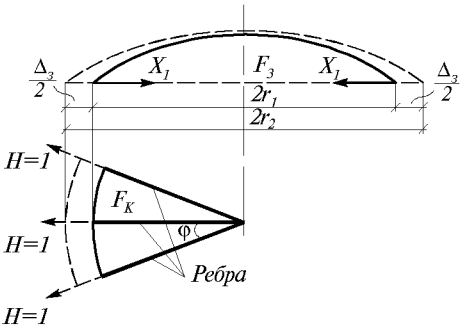


Рис.15.11. Расчетная схема арки для определения сечения условной затяжки

Площадь сечения условной затяжки определяется таким образом, чтобы ее упругие деформации были равны упругим деформациям опорного кольца в диаметральном направлении, возникающим от воздействия горизонтальных реакций всех опор арок. Увеличение диаметра кольца от единичных распоров всех ребер по закону Гука:

$$\Delta_к = \frac{N_к 2r}{EF_к} = \frac{nr_1}{\pi EF_к},$$

где $N_k = pr = nHr_1/2\pi r_1 = n/2\pi$ – осевое усилие от $H = 1$; p – равномерное давление в кольце от всех распоров, H – распор; n – число ребер в куполе.

Удлинение условной затяжки от единичного распора одной арки составит:

$$\Delta_з = \frac{1 \cdot 2r_1}{EF_з},$$

где $F_з$ – площадь сечения условной затяжки.

Из условия $\Delta_к = \Delta_з$ получается

$$F_з = \frac{2\pi F_к}{n}.$$

Задача является однажды статически неопределимой с одним неизвестным $x_1 = H$ (распором).

За основную систему принимается арка с разрезанной затяжкой, к которой приложена единичная сила $X_1 = 1$.

В арке от воздействия силы $X_1 = 1$ возникают изгибающий момент M_1, продольная сила N_1, поперечная сила Q_1, определяемые формулами:

$$M_1 = -y; \quad N_1 = -\cos\varphi; \quad Q_1 = \sin\varphi,$$

а в затяжке только сила $H_1 = 1$.

Основное неизвестное $x_1 = H$ определяется из решения канонического уравнения.

Для определения ординат и балочных моментов уравнение оси круговой арки принимается в параметрическом виде:

$$x = l/2 - \rho\sin\varphi; \quad y = f - \rho(1 - \cos\varphi),$$

где начало координат – на левой опоре арки. Приняты обозначения: f – стрелка арки, l – пролет арки; ρ – радиус кривизны арки.

Формулы для балочного изгибающего момента и поперечной силы имеют вид:

$$M_x^0 = \frac{pl_x}{4}\left(1 - \frac{x}{l} + \frac{4}{3}\frac{x^2}{l^2}\right); \qquad Q_x^0 = \frac{pl_x}{4}\left(1 - 2\frac{x}{l}\right)^2.$$

Усилия от распора $X = H$ определяются по формулам:

$$M_н = -yH; \quad N_н = -H \cdot \cos\varphi; \quad Q_н = H \cdot \sin\varphi .$$

Суммарные эпюры M, N и Q определяются по формулам:

$$M = M^0 + M_н; \quad N = N^0 + N_н; \quad Q = Q^0 + Q_н .$$

Устойчивость арки проверяется по формуле

$$N_{kp1}^{\ *} = p_{kp} r = \frac{\pi^2 - \alpha^2}{\alpha^2} \cdot \frac{EJ}{r^3}$$

или по формуле

$$N_{kp2}^{\ *} = \frac{\pi^2 EJ}{\mu^2 S^2},$$

где α – центральный угол, опирающийся на половину дуги арки; S – длина полуарки; μ – коэффициент расчетной длины, зависящий от f/l (табл.15.2).

* Из двух значений N_{kp1} и N_{kp2} принимается наименьшее.

Таблица 15.2. Значения коэффициента μ

Отношение f/l	0,05	0,2	0,3	0,4
μ	1	1,1	1,2	1,3

15.4.3. Расчет сферического щитового ребристо-кольцевого покрытия. Сферическое ребристо-кольцевое покрытие (купол) резервуаров можно рассчитать следующими способами:

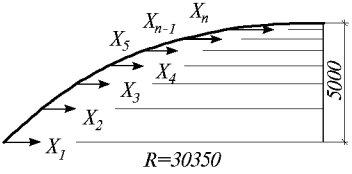


Рис.15.12. Расчетная схема ребристокольцевого покрытия (купола) как арки с затяжками (по числу кольцевых ребер)

- последовательным применением способа введения условных затяжек с неизвестными распорами X_1, X_2, X_3, …, X_n (рис.15.12), где n – число кольцевых ребер;
- введением изгибающих моментов в местах пересечения радиальных и кольцевых ребер;
- решением купола на осесимметричную нагрузку как циклической системы по методике, разработанной в ЦНИИпроектстальконструкции с применением ЭВМ.

15.5. Особенности конструкции и расчет изотермических резервуаров

Потребность хранения большого объема сжиженных газов различного назначения вызвала необходимость проектирования и строительства изотермических резервуаров. Пары сжиженных газов при температурах порядка +40°С обладают большой упругостью и поэтому резервуары для их хранения в обычных условиях должны выдерживать давление 18,0 МПа и более (в зависимости от хранимого газа). При искусственном снижении упругости паров за счет охлаждения эти газы можно хранить в обычных вертикальных резервуарах при давлении до 0,01 МПа, что дает возможность снизить расход металла в 8 – 15 раз в зависимости от объема резервуара.

Температура хранения некоторых сжиженных газов (ниже 0°С) составляет:

пропана – 42°С; аммиака – 34°С;

этилена – 104°0; сжиженного природного газа – 165°С.

Институтом ЦНИИпроектстальконструкция им.Мельникова были разработаны проекты изотермических резервуаров для жидкого аммиака, пропана, пропилена, этилена, сжиженного природного газа, кислорода.

Изотермические резервуары имеют обычно двустенную конструкцию. Стенка и днище резервуаров имеют такую же конструкцию, как у обычных резервуаров для нефтепродуктов. Отличие заключается в конструкции крыши, которая принимается самонесущей в виде торосферической или сферической оболочки и решается как ребристо-кольцевой купол. Для предотвращения проникания холода в грунт изотермические резервуары устанавливаются на свайный железобетонный ростверк. На рис.15.13 приводится общий вид изотермического резервуара объемом 20 тыс.м^3 с двойной стенкой, а на рис.15.14 – разрез, из которого видны все элементы, например кольца жесткости, анкеры, кровля внутреннего резервуара и наружного. В промежутке между резервуарами находится теплоизоляция (плиты из стекловаты между днищами и кровлями). На стенках устанавливаются изоляционные плиты, а пространство заполняется перлитом плотностью около 200 кг/м^3.

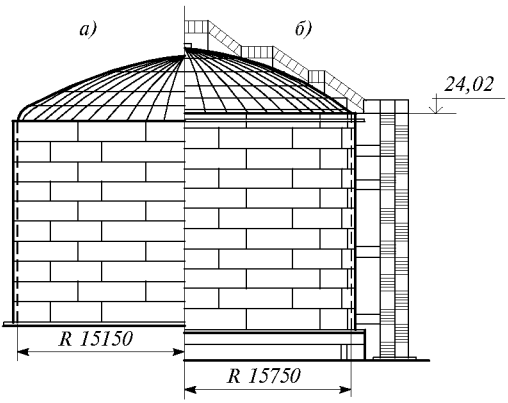


Рис.15.13. Изотермический резервуар объемом 20 тыс.м^3 с двойной стенкой
а – фасад внутреннего резервуара;
б – фасад наружнего резервуара

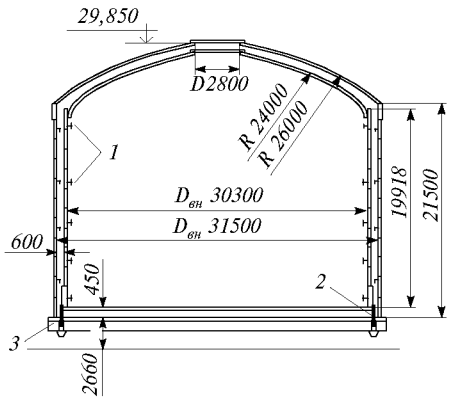


Рис.15.14. Разрез изотермического резервуара
1 – кольца жесткости; *2* – анкеры;
3 – фундамент

В изотермических резервуарах поддерживается постоянная отрицательная температура, например, для жидкого аммиака –34°С.

Для этих низкотемпературных хранилищ применяются специальные никелесодержащие или нержавеющие стали, а также алюминиевые сплавы. Расчет несущих конструкций изотермических резервуаров выполняется как для обычных конструкций, за исключением учета температурных деформаций и необходимости применения специальных компенсаторов в зоне врезки трубопроводов.

Далее изложены некоторые принципиальные положения по расчету тех элементов резервуаров, которые редко применяются при проектировании резервуаров низкого давления. К ним относятся анкерные крепления и внутренние (или внешние) горизонтальные кольца жесткости.

Расчет анкерных болтов осуществляют на наибольшие растягивающие усилия, возникающие под действием избыточного давления внутри резервуара при отсутствии или малом количестве продукта. Если избыточное давление равно p_u, радиус цилиндра r, см, а число болтов n, то усилие в болтах можно определить из неравенства

$$\gamma_{f_1} p_u \pi r^2 \le \gamma_{f_2} Q + nN_1$$

откуда усилие в одном болте

$$N_1 \geq \frac{\gamma_{f1} p_u \pi r^2 - \gamma_{f2} Q}{n},$$

где Q – масса кровли, стенки и части днища (примерно 0,5–1 м шириной), препятствующих подъему резервуара. По найденному значению N_1 определяют сечение болтов и величину пригрузки (грунтовой засыпки); γ_{f1} и γ_{f2} коэффициенты надежности по нагрузке.

Расчет колец жесткости стенки на устойчивость. Кольца жесткости устанавливаются в случае, если устойчивость стенки, проверенная по формулам СНиП II-23-81*, не обеспечена или когда кольца жесткости требуются для обеспечения проектной формы резервуара. Расчет осуществляют на восприятие порожним резервуаром внешней равномерной нагрузки от вакуума, а также при воздействии эквивалентной равномерной ветровой нагрузки или при учете совместного воздействия вакуума и условной ветровой нагрузки [21]. Расчет в данном случае сводится к проверке устойчивости по формуле $q_{cr} \leq 3EJs/r^3$, где q_{cr} – критическое давление равное $p_в s$; J – момент инерции кольцевого ребра жесткости относительно оси, параллельной образующей оболочки и совпадающей с ближайшей поверхностью; s – ширина оболочки, с которой передается внешняя нагрузка (шаг ребер); r – радиус оболочки.

При определении момента инерции ребра включают сечение оболочки шириной s, только если это существенно влияет на величину J. Если кольца (ребра) жесткости расположены на расстоянии $s \geq 0{,}5r$ устойчивость оболочки проверяют по формуле $\sigma_2 = \gamma_f p_в r/t \leq \sigma_{cr2}$, где $\sigma_{cr2} = 0{,}55E(r/s)(t/r)^{3/2}$, t – толщина оболочки. В кольцах жесткости под воздействием несимметричной относительно вертикальной оси сосуда ветровой нагрузки возникают изгибающие моменты $M_к$, поперечные силы $Q_к$ и нормальные силы $N_к$, которые определяют по формулам [21]

$$M_к = k_1 q_{вр} s r^2; \quad Q_к = k_2 q_{вр} s r; \quad N_к = k_3 q_{вр} s r,$$

где $q_{вр} = \gamma_f q_0 k c_2^{\alpha}$ расчетная ветровая нагрузка; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке; q_0 – скоростной напор ветра; k – коэффициент, учитывающий изменение ветровой нагрузки по высоте сооружения более 10 м; c_2^{α} – аэродинамический коэффициент, принимаемый по СНиП 2.01.07-85; s – шаг колец жесткости. Коэффициенты c_2^{α}, k_1, k_2 и k_3 зависят от отношения h/D. Уточненные приемы расчета ребер на устойчивость и необходимые табличные данные приведены в работе [21].

15.6. Конструкция и расчет горизонтальных цилиндрических резервуаров

15.6.1. Конструкция горизонтальных цилиндрических резервуаров. Горизонтальные цилиндрические резервуары предназначены для хранения нефтепродуктов, сжиженных газов и других жидкостей под разным избыточным давлением. Нефтепродукты хранятся под избыточным давлением до 0,07 МПа, сжиженные газы – под давлением, доходящим до 1,8 МПа и более. Объем габаритных резервуаров для нефтепродуктов доходит до 100 м^3, для сжиженных газов – до 300 м^3.

Оболочка (стенка) резервуаров имеет ограниченный железнодорожными габаритами диаметр до 3,2 м, а в отдельных случаях по специальному согласованию может доходить до 4 м. Из горизонтальных резервуаров наибольшее распространение получили резервуары для нефтепродуктов объемом 5, 10, 25, 50, 75, и 100 м^3. Горизонтальные резервуары при избыточном давлении до 0,04 МПа имеют плос-

кое днище, а при давлении 0,07 МПа – коническое. Горизонтальные резервуары могут быть надземного и подземного расположения. Надземные резервуары опираются на две опоры; подземные – на сплошную седловую опору.

Стенки резервуаров изготовляют из рулонных заготовок; листы сваривают встык, за исключением монтажного стыка, который сваривают внахлестку или встык. Корпус имеет опорные и промежуточные кольца жесткости (рис.15.15). Опорные кольца жесткости имеют дополнительную треугольную или иной формы диафрагму.

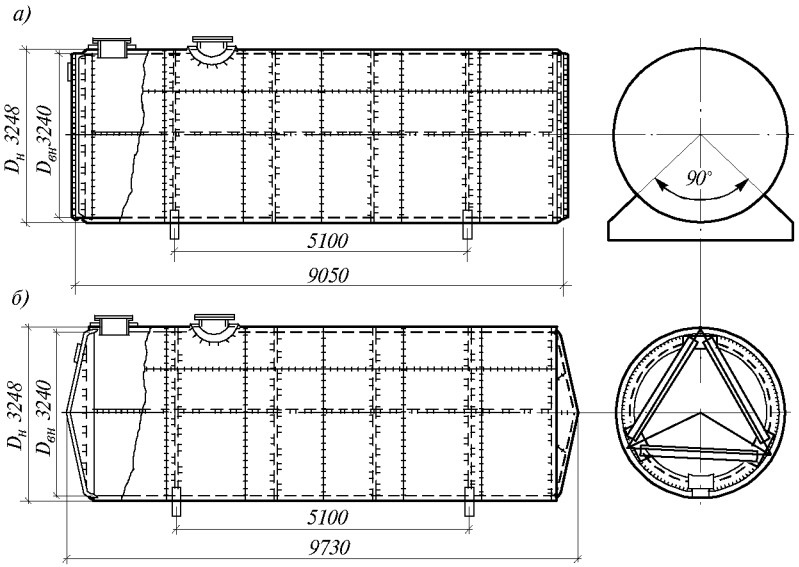


Рис.15.15. Горизонтальный цилиндрический резервуар объемом 75 м^3
а – с плоским днищем; *б* – с коническим днищем

При двухопорном резервуаре расчетная длина цилиндрической стенки

$$l_p = V/(\pi r^2).$$

Пролет резервуара (по осям опор) должен быть равен: $l = 0{,}586 l_p$ при условии равенства пролетного и опорного моментов при действии поперечной неосесимметричной нагрузки, равномерно распределенной по длине оболочки, кН/м.

В этом случае

$$M_{пр} = M_{оп} = 0{,}02145 p l_p^2 \approx p l_p^2/47.$$

Оптимальные диаметры горизонтальных резервуаров низкого давления (менее 0,07 МПа)

$$D_{опт} = 0{,}8\sqrt[3]{V},$$

но не более железнодорожного габарита.

При среднем и высоком давлении (более 0,07 МПа)

$$D_{опт} = 0{,}6\sqrt[3]{V}.$$

15.6.2. Расчет надземных резервуаров на прочность и устойчивость при воздействии избыточного давления и вакуума.

1. Расчет гладкой цилиндрической оболочки (стенки) на прочность при равномерном внутреннем пневматическом избыточном давлении (рис.15.16). При

воздействии внутреннего избыточного давления p_u в гладкой цилиндрической оболочке возникают меридиональные N_1 и кольцевые N_2 усилия, равные:

$$N_1 = \frac{\gamma_f p_u r}{2}; \quad N_2 = \gamma_f p_u r ,$$

где $\gamma_f = 1{,}2$ – коэффициент надежности по нагрузке.

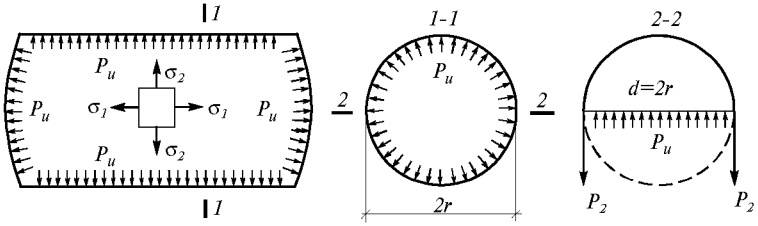


Рис.15.16. Расчетная схема горизонтального цилиндрического резервуара при воздействии избыточного давления

Соответствующие меридиональные и кольцевые напряжения определяются по формулам:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{2t} \le \gamma_c R; \quad \sigma_2 = \frac{N_2}{t} \le \gamma_c R ,$$

где $\gamma_c = 0{,}8$ – коэффициент условий работы.

2. Расчет гладкой цилиндрической оболочки на устойчивость от равномерного внешнего давления q. Внешнее равномерное давление (типа вакуума) вызывает в оболочке осевое сжимающее усилие $\overline{N}_1$, а в кольцевом направлении – сжимающее усилие $\overline{N}_2$, усилия и напряжения определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned} &\overline{N}_1 = -(\gamma_f qr)/2; \quad \overline{N}_2 = -\gamma_f qr; \\ &\sigma_1 = -\overline{N}_1/2t; \quad \sigma_2 = -\overline{N}_2/t. \end{aligned}\right\}$$

3. Горизонтальные цилиндрические резервуары имеют днища различных конструктивных форм: плоские, конические и сферические. Ниже приводится методика расчета этих типов днищ на внутреннее равномерное давление.

а) Расчет плоских днищ и сопряжения с оболочкой. Избыточное давление вызывает растяжение в днище и сжатие в опорном кольце. Прогиб центра плоского днища определяется по методике, проверенной экспериментальными исследованиями:

$$f_ц = \frac{d}{4} \cdot \sqrt[3]{3p_u\left[\frac{(1-\mu)d}{2Et} + \frac{d^2}{4EF}\left(1 + \frac{Fy^2}{J_x}\right)\right]},$$

где F – площадь обвязочного уголка кольца днища; J_x – его момент инерции; x, y – координаты внешней поверхности уголка, начало координат в центре днища.

Растягивающие усилия и напряжения, возникающие в центре днища, определяются по формулам:

$$T_{дн} = \frac{p_u d^2}{16 f_ц}; \quad \sigma_{дн} = \frac{T_{дн}}{t_{дн}}.$$

Сжимающие напряжения в цилиндрической оболочке у центра тяжести опорного кольца

$$\sigma_{ц.к.} = T_{ц.к.} d/2F_к ,$$

где

$$T_{ц.к.} = T_{дн}\left[1\Big/\left(1+\frac{F\cdot\beta}{2t_{дн}}\right)\right];\quad \beta = \sqrt[4]{\frac{12(1-\mu^2)}{d^2 t_{дн}^2}}$$

Тогда на опорное кольцо передается сжимающее усилие

$$T_к = T_{дн} - T_{ц.к.},$$

а напряжение в опорном кольце будет

$$\sigma_к = T_к d/2F_к .$$

Условие обеспечения устойчивости опорного кольца проверяется по неравенству

$$T_к \le T_{кр},\quad \text{где } T_{кр} = (3EJ)/r^3.$$

Прочность сопряжения днища с оболочкой проверяется с учетом изгибающего момента ($M = T\cdot l$), возникающего вследствие внецентренного приложения усилия от днища. При этом должно соблюдаться условие

$$\sigma_к \pm 4M/t^2 \le \gamma_c R\gamma_u ,$$

где $\gamma_c = 0{,}8$; $\gamma_u = 1{,}3 \div 1{,}6$, с учетом краевого эффекта.

б) Конические днища на воздействие внутреннего равномерного давления p_u на прочность рассчитываются по формулам:

$$\left.\begin{aligned} &R_1 = \infty;\quad R_2 = \frac{r}{\cos\beta};\quad \Delta R_2 = \frac{\gamma_f p_u R_2}{Et}(1-0{,}5\mu);\\ &\sigma_1 = \frac{\gamma_f p_u R_2}{2t} = \frac{\gamma_f p_u r}{2t\cos\beta};\quad \sigma_2 = \frac{\gamma_f p_u R_2}{t} = \frac{\gamma_f p_u r}{t\cos\beta}, \end{aligned}\right\}$$

где β – угол между образующей конуса и его осью.

При действии внешнего равномерного давления q, перпендикулярного к боковой поверхности, устойчивость проверяется по формуле $\sigma_2 \le \gamma_c\sigma_{cr2}$;

$$\sigma_{cr2} = 0{,}55E\left(r_m/h\right)\left(t/r_m\right)^{3/2},$$

где $r_m = (0{,}9r_2 + 0{,}1r_1)/\cos\beta$; $\sigma_2 = \gamma_f q r_m/t$; $\sigma_2 \le \gamma_c\sigma_{cr2}$; h – высота конической оболочки; r_1 и r_2 – радиусы соответственно меньшего и большего основания конуса.

Коническая оболочка, подверженная одновременно действию продольной силы N и равномерного бокового давления, проверяется на устойчивость по формуле:

$$N/N_{cr} + \sigma_2/\sigma_{cr2} \le \gamma_c ,$$

где N_{cr} и σ_{cr2} определяются в соответствии с указаниями п.8.12 СНиП II-23-81*.

При этом принимается $\gamma_c = 1$.

Ввиду двухосного напряженного состояния должно быть соблюдено условие

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2} \le \gamma_c R .$$

в) Сферические днища с радиусом кривизны, равным диаметру оболочки, рассчитывают на прочность при внутреннем равномерном давлении p_u по формуле

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma = \frac{\gamma_f p_u r}{2t} \le \gamma_c R .$$

Устойчивость днищ проверяется неравенством

$$\sigma_1 = \frac{p_u r}{2t} \le \sigma_{cr1},$$

где $\sigma_{cr1} = cEt/r$, c – коэффициент, понижающий критическое напряжение, принимается в зависимости от r/t для цилиндрических оболочек (табл.15.1).

15.6.3. Расчет надземных горизонтальных цилиндрических двухопорных резервуаров на изгиб при воздействии поперечных неосесимметричных нагрузок.

Резервуары на изгиб при воздействии поперечных нагрузок (гидростатическое давление, ветровая нагрузка, обледенение и др.) при критерии

$$tl^2/r^2 \geq 10$$

рассчитывают как балку кольцевого сечения, а при критерии

$$tl^2/r^2 < 10$$

– как цилиндрическую оболочку с учетом искажения первоначальной формы поперечного сечения и его депланации.

При отношении $r/t \leq 200$ промежуточные кольца жесткости не требуются.

При $r/t > 200$ устанавливают кольца жесткости, привариваемые к оболочке, как правило, с внутренней стороны. Кольца жесткости требуются и в случае, если $t \leq 0{,}001D + 0{,}3$ см.

При ребристых оболочках в формулах вместо t нужно подставить $\sqrt{t \cdot t_{np}}$, где приведенная толщина оболочки $t_{np} = \sqrt[3]{12J/a}$, a – шаг ребер жесткости.

Наличие колец жесткости приближает работу оболочки к работе конструкции как балки кольцевого сечения при ее расчете на поперечные неосесимметричные нагрузки.

При расчете стенки резервуара на неосесимметричную нагрузку как конструктивно ортотропной оболочки принимается, что неизменяемость опорных сечений обеспечивается днищами (когда центры опор совпадают с плоскостями днищ) или диафрагмами (когда днища находятся на концах консольных участков стенки).

Усилия и перемещения для ортотропной оболочки определяются по следующим формулам:

- продольное нормальное усилие

$$N_1 = m\cos k\xi \sum_{n=1}^{\infty} A_n \cos n\theta;$$

- поперечный (кольцевой) изгибающий момент

$$M_2 = r\cos k\xi \sum_{n=2}^{\infty} B_n \cos n\theta;$$

- касательное усилие

$$T = \frac{\pi^2}{8} km \sin k\xi \sum_{n=1}^{\infty} \frac{A_n}{n} \sin n\theta;$$

- кольцевое нормальное усилие

$$N_2 = -\frac{\pi}{4} r\cos k\xi \left(\sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos n\theta + a_0 \right);$$

- прогиб центра упругой линии как балки кольцевого сечения

$$f = \frac{l^4}{\pi^4 Etr^2}(a_1 + b_1)$$

не должен быть более 1/600 пролета;

- радиальное перемещение оболочки

$$\omega = \frac{12r^3}{Ec^3t^3} \cos k\xi \sum_{n=2}^{\infty} \frac{B_n}{n^2 - 1} \cos n\theta \leq 2t \text{ или } 0{,}01r.$$

Расчетная схема горизонтального резервуара, опертого по концам, приведена на рис.15.17.

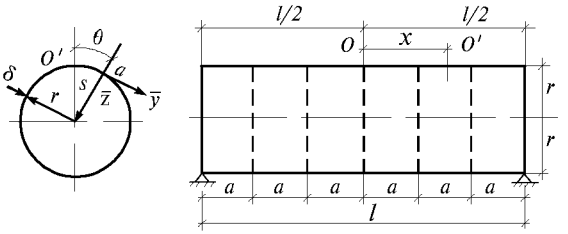


Рис.15.17. Расчетная схема горизонтального цилиндрического резервуара, опертого по концам (при расчете ребер жесткости)

Принятые обозначения:

$\xi = x/r$ и $\theta = S/r$ – относительные цилиндрические координаты оболочки; $m = 2\sqrt{3}r/t$ и $k = \pi r/l$ – геометрические характеристики оболочки; $c = t_{np}/t$ – отношение приведенной толщины ортотропной оболочки к ее геометрической толщине (для изотропной оболочки $c = 1$);

$$A_1 = -\frac{r}{mk^2}(a_1 + b_1); \quad A_n = -\frac{rmk^2n^2}{m^2k^4 + c^3n^8}\left(a_n + \frac{b_n}{n}\right); \quad B_n = \frac{c^3rn^6}{m^2k^4 + c^3n^8}\left(a_n + \frac{b_n}{n}\right);$$

a_n, b_n – коэффициенты ряда Фурье, зависящие от вида нагрузки;
n – номер члена ряда.

При радиальных нагрузках (гидростатическое давление и ветровая нагрузка) коэффициенты b_1 и b_n обращаются в нуль. Ряды для касательного усилия T и для нормального перемещения ω быстро сходятся (для них достаточно брать 2–4 члена), для продольного и кольцевого нормальных усилий необходимо учитывать 3–5 членов, а для поперечного изгибающего момента – 4–10 членов.

Все сказанное относится к изотропным оболочкам, не имеющим колец жесткости.

Сходимость рядов для ортотропных оболочек, например, при часто поставленных кольцах жесткости (с расстоянием, равным радиусу) улучшается и при расчете число членов может быть сокращена примерно вдвое.

При расчете резервуаров на действие собственной массы значение $M_2 = 0$ и $\omega = 0$, при определении N_1 и T остается только первый член ряда.

При расчете оболочки резервуара на обледенение для M_2 и N остается один член ряда, а для N_1 и T остаются два члена.

Для упрощения расчетных процедур ниже приведены значения коэффициентов ряда Фурье для решающих загружений.

I. При гидростатическом давлении

$$\frac{a_0}{2} = -\frac{4\gamma r}{\pi^2}[\cos\theta_0(\pi - \theta) - \sin\theta_0];$$

$$a_1 = \frac{4\gamma r}{\pi^2}\left(\pi - \theta_0 + \frac{\sin 2\theta_0}{2}\right);$$

$$a_2 = -\frac{8\gamma r}{3\pi^2}\sin^3\theta;$$

при $a_n > 2$;

$$a_n = \frac{8\gamma r}{\pi^2} \times \frac{n\sin\theta_0\cos n\theta_0 - \cos\theta_0\sin n\theta_0}{n(n^2 - 1)}; \quad b_1 = 0.$$

II. От веса

$$\frac{a_0}{2} = 0; \quad a_1 = \frac{4g}{\pi}; \quad a_2 = 0; \quad n > 2; \quad a_n = 0; \quad b_1 = \frac{4g}{\pi}.$$

Остальные коэффициенты обращаются в нуль.

15.6.4. Расчет опорных колец жесткости и диафрагм горизонтальных цилиндрических резервуаров.

При расчете подкрепленного опорного кольца горизонтальных резервуаров нагрузками являются сдвигающие силы T, передаваемые оболочкой на кольцо, и реактивные давления седловой опоры (рис.15.18).

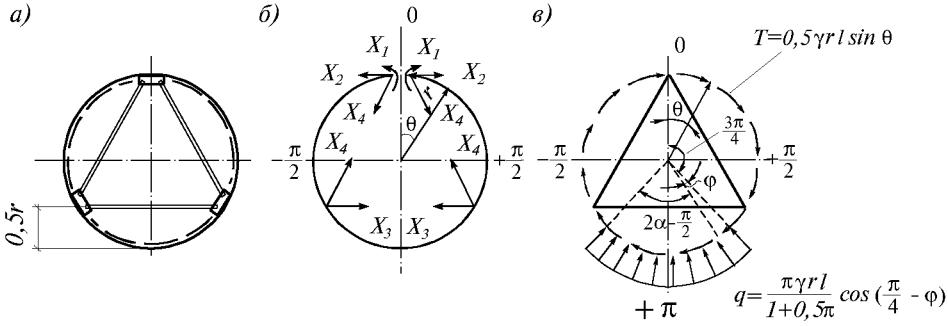


Рис.15.18. К расчету опорной диафрагмы

а – расчетная схема резервуара с внутренним кольцом жесткости, укрепленным треугольной диафрагмой; *б* – основная система; *в* – схема нагрузки от седловой опоры

Сдвигающие силы от гидростатического давления жидкости, заполняющей резервуар:

$$T_г = 0{,}5\gamma \cdot r \cdot l \cdot \sin\theta ,$$

где θ – угловая координата, отсчитываемая от верхней точки упругой линии кольца; l – расчетная длина резервуара, равная $V/(\pi r)^2$.

Сдвигающие силы от массы конструкции

$$T = gl\sin\theta ,$$

где g – вес единицы поверхности оболочки резервуара, равный $G/(2\pi rl)$; G – вес порожнего резервуара с оборудованием и изоляцией.

Реактивное давление опоры на кольцо определяется, исходя из условия равновесия кольца и принятого закона распределения давления седловой опоры. Гидростатическое давление жидкости воспринимается оболочкой, а сварной шов воспринимает сдвигающие усилия от гидростатического давления $T_г$ и массы T. Обычно кольцо жесткости в горизонтальных резервуарах принимается из уголкового профиля, привариваемого к оболочке с внутренней стороны пером.

Сварной шов следует рассчитывать на срез по сумме усилий

$$T_г + T .$$

При наличии внешней нагрузки типа вакуума кольцо жесткости без диафрагмы следует рассчитывать на устойчивость по формуле

$$q_{kp} = \frac{3EJ}{r^3} ,$$

где J – момент инерции кольца с включением в сечение до 30 толщин единичной полоски образующей с каждой стороны кольца.

При этом должно быть соблюдено условие $p < q_{kp}$, где p – внешняя нагрузка с грузовой площади оболочки шириной $60t$ (точнее $2s = 2\cdot 0{,}6\sqrt{rt}$).

Согласно СНиП при одностороннем ребре момент инерции вычисляется относительно оси, совпадающей с ближайшей поверхностью оболочки.

Расчет кольца жесткости с различными видами подкрепления рассмотрен Е.Н.Лессигом в работе [9], где приводятся подкрепления в виде: одного и двух горизонтальных стержней, квадрата, прямоугольного креста или треугольника.

Поскольку для горизонтальных цилиндрических резервуаров наиболее распространенным является подкрепление треугольником, ниже приводятся формулы для расчета этого типа подкрепления.

На рис.15.18*б*,*в* приводится схема треугольной диафрагмы и основная система кольца, подкрепленного треугольником. Как видно из рисунка, в системе появляются четыре неизвестных: изгибающий момент в верхнем сечении кольца X_1, продольная сила в том же сечении X_2, растягивающее усилие в горизонтальном стержне X_3 и усилия в раскосах X_4, значения которых определяются из решения канонических уравнений с четырьмя неизвестными методом сил.

В табл.15.3 приводятся значения лишних неизвестных X_1, X_2, X_3 и X_4 от двух типов нагрузок.

Таблица 15.3. Значения лишних неизвестных X_1, X_2, X_3 и X_4

Нагрузка	Лишние неизвестные			
	X_1	X_2	X_3	X_4
От жидкости	$-0{,}0308\gamma r^3 l$	$-0{,}157\gamma r^2 l$	$0{,}691\gamma r^2 l$	$-0{,}176\gamma r^2 l$
От массы конструкции	$-0{,}0616 g r^2 l$	$-0{,}314 g r l$	$1{,}382 g r l$	$-0{,}352 g r l$

1. Зная значения лишних неизвестных, можно определить изгибающие моменты в кольце по следующим формулам: при значении угловой координаты θ в пределах от 0 до π:

$$\left.\begin{aligned} &M_1 = X_1; \quad M_2 = X_2(1-\cos\theta);\\ &M_3 = X_3 r(\cos\theta - \cos\psi);\\ &M_4 = -2X_4 r \sin 0{,}5\theta \sin\left(\pi/3 - 0{,}5\theta\right). \end{aligned}\right\}$$

2. От радиального реактивного давления седловой опоры

$$\left.\begin{aligned} &q = -\frac{\pi\gamma r l}{2\alpha + \sin 2\alpha};\\ &M_q = \frac{0{,}5\pi\gamma l r^3}{2\alpha + \sin 2\alpha}\left[(\theta - \pi + \alpha + 0{,}5\sin 2\alpha)\sin\alpha + \sin^2\alpha\cos\theta\right] \end{aligned}\right\}.$$

3. От сдвигающих сил T, гидростатического давления, передающихся с оболочки на кольцо:

$$M_z = 0{,}5\gamma l r^3(1 - \cos\theta - 0{,}5\theta\sin\theta).$$

Общие выражения M, Q и N для всех видов нагрузок, включая лишние неизвестные, представляются следующими формулами:

- в пределах $0 < \theta < \psi$

$$\left.\begin{aligned} &M = X_1 + X_2 r(1-\cos\theta) - 2X_4 r\sin 0{,}5\theta\sin\left(\pi/3 - 0{,}5\theta\right) + 0{,}5(1 - \cos\theta - 0{,}5\theta\sin\theta)\gamma l r^3;\\ &Q = X_2\sin\theta + X_4\cos\theta + 0{,}25(\sin\theta - \theta\cos\theta)\gamma l r^2;\\ &N = -X_2\cos\theta - X_4\sin\theta\cdot 0{,}25\theta\sin\theta\gamma l r^2; \end{aligned}\right\}$$

- в пределах $\psi < \theta < (\pi - \alpha)$

$$\left.\begin{aligned} M &= X_1 + X_2 r(1-\cos\theta) + X_3 r(\cos\theta - \cos\psi) + 2X_4 r \sin 0{,}5\theta \sin\left(\pi/3 - 0{,}5\theta\right) + \\ &\quad + 0{,}5(1-\cos\theta - 0{,}5\theta\sin\theta)\gamma l r^3; \\ Q &= \left(X_2 - X_3\right)\sin\theta - X_4\cos\theta + 0{,}25(\sin\theta\cos\theta)\gamma l r^2; \\ N &= \left(X_3 - X_2\right)\cos\theta - X_4\sin\theta - 0{,}25\theta\sin\theta\gamma l r^2; \end{aligned}\right\}$$

- в пределах $(\pi - \alpha) < \theta < \pi$

$$\begin{aligned} M &= X_1 + X_2 r(1-\cos\theta) - 2X_3 r\sin(0{,}5\theta - \pi/3)\sin\left(2\pi/3 - 0{,}5\theta\right) - \\ &\quad - 2X_4 r\sin 0{,}5\theta\sin\left(\pi/3 - 0{,}5\theta\right) + 0{,}5(1-\cos\theta - 0{,}5\theta\sin\theta)\gamma l r^2 + \\ &\quad + \frac{0{,}5\pi}{2\alpha + \sin 2\alpha}\left[\left(\theta - \pi + \alpha + 0{,}5\sin 2\alpha\right)\sin\alpha + \sin^2\alpha\cos\alpha\right]. \end{aligned}$$

С помощью формул строятся эпюры изгибающих моментов, поперечных и нормальных сил в кольце. Эпюры M и N в кольце, подкрепленном треугольником, опирающимся на седловую опору с углом охвата 120° и 90°, показаны на рис.15.19.

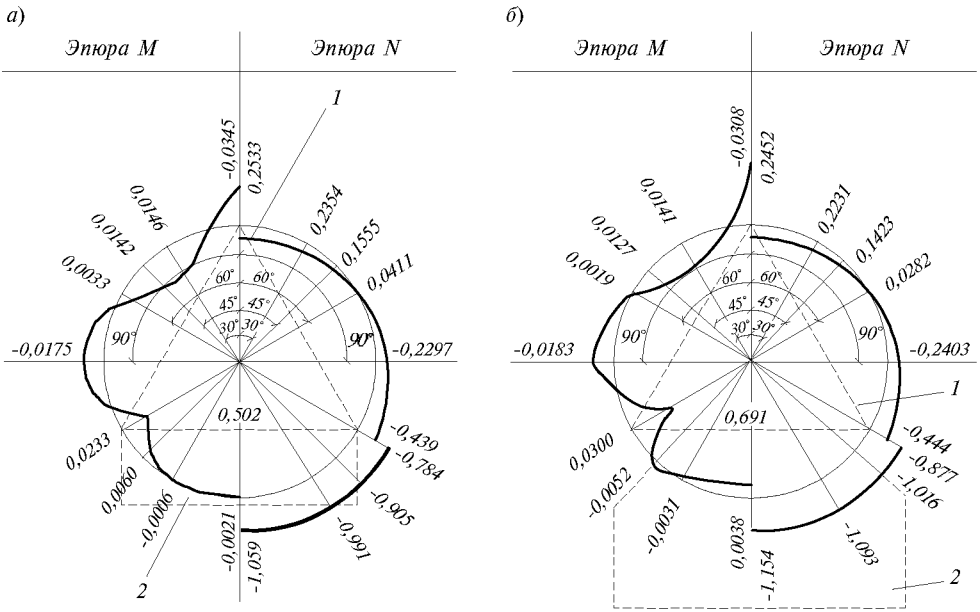


Рис.15.19. Эпюры M и N в кольце, подкрепленном треугольником и опирающемся на седловую опору с углом охвата 120° (*а*) и 90° (*б*)
1 – опорная диафрагма резервуара; *2* – седловая опора

При расчете кольца жесткости с использованием эпюр M и N указанные на эпюрах числа при учете массы жидкости должны быть умножены соответственно на $\gamma r^3 l$ и $\gamma r^2 l$; при учете собственной массы резервуара – на $2g r^2 l$ и $2g r l$.

Сечения стержней подбирают по усилиям X_3 и X_4. Сварные швы проверяют по поперечным силам.

Треугольные диафрагмы необходимы для резервуаров объемом 50 м^3 и более. В резервуарах менее 50 м^3 достаточно укрепить кольцо одним горизонтальным

стержнем. На рис.15.20 приводится основная система для расчета кольца, подкрепленного горизонтальным стержнем, положение которого определяется углом φ.

Лишние неизвестные X_1, X_2 и X_3 определяются из решения канонических уравнений с тремя неизвестными. Их значения приведены в табл.15.4.

Таблица 15.4. Частные значения лишних неизвестных X_1, X_2 и X_3

2α, град	ψ, град	X_1: $\gamma r^3 l$	X_2: $\gamma r^2 l$	X_3: $\gamma r^2 l$
60	60	–0,2433	0,21647	0,70739
	90	–0,00185	–0,03391	0,63744
	120	0,03261	–0,16876	0,94047
90	60	–0,01978	0,17243	0,62003
	90	0,00247	–0,05406	0,54464
	120	0,03438	–0,17483	0,77518
120	60	–0,01472	0,12334	0,51903
	90	0,00679	–0,07417	0,44009
	120	0,03713	–0,18207	0,57363

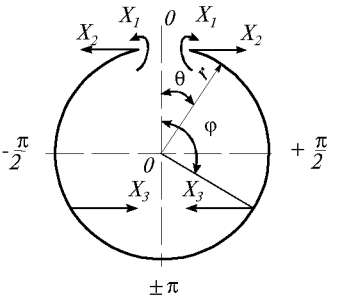


Рис.15.20. Основная система при расчете кольца, подкрепленного горизонтальным стержнем

Общие выражения для M, Q и N принимают вид:

- в пределах $0 < \theta < \psi$

$$\left.\begin{aligned} M &= X_1 + X_2 r(1-\cos\theta) + 0{,}5(1-\cos\theta-0{,}5\theta\sin\theta)\gamma l r^3; \\ Q &= X_2\sin\theta + 0{,}25(\sin\theta-\theta\cos\theta)\gamma l r^2; \\ N &= -X_2\cos\theta - 0{,}25\theta\sin\theta\gamma l r^2; \end{aligned}\right\}$$

- в пределах $\psi < \theta < (\pi - \alpha)$

$$\left.\begin{aligned} M &= X_1 + X_2 r(1-\cos\theta) + X_3 r(\cos\theta-\cos\psi) + 0{,}5(1-\cos\theta-0{,}5\theta\sin\theta)\gamma l r^3; \\ Q &= (X_2 - X_3)\sin\theta + 0{,}25(\sin\theta-\theta\cos\theta)\gamma l r^2; \\ N &= (X_3 - X_2)\cos\theta - 0{,}25\theta\sin\theta\gamma l r^2; \end{aligned}\right\}$$

- в пределах $(\pi - \alpha) < \theta < \pi$

$$\left.\begin{aligned} M &= X_1 + X_2 r(1-\cos\theta) + X_3 r(\cos\theta-\cos\psi) + 0{,}5(1-\cos\theta-0{,}5\theta\sin\theta)\gamma l r^2 + \\ &\quad + \frac{0{,}5\pi}{2\alpha+\sin 2\alpha}\left[(\theta-\pi+\alpha+0{,}5\sin 2\alpha)\sin\theta + \sin^2\alpha\cos\theta\right]\gamma l r^3; \\ Q &= (X_2 - X_3)\sin\theta + 0{,}25(\sin\theta-\theta\cos\theta)\gamma l r^2 + \\ &\quad + \frac{0{,}5\pi}{2\alpha+\sin 2\alpha}\left(\theta-\pi+\alpha+0{,}5\sin 2\alpha\cos\theta+\cos^2\alpha\sin\theta\right)\gamma l r^2; \\ N &= (X_3-X_2)\cos\theta - 0{,}25\theta\sin\theta\gamma l r^2 + \frac{0{,}5\pi}{2\alpha+\sin 2\alpha}(\theta-\pi+\alpha+0{,}5\sin 2\alpha\sin\theta+\sin^2\alpha\cos\theta)\gamma l r^2. \end{aligned}\right\}$$

Анализ показывает, что усилие в затяжке X_3 уменьшается с увеличением угла охвата кольца седловой опорой:

при $2\alpha = 60^\circ$ $\quad X_3 = 0{,}94\gamma l r^2$

при $2\alpha = 90^\circ$ $\quad X_3 = 0{,}545\gamma l r^2$

при $2\alpha = 120^\circ$ $\quad X_3 = 0{,}44\gamma l r^2$

15.6.5. Расчет подземных горизонтальных цилиндрических резервуаров

Особенности конструкции и расчета подземных резервуаров. Подземные резервуары устанавливают на сплошную специально спланированную подушку с углом охвата резервуара не менее 90°.

Резервуар имеет опорные кольца, устанавливаемые (по всей его длине) на равных расстояниях.

Основные параметры подземных резервуаров (диаметр и длина) используются такими же, какие приняты для надземных резервуаров.

Подземные резервуары устанавливают выше уровня грунтовых вод на 40 – 50 см с максимальной засыпкой над верхней образующей грунта слоем 1,2 м (без учета временных нагрузок на поверхности).

При наличии поверхностной нагрузки и грунтовых вод, уровень которых выше нижней образующей резервуара, конструкция должна быть рассчитана с учетом этих нагрузок.

Чтобы обеспечить нормальную работу подземных резервуаров, необходимо особо тщательно выполнять подготовку подушки послойной обсыпкой грунта (предпочтительно крупнозернистым песком) и утрамбование. Засыпка грунта выше подошвы также требует тщательного послойного трамбования с поливкой водой.

При установке резервуара ниже уровня грунтовых вод должны быть предусмотрены меры против всплывания резервуаров соответствующей их анкеровкой.

Для подземных резервуаров наиболее специфичным является расчет на устойчивость, поэтому ее следует проверять в первую очередь.

Оболочка резервуара, усиленная кольцами жесткости, должна быть рассчитана в соответствии со СНиП на осевое сжатие, поперечное давление и на совместное воздействие нагрузок.

Интенсивность вертикального давления грунта, Н/м^2:

$$p_в = \gamma_f \gamma_0 (H + 0{,}15 D_н),$$

где γ_0 – плотность грунта, кг/м^3; H – высота засыпки до оси резервуара, м; $0{,}15 D_н$ – значение, учитывающее давление грунта, в верхних пазухах резервуаров, м; D – диаметр резервуара, м.

Интенсивность горизонтального (бокового) давления грунта, Н/м^2

$$p_г = \gamma_f \gamma_0 (H + r_н) \operatorname{tg}^2 (45° - \varphi/2),$$

где $r_н$, – наружный радиус резервуара, м.

На осевое сжатие оболочку рассчитывают с учетом полного бокового давления

$$Q = \frac{\gamma_f \gamma_0 (H + r_н)^2}{2} \operatorname{tg}^2 (45° - \varphi/2).$$

Усредненное давление

$$p_{ср} = (p_в - p_г) \cdot 0{,}7.$$

Устойчивость оболочки считается обеспеченной, если коэффициент запаса

$$k = \frac{q^н_{кр}}{p_{ср} + p_в} \geq 2{,}5.$$

При высоком уровне грунтовых вод необходимо делать песчаную подушку и бетонный фундамент при условии, что

$$(g_{гр} + g_р)/V_в \gamma_в < 1{,}25,$$

где $g_{гр}$ – масса грунта, расположенного под резервуаром; $g_р$ – масса резервуара; $V_в$ – объем части резервуара, погруженной в грунтовую воду; $\gamma_в$ – плотность грунтовой воды; 1,25 – коэффициент запаса.

Если выше приведенное неравенство не соблюдается, то применяют якорь (противовесы). Общий объем якорей определяется из неравенства

$$(V_я\gamma_я + g_р + g_{гр}) > 1{,}25(V_я + V_в)\gamma_в$$

откуда суммарный объем якорей

$$V_я \geq \frac{1{,}25V_в\gamma_в - g_р - g_{гр}}{\gamma_я - 1{,}25\gamma_в}.$$

Якоря прикрепляются к хомутам из полосовой стали, обтягивающей оболочку резервуара в местах расположения диафрагм с помощью анкеров и стяжных муфт.

Расчет конструкций подземных резервуаров. Подземные горизонтальные цилиндрические резервуары находятся под воздействием следующих нагрузок: избыточного давления в резервуаре $p_и$; вакуума в резервуаре $p_в$; гидростатического давления жидкости с плотностью γ; вертикального давления грунта на уровне горизонтальной оси оболочки $p_у$; бокового давления грунта $p_г$; собственной массы оболочки, которой можно пренебречь как малой величиной по сравнению с другими внешними нагрузками, например давлением грунта.

Подземные резервуары обычно имеют ту же толщину оболочки, что и надземные и поэтому расчет на прочность можно не производить, так как давление грунта оказывает разгружающее воздействие по сравнению с теми нагрузками, на которые рассчитываются надземные резервуары на прочность, например, избыточное давление или давление от жидкости.

При расчете оболочки резервуара на устойчивость необходимо учесть внешнее давление грунта и вакуум в резервуаре, а также боковое давление грунта на днище, вызывающее осевое сжатие.

Расчет несущей способности подземных резервуаров. Расчет на прочность и устойчивость производится на наиболее невыгодное сочетание нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке: вертикальное и горизонтальное давление грунта с учетом коэффициента 1,3; гидростатическое давление жидкости, заполняющей резервуар на 0,75 от его высоты; избыточное давление или вакуум. При высоте засыпки грунта выше верхней образующей резервуара более 0,5 м вес конструкции вследствие малости (не более 5% суммарных нагрузок) можно не учитывать.

Расчет оболочки резервуара на прочность производится по формулам, определяющим N_1, M_2 и T.

Напряжения в оболочке резервуара проверяют по формулам:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_1 &= \gamma_f N_1/t \leq \gamma_c R; \\ \sigma_2 &= \gamma_f c_1 c_2 M_2/t^2 \leq \gamma_c R. \end{aligned}\right\},$$

где

$$c_1 = \frac{1}{1 + \frac{4p_0}{E}\cdot\left(\frac{r}{\lambda t_{пр}}\right)^3(1-\mu^2)}$$

– коэффициент, учитывающий снижение изгибающего момента от воздействия избыточного давления или увеличение от вакуума; p_0 – расчетная равнодействующая от усредненного гидростатического давления и избыточного давления или вакуума; $\lambda = J_k/J_{общ}$ - при отсутствии колец жесткости $\lambda = 1$;

$$c_2 = \frac{1}{1+\frac{1{,}5c_n r}{E}\cdot\left(\frac{r}{t_{np}}\right)^3(1-\mu^2)}$$ – коэффициент, учитывающий снижение изгибающего момента от упругого отпора грунта; $c_п$ – коэффициент постели грунта; $c_п = E_o\eta/r$, где E_o – модуль общей деформации грунта в зоне его уплотнения; $\eta = 0{,}5$ – коэффициент, учитывающий уменьшение E_0 от нарушения структуры грунта.

Приведенные напряжения

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2} \le \sigma_т .$$

Кольцо жесткости рассчитывают на прочность по формуле

$$\sigma_{к.ж.} = \frac{0{,}25r_к^2(p_y - p_x)l_к}{\left[1+\frac{c_n r_к^4(1-\mu^2)}{16EJ_к}\right]\omega_к} + \frac{p_y r_к J}{F_к},$$

где $J_к$ – момент инерции сечения кольца жесткости с учетом оболочки резервуара длиной $l_к = 2\cdot 0{,}60\sqrt{rt} + a$; a – длина касания (по образующей) кольца жесткости с оболочкой резервуара; $F_к$ – площадь сечения кольца жесткости и оболочки длиной $l_к$; $\omega_к$ – момент сопротивления того же сечения.

Сварные швы, прикрепляющие кольцо жесткости к оболочке, рассчитывают по формуле

$$h_ш = \frac{Q_{макс}S}{0{,}7\cdot J_к R_y^{св}\beta},$$

где $Q_{макс} = \cos k\xi\sum_{n=1}^{\infty} nB_n \sin n\theta$ – наибольшая поперечная сила, действующая в плоскости кольца с координатой $\theta = 135^\circ$ на участке оболочки длиной $l_к$; $J_к$ и S – момент инерции кольца и статический момент оболочки с учетом $l_к$; β – коэффициент, при ручной сварке равный 0,7 и при автоматической – 0,9.

Расчет оболочки резервуара на устойчивость. Устойчивость оболочки считается обеспеченной, если коэффициент запаса k удовлетворяет условию

$$k = p_к^н / p_{ср} \ge 2{,}5 ,$$

где

$p_к^н = 0{,}4E\frac{r}{l}\left(\frac{t}{r}\right)^{5/2}$ – нижнее критическое давление;

$p_{ср} = (p_y + p_x)0{,}7 + p_{вск}$ – осредненное внешнее расчетное давление.

Если $p_к^н$ оболочки не удовлетворяет условию ($k > 2{,}5$), то ее необходимо укрепить кольцами жесткости и определить критическую нагрузку по формуле

$$p_к^н = 19{,}1\left(\frac{100t}{r}\right)^2\cdot\left(\frac{100tr}{b^2}\right)^{0{,}58},$$

где b – шаг колец жесткости.

Шаг колец жесткости b определяют из условия устойчивости кольца жесткости по формуле

$$p_к^н = 2{,}5p_{ср} = 3EJ_к / r_к^3 b .$$

15.7. Конструкция и расчет сферических резервуаров

Сферические резервуары предназначены для хранения и количественного учета сжиженных газов под высоким избыточным давлением.

Конструкция сферических резервуаров аналогична конструкции сферических газгольдеров соответствующих объемов.

Здесь рассматриваются конструкции резервуаров, опирающихся на вертикальные трубчатые стойки, привариваемые к оболочке и соединенные связями, обеспечивающими пространственную жесткость опорной конструкции (рис.15.21).

При проектировании сферических резервуаров следует применять марки и классы сталей (или алюминиевых сплавов) с учетом объемов, температуры районов строительства и температуры хранимого продукта. В районах строительства с расчетной температурой наиболее холодной недели не ниже –65°С применяются низколегированные стали по СНиП для проектирования стальных конструкций. При проектировании низкотемпературных сферических резервуаров для хранения сжиженных газов при более низких температурах следует применять специальные марки сталей или алюминиевые сплавы по соответствующим нормативным документам.

Расчет оболочки сферических резервуаров на прочность производится: на избыточное давление p_u, МПа, на гидростатическое давление жидкости плотностью γ, кгс/см^3, при соответствующих условиях выполняется также расчет на сейсмические воздействия.

Расчет оболочки на прочность при воздействии избыточного давления производится по формуле

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{\gamma_f p_u r}{2t} \le \gamma_c R ,$$

где σ_1, σ_2 – соответственно меридиональные и кольцевые напряжения; t – толщина оболочки; γ_c, γ_f – коэффициент соответственно условий работы и надежности по нагрузке, принимаемые по СНиП II-23-81*. Радиальные перемещения оболочки вычисляются по формуле

$$\Delta_r = \frac{p_u r^2}{Et}(1-\mu).$$

При расчете оболочки на гидростатическое давление жидкости плотностью γ (кг/см^3) определяют гидростатическое давление на уровне, соответствующем углу φ (рис.15.21):

Для точек оболочки, расположенных выше опорного сечения:

$$N_1 = \frac{\gamma_f \gamma r^2}{6}\left(1 - \frac{2\cos^2\varphi}{1+\cos\varphi}\right);$$

$$N_2 = \frac{\gamma_f \gamma r^2}{6}\left(5 - 6\cos\varphi + \frac{2\cos^2\varphi}{1+\cos\varphi}\right).$$

Для точек, расположенных ниже опорного сечения:

$$N_1 = \frac{\gamma_f \gamma r^2}{6}\left(5 + \frac{2\cos^2\varphi}{1-\cos\varphi}\right);$$

$$N_2 = \frac{\gamma_f \gamma r^2}{6}\left(1 - 6\cos\varphi - \frac{2\cos^2\varphi}{1-\cos\varphi}\right).$$

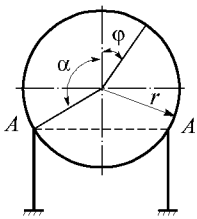


Рис.15.21. К определению усилий в сферической оболочке от гидростатической нагрузки

Оболочку сферического резервуара рассчитывают на устойчивость при воздействии вакуума $p_в$ по формуле

$$\sigma \le \gamma_c \sigma_0 ,$$

где $\sigma_0 = cEt/r$ – критическое напряжение. Значения c принимают в зависимости от отношения r/t по табл.15.1 (аналогично цилиндрическим резервуарам применительно к проверке на осевое сжатие); $\sigma = \gamma_f p_в r/2t$ – расчетное напряжение.

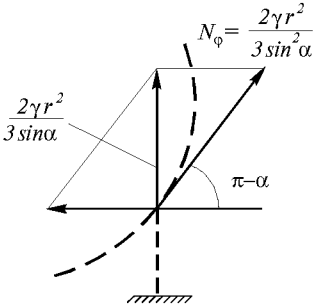


Рис.15.22. Определение реакций в опоре сферического резервуара

Критическое давление (вакуум) в оболочке проверяют по формуле

$$p_{кр} = 2c\frac{E \cdot t^2}{r^2} .$$

Допустимый вакуум в сферической оболочке можно определить по формуле

$$p_{доп} = \frac{2\gamma_c \sigma_p t}{\gamma_f r} .$$

На величину $p_{доп}$ должна быть рассчитана предохранительная вакуумная аппаратура, устанавливаемая на оболочке.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Аронов А.Б.** Газгольдеры (Расчет, конструкция, строительство). М., Госхимтехиздат, 1933.
2. **Бабицкий И.Ф., Вихман Г.Л. Вольфсон С.И.** Расчет и конструирование аппаратуры нефтеперерабатывающих заводов. М., Недра, 1965.
3. **Вайнберг Д.В., Вайнберг Е.Д.** Пластины, диски, балки-стенки. М., Госстройиздат, 1959.
4. **Вольмир А.С.** Устойчивость деформируемых систем. М., Наука, 1967.
5. **Даревский В.М.** Прочность и динамика авиационных двигателей. Вып.1, М., Оборонгиз, 1964.
6. **Клейн Г.К.** Расчет труб, уложенных в земле. М., Госстройиздат, 1957; Расчет подземных трубопроводов. М., Госстройиздат, 1969.
7. **Лессиг Е.Н., Лилеев А.Ф., Соколов А.Г.** Стальные листовые конструкции. М., Госстройиздат, 1956.
8. **Лессиг Е.Н.** Расчет консольных цилиндрических оболочек на неосесимметричные нагрузки. Сборник трудов МИСИ им.В.В.Куйбышева посвященный 75-летию Н.С.Стрелецкого. М., Госгортехиздат, 1962.
9. **Лессиг Е.Н., Лилеев А.Ф., Соколов А.Г.** Листовые металлические конструкции. М., Стройиздат, 1970.
10. **Мельников Н.П.** Металлические конструкции за рубежом. М., Стройиздат, 1971.
11. Металлические конструкции. Изд. 3-е, перераб./Под ред. Е.И.Белени. М., Стройиздат, 1973.
12. **Пономарев С.Д.** и др. Расчеты на прочность в машиностроении. Том II и III. М., Машгиз, 1958, 1959.
13. **Ручимский М.Н.** Некоторые вопросы расчета новых типов сварных горизонтальных резервуаров в свете их натурных испытаний. Труды ВНИИстройнефти, вып.IX, М., 1957.
14. **Сафарян М.К.** Стальные резервуары для хранения нефтепродуктов (исследования работы конструкций). ОНТИ ВНИИСТ, 1958.
15. **Сафарян М.К., Иванцов О.М.** Проектирование и сооружение стальных резервуаров. М., Гостоптехиздат, 1961.
16. **Сафарян М.К., Ашкинази М.И., Чолоян Г.С.** Стальные резервуары со сфероцилиндрической кровлей для нефтепродуктов. Научное сообщение ВНИИСТ, М., 1961.
17. **Сафарян М.К.** Современное состояние резервуаростроения и перспективы его развития. ЦНИИТЭ нефтехим. Тематические обзоры, 1972.
18. **Сафарян М.К., Евтихин В.Ф.** Повышение надежности и эффективности резервуарных парков НПЗ. ЦНИИТЭнефтехим. Тематические обзоры, 1975.

19. **Стулов Т.Т.** и др. Сооружение газохранилищ и нефтебаз. М., Недра, 1973.
20. Программа «РАМОК», Симметричная деформация упругих металлических оболочечных конструкций. М., ЦНИИПСК, 1980 г.
21. **Сафарян М.К.** Металлические резервуары и газогольдеры М., Недра, 1987.

ГЛАВА 16

БУНКЕРА И СИЛОСЫ

16.1. Общие положения

16.1.1. Основные определения. Бункерами и силосами называют крупноразмерные емкости, предназначенные для временного хранения и выгрузки сыпучих материалов (рис.16.1). Опорожнение бункеров и силосов производится через расположенные в нижней их части специальные выпускные отверстия. Для улучшения условий истечения материала, бункера и силосы заканчиваются суживающейся частью, называемой воронкой. Наименьший угол наклона α стенки воронки к горизонту обычно на $5-10^\circ$ превышает угол естественного откоса сыпучего материала φ. Выпускные отверстия бункеров и силосов в зависимости от вида разгрузочного устройства и механических характеристик сыпучего материала могут иметь круглую, квадратную, прямоугольную (с отношением сторон $c = b_0/a_0 < 2$) или вытянутую (щелевую) в плане форму. Меньшая сторона, мм, прямоугольного выпускного отверстия

$$a_0 = k_0(80 + D)\mathrm{tg}\varphi\frac{1+c}{2c}, \qquad (16.1)$$

где: k_0 – опытный коэффициент, равный 2,4–2,6; D – максимальный размер кусков сыпучего материала, мм.

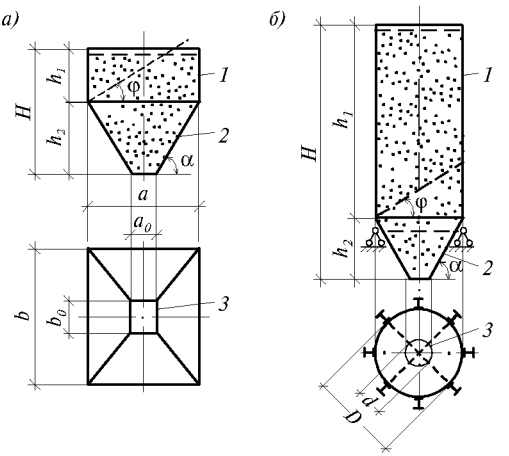


Рис. 16.1. Схемы
а – бункер; *б* – силос;
1 – верхняя часть (стенка); *2* – воронка;
3 – выпускное отверстие

При круглом выпускном отверстии диаметр его d определяется также по формуле (16.1), полагая что $c = 1$.

Чтобы предохранить стенки бункеров и силосов от истирания, применяют футеровку – стальную или деревянную. Для истечения плохосыпучих материалов используются различные побудительные устройства.

Хранилища сыпучих материалов, в которых высота стенки не превосходит полуторного наименьшего поперечного размера, называют бункерами. Более высокие хранилища сыпучих материалов называют силосами. Стальные силосы применяются исключительно круглыми и проектируются они в соответствии с указаниями СНиП 2.09.03-85 и СНиП 2.10.05-85.

Стальные бункера отличаются разнообразием объемно-планировочных и конструктивных решений. По условиям формообразования они подразделяются на: пирамидально-призматические; лотково-призматические; гибкие (параболические); конусно-цилиндрические.

16.1.2. Нагрузки. Бункера и силосы проектируют с учетом нагрузок от давления сыпучего материала, собственной массы конструкций, а также снеговой, ветровой и временных нагрузок на перекрытие. Давление сыпучего материала зависит от высоты столба, находящегося в хранилище материала, его физико-механических свойств и угла наклона к горизонту рассматриваемой плоскости. Вертикальное $q^н$ и горизонтальное $p^н$ нормативные давления сыпучего материала в бункерах определяются по формулам:

$$q^н = \gamma y \tag{16.2}$$

$$p^н = k\gamma y \tag{16.3}$$

аналогично в силосах:

$$q^н = \frac{A\gamma\rho}{fk}, \tag{16.4}$$

$$p^н = \frac{A\gamma\rho}{f}, \tag{16.5}$$

где y – расстояние от поверхности сыпучего материала до рассматриваемого сечения; $k = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ – отношение горизонтального давления к вертикальному (табл.16.1); γ, φ, f – соответственно объемная масса, угол естественного откоса и коэффициент трения сыпучего материала (табл.16.2); $\rho = F/u$ – гидравлический радиус; F, u – соответственно площадь и периметр поперечного сечения силоса: $A = 1 - e^{-kfy/\rho}$ – коэффициент, определяемый по табл.16.3.

Таблица 16.1. Значения коэффициентов k и m_0

α, град.	Значения φ, град							Для зерна $k = 0{,}44$
	20	25	30	35	40	45	50	
	Значения $k = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$							
	0,49	0,406	0,333	0,271	0,217	0,172	0,132	
	Значения m_0							
25	0,902	–	–	–	–	–	–	0,899
30	0,872	0,852	–	–	–	–	–	0,86
35	0,832	0,805	0,781	–	–	–	–	0,816
40	0,789	0,755	0,725	0,699	–	–	–	0,769
42	0,772	0,734	0,701	0,673	–	–	–	0,749
44	0,754	0,713	0,678	0,648	0,622	–	–	0,73
45	0,745	0,703	0,667	0,636	0,609	–	–	0,720
46	0,736	0,698	0,655	0,623	0,595	–	–	0,710
48	0,719	0,672	0,632	0,598	0,568	–	–	0,691
50	0,701	0,651	0,608	0,572	0,540	0,513	–	0,671
52	0,684	0,631	0,586	0,547	0,514	0,486	–	0,652
54	0,666	0,611	0,563	0,523	0,487	0,457	0,432	0,634
55	0.658	0,601	0,552	0,511	0,475	0,444	0,418	0,624
56	0,649	0,592	0,542	0,499	0,462	0,43	0,404	0,615
58	0,633	0,573	0,52	0,476	0,437	0,404	0,376	0,597
60	0,617	0,555	0,5	0,453	0,413	0,378	0,349	0,58
62	0,602	0,537	0,48	0,431	0,389	0,354	0,324	0,563
64	0,588	0,52	0,461	0,411	0,367	0,33	0,299	0,548
65	0,581	0,512	0,452	0,401	0,357	0,32	0,287	0,54
66	0,574	0,504	0,443	0,391	0,346	0,308	0,276	0,533
68	0,561	0,49	0,426	0,373	0,327	0,287	0,254	0,518
70	0,55	0,476	0,412	0,356	0,309	0,268	0,234	0,506

Таблица 16.2. Унифицированные значения основных характеристик сыпучих материалов

Материал	Нормативная объемная масса γ, т/м^3	Угол естественного откоса (угол внутреннего трения) φ, град	Коэффициент трения f, по	
			бетону	металлу
Строительный				
Гипс кусковой, известняк дробленый	1,6	35	0,5	0,3
Глина влажная и мокрая, песок, насыщенный водой	2	20	0,3	0,2
Глина сухая, клинкер цементный, песок сухой, цемент	1,6	30	0,6	0,3
Глинозем, мергель	1,25	30	0,5	0,3
Гравий сухой и мокрый, камень тяжелый, щебень	2	30	0,5	0,5
Древесные опилки воздушно-сухие	0,25	35	0,5	0,3
Известь:				
– гашеная в порошке	0,7	35	0,5	0,3
– обожженная крупная	1,2	35	0,5	0,3
– обожженная мелкая	0,9	35	0,5	0,3
Мел дробленый	1,4	40	0,5	0,3
Шлак	1,2	30	0,5	0,3
Химический				
Апатитовый концентрат	2	40	0,5	0,3
Карналлит, фтористый алюминий, криолит	1	35	0,5	0,3
Карбид	0,9	30	0,5	0,3
Магнезитовый порошок	1,8	35	0,5	0,3
Нефелиновый концентрат	1,5	35	0,5	0,3
Селитра	1,2	40	0,5	0,3
Сода кальцинированная	0,6	40	0,3	0,3
Сульфат аммония	0,9	40	0,5	0,3
Фосфоритная мука	1,6	40	0,5	0,3
Фтористый аммоний	0,9	30	0,5	0,3
Угли и руды				
Агломерат железной руды, бурый железняк, марганцевая руда	2	40	–	–
Кокс	0,6	40	0,8	0,5
Красный железняк	2,6	40	–	–
Магнитный железняк	3,4	40	–	–
Торф	0,6	35	0,8	0,5
Уголь-антрацит и каменный, сланцы горючие	1	35	0,5	0,3
Уголь бурый	0,8	35	0,5	0,3
Угольная пыль нормальной влажности	0,8	25	–	–
Штейн свинцовый	4	40	–	–
Пищевые продукты				
Зерно, бобовые семена, крупа, гранулированный комбикорм	0,8	25	0,4	0,4
Картофель	0,75	30	–	–
Комбикорма всех видов (кроме гранулированных), подсолнух	0,55	30	0,4	0,4
Кукуруза в початках	0,45	30	0,4	0,4
Мука (пшеничная, ржаная и др.)	0,6	40	0,3	0,3
Отруби разные	0,4	40	0,3	0,3
Сахар-песок	1	35	–	–

Таблица 16.3. Значения коэффициента A

kfy/ρ	A	kfy/ρ	A	kfy/ρ	A	kfy/ρ	A
0,01	0,01	0,47	0,375	0,93	0,605	1,8	0,835
0,02	0,02	0,48	0,381	0,94	0,609	1,82	0,838
0,03	0,03	0,49	0,387	0,95	0,613	1,84	0,841
0,04	0,039	0,5	0,393	0,96	0,617	1,86	0,844
0,05	0,049	0,51	0,399	0,97	0,621	1,88	0,847
0,06	0,058	0,52	0,405	0,98	0,625	1,9	0,85
0,07	0,068	0,53	0,411	0,99	0,628	1,92	0,853
0,08	0,077	0,54	0,417	1	0,632	1,94	0,856
0,09	0,086	0,55	0,423	1,02	0,639	1,96	0,859
0,1	0,095	0,56	0,429	1,04	0,647	1,98	0,862
0,11	0,104	0,57	0,434	1,06	0,654	2	0,865
0,12	0,113	0,58	0,44	1,08	0,66	2,05	0,871
0,13	0,122	0,59	0,446	1,1	0,667	2,1	0,878
0,14	0,131	0,6	0,451	1,12	0,674	2,15	0,884
0,15	0,139	0,61	0,457	1,14	0,68	2,2	0,889
0,16	0,148	0,62	0,462	1,16	0,687	2,25	0,895
0,17	0,156	0,63	0,467	1,18	0,693	2,3	0,9
0,18	0,165	0,64	0,473	1,2	0,699	2,35	0,905
0,19	0,173	0,65	0,478	1,22	0,705	2,4	0,909
0,2	0,181	0,66	0,483	1,24	0,711	2,45	0,914
0,21	0,189	0,67	0,488	1,26	0,716	2,5	0,918
0,22	0,197	0,68	0,493	1,28	0,722	2,55	0,922
0,23	0,205	0,69	0,498	1,3	0,727	2,6	0,926
0,24	0,213	0,7	0,503	1,32	0,733	2,65	0,929
0,25	0,221	0,71	0,508	1,34	0,738	2,7	0,933
0,26	0,229	0,72	0,513	1,36	0,743	2,8	0,939
0,27	0,237	0,73	0,518	1,38	0,748	2,85	0,942
0,28	0,244	0,74	0,523	1,4	0,753	2,9	0,945
0,29	0,252	0,75	0,528	1,42	0,758	2,95	0,948
0,3	0,259	0,76	0,532	1,44	0,763	3	0,95
0,31	0,267	0,77	0,537	1,46	0,768	3,1	0,955
0,32	0,274	0,78	0,542	1,48	0,772	3,2	0,959
0,33	0,281	0,79	0,546	1,5	0,777	3,3	0,963
0,34	0,288	0,8	0,551	1,52	0,781	3,4	0,967
0,35	0,295	0,81	0,555	1,54	0,786	3,5	0,97
0,36	0,302	0,82	0,559	1,56	0,79	3,6	0,973
0,37	0,309	0,83	0,564	1,58	0,794	3,7	0,975
0,38	0,316	0,84	0,568	1,6	0,798	3,8	0,978
0,39	0,323	0,85	0,573	1,62	0,802	3,9	0,98
0,4	0,33	0,86	0,577	1,64	0,806	4	0,982
0,41	0,336	0,87	0,581	1,66	0,81	5	0,993
0,42	0,343	0,88	0,585	1,68	0,814	6	0,998
0,43	0,349	0,89	0,589	1,7	0,817	7	0,999
0,44	0,356	0,9	0,593	1,72	0,821	8	1
0,45	0,362	0,91	0,597	1,76	0,828		
0,46	0,369	0,92	0,601	1,78	0,831		

Основное нормативное давление сыпучего материала, действующее перпендикулярно наклонной поверхности воронки ($p_{\alpha}^{н}$), и касательно к ней ($p_{t}^{н}$) определяют по формулам:

$$p_{\alpha}^{H} = m_0 q^{H} \qquad (16.6)\,, \qquad p_{t}^{H} = m_0' q^{H} \qquad (16.7)\,,$$

где $m_0 = \cos^2\alpha + k\sin^2\alpha$ – коэффициент, определяемый по табл.16.1;

$m'_0 = (1-k)\times\sin\alpha\cdot\cos\alpha$ – коэффициент, определяемый по табл.16.4.

Таблица 16.4. Значения коэффициента m'_0

α, град.	Значения φ, град							Для зерна $k = 0{,}44$
	20	25	30	35	40	45	50	
	Значения $(1-k) = 1 - \mathrm{tg}^2(45° - \varphi/2)$							
	0,510	0,594	0,667	0,729	0,783	0,828	0,868	
25	0,195	–	–	–	–	–	–	0,214
30	0,221	0,257	–	–	–	–	–	0,242
35	0,239	0,279	0,313	–	–	–	–	0,263
40	0,251	0,292	0,327	0,358	–	–	–	0,276
42	0,253	0,295	0,33	0,361	–	–	–	0,278
44	0,255	0,297	0,333	0,364	0,391	–	–	0,28
45	0,255	0,297	0,333	0,364	0,391	–	–	0,28
46	0,255	0,297	0,333	0,364	0,391	–	–	0,28
48	0,253	0,295	0,33	0,361	0,388	–	–	0,278
50	0,251	0,292	0,327	0,358	0,385	0,407	–	0,276
52	0,247	0,288	0,323	0,353	0,379	0,402	–	0,272
54	0,242	0,282	0,317	0,347	0,372	0,394	0,413	0,266
55	0,239	0,279	0,313	0,342	0,367	0,389	0,407	0,263
56	0,236	0,275	0,309	0,338	0,363	0,384	0,402	0,26
58	0,229	0,266	0,298	0,327	0,351	0,372	0,389	0,252
60	0,221	0,256	0,288	0,315	0,338	0,358	0,375	0,242
62	0,212	0,246	0,276	0,302	0,325	0,344	0,36	0,232
64	0,201	0,234	0,263	0,287	0,308	0,326	0,342	0,221
65	0,195	0,228	0,255	0,278	0,3	0,317	0,332	0,214
66	0,19	0,221	0,248	0,271	0,291	0,308	0,322	0,208
68	0,177	0,206	0,231	0,252	0,271	0,288	0,3	0,194
70	0,164	0,19	0,214	0,234	0,251	0,266	0,278	0,18

Вертикальное нормативное давление, передающееся через трение на стенки силоса:

$$q_f^{H} = p^{H} f\,. \qquad (16.8)$$

Расчетные нагрузки от давления сыпучих материалов определяются умножением нормативных давлений на коэффициент надежности по нагрузке γ_f, равный для бункеров и силосов соответственно 1,2 и 1,3. Остальные нагрузки, коэффициенты надежности по нагрузке и сочетания нагрузок принимаются по технологическим заданиям и по СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия». При расчете на сжатие стенок силосов и колонн подсилосного этажа расчетная нагрузка от массы сыпучего материала умножается на коэффициент 0,9. Коэффициенты условий работы принимаются для колонн 0,9, в остальных случаях 1.

16.1.3. Материалы и соединения для несущих конструкций стальных бункеров и силосов следует принимать в соответствии с указаниями СНиП II-23-81* «Стальные конструкции». Для бункеров, возводимых в районах с расчетной температурой выше −30°С, и при отсутствии на них нагрузок от подвижных составов обычно применяется сталь марки ВСт3кп2 по ГОСТ 380-71**.

При строительстве бункеров в Северной климатической зоне, а также при соответствующем технико-экономическом обосновании и при строительстве в районах

с расчетной температурой наружного воздуха выше −40°С для несущих конструкций бункеров и силосов следует применять низколегированные стали. Стальная футеровка выполняется, как правило, из стали марки 14Г2.

Конструкции бункеров и силосов выполняются сварными с соединением элементов встык из условия равнопрочности. Соединения внахлестку допускаются лишь как монтажные при невозможности надежной подгонки примыкающих элементов. Применять соединения со стыковыми накладками не рекомендуется.

Внутренняя поверхность обшивки бункеров и силосов не должна иметь выступающих частей (полок, ребер, скоб и т.д.), способствующих образованию сводов и зависанию сыпучего материала, затрудняющих опорожнение бункеров и силосов и вызывающих дополнительные давления и удары при обрушении.

16.2. Конструктивные решения

16.2.1. Пирамидально-призматические бункера. Пирамидально-призматический бункер (рис.16.2) состоит из верхней призматической части и нижней части, имеющей форму усеченной пирамиды или обелиска. Вертикальные стенки бункера образуются, как правило, бункерными несущими балками и имеют горизонтальные и вертикальные ребра жесткости. Обшивка воронки укрепляется обычно только горизонтальными ребрами жесткости. Основные узлы сопряжения элементов бункеров представлены на рис.16.3.

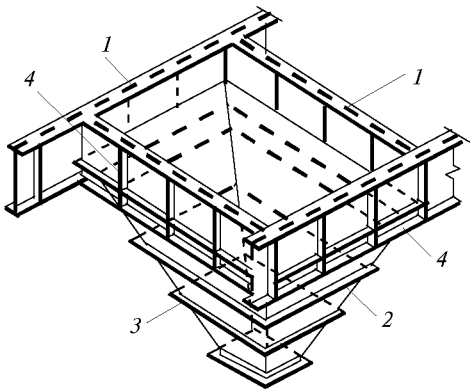


Рис.16.2. Одноячейковый пирамидально-призматический бункер

1 – вертикальная стенка бункера (бункерная балка); *2* – воронка; *3* – ребра жесткости воронки; *4* – вертикальные и горизонтальные ребра жесткости бункерной балки

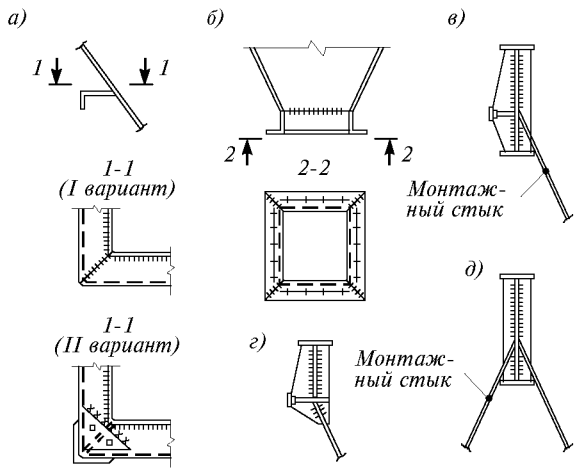


Рис. 16.3. Узлы сопряжения элементов конструкций пирамидально-призматических бункеров

а – стык ребер жесткости воронки; *б* – конструкция выходного отверстия; *в* – *д* – варианты сопряжения воронок с бункерными балками

Полный объем бункера (рис.16.4)

$$V = V_1 + V_2 = abh_1 + [b(2a + a_0) + b_0(2a_0 + a)]\frac{h_2}{6}. \quad (16.9)$$

Координаты центра тяжести объема:

$$x_c = [(a + a_0)(b + b_0) + 2a_0 b_0]x_0 h_2 / 12V; \quad (16.10)$$

$$y_c = [(a + a_0)(b + b_0) + 2a_0 b_0]y_0 h_2 / 12V. \quad (16.11)$$

Высота и угол наклона к горизонту боковой грани воронки

$$l_i = \sqrt{h_2^2 + c_i^2}; \quad tg\alpha_i = h_2 / c_i. \quad (16.12)$$

Двугранный угол $\beta_{i,i+1}$ между гранями i, $i + 1$

$$\cos\beta_{i,i+1} = \cos\alpha_i \cos\alpha_{i+1}. \quad (16.13)$$

Длина ребра жесткости

$$l_p = a_0 + (a - a_0)z / h_2. \quad (16.14)$$

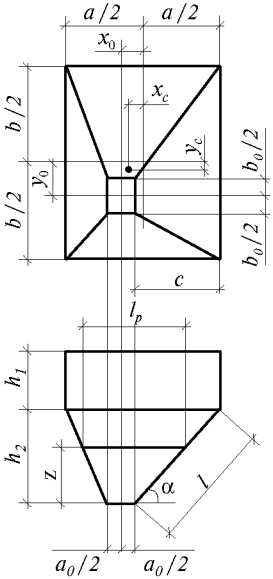


Рис. 16.4. Геометрическая схема пирамидально-призматического бункера, несимметричного относительно обеих осей в плане

Пирамидально-призматические бункера в зависимости от расположения выпускных отверстий могут быть симметричными и несимметричными, могут иметь одну или несколько течек и быть одноячейковыми (рис.16.2) и многоячейковыми (рис.16.5). Опирание бункеров на колонны здания или отдельно стоящие стойки производится через бункерные балки. В некоторых случаях (при больших размерах выпускных отверстий) оказывается более экономичной по расходу стали конструктивная схема с опиранием бункера непосредственно на нижележащее подбункерное перекрытие. Основными несущими элементами бункера, показанного на рис.16.5, являются треугольные жесткие рамы 2, составляющие каркас нижней пирамидальной его части.

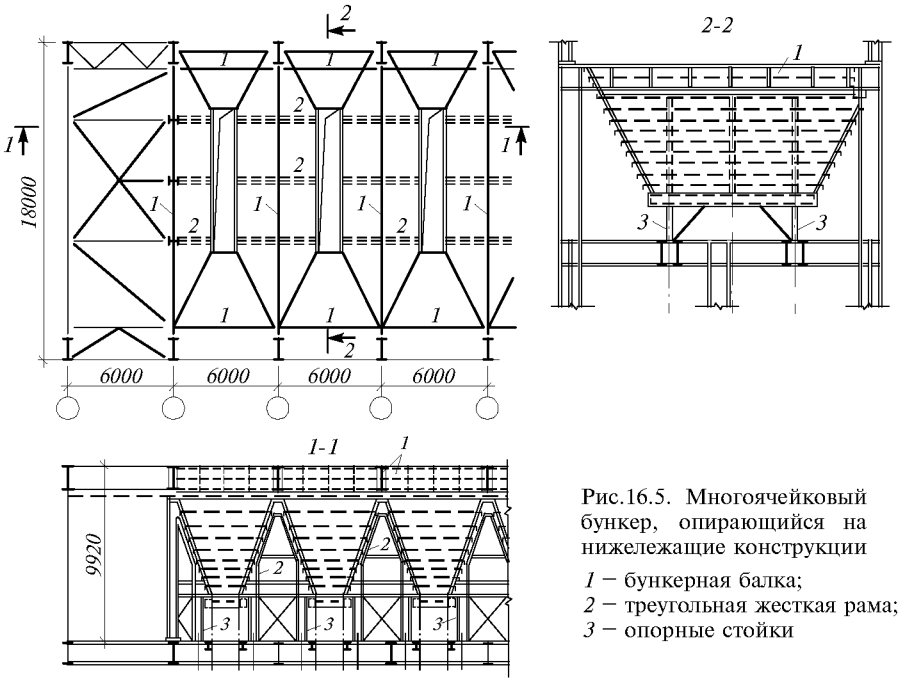


Рис.16.5. Многоячейковый бункер, опирающийся на нижележащие конструкции

1 – бункерная балка;
2 – треугольная жесткая рама;
3 – опорные стойки

16.2.2. Лотково-призматические бункера. Лотково-призматический бункер представляет собой большой протяженности лоток призматической формы, имеющий в днище ряд отверстий, предназначенных для выпуска сыпучей массы. Боковые стенки бункеров могут быть вертикальными или наклонными; течки могут иметь форму суживающихся книзу воронок.

Бункера этого вида так же, как и пирамидально-призматические, относятся к числу жестких, сохраняющих постоянную форму в процессе загружения и разгрузки. Это позволяет выполнять их несимметричными с произвольным расположением выпускных отверстий. Поперечная жесткость бункера, показанного на рис.16.6, обеспечивается специальными седловидными рамами *1* с распорками *2*, расположенными между воронками.

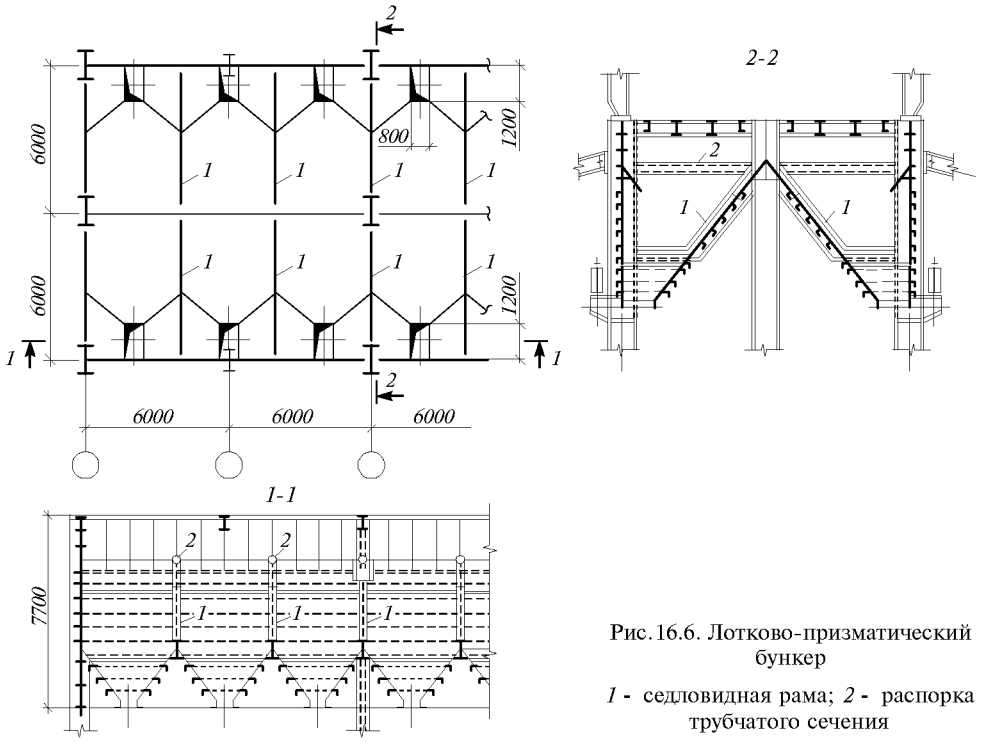


Рис.16.6. Лотково-призматический бункер

1 - седловидная рама; *2* - распорка трубчатого сечения

16.2.3. Гибкие (параболические) бункера. Гибкий бункер представляет собой цилиндрическую замкнутую оболочку с горизонтальной осью, подвешенную к двум продольным несущим балкам, опирающимся на колонны здания или отдельно стоящие стойки (рис.16.7). По торцам бункеров устанавливаются жесткие вертикальные стенки, соединяемые с оболочкой длинными тяжами. Течки гибких бункеров имеют, как правило, цилиндрическую форму и располагаются в нижней его части по оси симметрии.

Благодаря отсутствию ребер жесткости и работе стенок в основном на растяжение гибкие бункера относятся к числу наиболее экономичных по расходу стали емкостей для хранения сыпучих материалов. Направляющая кривая оболочки гибкого бункера принимается из условия максимального соответствия очертанию стенок бункера при полном его загружении. Из множества формул для определения формы гибкого бункера (рис.16.8,*а*) наибольшее распространение получили зависимости:

$$y = 2f[3(x/b)^2 - 2(x/b)^3]\,; \qquad (16.15)$$

$$y = 4f(x/b)^2\,; \qquad (16.16)$$

графическая аппроксимация формулы (16.15) при $b \le 4$ м изображена на рис.16.8, *б*.

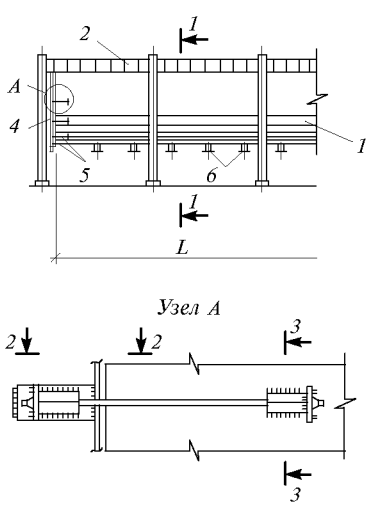


Рис. 16.7. Гибкий (параболический) бункер
1 – оболочка; *2* – продольная балка; *3* – поперечная балка-распорка; *4* – торцевая стенка; *5* – тяжи; *6* – течки; *7* – колонна

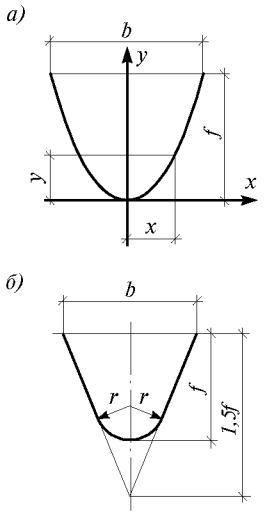


Рис.16.8. Направляющая кривая оболочки гибкого бункера
а – параболическая;
б – графическая аппроксимация формулы (16.15)

Площадь поперечного сечения бункера и его объем определяются по формулам:

$$F = (5/8)fb; \quad V = (5/8)fbL\,, \qquad (16.17)$$

где L – длина бункера (рис.16.7)

На рис.16.9 дан поперечный разрез гибкого бункера большого объема крупной обогатительной фабрики.

16.2.4. Конусно-цилиндрические бункера и круглые силосы состоят из верхней цилиндрической и нижней конической гладких оболочек, опертых на колонны, соединенные системой вертикальных связей (рис.16.10). Эти емкости также достаточно экономичны, однако как крупные хранилища для сыпучих материалов не получили широкого распространения, поскольку более трудоемки в исполнении и значительно менее удобно объединяются в многоячейковые системы.

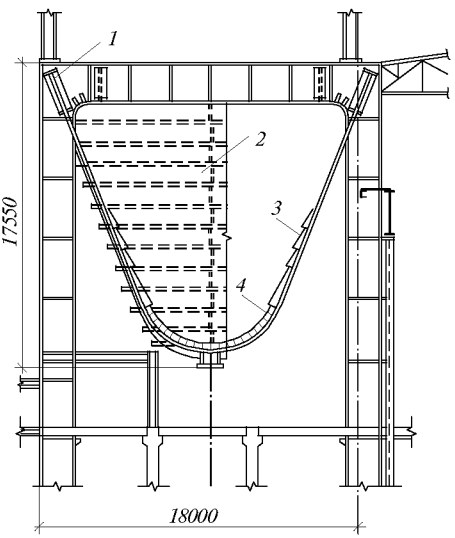


Рис.16.9. Гибкий бункер обогатительной фабрики
1 – продольная бункерная балка; *2* – торцевая стенка; *3* – футеровка из стальных листов; *4* – футеровка из деревянных брусков

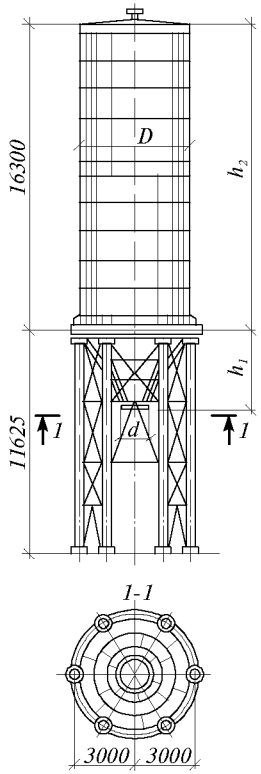


Рис.16.10. Круглый силос

Полный объем засыпки круглого бункера и силоса (рис.16.1,*б*)

$$V = \frac{\pi D_c^2}{4} h_1 + (D_c^2 + D_c d + d^2)\frac{\pi h_2}{12}. \qquad (16.18)$$

Боковая поверхность

$$S = \pi d_c h_1 + \pi(D_c + d)\frac{h_2}{2\cos\alpha}. \qquad (16.19)$$

На рис.16.11 показаны возможные варианты решения узла сопряжения воронки с цилиндрической частью бункера (силоса).

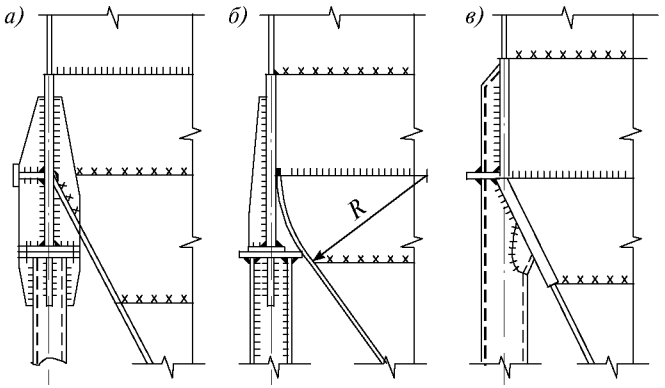


Рис. 16.11. Узел сопряжения воронки с цилиндрической частью бункера и силоса

а – пересечение с кольцом жесткости; *б* – пересечение с отбортовкой; *в* – сопряжение встык с кольцевым ребром

16.3. Расчет конструкций

16.3.1. Плоская стенка. Плоские стенки бункеров рассчитывают как пластинки, находящиеся в состоянии цилиндрического изгиба под воздействием равномерно распределенной нагрузки от давления сыпучего материала. Нагрузка определяется для середины каждого отсека и считается постоянной на всем его протяжении. Расчетные усилия в пластинках обычно определяют исходя из предположения шарнирного их закрепления на неподвижных опорах (ребрах). В этом случае изгибающий момент в середине пролета

$$M = M_б - Sf, \qquad (16.20)$$

где $M_б$ – изгибающий момент для простой балки в середине пролета; S – продольное растягивающее усилие, определяемое по формуле

$$S = \sqrt[3]{\frac{E\delta}{1-\mu^2}\cdot\frac{(\gamma_f p_\alpha^н)^2 l^2}{24}}; \qquad (16.21)$$

δ – толщина стенки бункера; μ – коэффициент Пуассона; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке; f – прогиб в середине пролета; l – расстояние между ребрами;

$$f = \frac{4\gamma_f p_\alpha^н l^2}{\pi^3(S_E + S)}, \text{ где } S_E = \frac{\pi^2 EJ}{l^2(1-\mu^2)}. \qquad (16.22)$$

Напряжения в стенке бункера определяются как сумма напряжений от изгиба и продольного растяжения.

Такой расчет условен, поскольку не учитывает упруго–пластическую работу материала стенки бункера в местах опирания ее на ребра. Более точный расчет плоской стенки бункера с учетом ее защемления на опорах можно выполнить с помощью графиков (рис.16.12). Здесь предельные кривые *3*, характеризующие упругую работу материала после многократно повторяющихся циклов загружений и разгрузки бункера, получены из условий приспособляемости и в наилучшей степени отражают действительную несущую способность стенки бункера в реальных условиях ее работы.

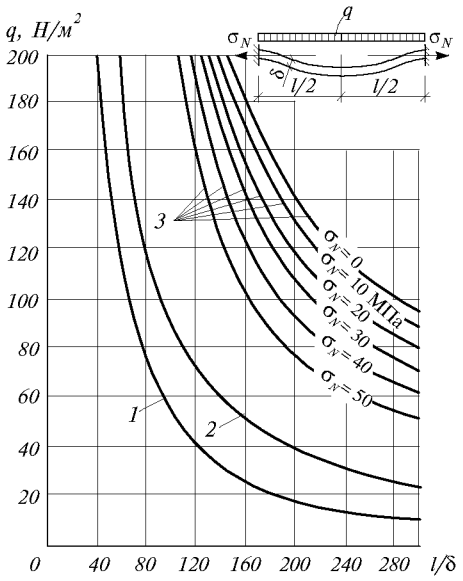


Рис.16.12. Предельные состояния пластинки с защемленными кромками
($\sigma_т$ = 240 МПа; E = 2,1×10⁵ МПа; μ = 0,3)
1 – по краевой текучести в защемлениях; *2* – по образованию пластических шарниров в защемлениях; *3* – по условию приспособляемости; σ_N – начальное натяжение, т.е. растягивающее усилие в стенке бункера от веса сыпучего материала, лежащего ниже рассматриваемой пластинки

16.3.2. Ребра. Горизонтальные ребра рассчитывают на совместное воздействие продольных растягивающих сил и равномерно распределенной поперечной нагрузки, возникающих от давления засыпки на примыкающую к ребрам часть обшивки. В зависимости от способов сопряжения ребер жесткости смежных граней изгибающие моменты в них определяются как в шарнирно-опертых балках или замкнутых рамах с жесткими узлами (рис.16.3*а*, 16.13). В первом случае для ребра

$$M_a = q_a l_a^2 / 8, \qquad (16.23)$$

где $q_a = \gamma_f p_\alpha^н (h_i + h_{i+1}) / 2\sin\alpha$.

Продольные растягивающие силы

$$N_a = q_b (l_b / 2). \qquad (16.24)$$

Значения M_b и q_b определяются аналогично M_a и q_a.

При жестком сопряжении ребер смежных граней и симметричной расчетной схеме моменты в узлах рамы

$$M_{оп} = \frac{q_a l_a^3 + q_b l_b^3}{12(l_a + l_b)}, \qquad (16.25)$$

а продольные растягивающие силы определяют по формуле (16.24).

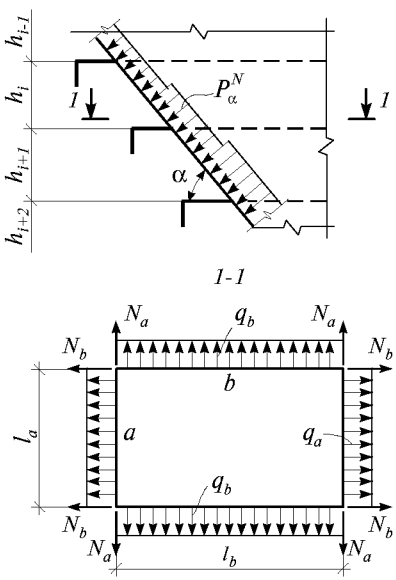


Рис. 16.13. Расчетная схема ребер жесткости воронки

Прочность проверяют по формуле

$$\sigma = N/F + M/W \le R\,, \tag{16.26}$$

где F, W – площадь и момент сопротивления ребра с прилегающей к нему частью обшивки, равной $30\delta\sqrt{210/R}$ (R – в МПа).

Для несимметричного в плане бункера при определении M_{on}, N_a и N_b значения q_a и q_b на противоположных гранях принимаются одинаковыми по наибольшему из значений q_a и q_b.

Учет работы материала за пределом упругости при расчете ребер может быть произведен двумя способами: либо путем замены в формуле (16.26) W на пластический момент сопротивления $W^n = 1{,}12W$, либо путем определения расчетных усилий по формулам, полученным из условия выравнивания в пределах наиболее нагруженного ребра величин пролетных и опорных изгибающих моментов. В последнем случае изгибающий момент для ребра a

$$M_a = q_a l_a^2/16 \tag{16.27}$$

и проверка прочности сводится к выполнению условия

$$\left(N_a/FR\right)^{3/2} + M_a/WR \le 1\,. \tag{16.28}$$

16.3.3. Бункерные балки. Их рассчитывают как однопролетные шарнирно-опертые, находящиеся под воздействием равномерно распределенной вертикальной и горизонтальной нагрузок от собственной массы конструкций, давления засыпки и временных нагрузок на перекрытии (рис.16.14). Суммарная вертикальная нагрузка

$$q = N + p_{\text{в}} + 0{,}5\gamma_f p_\alpha^n h_2 \operatorname{ctg}\alpha\,, \tag{16.29}$$

где N – расчетная нагрузка от собственной массы конструкций и временных нагрузок на перекрытии; $p_{\text{в}}$ – расчетная нагрузка от заполнения.

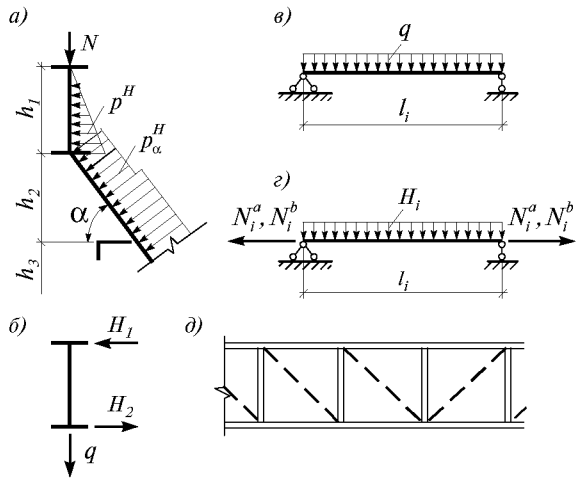


Рис. 16.14. Расчетная схема бункерной балки

а – действующие нагрузки; *б* – приложение вертикальных и горизонтальных нагрузок; *в* – расчетная схема балки при работе на вертикальные нагрузки; *г* – расчетная схема поясов балки при работе на горизонтальные нагрузки; *д* – вариант расчетной схемы вертикальной стенки балки

Для симметричного бункера $p_{\text{в}}$ определяется делением веса всего заполнения бункера на периметр верхнего сечения бункера. При асимметричном бункере нагрузки для балок, параллельных соответственно осям X и Y (рис.16.4):

$$p_{\text{в}}^x = p\left[\frac{1}{2(a+b)} \pm \frac{y_c}{ab}\right];$$
$$p_{\text{в}}^y = p\left[\frac{1}{2(a+b)} \pm \frac{x_c}{ab}\right], \tag{16.30}$$

где p – расчетный вес всего заполнения.

Горизонтальные нагрузки (рис.16.14,*б*)

$$H_1 = \gamma_f p^n h_1/6\,; \tag{16.31}$$
$$H_2 = p_{\text{в}} \operatorname{ctg}\alpha - 2H_1 - \gamma_f p_\alpha^n h_2/2\,.$$

Продольные силы N_i^a, N_i^b (рис.16.14,*г*) от нагрузок H_1 и H_2, действующих на перпендикулярные к рассматриваемым грани:

$$N_i^a = H_i \frac{b}{2}; \quad N_i^b = H_i \frac{a}{2}. \tag{16.32}$$

При решении узла сопряжения воронки с бункерной балкой по варианту, представленному на рис.16.3, горизонтальная сила в пересечении вертикальной и наклонной стенок либо воспринимается специальной горизонтальной балкой, либо передается через систему вертикальных ребер на верхнюю и нижнюю полки бункерной балки.

Напряжения в поясах балки от вертикальной и горизонтальной нагрузок суммируются. Напряжения в стенке балки от работы на вертикальную нагрузку суммируются с напряжениями стенки, работающей как обшивка. При расчете общей балки многоячейковых бункеров вертикальные нагрузки принимаются от двух бункеров, а при расчете на горизонтальные нагрузки один бункер полагают пустым. Расстановку и расчет ребер жесткости бункерных балок производят в соответствии с действующими нормами проектирования стальных конструкций. Опорные ребра рассчитывают на сжатие опорной реакцией балки, промежуточные – на изгиб от горизонтального давления засыпки $\gamma_f p^н$.

Если устойчивость стенки бункерной балки не обеспечена ограниченным числом ребер жесткости, в расчетное сечение на изгиб следует вводить только примыкающие к полкам участки стенки высотой $15\delta\sqrt{210/R}$ (R в МПа). В этом случае балка уподобляется ферме (рис.16.14,*д*), сжатыми стойками которой являются вертикальные ребра, а роль растянутых раскосов выполняет гибкая стенка.

16.3.4. Гибкие стенки. При расчете стенок гибких (параболических) бункеров принимается допущение, что они подобно гибким нитям работают только на растяжение. В этом случае максимальные усилия в стенке бункера T, возникающие в месте ее подвеса к продольным бункерным балкам, определяются через вертикальную V и горизонтальную H опорные реакции оболочки (рис.16.7) на единицу длины оболочки:

$$V = \frac{5}{16}\gamma f b; \quad H = \frac{5}{48}\gamma b^2. \tag{16.33}$$

При необходимости более детальных расчетов элементов гибких бункеров могут быть использованы рекомендации, опубликованные в [9].

16.3.5. Цилиндрические и конические стенки. Цилиндрические стенки бункеров и силосов (рис.16.1) рассчитывают на воздействие растягивающих кольцевых усилий:

$$N_x^ц = \gamma_f p^н \frac{D_c}{2m}, \tag{16.34}$$

где $p^н$ – нормальное давление на стенку бункера или силоса; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,3; m – коэффициент условий работы, равный 0,8.

При расчете стенок силосов значения усилий $N_x^ц$, определенных по формуле (16.34) для нижней зоны на протяжении 2/3 высоты, умножают на коэффициент $a = 2$, учитывающий дополнительные (местные) давления сыпучего материала, возникающие при разгрузке силосов, при охлаждении стен силосов, а также при работе пневматических систем выпуска и при обрушении сыпучих материалов внутри силосов.

При проектировании силосов определяют также вертикальное сжимающее усилие в цилиндрической части, вызываемое трением сыпучего материала о стенки силоса:

$$N_y^u = \gamma_f \rho(\gamma y - q^н), \tag{16.35}$$

где обозначения те же, что и в формулах п.16.1.2.

При расчете стенок угольных силосов коэффициенты a и m принимаются равными 1.

При определении вертикальных усилий в стенках силосов учитываются также нагрузки от их собственной массы, снега, ветра, оборудования, а также временные нагрузки на перекрытии.

Конические стенки бункеров и силосов рассчитывают на воздействие горизонтального осевого растяжения:

$$N = \frac{a\gamma_f p_\alpha^н D_в}{2m\sin\alpha}, \tag{16.36}$$

а также на растягивающее усилие N_0 действующее по направлению образующей в кольцевом сечении:

$$N_0 = \frac{a\gamma_f}{m}\frac{q^н D_в}{4\sin\alpha} + \frac{\gamma_f p_в}{\pi D_в \sin\alpha}, \tag{16.37}$$

где $p_\alpha^н$ – основное нормативное давление, действующее перпендикулярно поверхности воронки по формуле (16.6); $q^н$ – основное нормативное вертикальное давление сыпучего материала по формуле (16.4); $p_в$ – вес части воронки и сыпучего материала, расположенных ниже плоскости рассматриваемого сечения; $D_в$ – диаметр воронки в рассматриваемом горизонтальном сечении; α – угол наклона образующей воронки к горизонту; n , m – см.формулу (16.34); a = 1; 1,25 и 2 для силосов соответственно для зерна и продуктов комбикормовой промышленности, для муки и отрубей, для остальных сыпучих материалов.

Проверку устойчивости гладких цилиндрических стенок от воздействия собственной массы конструкций, оборудования, временных нагрузок на перекрытии и ветровой нагрузки производят в предположении отсутствия сыпучего материала по указаниям п.8.5 СНиП II–23-81*.

Кроме того, необходимо проверить устойчивость цилиндрических стенок от воздействия сжимающего усилия N_y^u, определенного по формуле (16.35), и от всех вертикальных нагрузок, перечисленных в первой проверке, с учетом поддерживающего влияния внутреннего давления $p^н$, определяемого по формуле (16.2) или (16.4). При этом критические напряжения σ_{01} по п.8.5 СНиП II-23-81* увеличиваются на $\Delta\sigma_{01}$, определяемые по формулам:

$$\Delta\sigma_{01} = 0{,}19\frac{p^н D_c}{2\delta} \text{ при } \frac{p^н}{E}\left(\frac{D_c}{2\delta}\right)^2 < 1{,}2;$$
$$\Delta\sigma_{01} = 0{,}229E\frac{2\delta}{D_c} \text{ при } \frac{p^н}{E}\left(\frac{D_c}{2\delta}\right)^2 \geq 1{,}2. \tag{16.38}$$

При проверке устойчивости коэффициент условий работы m_y, принимается по данным специальных указаний и инструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Алферов К.В.** Бункера, затворы, питатели, М., Машгиз, 1946.
2. **Блейх Ф.** Стальные сооружений. Том 1. М., Госстройиздат, 1938.
3. **Лессиг Е.Н., Лилеев А.Ф., Соколов А.Г.** Листовые металлические конструкции. М., Стройиздат, 1970.
4. **Любаров Б.И.** О расчете воронок стальных бункеров с учетом пластических деформаций. – В сб.: Проектирование металлических конструкций, серия УП, вып.6(38)/ЦИНИС, 1972.
5. **Плишкин Ю.С., Любаров Б.И.** О работе прямоугольных пластинок в упругопластической стадии при циклических загружениях. – В сб.: Проектирование металлических конструкций, серия УП, вып.7(27)/ЦИНИС, 1970.
6. Совершенствование конструктивных решений бункеров горнообогатительных предприятий черной и цветной металлургии. Вып.469-1-68/ЦНИИпромзданий, 1968.
7. Совершенствование конструктивных решений бункеров горно-обогатительных предприятий цветной металлургии. Вып.3614, ЛО/ЦНИИПСК, 1970.
8. **Солодарь М.Б.** Решения жестких бункеров большой длины должны быть упорядочены. - Промышленное строительство, 1960, № 11.
9. **Ягофаров Х.** Гибкие бункера, М., Стройиздат, 1980.

ГЛАВА 17

НАДЗЕМНЫЕ ТРУБОПРОВОДЫ

17.1. Общие сведения

17.1.1. Основные положения. Промышленные трубопроводы, прокладываемые по заводским и межзаводским территориям, предназначены для транспортирования воздуха, доменного, коксового, природного и других газов, а также их смесей. Трубопроводы соединяют между собой агрегаты единого технологического цикла, расположенные в разных цехах, а также объединяют трубопроводную сеть предприятия в замкнутые системы.

Как правило, промышленные трубопроводы на заводских территориях прокладываются надземно. Это экономично, удобно при эксплуатации и ремонте, позволяет прокладывать дополнительные трубопроводы без выполнения существенной реконструкции.

По промышленным трубопроводам в основном транспортируют воздух и газы с избыточным внутренним давлением 10 – 500 кПа (для некоторых трубопроводов возможно более высокое внутреннее давление). Газы содержат мельчайшие частицы пыли, оказывающие абразивное воздействие на стенки трубопроводов и создающие дополнительную нагрузку. Во время эксплуатации в трубопроводах могут происходить специфические процессы, нередко связанные с нарушением правил эксплуатации, приводящие к появлению дополнительных нагрузок: выпадению конденсата, скоплению отложений пыли, образованию вакуума и т.п.

Многие промышленные трубопроводы в зависимости от их назначения, наличия и типа футеровки имеют повышенную температуру стенки, доходящую до 150 °С, а в некоторых случаях – до 200 °С и более. В связи с особыми условиями эксплуатации промышленных трубопроводов при их проектировании необходимо учитывать:

- возможность образования загазованной зоны (из-за неплотностей конструкций), представляющей опасность, особенно при прокладке газопроводов внутри помещений;
- корродирующее воздействие как наружной, так и внутренней сред, особенно при наличии в них серы и других агрессивных примесей;
- абразивное воздействие потока взвешенных в газе частиц;
- влияние на сооружение температурного режима (как технологического, так и атмосферного).

Трубопроводы совместно с опорами, оборудованием, устройствами для их обслуживания, лестницами, площадками составляют так называемую трубопроводную систему. Применяемые в строительстве трубопроводные системы можно разделить на две группы: системы, состоящие из большого числа трубопроводов малых диаметров, для прокладки которых требуется устройство специальных пролетных строений – система эстакадной прокладки; системы, имеющие в своем составе трубопроводы больших диаметров, жесткость которых используется при работе на изгиб-система балочной прокладки.

При эстакадной прокладке система трубопроводов укладывается на специальные несущие пролетные строения, которые представляют собой простые инженерные сооружения (рис.17.1). Такие системы получили широкое распространение на предприятиях химической, энергетической, нефтяной и других отраслей промышленности, где они включают в себя большое количество труб разных диаметров (от 50 – 100 мм до 2 – 3 м).

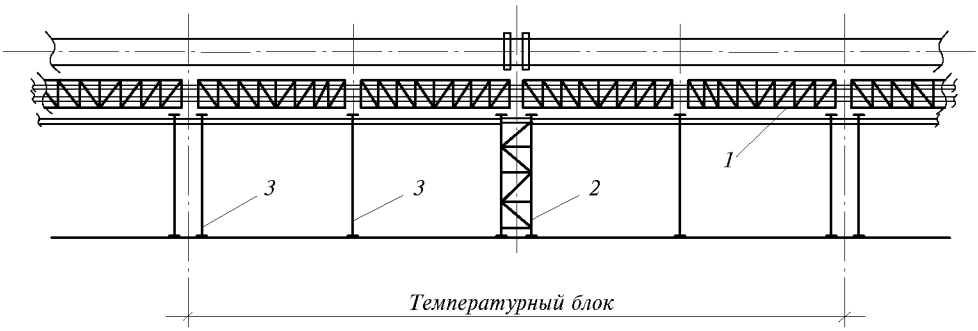


Рис.17.1. Трубопроводная система эстакадной прокладки
1 – пролетные строения; *2* – неподвижная опора системы; *3* – промежуточные опоры

Пролетные строения – эстакады выполняют, как правило, в виде пространственных стержневых конструкций, габариты которых зависят от поперечного сечения трубопроводной системы. Балочная прокладка значительно экономичнее, так как трубопровод большого диаметра одновременно используется как несущая конструкция, на которую опираются все сопутствующие трубопроводы. В этом случае несущие и технологические функции ведущего трубопровода совмещаются, превращая раздельные конструкции в единый блок (рис.17.2).

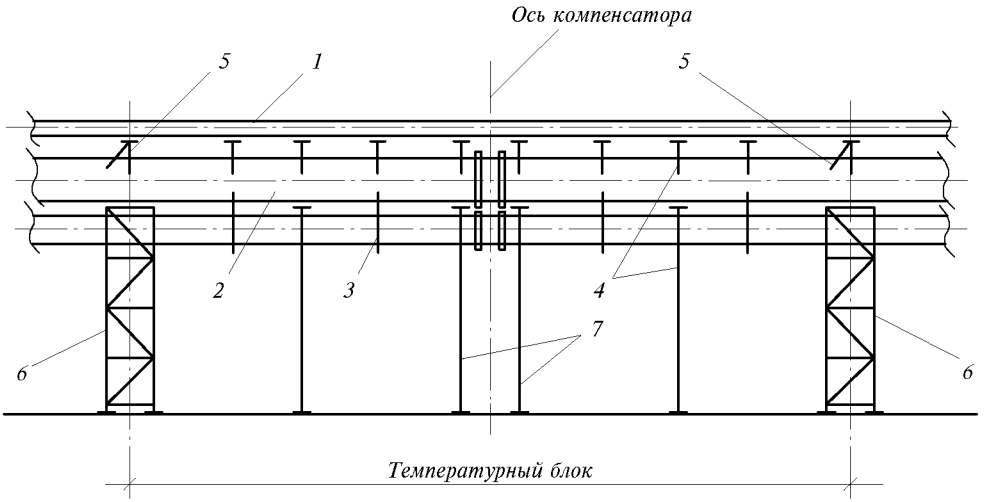


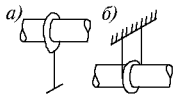
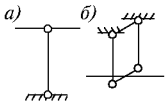
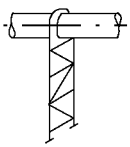
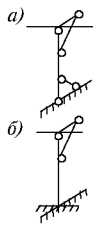
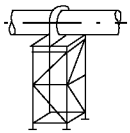
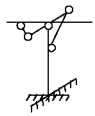
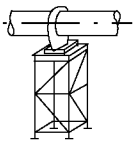
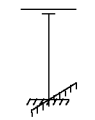
Рис.17.2. Трубопроводная система балочной прокладки
1 – сопутствующие трубопроводы; *2* – трубопровод верхнего яруса; *3* – подвеска; *4* – плоские опоры; *5* – неподвижная опора верхнего яруса; *6* – неподвижная опора системы; *7* – опоры у компенсаторов

17.1.2. Компоновка трубопроводных систем осуществляется в соответствии с генеральным планом конкретного предприятия, при этом должны учитываться следующие требования: оптимальная протяженность трубопроводных систем; все трубопроводы, включая теплосиловые, а также прочие сети проводят единым компактным коридором; выбранный план трассы не препятствует дальнейшему ее расширению; принятая схема трубопроводной системы обеспечивает передачу минимальных усилий на опоры и примыкающее оборудование; устанавливаемое обо-

рудование и конструкции трубопроводных систем позволяют увеличить объем обслуживающих агрегатов и интенсификацию технологических процессов; технологической схемой трубопроводных систем предусматривается возможность отключения отдельных агрегатов при нормальной работе остальных.

Основной вопрос при компоновке трубопроводных систем – выбор типа и схемы расстановки опор, которые обеспечивают устойчивость и неизменяемость всей системы. Типы опор бывают разными и зависят от многих конструктивных и компоновочных факторов. Классификация опор дана в табл.17.1, где условно учитываются лишь основные линейные связи, накладываемые опорой на трубопровод – одной в вертикальной и двух в горизонтальной плоскостях. На рис.17.3 показаны типы опор, соответствующие этой классификации.

Таблица 17.1. Классификация опор трубопроводов

Конструктивная схема	Расчетная схема	Классифицируемый признак		Характер работы
		по конструктивному решению	по расположению в температурном блоке	
		*а*) Маятниковые *б*) Подвески	Промежуточные	Опора воспринимает только вертикальную нагрузку, допуская перемещения трубопроводов в горизонтальной плоскости
		Плоские	Промежуточные	При расчетной схеме по типу "*а*" опора воспринимает вертикальную и горизонтальную нагрузки в своей плоскости, допуская свободные перемещения трубопровода вдоль оси трассы. При расчетной схеме по типу "б" опора дополнительно воспринимает усилия, возникающие из-за изгиба опоры в направлении оси трассы
		Пространственные	Концевые	Опора воспринимает вертикальную нагрузку и все нагрузки в горизонтальной плоскости; перемещений трубопровода не допускает
		Пространственные	Промежуточные	Опора воспринимает вертикальную нагрузку и все нагрузки в горизонтальной плоскости, допускает перемещения трубопровода относительно опоры в горизонтальной плоскости. Применяется при скользящих и катковых опорных частях

Примечание. Все связи в расчетных схемах являются упругоподатливыми.

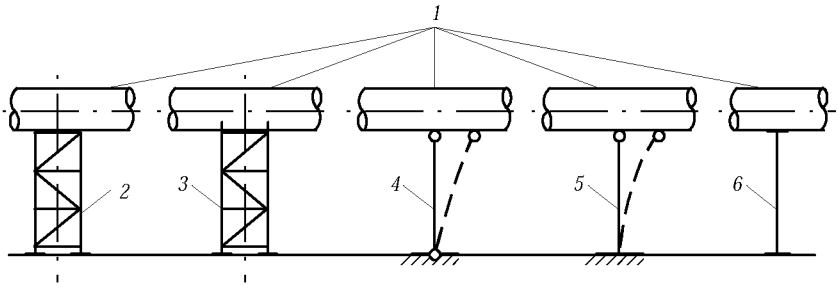


Рис.17.3. Типы опор трубопроводов
1 – трубопровод; *2* – трехсвязная опора с ограниченной реакцией; *3* – трехсвязная концевая опора; *4* – двусвязная шарнирная опора; *5* – двухсвязная защемленная опора; *6* – двухсвязная опора с ограниченной реакцией

Наиболее экономичная в большинстве случаев балочная прокладка предполагает, как отмечалось, использование изгибной жесткости трубопровода максимального диаметра из всего пучка труб. Этот трубопровод обычно именуется ведущим. Возможность осуществления балочной прокладки определяется следующими условиями: в поперечном сечении пучка труб должна быть труба, способная самостоятельно воспринимать усилия в пролете между опорами; сопутствующие трубы должны быть расположены так, чтобы можно было прикрепить их к основной трубе; генеральный план и подземные коммуникации должны позволять установку опор на расстоянии, определяемом несущей способностью ведущей трубы.

Одной из главных задач рационального конструктивного решения трубопроводной системы при балочной прокладке является выбор конфигурации трассы в плане и пространстве. При этом трасса должна иметь наименьшую длину, а напряжения в трубопроводе и усилия, передаваемые на опоры от внешних нагрузок и от температурных перемещений, должны быть минимальными. В рационально спроектированной системе усилия, передаваемые трубопроводом на оборудование, не должны превосходить значений, определяемых его техническими данными, а усилия, передаваемые на фундаменты опор, значений, обеспечивающих возможность их выполнения.

Напряжения и усилия, вызванные внешними нагрузками, эффективно регламентируются путем рационально сконструированных и расставленных опор. Усилия от температурных воздействий в значительной степени определяются возможностью системы сопротивляться температурным деформациям. Такая возможность характеризуется степенью жесткости системы. Поэтому один из способов уменьшения усилий и температурных деформаций – создание схемы, состоящей из отдельных участков трубопровода разных направлений и имеющей малую жесткость. Такие системы могут полностью или в большей степени компенсировать температурные удлинения, не передавая при этом значительных усилий на опоры. Однако при проектировании трасс большой протяженности, насыщенных технологическим оборудованием, создать полностью самокомпенсирующуюся схему сложно. В большинстве случаев этому препятствуют условия генерального плана, что имеет особое значение при прокладке трасс по заводским территориям, и дополнительные затраты, связанные с увеличением длины трассы.

Если невозможно создать схемы, имеющие низкую жесткость и компенсирующие температурные удлинения, то одним из способов уменьшения усилий может быть искусственное понижение жесткости систем введением гибких или подвиж-

ных соединений отдельных участков трубопровода. Такими соединениями служат компенсаторы – устройства, снижающие общую жесткость системы и воспринимающие ее деформации вследствие изменения своей длины или за счет поворота. В некоторых случаях в самокомпенсирующих системах дополнительно следует устанавливать компенсаторы для уменьшения усилий на опорах или в примыкающем оборудовании. В целом установка компенсаторов рекомендуется в следующих случаях:

- когда по условиям генерального плана невозможно скомпоновать систему с достаточно низким показателем жесткости;
- когда расчет системы на самокомпенсацию показал наличие чрезмерно больших усилий на опорах и напряжений в трубопроводе;
- если применение системы с компенсаторами эффективно экономически;
- при реконструкции или изменении схемы действующих систем.

В зависимости от выбранной схемы, а также от количества компенсаторов и мест их установки трубопроводные системы могут обладать разной жесткостью. По степени жесткости их можно классифицировать следующим образом.

Гибкие – системы с весьма низкой жесткостью, способные самостоятельно полностью компенсировать температурные удлинения в результате изгиба и поворота. Температурные напряжения здесь могут быть уменьшены только рациональной расстановкой опор, уменьшением их жесткости, сокращением ограничений на концевых и промежуточных опорах. Такие системы не требуют дополнительного снижения жесткости путем установки компенсаторов.

Шарнирные – системы, в которые уменьшение температурных напряжений достигается установкой компенсаторов, работающих на изгиб.

Продольно-подвижные – системы, в которых температурные удлинения полностью воспринимаются компенсаторами, способными изменять свою длину по направлению перемещения трубопровода. Неподвижные опоры в таких системах и примыкающее оборудование воспринимают лишь усилия распора компенсатора.

Из трубопроводных систем, работающих при низком давлении, наиболее распространены гибкие и продольно-подвижные. Насыщенность близко расположенного оборудования, простые конструкции компенсаторов низкого давления создают благоприятные условия для их применения. Продольно-подвижные системы широко применяют также при реконструкции и удлинении трубопроводных систем.

В некоторых случаях весьма эффективно применение схем с шарнирными устройствами – шарнирными компенсаторами. Преимущество таких компенсаторов – малая величина усилий, передаваемых на неподвижные опоры. Усилия, вызываемые распором от внутреннего давления, полностью воспринимаются соединительными связями. Компенсирующая способность системы в этом случае зависит от допустимого угла раскрытия линзы компенсатора. Однако схемы трубопроводов с шарнирными компенсаторами пока не нашли широкого применения в системах промышленных трубопроводов большого диаметра. В значительной степени это объясняется пространственной конфигурацией систем, что требует большого количества шарниров и значительно усложняет их установку.

Компоновочную схему трассы выбирают, исходя из следующих положений. Места изменения направлений трассы рационально использовать для самокомпенсации. Прямолинейные участки разбивают неподвижными опорами на температурные блоки, длину которых L_0 определяют, исходя из компенсирующей способности установленных компенсаторов по табл.17.2 с учетом количества волн n. Ус-

ловный перепад температуры здесь принят = 100°С. При ином перепаде температуры Δt_1 максимальные расстояния между концевыми опорами определяются умножением данных табл.17.2 на коэффициент $K = \Delta t_1/\Delta t$. Длина температурного блока определяется по формуле

$$L = L_0 K .$$

Таблица 17.2. Максимальные расстояния между неподвижными опорами на прямолинейных участках трубопровода

Диаметр трубы, мм	Расстояние, м, при количестве волн компенсаторов								
	1			2			3		
	при толщине стенки компенсатора, мм								
	4	5	6	4	5	6	4	5	6
630	34	26	22	68	52	44	102	78	66
720	33	26	21	66	52	42	99	78	63
820	32	26	21	64	52	42	96	78	63
920	32	26	21	64	52	42	90	78	63
1020	32	25	21	64	50	42	96	75	63
1120	46	37	31	92	74	62	138	111	93
1220	46	36	31	92	72	62	138	108	93
1320	46	36	31	92	72	62	138	108	93
1420	45	36	30	90	72	60	135	108	90
1520	45	36	30	90	72	60	135	108	90
1620	44	35	29	88	70	58	132	105	87
1720	44	35	29	88	70	58	132	105	87
1820	44	34	29	88	68	58	132	102	87
2020	44	34	29	88	68	58	132	102	87
2220	42	34	28	84	68	56	126	102	84
2420	42	33	28	84	66	56	126	99	84
2520	42	33	28	84	66	56	126	99	84
2620	42	33	28	84	66	56	126	99	84
2820	40	32	27	80	64	54	120	96	81
3020	40	32	27	80	64	54	120	96	81
3220	40	32	27	80	64	54	120	96	81
3520	40	32	27	80	64	54	120	96	81

Внутри температурного блока устанавливают промежуточные опоры, расстояние между которыми определяется несущей способностью ведущего трубопровода, нагрузкой, типом опор и их способностью обеспечить восприятие температурных перемещений. На рис.17.4 приведены примеры компоновочных схем разных трасс. В общем случае расстояние между неподвижными опорами может определяться по формуле:

$$L = \frac{\lambda n}{\alpha \Delta t} ,$$

где λ – полезная компенсирующая способность одной волны дискового компенсатора (см.п.17.3.4) см; n – число волн компенсатора; Δt – расчетный температурный перепад; α – коэффициент линейного расширения материала ведущего трубопровода.

В зависимости от компоновки поперечного сечения трубопроводных систем могут выбираться различные варианты их построения. На рис.17.5 показаны поперечные сечения характерных типов, к которым может быть сведено большинство встречающихся в практике поперечных сечений трубопроводных систем.

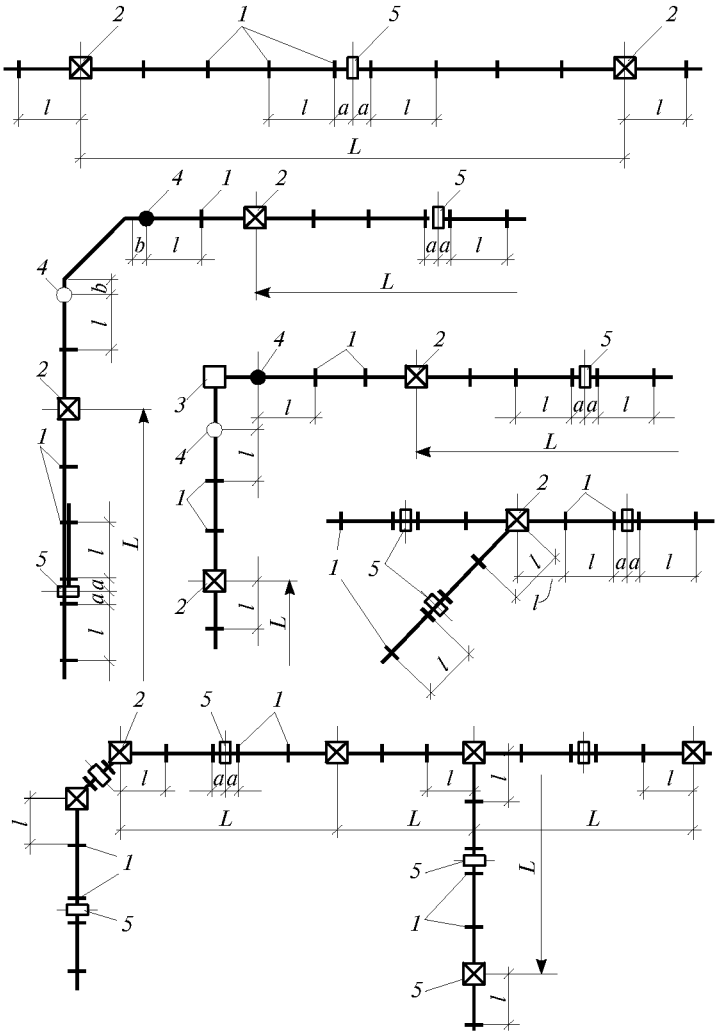


Рис.17.4. Компоновочные схемы трасс

1 – плоская опора; *2* – неподвижная опора: *3* – скользящая опора; *4* – маятниковая опора; *5* – компенсатор

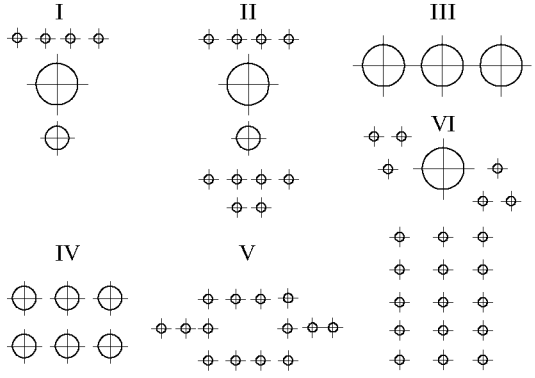


Рис.17.5. Типы (I–VI) поперечных сечений трубопроводных систем

Тип I. При благоприятных условиях генерального плана система решается способом балочной прокладки с установкой компенсаторов на прямолинейных участках (рис.17.6). Компенсаторы располагают, как правило, между двумя близко расположенными промежуточными плоскими опорами. Допускается установка компенсатора по оси пространственной опоры. При этом опирание трубопровода на одну ветвь должно быть неподвижным, а на другую – подвиж-

ным. Расстояние между промежуточными опорами определяется несущей способностью ведущего трубопровода. Если этот пролет оказывается недопустимым для второй трубы, то применяют дополнительные подвески. Верхний ряд технологических трубопроводов опирается на систему кронштейнов, прикрепленных к ведущему трубопроводу. Опирание труб на кронштейны может быть подвижным (скользящим или на катках) или неподвижным.

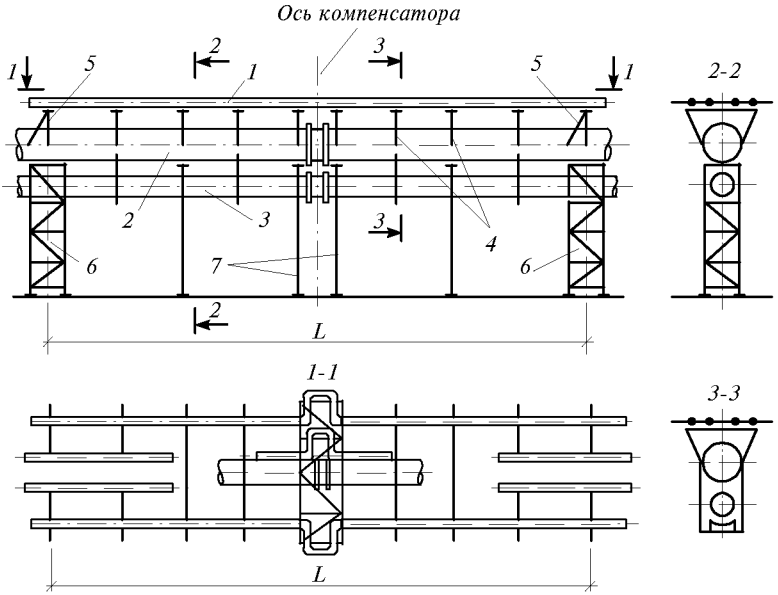


Рис.17.6. Конструктивная схема при поперечном сечении тип *I*

1 – сопутствующие трубопроводы; *2* – трубопровод верхнего яруса (ведущий); *3* – трубопровод нижнего яруса; *4* – плоские опоры сопутствующих трубопроводов; *5* – неподвижная опора сопутствующих трубопроводов; *6*, *7* – соответственно неподвижная и промежуточные опоры системы

Тип II. Система решается также по балочной схеме с устройством дополнительных опор для трубопроводов нижнего яруса. Эти опоры выполняют в виде плоских качающихся рам при одном ярусе труб и пространственных или плоских закрепленных рам при числе ярусов более одного (рис.17.7). В связи с возможностью односторонней перегрузки рам их вертикальные элементы выполняют жесткими.

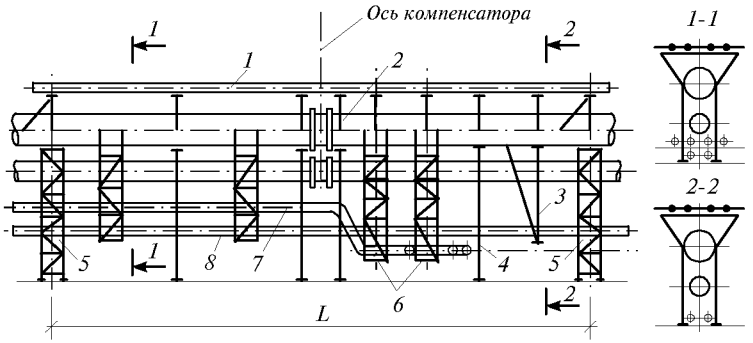


Рис.17.7. Конструктивная схема при поперечном сечении тип *II*

1, *7*, *8* – сопутствующие трубопроводы; *2* – ведущий трубопровод; *3* – неподвижная плоская подвеска; *4*, *5* – соответственно промежуточные и неподвижные опоры системы; *6* – подвеска в виде рамы

Тип III. Здесь следует различать два случая: все трубы эксплуатируются только одновременно и имеют одинаковый температурный режим; трубы могут эксплуатироваться неодновременно или иметь разные температурные режимы. В первом случае система решается аналогично поперечному сечению типа I. Во втором случае такое решение может привести к перекосам, закручивающим промежуточные опоры. Во избежание этого можно рекомендовать несколько решений. Первое – постановка по всей трассе пространственных опор с подвижным опиранием труб. Такая схема в связи со значительными горизонтальными нагрузками от трения приводит к утяжелению опор и фундаментов. Второе – использование одной трубы для закрепления ее за промежуточные плоские опоры. Остальные трубы подвешивают к специальной надстройке (рис.17.8) либо опирают через подвижные опорные части. При прокладке двух труб можно принять схему, показанную на рис.17.8 *б*. Одна труба используется для закрепления ветвей опор, вторая опирается подвижно.

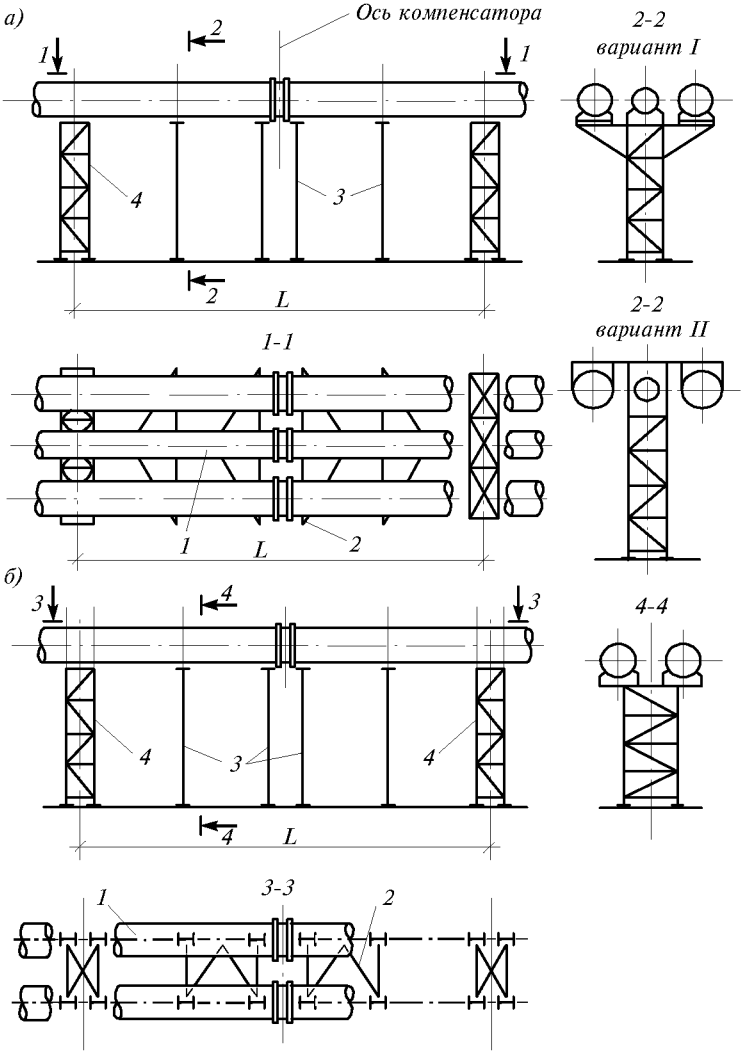


Рис.17.8. Конструктивная схема при поперечном сечении тип *III*
1 – трубопровод-распорка; *2* – подкос; *3*, *4* – соответственно промежуточные и неподвижная опоры; *а* – при осевом положении «ведущей» трубы; *б* – при боковом положении

Тип IV отличается от типа III наличием второго яруса труб большого диаметра. Системы с одинаковыми температурными режимами всех труб встречаются редко. Поэтому по всей трассе целесообразно применение пространственных опор с подвижным опиранием труб. Возможно также аналогичное принятому решение для типа III с подвесками.

Тип V. Поперечное сечение с большим числом труб небольшого диаметра предполагает применение эстакадной прокладки с устройством специальных пролетных строений и подвижных опираний труб.

Тип VI. Конструктивная сложность закрепления всех сопутствующих трубопроводов к основной трубе вызывает необходимость устройства пролетных строений с расположением по их верху трубопроводов большого диаметра.

Тип VII. Небольшие диаметры трубопроводов предполагают устройство облегченных пролетных строений, основным назначением которых является ограничение прогибов для создания непрерывного одностороннего уклона.

Технологические сопутствующие трубопроводы создают значительные нагрузки на систему, величина которых зависит от взаимного расположения основных опор, опор сопутствующих трубопроводов и компенсаторов. Поэтому, рационально располагая эти элементы систем, можно в достаточно широком диапазоне изменять нагрузки на опоры.

17.1.3. Материалы конструкций. Выбор марки стали для трубопроводов осуществляют в зависимости от района строительства и внутреннего давления газовой среды. Трубопроводы, как правило, изготовляют из малоуглеродистой стали по ГОСТ 27772-88*; для трубопроводов с внутренним давлением до 100 кПа применяют сталь марки ВСт3пс6, а более 100 кПа – сталь марок ВСт3сп5 и ВСт3Гпс5. Стали повышенной прочности типа О9Г2С, 14Г2, 14Г2АФ, 15Г2АФДпс целесообразно использовать только при технико-экономическом обосновании. Весьма эффективно применение для трубопроводов, работающих в корродирующей атмосферной среде металлургических предприятий, стали марки 10ХНДП, стойкой против атмосферных воздействий.

Выбор марки стали конструкций трубопроводных систем при их температуре до 200°С следует производить по рекомендациям СНиП II-23-81* в соответствии с их классификацией по табл.17.3.

Таблица 17.3. Рекомендуемые марки стали по СНиП II-23-81*

Наименование конструкций	Группа по табл.50* СНиП II-28-81*
Газовоздухопроводы с давлением 70 кПа и выше	1
То же с давлением 20–70 кПа	2
То же с давлением до 20 кПа и воздухопроводы с давлением 10–20 кПа	3
Воздухопроводы с давлением до 10 кПа	4
Опоры трубопроводных систем высотой более 15 м	2
То же до 15 м	3
Пролетные строения эстакад	2
Связи, обслуживающие площадки, лестницы	4
Кольцевые ребра жесткости, заглушки	3

Особое внимание следует уделить выбору материала для трубопроводов, работающих под воздействием температуры более 200°С.

Не все стали ведут себя одинаково при повышенных температурах, однако общим для них является падение механических характеристик за пределом температуры 150°С. Начиная с этой температуры, значение предела текучести начинает

снижаться. Для малоуглеродистых сталей при этом характерно некоторое повышение предела прочности с достижением максимума при 200 – 300°С и резким снижением его при дальнейшем повышении температуры. Поэтому для трубопроводов, эксплуатация которых возможна при высоких температурах, марка стали должна выбираться с учетом этих условий.

17.2. Конструктивные решения

17.2.1. Трубопроводы в зависимости от требуемых диаметров и толщины стенок, могут быть выполнены как из готовых (катаных или сварных) труб заводского изготовления, так и из труб, свальцованных из отдельных обечаек. Рекомендуемая минимальная толщина стенки газопровода 5 мм, вентиляционных воздуховодов – 3 мм. При надежной защите от коррозии толщина стенки газопроводов может быть уменьшена до 4 мм, а для приточных вентиляционных воздуховодов – до 2 мм. Газовоздуховоды диаметром до 1620 мм, изготовляют из цельносварных труб. Применение электросварных труб со спиральным швом не допускается.

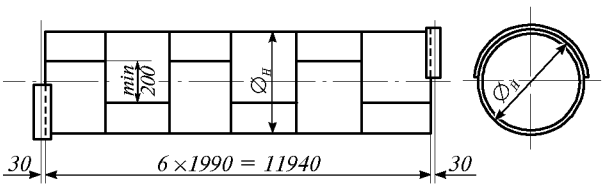


Рис.17.9. Монтажная марка трубопровода

Царги труб диаметром 630 – 820 мм рекомендуется изготовлять из одного листа длиной 6000 мм с одним продольным швом, а царги труб диаметром 2020 – 3500 мм – из двух листов с двумя продольными швами (рис.17.9). Обечайки криволинейных частей трубопроводов вырезают из цельносварной или ранее свальцованной и сваренной трубы (рис.17.10) независимо от расположения ее швов.

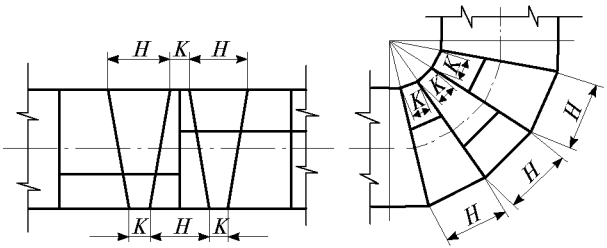


Рис.17.10. Раскрой угловых элементов труб

Стыковые швы труб следует выполнять равнопрочными основному металлу и обеспечивающими плотность соединений. Максимальную длину отправочной марки трубопровода принимают, исходя из условий транспортировки и длины платформы (не более 11,8 м).

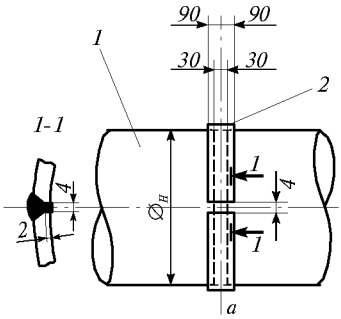


Рис.17.11. Монтажный стык трубопровода
1 – трубопровод; *2* – полубандаж

Собирают трубопроводы с помощью полубандажей, заранее приваренных на заводе к концам отправочных марок (рис.17.11). Это позволяет контролировать и устранять неточности изготовления конструкций, разбивки опор. При устройстве стыков на криволинейных участках, при наличии патрубков и в других случаях, требующих пространственной рихтовки участков газовоздухопровода, верхний полубандаж следует приваривать только на монтаже к обеим отправочным маркам. Бандажи приваривают угловыми

швами снаружи и изнутри. Толщина бандажа и высота углового шва принимаются равными толщине стенки трубы. В трубах малого диаметра (до 800 мм) в особых случаях, допускается приваривать бандажи только снаружи. При этом толщина бандажа и высота углового шва должны приниматься равными 1,2 толщины стенки.

Монтажные стыки трубопроводов располагают, как правило, в местах наименьших усилий, возможно ближе к опорам и с учетом требований монтажа.

Геометрические размеры сварных колен назначают, исходя из минимальной ширины детали $K \geq 200$ мм (рис.17.10) и размещения бандажа на конце колена. Радиус кривизны сварного колена принимают не менее диаметра трубопровода. В трубопроводах диаметром менее 1220 мм для обеспечения ширины детали $K \geq 200$ мм радиус изгиба оси обычно больше диаметра трубы.

Если возможно образование конденсата, газовоздухопроводы выполняют с уклоном. Удаляют конденсат через водоотводчики, расстояние между которыми, как и величину уклона, определяют в зависимости от конкретных условий прокладки. Для обеспечения неизменяемости контура поперечного кольцевого сечения трубопровода по его длине над опорами и в местах приложения сосредоточенных нагрузок устанавливают кольцевые ребра жесткости (шпангоуты), которые приваривают на заводе металлоконструкций сплошным угловым швом с обеих сторон. Исключение составляют трубопроводы, которые с учетом размеров ребер превышают габарит перевозки.

Трубопроводы наружным диаметром более 3250 мм нельзя транспортировать по железной дороге, а при диаметре до 3600 мм они становятся негабаритными. Негабаритные трубопроводы диаметром более 3600 мм можно отправлять в виде рулонной заготовки с последующим разворотом ее при монтаже и заваркой продольного шва. Колена таких труб изготовляют по схеме (рис.17.10) после разворота и сварки рулона. На заводе-изготовителе рулонную заготовку предварительно размечают. На рис.17.12 показаны наиболее часто встречающиеся пересечения и переходы трубопроводов.

17.2.2. Технологическое оборудование. Трубопроводные системы снабжены большим количеством технологического оборудования, предназначенного для измерения и регулирования параметров газовой среды – температуры, давления, влажности и др., а также для обеспечения надежной и безопасной эксплуатации (задвижки, измерительные диафрагмы, дроссельные клапаны, трубы Вентури, компенсаторы и т.п.). Расстановка технологического оборудования определяется эксплуатационными требованиями к трубопроводной системе и должна быть увязана с общими конструктивными решениями.

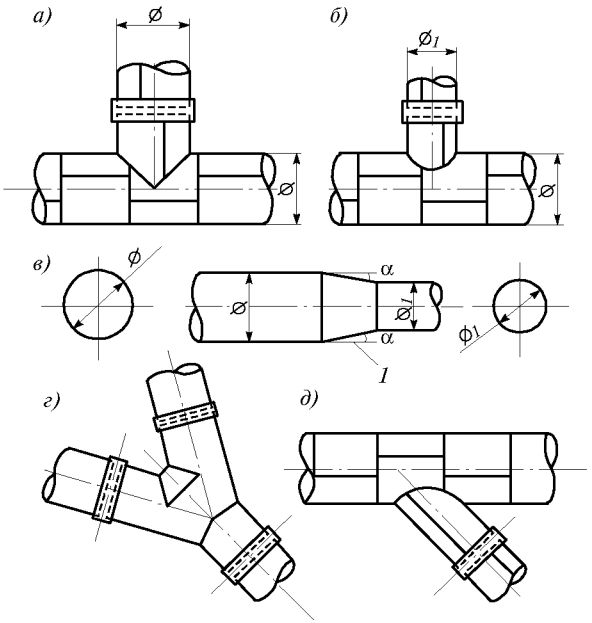


Рис.17.12. Пересечения и переходы трубопроводов
а – трубы одного диаметра под прямым углом; *б* – трубы разных диаметров под прямым углом; *в* – переход труб разных диаметров; *г* – тройник; *д* – примыкание под углом; *1* – рекомендуемый угол $\alpha = 10°$

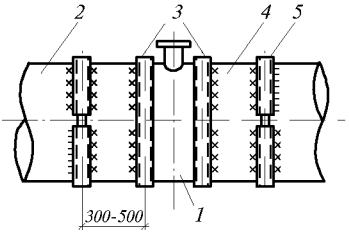


Рис.17.13. Установка технологического оборудования
1 – оборудование; *2* – трубопровод; *3* – ответный фланец; *4* – патрубок; *5* – полубандаж

Технологическое оборудование соединяют с трубопроводами с помощь фланцев и бандажей (рис.17.13) или приваркой встык. Фланцы прикрепляют к газовоздухопроводам двумя угловыми швами. В местах установки оборудования, присоединяемого на фланцах, предусматривают дополнительные монтажные стыки на бандажах на расстоянии 300 – 500 мм от фланца. Участки патрубков длиной 300 – 500 мм изготовляют на заводе металлоконструкций с незаваренным продольным швом. При монтаже незамкнутый патрубок вставляют во фланец, выверяют и приваривают к нему. После этого заваривают продольный шов патрубка и стык на полубандажах. Для смены технологического оборудования на газовоздухопроводе устанавливают упоры для домкратов, с помощью которых газовоздухопровод разжимают (рис.17.14).

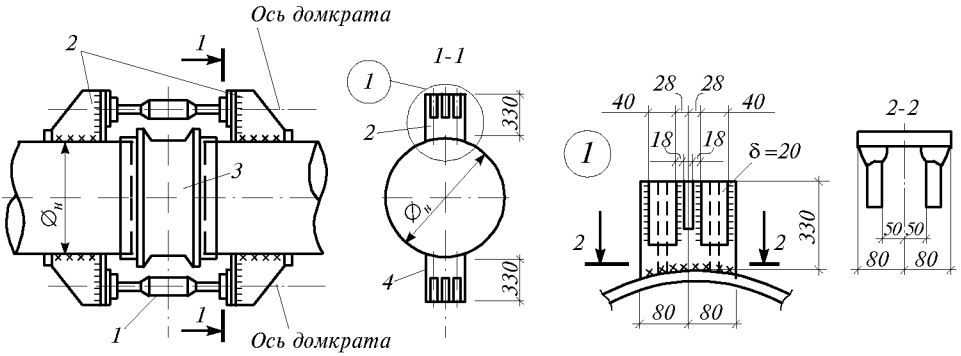


Рис.17.14. Установка разжимных домкратов
1 – домкрат; *2* – упоры; *3* – оборудование; *4* – распределительные ребра

Надежное отключение газа обеспечивается полным перекрытием сечения газопровода металлическим листом – заглушкой, что гарантирует от проникания газа в отключенный участок газопровода. Такие заглушки могут быть постоянными и временными. Постоянные устанавливают на концах труб, если известно, что к этому концу в дальнейшем присоединении труб не будет. Временные устанавливают с целью отсечения участков газовоздухопроводов для их ревизии, пропарки, ремонта и испытания, а также в местах предполагаемого перспективного удлинения (рис.17.15).

Размеры временных заглушек и соединительных элементов для трубопроводов с внутренним давлением до 20 кПа приведены в табл.17.4.

Таблица 17.4. Размеры заглушек и соединительных элементов (при давлении до 20 кПа)

Диаметр трубы,	Заглушки		Фланцы		Болты		Размер ребер,
	D	*R*	D_1	D_2	диаметр	количество	
мм	мм						мм
1	2	3	4	5	6	7	8
630	730	343	770	850	М22	20	120×8
820	940	443	980	1070	М27	24	120×8
1020	1140	543	1180	1270	М27	28	120×8

Продолжение табл.17.4

1	2	3	4	5	6	7	8
1220	1340	643	1380	1470	М27	32	120×8
1420	1540	743	1580	1670	М27	36	200×16
1620	1740	843	1780	1870	М27	40	200×16
1820	1940	943	1980	2070	М27	44	200×16
2020	2140	1043	2180	2270	М27	48	200×16
2220	2340	1143	2390	2490	М30	52	200×16
2420	2540	1243	2590	2690	М30	56	200×16
2620	2740	1343	2790	2890	М30	60	200×16
2820	2940	1443	2990	3090	М30	64	200×16
3020	3140	1543	3190	3290	М30	64	240×16
3220	3340	1643	3390	3490	М30	72	240×16
3420	3540	1743	3590	3690	М30	80	250×20
3520	3640	1743	3690	3790	М30	80	250×20

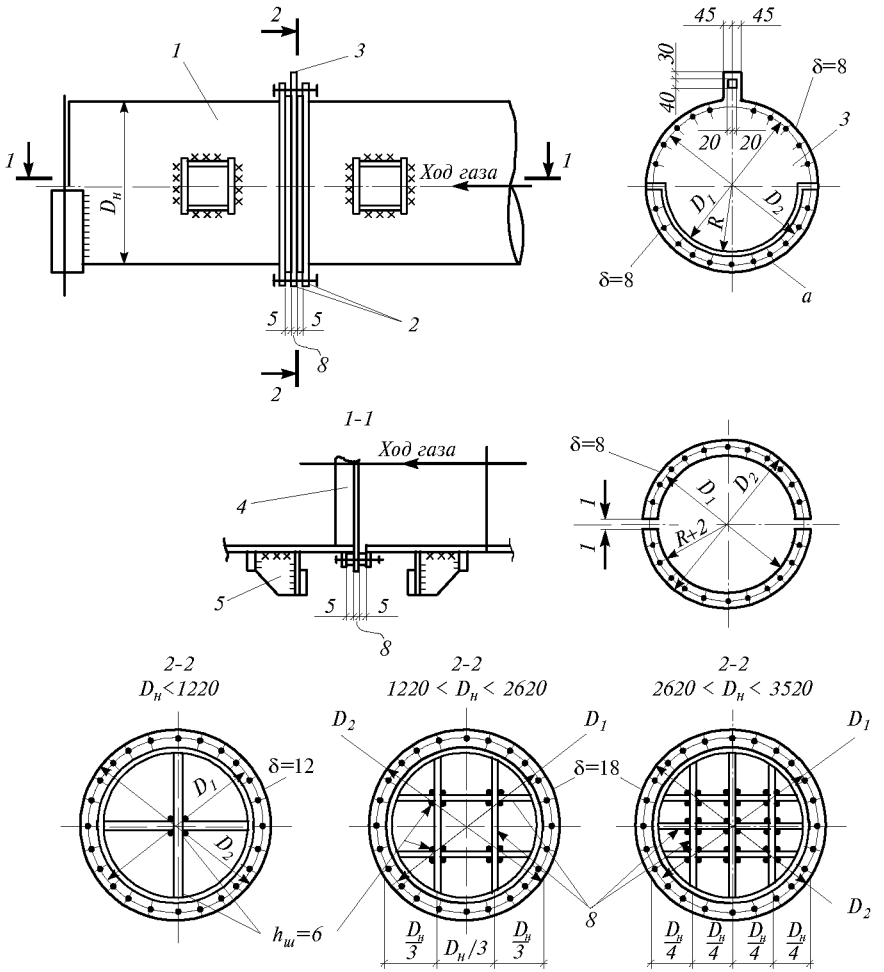


Рис.17.15. Установка заглушек

1 – трубопровод; *2* – фланцы; *3* – заглушки; *4* – ребра жесткости (к заглушке не приварены); *5* – ребро для разжимных домкратов; *а* – полукольцо; *б* – дополнительное полукольцо; *в* – прокладки; *г* – ребро по таблице

17.2.3. Опоры основных трубопроводов. В соответствии с классификацией опор, приведенной в табл.17.1, на рис.17.16 показаны принципиальные схемы каждого типа опор. Решетка опор проектируется треугольной или полураскосной с совмещенными в пространственных опорах по граням узлами. При больших размерах опоры в плане и больших поперечных силах можно применять крестовую решетку, элементы которой подбирают обычно из расчета работы их только на растяжение. Если невозможно воспринять усилие одним растянутым элементом, а также при экономическом обосновании элементы можно принимать сжатыми. При многотрубной прокладке схема решетки определяется необходимостью пропуска трубопроводов сквозь опору. При невозможности устройства решетки во всех панелях принимаются конструктивные меры по обеспечению восприятия опорой поперечной силы, например создание рамных участков.

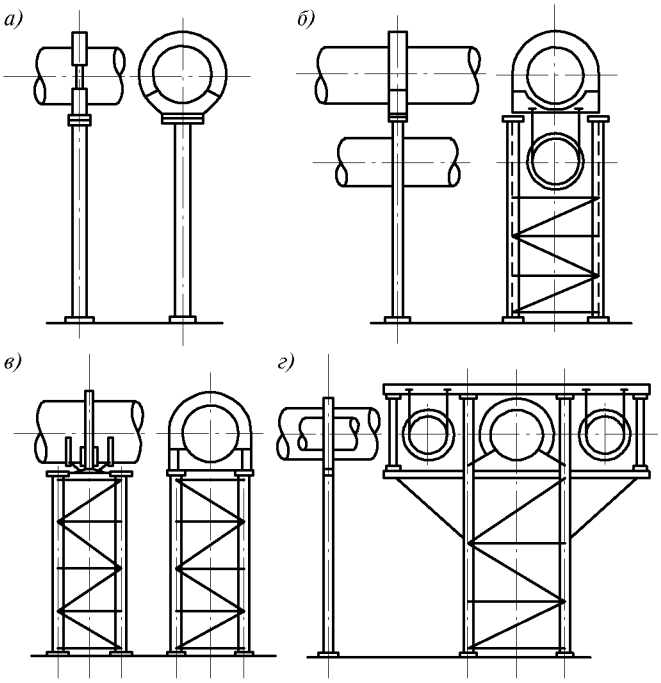


Рис.17.16. Опоры трубопроводов
а – маятниковая; *б, г* – плоская промежуточная; *в* – пространственная неподвижная

В некоторых случаях при относительно коротких опорах, которые в результате частичного защемления анкерными болтами при удлинениях трубопровода не обеспечивают достаточной податливости, ветви опор опирают на фундамент через центрирующие подкладки, приближающие узел к шарнирному. При необходимости создания более гибкой схемы опоры можно проектировать рамной конструкции, податливость которых выше, чем решетчатых.

Подвесные опоры, относящиеся к классу подвижных опор, распространены весьма широко, так как практически не препятствуют перемещению трубопровода в горизонтальной плоскости в направлении его оси. Наиболее простая конструктивная форма подвесной опоры – подвески в виде круглых тяжей. Как правило, трубопровод подвешивают за опорное кольцевое ребро, а в некоторых случаях – без него с помощью полосового элемента. Предпочтительнее подвеска за ребро, так как такое решение обеспечивает четкую передачу усилий и восприятие поперечных сил, а также позволяет сохранить неизменным контур поперечного сечения. Работоспособность подвесных опор определяется их гибкостью, зависящей, в основном от длины подвесок, которую следует принимать не менее 1,5 – 2 большего по величине диаметра трубопровода. При более коротких подвесках необходимо принимать меры по обеспечению перемещения трубопровода.

Применяются также подвесные опоры в виде опорных балок, прикрепленных через подвески, с расположением на балках одного или нескольких трубопроводов.

В последнем случае компоновка ряда трубопроводов на одной опоре допускается только для трубопроводов с общей системой опор и работающих постоянно в одном температурном режиме. При прокладке трубопроводов по опорам разной жесткости, в состав которых входят и подвески, для обеспечения проектного положения трубопровода в процессе эксплуатации успешно применяют пружины, например тарельчатые, включаемые в опорный узел подвески.

17.2.4. Опоры сопутствующих трубопроводов. При прокладке сопутствующих трубопроводов необходима независимая система опор, устанавливаемых на несущие трубопроводы. Опорные конструкции сопутствующих трубопроводов не должны препятствовать температурным расширениям основной несущей системы, для чего принимаются соответствующие меры – устройство независимых опор, скользящих столиков, овальных дыр и др.

При балочной прокладке все сопутствующие трубопроводы опираются на ведущий трубопровод и компонуются в общую независимую систему. Опоры таких трубопроводов стандартизированы официальными документами – нормалями и могут быть разными по исполнению. Одна из важных задач проектирования трубопроводов – создание системы конструкций, на которые устанавливаются опоры сопутствующих трубопроводов. Такие конструкции принято называть подопорными. Наиболее простая подопорная конструкция – кронштейны на ведущем трубопроводе. Здесь необходимо, кроме передачи вертикальной нагрузки обеспечить восприятие горизонтальной нагрузки, вызванной температурным удлинением трубопровода. При незначительных горизонтальных усилиях они могут быть восприняты специально подобранным сечением верхнего пояса кронштейна достаточной жесткости. При больших усилиях необходимы специальные мероприятия – устройство подкосов к каждому кронштейну или создание связевой системы (рис.17.17).

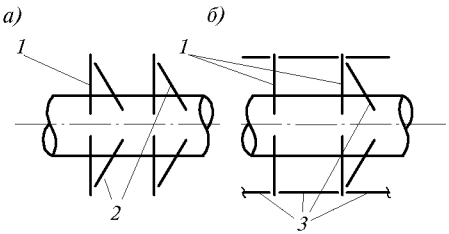


Рис.17.17. Элементы подопорных конструкций

а – подкосная система: *б* – связевая система; *1* – кронштейны; *2* – подкосы; *3* – связи

В некоторых случаях одиночные сопутствующие трубопроводы могут опираться на отдельные столики, расположенные на ведущем трубопроводе. Распространено устройство подопорных элементов в виде подвесных конструкций. Аналогично кронштейнам, в зависимости от величины и места приложения приходящихся на них горизонтальных сил, их можно выполнять плоскими с подкосами или системой связей, а также пространственными – развитыми в направлении действия сил (рис.17.18).

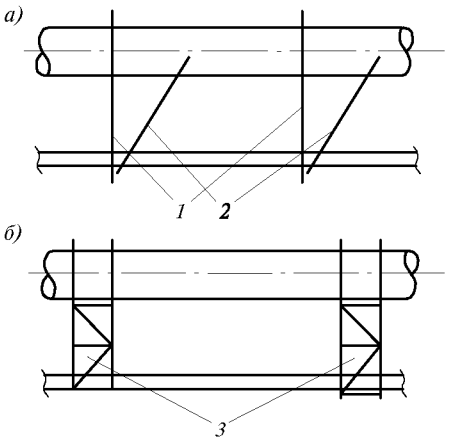


Рис.17.18. Подвеска сопутствующих трубопроводов

а – система с подкосами; *б* – система с развитыми подвесками; *1* – плоские подвески; *2* – подкосы; *3* – развитые пространственные подвески

При устройстве продольной связевой системы важнейшим условием является сохранение свободы температурных перемещений ведущего трубопровода. Для

этого связевыми системами не пересекают компенсаторы, а располагают их на участках между последними (рис.17.19). Для крепления сопутствующих трубопроводов широко применяют различного рода подвесные опоры как для одиночных труб, так и для нескольких труб на одной опоре.

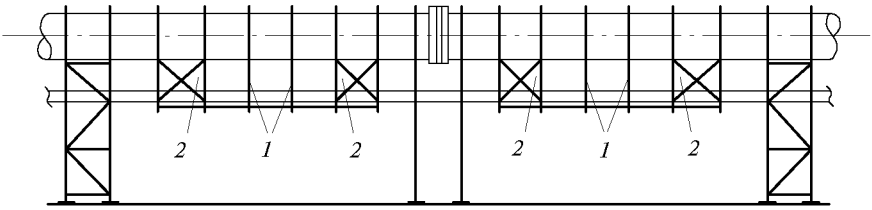


Рис.17.19. Пример связевой системы для подвески трубопроводов
1 – плоские подвески; *2* – связевая панель

17.2.5. Опорные части и опорные узлы. Трубопроводы опираются через специальные опорные части. Приняв за основу классификацию, приведенную выше, опорные части можно разделить на подвижные и неподвижные. С помощью неподвижных опорных частей трубопроводы крепятся неподвижно к маятниковым, плоским и пространственным опорам через опорное седло (рис.17.20).

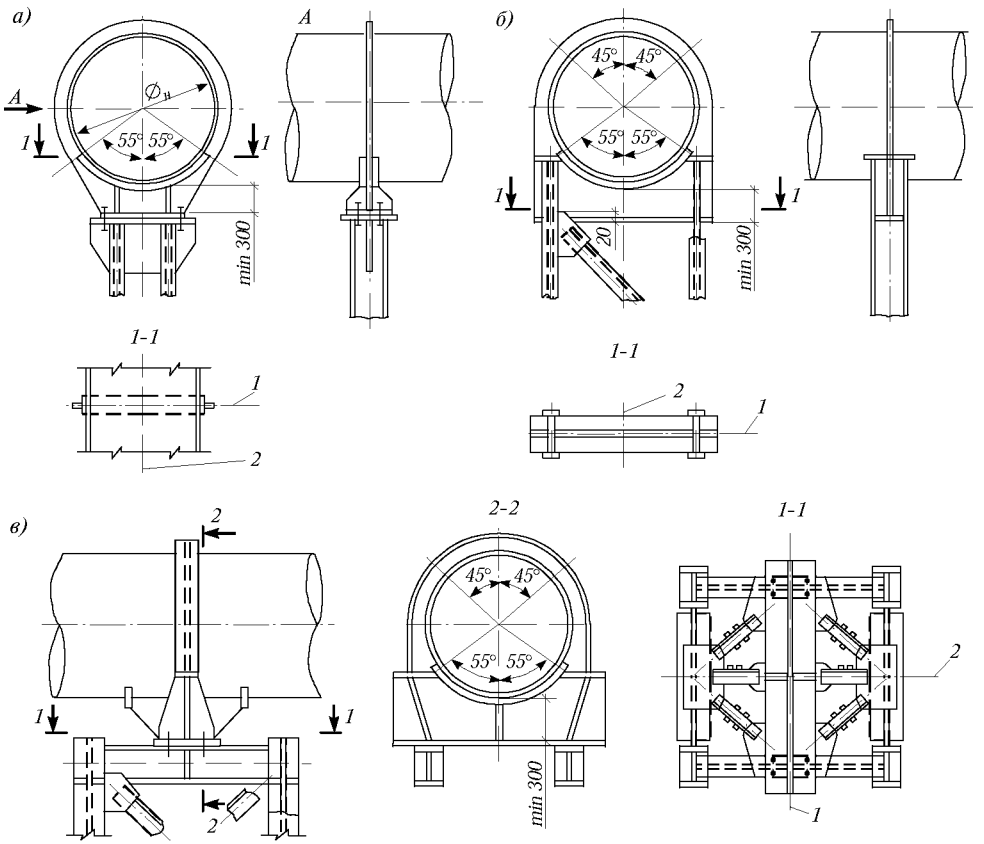


Рис.17.20. Пример конструктивных схем неподвижных опорных частей
а - посадка на маятниковую опору; *б* - посадка на плоскую опору;
в - посадка на пространственную опору; *1* - ось опоры; *2* - ось трубопровода

Подвижными опорными частями трубопроводы опираются на пространственные опоры, чем обеспечивается возможность их свободных перемещений. Подвижные опорные части бывают: скользящие, в которых скольжение происходит по плоскости контакта опорной части с опорой (рис.17.21) для снижения коэффициента трения здесь могут устанавливаться прокладки из антифрикционных материалов, например из фторопласта и д.р., обеспечивающие коэффициент трения в пределах 0,05 – 0,1; катковые опоры, в которых подвижность в одном или во всех направлениях обеспечивается качением катков (в последнем случае катки ставятся взаимно перпендикулярно в двух ярусах); шариковые, в которых подвижность в любом направлении обеспечивается качением шариков.

Опорные части трубопроводов конструктивно оформляются в виде опорного седла, которое входит в состав опорного ребра (шпангоута). Такие ребра, как правило, устанавливают при диаметре труб более 600 мм. Они обеспечивают передачу всех видов нагрузки с трубопровода на опоры и позволяют сохранить в опорном

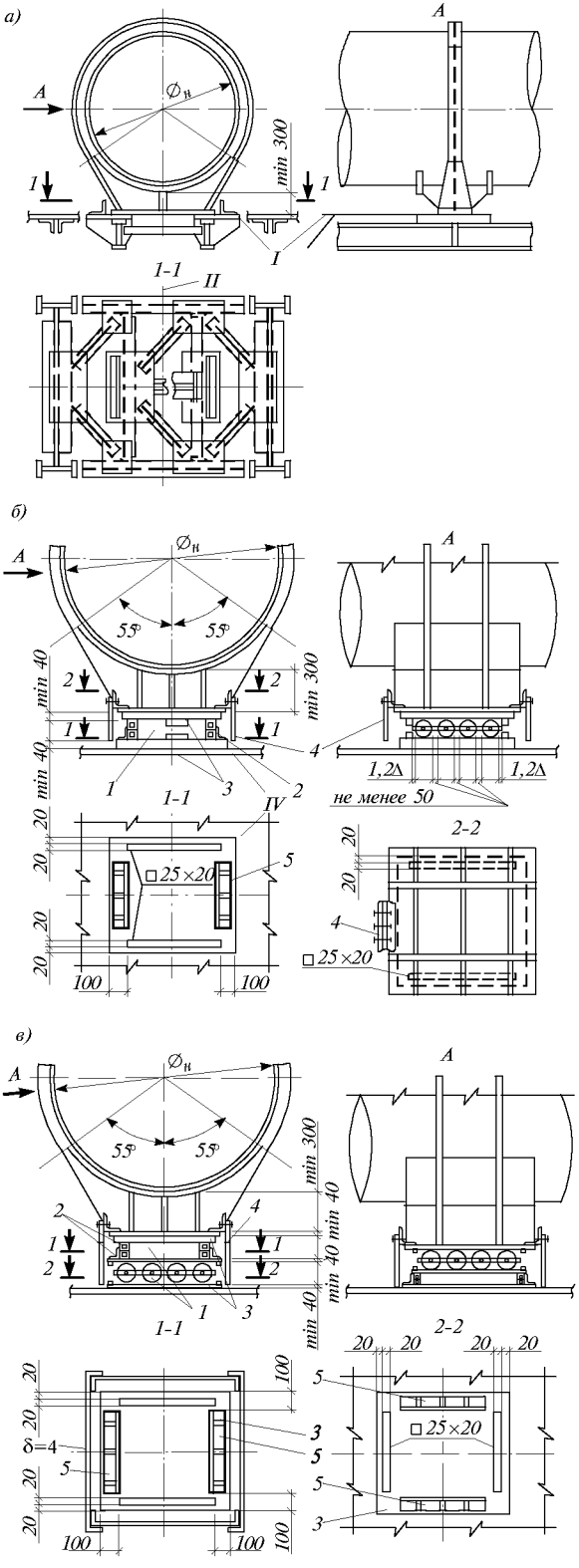


Рис.17.21. Примеры конструктивных схем подвижных опорных частей

а – посадка на скользящую опору; *б* – посадка на катковую одноярусную опору; *в* – посадка на катковую двухъярусную опору; *1* – катки; *2* – фиксирующая планка; *3* – плоскости качения; *4* – защитный кожух; *5* – упор; *I* – плоскость скольжения; *II* – ось трубопровода

сечении неизменным круговой контур поперечного сечения трубопровода. В зависимости от опорной реакции опорные ребра могут быть плоскими, одно- и двустенчатыми. В узле сопряжения опорного ребра с седлом должно быть обеспечено равнопрочное соединение их с помощью сварных швов.

При проектировании трубопроводов широко применяют промежуточные кольцевые ребра жесткости, которые предназначены либо для передачи на трубопровод сосредоточенных нагрузок, либо для сохранения контура поперечного сечения трубопровода под воздействием неосесимметричной нагрузки. Кольцевые ребра, передающие сосредоточенные нагрузки, выполняются одностенчатыми и компонуются из отдельных кольцевых элементов, соединяемых равнопрочными стыками. Приваривают эти ребра к трубопроводам расчетными швами с двух сторон.

Конструкция кольцевых ребер, служащих только для сохранения контура поперечного сечения, не отличается от конструкции ребер, передающих нагрузку. Однако здесь могут быть допущены стыки элементов ребер внахлестку, а также односторонние или прерывистые швы, приваривающие ребра к трубопроводу.

17.2.6. Компенсирующие устройства. Компенсаторы, применяемые в трубопроводных системах разделяются на: образуемые искусственным местным поворотом трассы П- и Г-образные; деформированием – волновые (линзовые или дисковые); осевым перемещением – сальниковые, шарнирные.

Компенсаторы, образуемые путем изменения направления трассы, снижают показатель жесткости системы и хорошо компенсируют температурные удлинения. Однако они громоздки, занимают много места и требуют специальных опорных конструкций. Поэтому применять их рекомендуется для трубопроводов сравнительно небольших диаметров – 600 – 800 мм.

Для трубопроводов большого диаметра в системе с давлением до 30 кПа применяются в основном волновые компенсаторы с волнами в виде сварных плоских дисков (рис.17.22). В трубопроводах, работающих под давлением более 30 кПа, применяют компенсаторы с конфигурацией волн в виде линз – сильфоны. Линзы изготовляют из штампованных или вальцованных элементов.

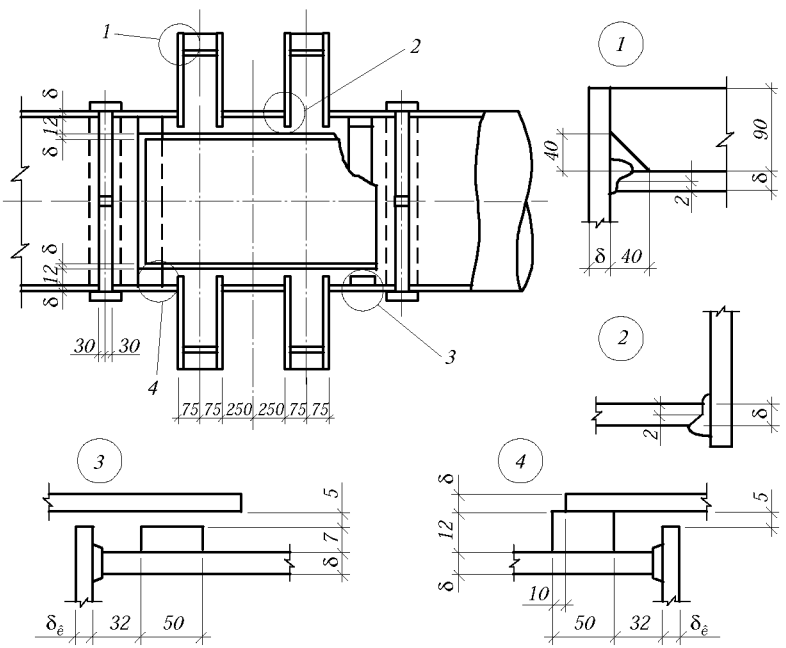


Рис.17.22. Сварной дисковый компенсатор: *1–4* – узлы

Все типы волновых компенсаторов обеспечивают надежную плотность узла соединения. Основной их недостаток – неспособность воспринимать неуравновешенные усилия, возникающие от давления газовой среды на последний диск волны.

Компенсаторы всех типов устанавливают на прямых участках трубопроводов, имеющих разное положение в пространстве. Имея в виду небольшую поперечную жесткость компенсаторов, рекомендуется устраивать их вблизи опор.

Компенсаторы осевого перемещения – сальниковые, исключающие возможность поворота, устанавливают только на прямолинейных участках достаточной протяженности между концевыми опорами. При несоблюдении этого правила в компенсаторе может образоваться перекос, приводящий к его заклиниванию. Компенсаторы такого типа способны воспринимать большие продольные перемещения, однако они требуют постоянного ухода и не всегда обеспечивают необходимую газоплотность (рис.17.23).

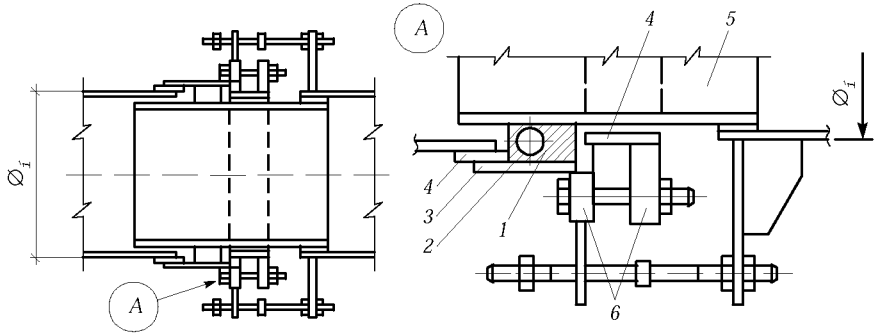


Рис.17.23. Сальниковый компенсатор
1 – асбестовый уплотнитель; *2* – проволочное кольцо; *3* – обечайка; *4* – кольца; *5* – внутренняя направляющая труба; *6* – фланцы

Шарнирные компенсаторы представляют собой гибкие вставки, допускающие только угловые перемещения. Наибольший эффект достигается при установке их в точках, близких к местам изменения направления оси трассы, либо в точках изменения знака момента (в районе $M_{изг} = 0$).

Чтобы исключить неуравновешенные усилия можно применять так называемые замкнутые компенсаторы. В них устанавливаются специальные связи, соединяющие участки трубопровода, разрезанные компенсатором, которые замыкают его.

При многократных изменениях температуры, вызывающих постоянную подвижность компенсатора, для связей применяют сплошные тяги, соединяющие между собой смежные неподвижные опоры (рис.17.24). Такая система не требует дополнительных регулировок при любых изменениях температуры. Учитывая некоторую громоздкость тяг, в системах с разовым изменением температуры, например при разогреве во время пуска, компенса-

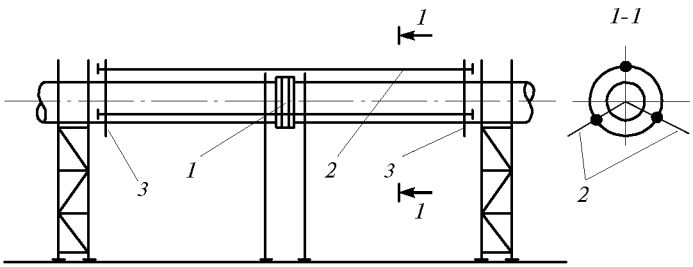


Рис.17.24. Замкнутый компенсатор
1 – компенсатор; *2* – тяги; *3* – опорные элементы тяг

торы после срабатывания могут быть замкнуты системой коротких болтов (рис.17.25).

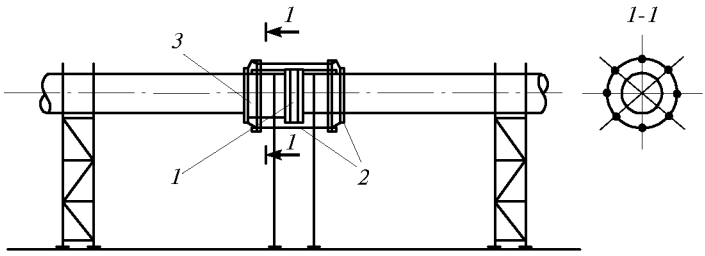


Рис.17.25. Замкнутый компенсатор
1 – компенсатор; *2* – болты; *3* – опорные элементы болтов

При возникающих больших изменениях температуры (остановка на ремонт и т.п.) болты должны быть ослаблены. Суточные и сезонные перепады температуры могут быть восприняты системой пружинных шайб, установленных под гайками болтов.

На негабаритных трубопроводах больших диаметров с давлением до 10 кПа могут быть установлены сальниковые компенсаторы упрощенного типа (рис.17.26), значительно облегчающие монтаж. Их особенностью является то, что обрезку концов труб (*2*) выполняют после полной сборки компенсатора и подъема его в проектное положение.

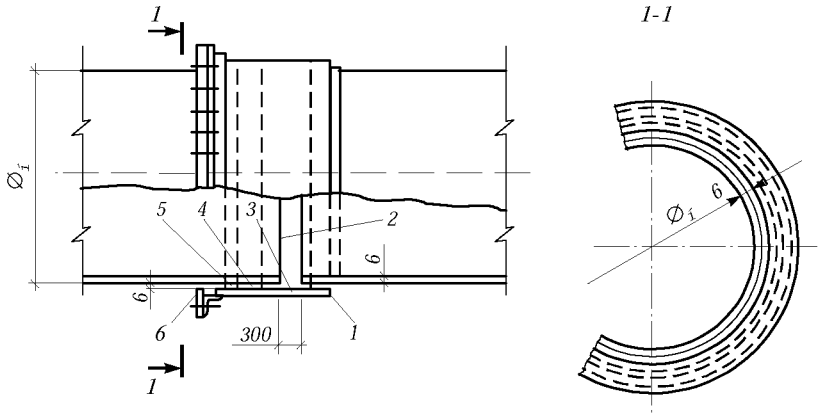


Рис.17.26. Упрощенный сальниковый компенсатор
1 – бандаж 150×16; *2* – линия реза трубопровода; *3* – внешняя обечайка; *4* – круговая полоса 100×10 для фиксации уплотнения; *5* – уплотнительная набивка; *6* – запирающий фланец

17.3. Расчет

17.3.1. Основные положения и нагрузки. Расчет конструкций трубопроводных систем производится в соответствии со СНиП с учетом специфических условий их работы. В табл.17.5 дана классификация нагрузок и значения коэффициентов надежности по нагрузке в соответствии со СНиП 2.01.07-85. Сочетания нагрузок и значения коэффициентов сочетания ψ_1 и ψ_2 принимаются в соответствии с упомянутым СНиП. Нормативные значения нагрузок от осадков и отложений в трубопроводах приведены в табл.17.6.

Таблица 17.5. Классификация нагрузок

Нагрузки по длительности действия	Виды нагрузок	Коэффициент надежности по нагрузке
Постоянные	Собственный вес отдельно стоящих опор и эстакад	1,1
	Вес газовоздухопроводов	1,1
	Вес изоляции	1,3
	Вес грунта на уступах фундамента	1,15
	Вес обслуживающих площадок	1,1
	Вес футеровки	1,1
Временные длительные	Вес стационарного оборудования, расположенного на площадках	1,05
	Вес отложений внутри газовоздухопроводов при обычном технологическом процессе	1,1
кратковременные	Вес людей и ремонтных материалов на площадках	1,2
	Вес воды при гидравлических испытаниях	1
	Вес снегового покрова	1,4
	Вес гололедных отложений	1,3
	Вес колошниковой пыли	1,2
особые	Вес отложений внутри газовоздухопроводов при резком нарушении обычного технологического процесса	1
длительные	Температурные климатические, технологические воздействия	1,1
	Давление внутри газовоздухопроводов при обычном технологическом процессе	1,15
кратковременные	Ветровая нагрузка	1,2
	Давление внутри газовоздухопроводов при испытаниях	1
особые	Сейсмические воздействия	СНиП II-7-81*

Примечания. 1. При проверке конструкций на устойчивость положения против опрокидывания, а также в других случаях, когда уменьшение веса конструкций и грунтов может ухудшать условия работы конструкции или ее части, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 0{,}9$. 2. Нагрузки от температурных технологических воздействий следует определять по разд.8 СНиП 2.01.07-85, принимая для t_w значения температуры стенки трубопровода по технологическим данным.

Таблица 17.6. Нормативная нагрузка на 1 м длины от веса отложения внутри трубопровода на стадии эксплуатации

Диаметр газопровода, мм	Нормативная нагрузка, Н, от					
	влажного очищенного газа		сухого очищенного газа	грязного доменного газа		
	на горизонтальные газопроводы	на местные пониженные участки газопроводов	на горизонтальные газопроводы	на горизонтальные газопроводы и наклонные (под углом ≤ 30°)	наклонные газопроводы (под углом более 40°)	на газопроводы неблагоприятной кофигурации
1	2	3	4	5	6	7
620	750	800	150	–	–	–
720	900	1000	200	–	–	–
820	1050	1250	220	–	–	–
920	1200	1500	250	–	–	–
1020	1350	1750	270	–	–	–
1120	1500	2000	300	–	–	–

1	2	3	4	5	6	7
1220	1600	2200	350	2400	700	6000
1320	1770	2470	380	2200	870	7250
1420	1940	2740	420	3500	1040	8600
1520	2100	3000	450	4000	1200	10000
1620	2260	3260	480	5000	1500	12500
1720	2420	3520	510	6000	1800	15000
1820	2580	3780	540	7000	2100	17500
2020	2900	4300	600	8000	2400	20000
2220	3220	4960	660	10500	3300	26000
2420	3540	5600	720	13000	4200	33000
2620	3860	6420	780	16000	5000	40000
2820	4180	7460	840	19000	5800	48000
3220	4500	8500	900	22500	6500	55000
3520	5400	12000	1100	27000	8000	67000

Примечания. 1. Для газопроводов влажного и сухого очищенного газа, наклоненных под углом более 10°, нагрузки принимаются в размере 50% соответствующих величин для горизонтальных газопроводов. При углах наклона 0–10° нагрузки принимают по линейной интерполяции. 2. Для газопроводов грязного газа при углах наклона 30–40° нагрузку принимают по линейной интерполяции. Для газопроводов получистого доменного газа нагрузки принимают в размере 50% соответствующих величин для грязного доменного газа. 3. Нормативная нагрузка от отложений внутри трубопроводов при резком нарушении режима эксплуатации принимается в 2,5 раза больше соответствующей нагрузки на стадии эксплуатации, но не более отложений, занимающих 70% внутреннего объема трубопроводов.

Нагрузки от пыли на площадках и наружных поверхностях газовоздухопроводов принимаются только для конструкций, расположенных в радиусе 100 м от источника выделения пыли. Для обслуживающих площадок с решетчатым настилом нагрузка от пыли не учитывается.

Ветровую нагрузку учитывают только в направлении поперек трубопроводной системы. Коэффициенты лобового сопротивления, зависящие от взаимного расположения труб и компоновки трубопроводов, приведенной на рис.17.5, следующие:

Тип сечения	I	II	III	IV	V	VI
Коэффициент лобового сопротивления C_x	1	1,2	0,7	0,9	1,2	0,7

Значения коэффициента C_x усреднены и практически охватывают все возможные случаи взаимного расположения труб в пакете.

Снеговую нагрузку учитывают только для газопроводов охлажденного газа, температура стенки которых ниже 0°С. Если непосредственно над газопроводом расположен другой газопровод или обслуживающая площадка со сплошным настилом, предотвращающая попадание снегового покрова, то снеговую нагрузку также не учитывают.

Нормативное значение снеговой нагрузки на 1 м^2 площади горизонтальной проекции газовоздухопроводов определяется по формуле:

$$S = S_0\mu ,$$

где S_0 – вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемый по табл.4 СНиП 2.01.07-85; μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к нагрузке на газовоздухопроводы и площадки обслуживания; $\mu = 0,3$ – для газовоздухопроводов; $\mu = 1$ – для площадок.

Трубопроводные системы должны быть рассчитаны на температурные климатические воздействия, определяемые в соответствии с разд.8 СНиП 2.01.07-85. В тех

случаях, когда температура стенки газовоздухопровода по технологическому заданию выше (ниже) нормативного значения температуры наружного воздуха в теплое (холодное) время года t_{ew} (t_{ec}) изменения средних температур Δt_w (Δt_c) находятся по табл.15 СНиП 2.01.07-85 с подстановкой в формулы значений температуры стенки трубопровода $t^{т}_{техн}$ ($t^{х}_{техн}$) вместо значений t_{ew} (t_{ec}), где $t^{т}_{техн}$ ($t^{х}_{техн}$) – нормативная температура стенки газовоздухопровода.

Температура замыкания t_{ow} (t_{oc}) принимается по фактической температуре окончания монтажа. Если фактическая температура замыкания неизвестна, ее принимают по п.8.6 СНиП 2.01.07-85.

17.3.2. Рекомендации по расчету. Трубопроводы рассчитывают по предельным состояниям: по первой группе предельных состояний (по прочности и устойчивости); по второй группе предельных состояний – для трубопроводов, величина деформации которых может затруднить нормальную эксплуатацию и ограничить возможность их применения. Расчет трубопроводов на вертикальные нагрузки выполняют, как правило, по схеме однопролетной балки с пролетом, равным расстоянию между опорами.

Нагрузки, приложенные на трубопровод, по характеру воздействия можно разделить на два типа: вызывающие деформирование контура поперечного сечения трубопровода и не вызывающие деформирования контура поперечного сечения трубопровода. Деформация контура поперечного сечения возникает в трубопроводах там, где нагрузка несимметрична. К симметричной относительно продольной оси можно отнести только нагрузку типа внутреннее давление или собственный вес.

Расчет трубопровода как балки кольцевого сечения на неосесимметричные нагрузки не отвечает действительному напряженному состоянию трубопровода, так как при действии на него неосесимметричной нагрузки закон плоских сечений теряет силу. При действии неосесимметричных нагрузок (внутренние отложения пыли, конденсат, ветровая нагрузка, обледенение и т.п.) трубопроводы, имеющие обычно вид тонких оболочек, работают не как плоские конструкции, а как пространственные системы (оболочка с жесткими опорными кольцами), находящиеся в условиях двухосного напряженного состояния. На действие этих нагрузок трубопроводы рассчитывают как оболочки на основе гипотез технической (полубезмоментной) теории оболочек.

Необходимость выполнения упомянутых расчетов определяется конструктивной характеристикой трубопровода. Так, установлено, что при $\lambda = 2{,}38\sqrt{r/t}$ работа оболочки описывается работой пустотелой балки кольцевого сечения, а при $\lambda = 0{,}82\sqrt{r/t}$ возникают наибольшие нормальные напряжения, связанные с изменением формы поперечного сечения оболочки (здесь r – радиус срединной поверхности, t – толщина стенки оболочки). Кроме того, в большинстве случаев сохранение формы поперечного сечения легко обеспечивается кольцевыми ребрами.

Контур поперечного сечения трубопроводов диаметром более 2 м можно считать неизменяемым при установке ребер через $5r$, но не более, чем через 6 м. В гладких неподкрепленных оболочках диаметром до 2 м контур поперечного сечения можно считать практически неизменяемым. В связи с этим в большинстве случаев расчет трубопроводов ведется как для пустотелой балки кольцевого сечения, что должно быть обеспечено конструктивными мероприятиями.

Напряжения в любом сечении трубы и в любой точке поперечного сечения определяют как в пустотелой балке по схеме, приведенной на рис.17.27.

$$\sigma_x = \frac{M_z}{\pi r^2 t}\cos\beta + \frac{M_y}{\pi r^2 t}\sin\beta + \frac{N}{2\pi r t}; \qquad \tau_x = \frac{Q_z}{\pi r t}\sin\beta - \frac{Q_y}{\pi r t}\cos\beta + \frac{M_{kp}}{2\pi r^2 t}.$$

При проверке на местную устойчивость стенки трубопроводов следует руководствоваться СНиП. На рис.17.28 показаны области геометрических параметров трубопроводов, несущая способность которых определяется прочностью или устойчивостью.

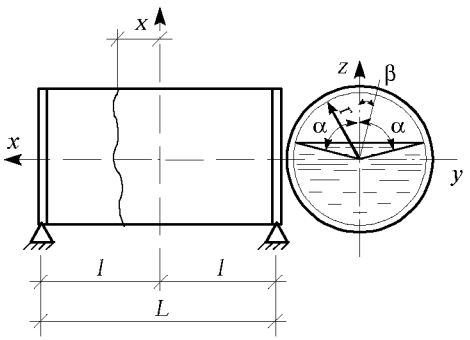


Рис.17.27. Расчетная схема трубопровода

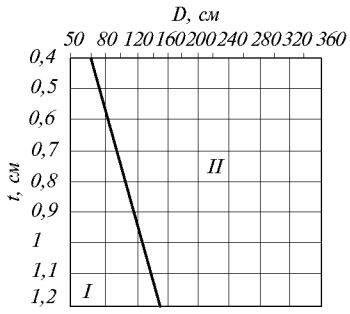


Рис.17.28. Области расчета трубопроводов
I – по прочности; *II* – по устойчивости

Максимальные пролеты прямолинейных участков трубопроводов вычисляются по наименьшему значению одной из следующих величин:

по первой группе предельных состояний

$$l_m = 2{,}5D\sqrt{t/q\,(\gamma_c R_y - \sigma_N)}\;;\quad l_m = 2{,}5D\sqrt{t/q\,(\sigma_{cr1} - \sigma_N)}\,.$$

по второй группе предельных состояний

$$l_m = 610D\sqrt[3]{it/q}\,,$$

где l – пролет, м; q – нагрузка по длине, Н/см; D – диаметр трубопровода, м; t – толщина трубопровода, см; σ_{cr1} – критическое напряжение, определяемое по п.8.5 СНиП II-23-81*; R_y – расчетное сопротивление, Н/см^2; σ_N – напряжение в трубопроводе от нормальной силы, Н/см^2; γ_c – коэффициент условий работы; i – уклон трубопровода в тысячных долях.

На. рис.17.29, 17.30 даны номограммы для практического определения максимальных пролетов.

Значения вспомогательной величины l' приведены в табл.17.7

Таблица 17.7. Значения вспомогательной величины l'

D, мм	l', м при значениях t, мм				
	4	6	8	10	12
600	11,2	14	16,2	18,1	19,8
800	14,2	19,2	21,6	24,1	27,2
1000	16,9	22,5	27	30,2	34,8
1200	19,5	26,1	31,7	36,4	39,8
1400	21,7	29,5	36,4	41,7	46,3
1600	23,9	32,8	40,3	46,8	52,6
1800	26,9	35,8	44,4	51,6	58,4
2000	28	38,6	48	56,4	63,7
2200	29,2	41,4	51,6	60,6	69
2400	30,4	43,7	55,1	65	74
2600	31,1	46,4	58,4	62,1	79
2800	31,8	48,9	61,5	73,8	83,6
3000	32,3	51,4	64,7	76,8	88,1
3200	32,9	52,7	67,5	80,5	92,2
3400	33,3	54,1	69,6	84	92,4
3600	33,9	55,6	73,2	87,6	102,1

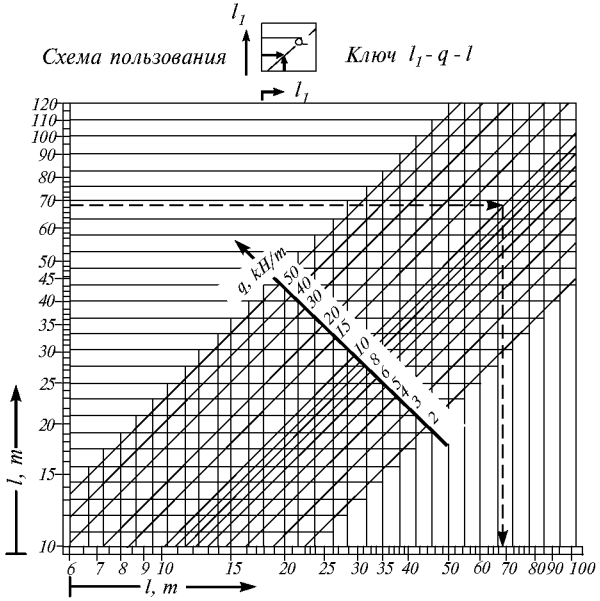


Рис.17.29. Номограмма для расчета трубопроводов по первой группе предельных состояний

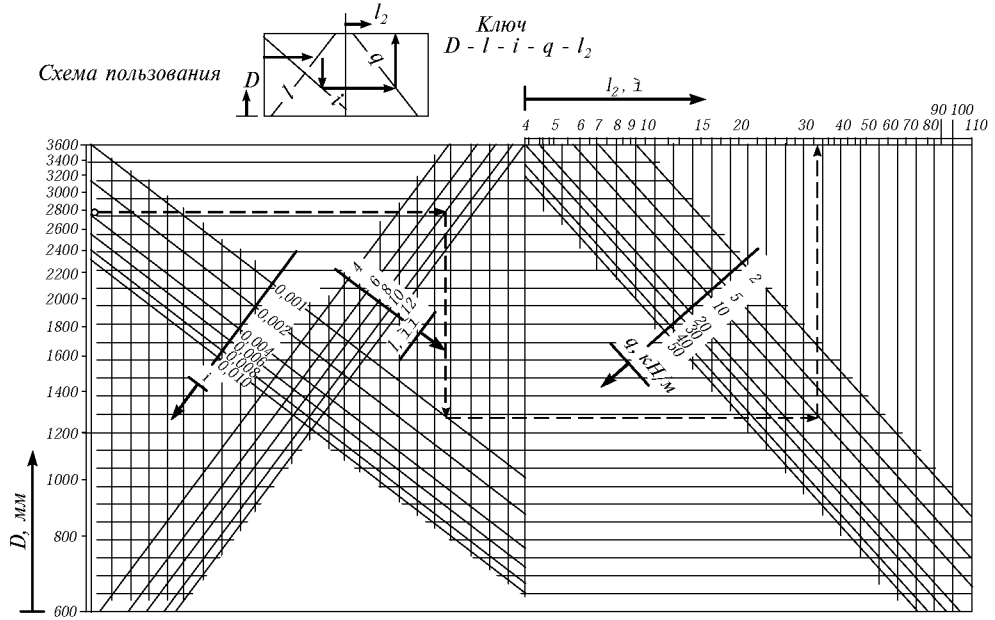


Рис.17.30. Номограмма для расчета трубопроводов по второй группе предельных состояний

17.3.3. Расчет опорных ребер. Опорные ребра передающие на колонны опорные реакции трубопроводов, рассчитывают как статически неопределимые кольца, нагруженные касательными усилиями, приложенными по контуру их сопряжения с оболочкой. Опорное ребро находится в равновесии под действием касательных усилий (со стороны трубы) и двух опорных реакций *P*. Точки приложения реакции

P определяются углом α, зависящим от конструкции опоры. Наиболее экономичное сечение ребра можно получить при расположении опорных элементов по ширине на расстоянии, равном диаметру нейтральной оси ребра, т.е. с опорным углом $2\alpha = 180°$.

В кольцевом ребре под действием нагрузки возникают усилия: изгибающий момент M, нормальная сила N и поперечная сила Q. Расчетные усилия M, N, Q определяются так называемым методом наложения простейших схем, при котором заданная общая схема нагружения разделяется на ряд простейших, имеющих готовое решение. В соответствии с расчетной схемой ребер, принятой выше, такими простейшими схемами являются:

1) замкнутое кольцо, нагруженное равнодействующей A, равной сумме опорных реакций, уравновешенное потоком касательных усилий;
2) замкнутое кольцо, нагруженное внешними силами. Усилия, соответствующие работе кольца по первой схеме, приведены, например, в [1] табл.VIII.1, а усилия, соответствующие работе кольца по второй схеме – там же, в табл.VIII.2. Расчетные усилия M, N и Q в ребре определяются в следующем порядке:

- в зависимости от характера действующих внешних нагрузок вычисляют усилия M_0, N_0 и Q_0 по формулам табл.VIII.1;
- в зависимости от характера и схемы приложения нагрузок определяют усилия M_p, N_p и Q_p по формулам табл.VIII.2;
- окончательные усилия находят как суммы $\overline{M} = M_0 + M_p$; $\overline{N} = N_0 + N_p$; $\overline{Q} = Q_0 + Q_p$.

При суммировании знак усилий от сдвигающих сил следует принимать так, чтобы сумма равнодействующих опорных реакций превратилась в нуль.

На рис.17.31 приведены графики несущей способности опорных ребер некоторых диаметров труб и нагрузок до 2500 кН. В табл.17.8 приведен разработанный сортамент поперечных сечений ребер. Для расчетов принят материал ребер ВСт3 с расчетным сопротивлением R_y = 225 МПа. Коэффициент условий работы принят $\gamma_c = 1$. При исходных данных, отличных от принятых, следует линейно корректировать определяемое по графикам значение несущей способности опорного ребра

$$A = \overline{A}\,\frac{\gamma_c R_y}{225},$$

где $\overline{A}$ – несущая способность ребра по графику, H.

На пересечении линий, соответствующих диаметру трубопровода (ось ординат) и значению требуемой несущей способности (ось абсцисс), находится кривая, принадлежащая номеру определенного ребра, сечение которого приведено в табл.17.8.

Опорные ребра приваривают к трубе двумя сплошными угловыми швами высотой, равной толщине стенки трубы. Поясные швы тавровых ребер необходимо принимать в зависимости от толщины вертикального элемента ребра:

t, мм	8	10	12	14	16	20	25
k_f, мм	5	6	8	9	10	12	16

17.3.4. Расчет дисковых компенсаторов. Основные параметры, характеризующие дисковые компенсаторы, следующие: значение компенсирующей способности; усилие распора от температурных деформаций; усилие распора от внутреннего давления газовой среды. Расчетное значение суммарного отпора компенсатора складывается из температурного отпора P_t и распора от внутреннего давления газовой среды P_p.

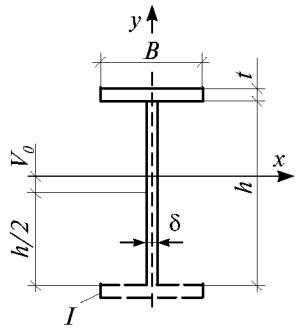


Таблица 17.8. Сортамент опорных ребер[1]

Номер профиля	h	δ	t	B	V_0, см	F, см^2	S, см^3	J_x, см^4	$W_{xн}$, см^3	$W_{xв}$, см^3
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	120	8			–3,34	20,4	34,9	316,9	33,9	97,1
2	120	10			–2,98	22,8	40,32	369,6	41,1	102,2
3	150	10			–3,27	25,8	58	663,3	61,6	137,2
4	150	12			–2,92	28,8	65,14	748,2	71,8	144,6
5	150	14			–2,65	31,8	72,11	827,6	81,5	151,8
6	150	16			–2,42	34,8	78,77	903,2	91,0	159,0
7	180	12			–3,10	32,4	87,84	1205,9	99,7	185,5
8	180	14			–2,79	36,0	97,3	1334,3	113,2	195,9
9	180	16			–2,54	39,6	106,53	1456,9	126,3	206,2
10	180	20			–2,15	46,8	124,32	1690,5	151,7	226,8
11	200	20			–2,19	50,8	148,6	2235,5	183,3	265,8
12	200	22			–2,03	54,8	159,2	2386,7	198,4	278,5
13	200	25			–1,83	60,8	174,95	2609,0	220,5	297,5
14	200	12	12	100	0,34	46,8	179,10	3288,6	302,8	300,6
15	200	12	16	100	1,21	50,8	199,80	3737,4	359,8	316,4
16	200	12	20	100	1,98	54,8	219,28	4149,9	414,4	329,8
17	200	12	25	100	2,04	59,8	268,27	4695,5	479,1	344,2
18	200	12	20	150	3,38	64,8	254,89	4837,3	560,9	346,1
19	200	12	25	150	4,30	72,3	280,11	5357,1	653,1	359,6
20	200	12	20	200	4,40	74,8	282,8	5340,8	702,3	356,2
21	200	12	25	200	5,32	84,8	309,64	5873,0	818,1	368,9
22	200	12	25	250	6,08	97,3	332,34	6255,3	975,0	374,9
23	200	12	25	300	6,67	109,8	350,15	6554,0	1123,9	379,3
24	250	12	12	100	0,36	52,8	241,31	5384,5	403,6	400,1
25	250	12	16	100	1,31	56,8	265,73	6064,4	474,3	420,8
26	250	12	20	100	2,17	60,8	290,63	6691,5	542,6	438,3
27	250	12	25	100	3,12	65,8	318,54	7416,6	624,4	457,2
28	250	12	20	150	3,77	70,8	337,6	7794,4	726,3	462,1
29	250	12	25	150	4,82	78,3	370,27	8603,0	845,1	480,1
30	250	12	20	200	4,97	80,8	375,22	8624,0	905,1	477,2
31	250	12	25	200	6,05	90,8	409,96	9463,0	1057,2	494,2
32	250	12	25	250	6,98	103,3	441,41	10115,0	1261,3	503,7
33	250	12	25	300	7,71	115,8	466,76	10625,0	1457,9	510,5
34	300	12	12	100	0,38	58,8	310,8	8140,3	514,3	509,6
35	300	12	16	100	1,39	62,8	341,7	9100,4	598,5	535,5
36	300	12	20	100	2,32	66,8	370,1	9989,0	680,3	557,5

[1] При определении геометрических характеристик в сечение включалась часть стенки трубы площадью 10,8 см^2

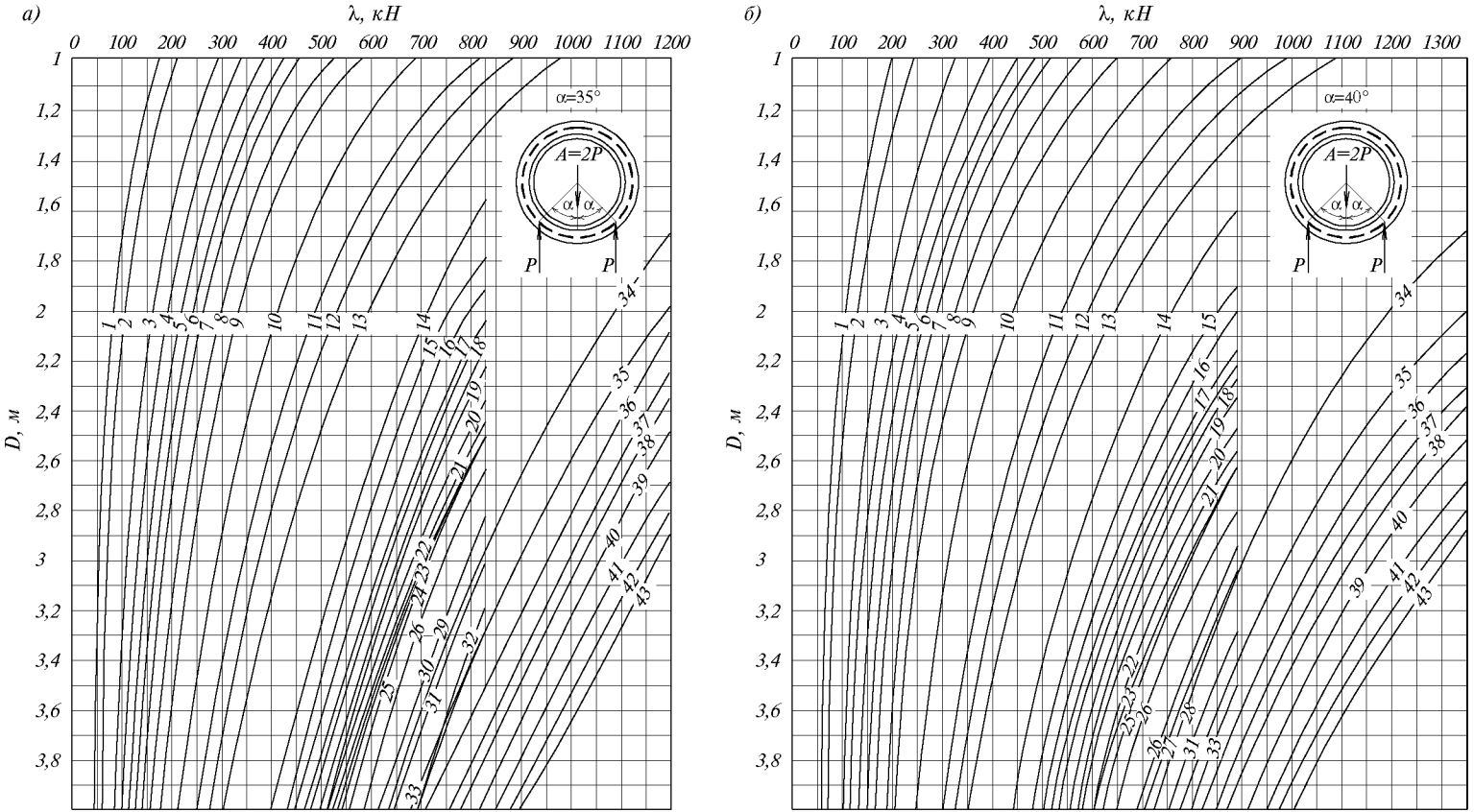
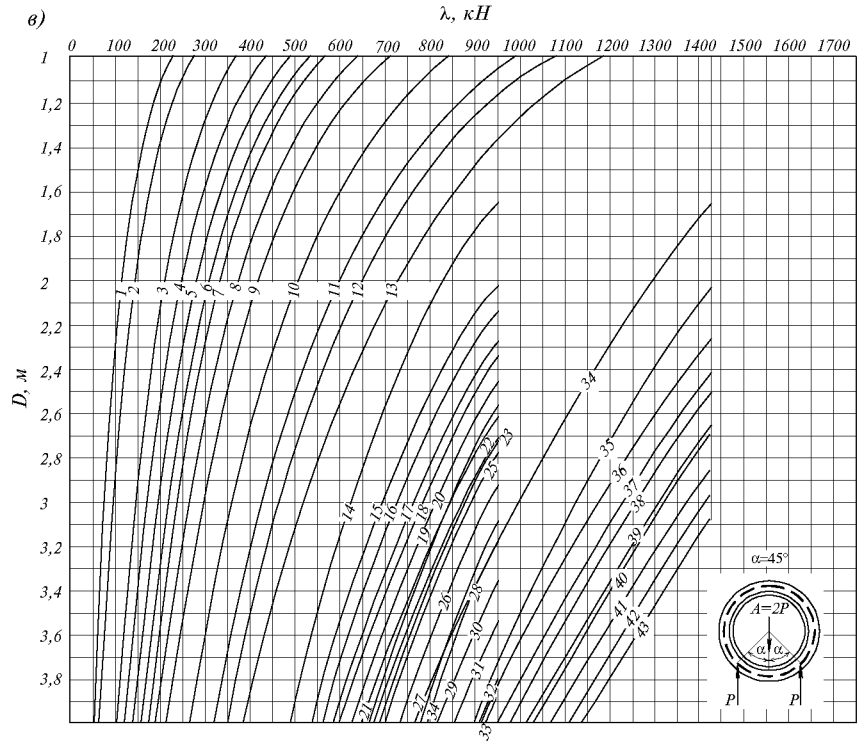


Рис.17.31 *а*, *б*. Графики для подбора сечения опорного ребра
A – несущая способность опорного ребра; *D* – диаметр оболочки



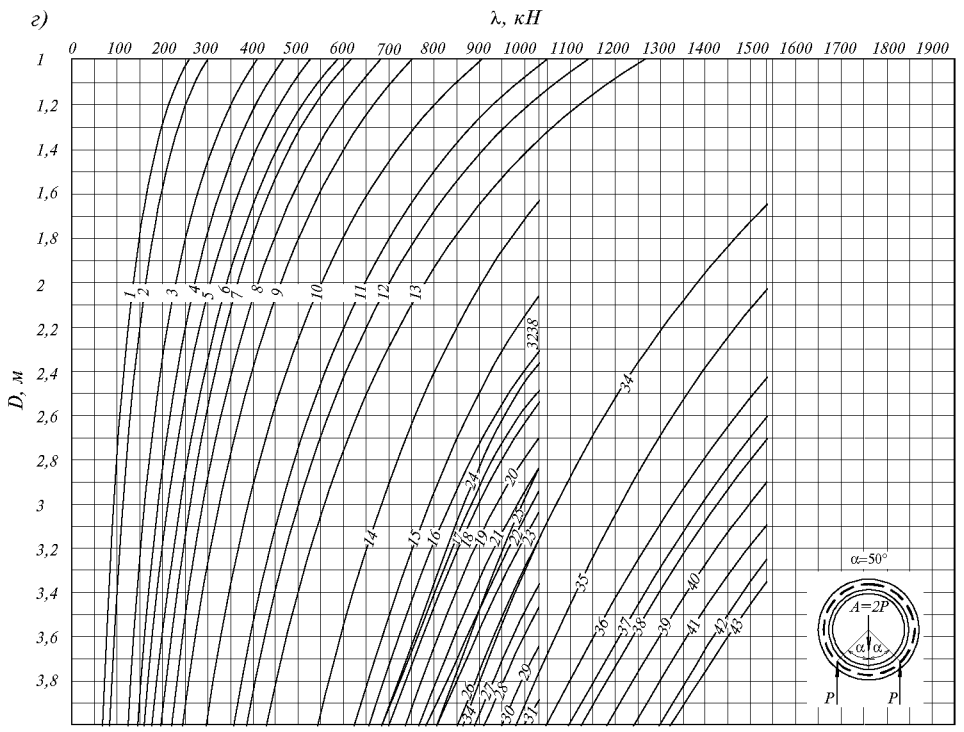


Рис.17.31 *в*, *г*. Графики для подбора сечения опорного ребра
A – несущая способность опорного ребра; *D* – диаметр оболочки

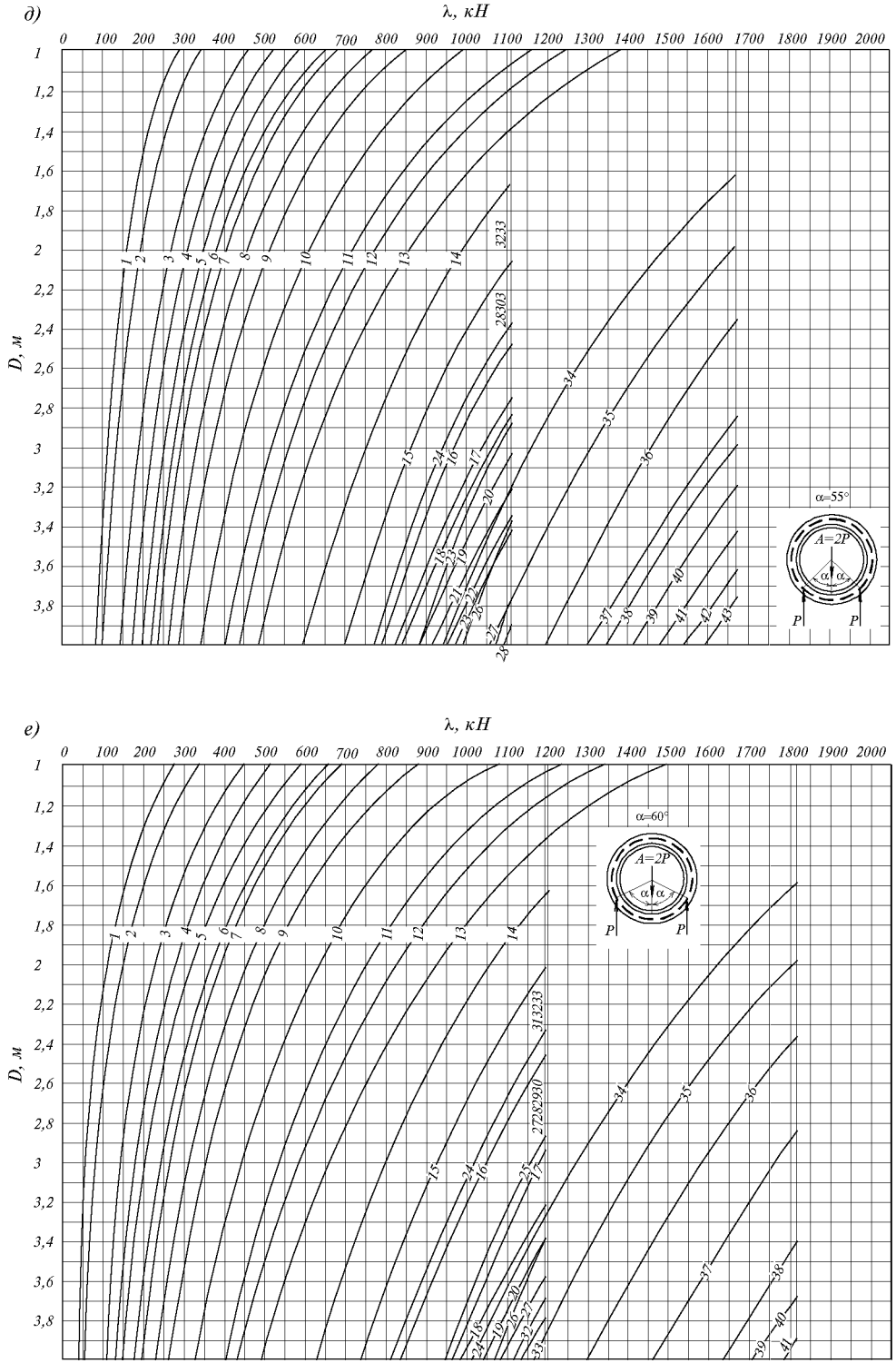


Рис.17.31 *д*, *е*. Графики для подбора сечения опорного ребра
A – несущая способность опорного ребра; *D* – диаметр оболочки

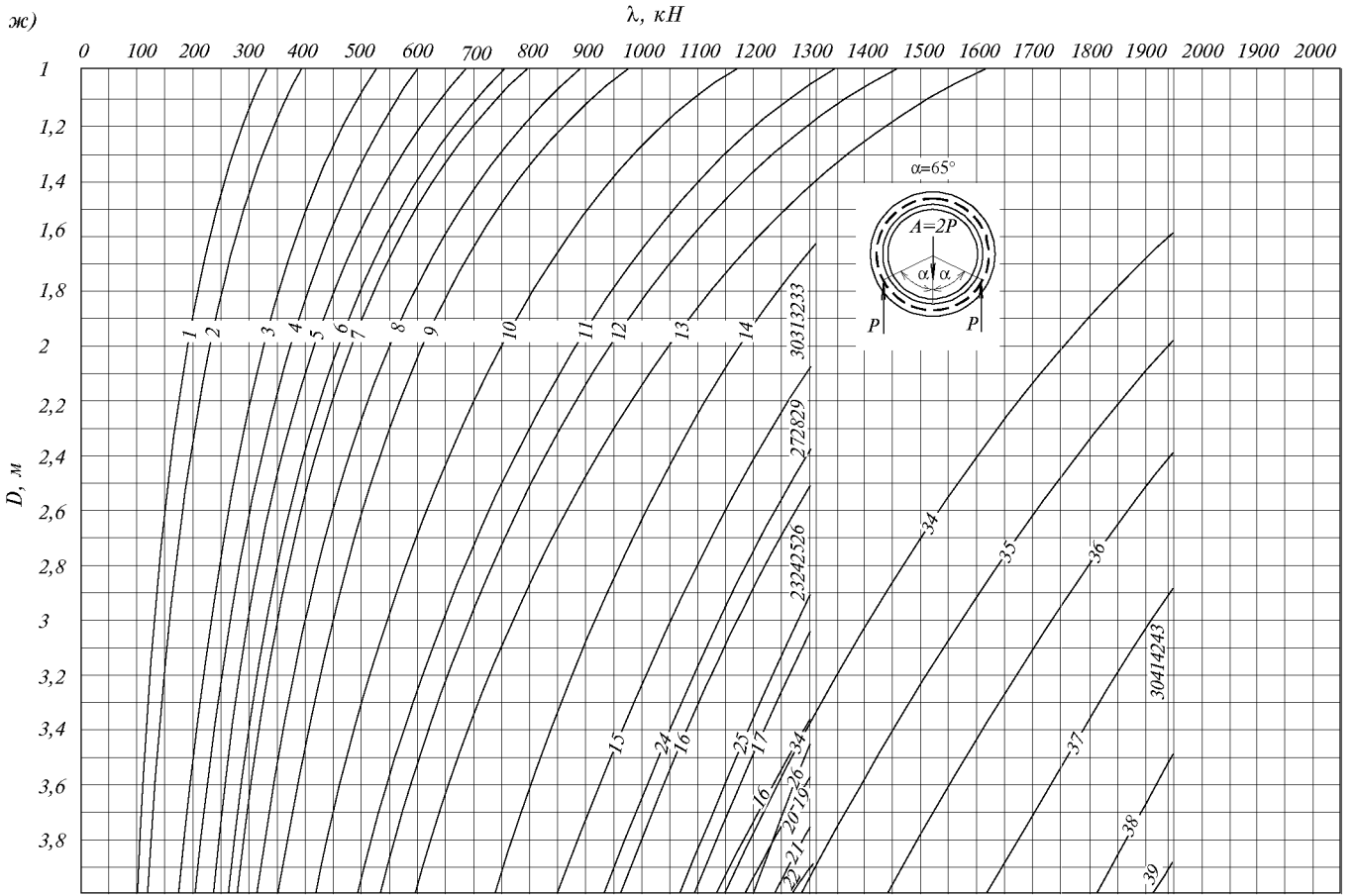


Рис.17.31 *ж*. Графики для подбора сечения опорного ребра
A – несущая способность опорного ребра; *D* – диаметр оболочки

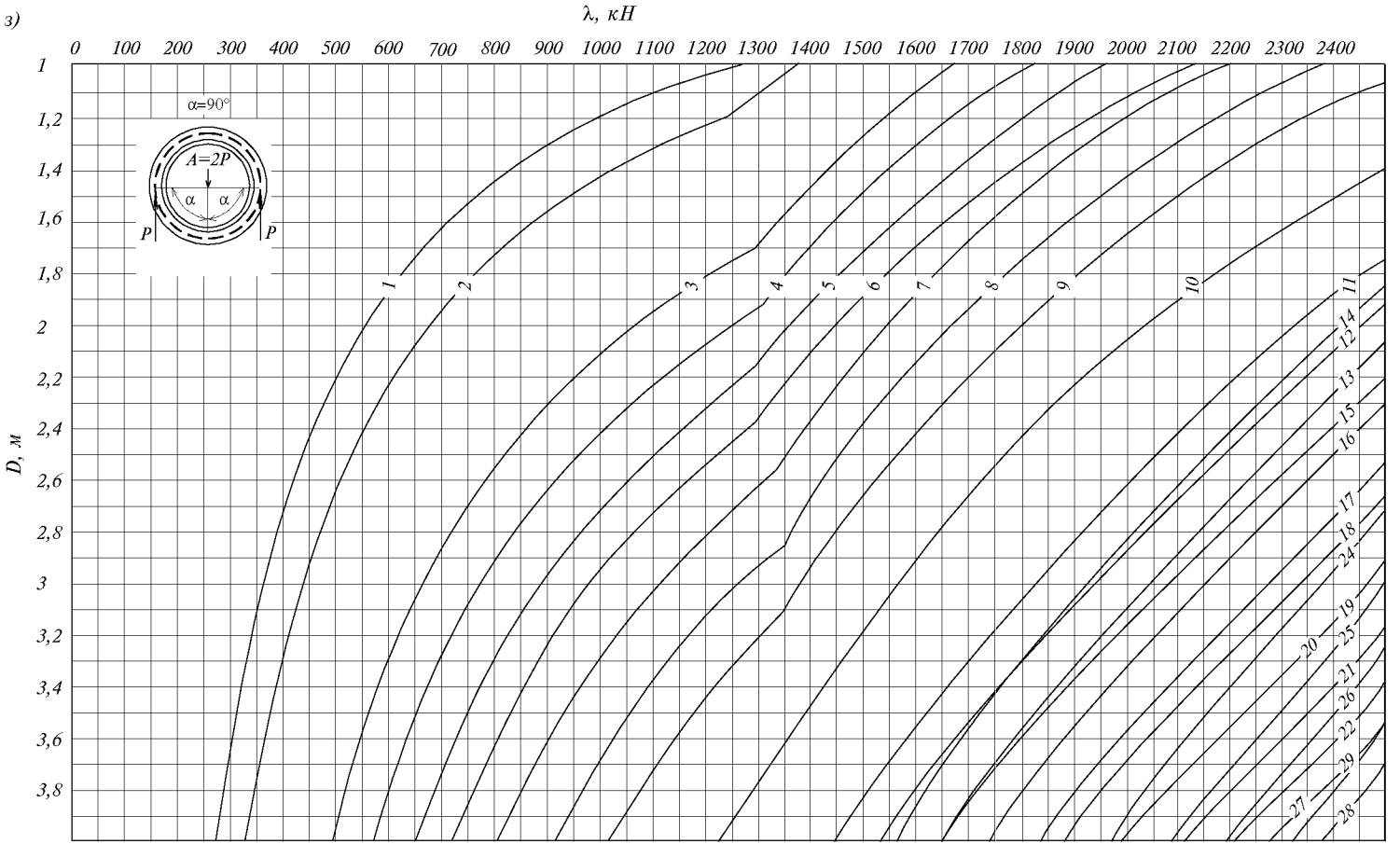


Рис.17.31 *з*. Графики для подбора сечения опорного ребра
A – несущая способность опорного ребра; *D* – диаметр оболочки

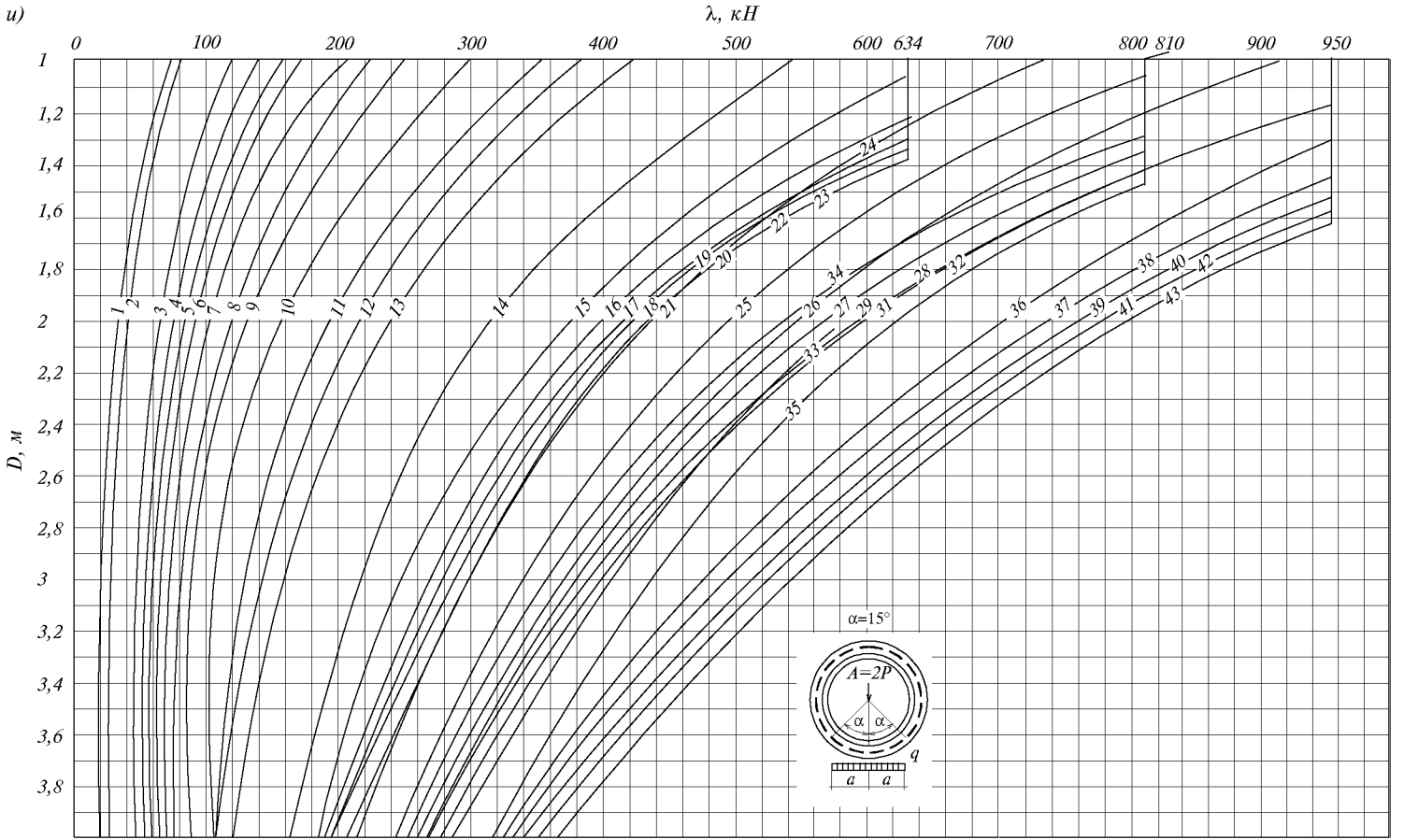


Рис.17.31 *и*. Графики для подбора сечения опорного ребра
A – несущая способность опорного ребра; *D* – диаметр оболочки

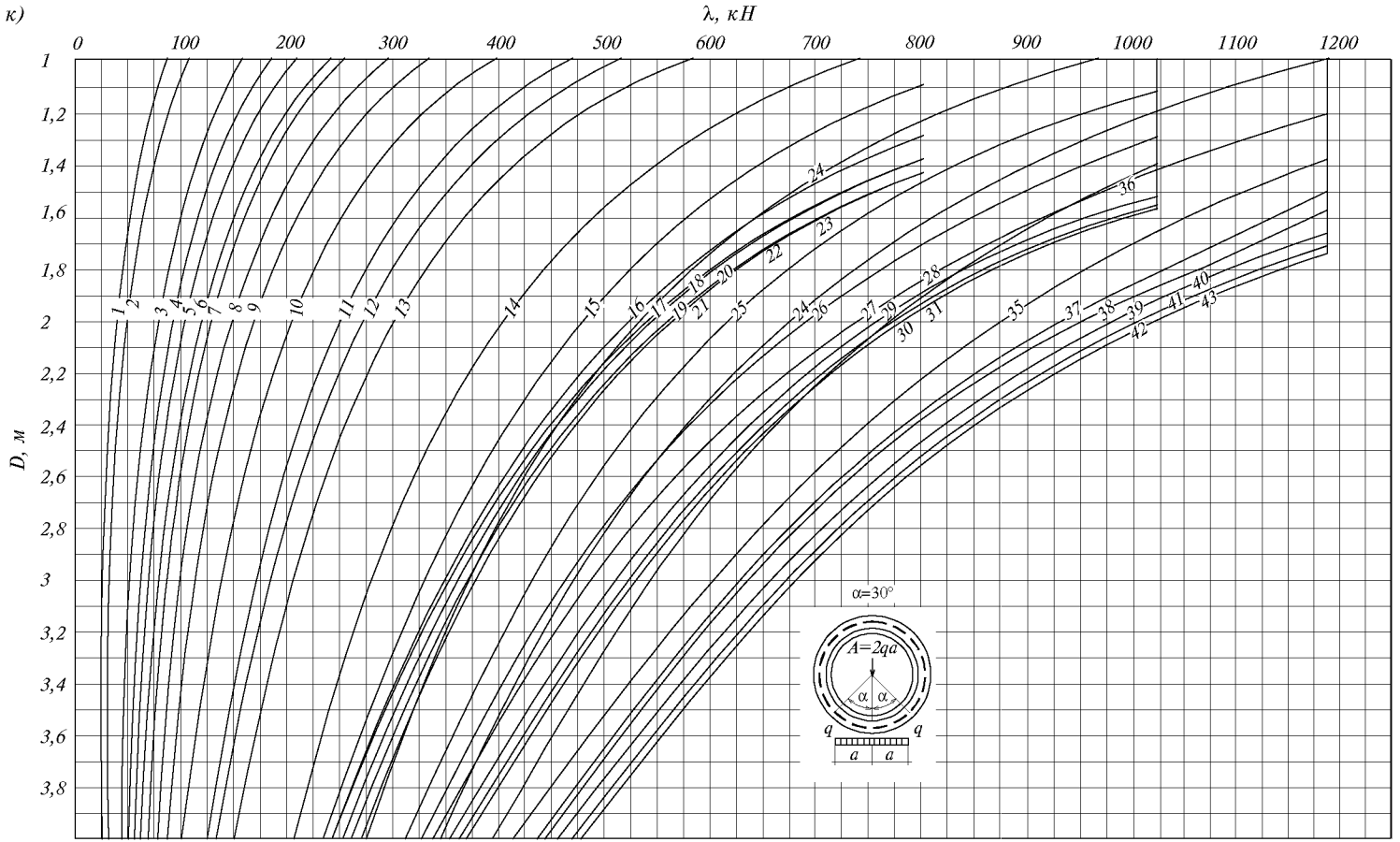


Рис.17.31 *к*. Графики для подбора сечения опорного ребра
A – несущая способность опорного ребра; *D* – диаметр оболочки

Под максимальной компенсирующей способностью (осадкой) компенсатора понимают двустороннее изменение его длины, допустимое по условиям прочности компенсатора (под действием сжимающих или растягивающих сил) по сравнению с его длиной в ненапряженном состоянии. Компенсирующая способность одной волны линзового компенсатора определяется по формуле

$$\lambda = 0{,}075\frac{R_y D^2}{Et}\xi \text{ , см}$$

где R_y – расчетное сопротивление материала, Па; E – модуль упругости, Па; D – диаметр трубопровода, см; t – толщина стенки компенсатора, см; ξ – коэффициент, определяемый по табл.17.9 и зависящий от отношения $\psi = D/D_к$, где $D_к$ – диаметр компенсатора.

Таблица 17.9. Данные для расчета дискового компенсатора

D, мм	$D_к$, мм	ψ	ξ	ω	Расчетные формулы
620	1626	0,375	18,05	2,04	$\psi = D/D_к$;
720	1720	0,412	12,17	1,65	
820	1820	0,444	9,75	1,39	$\xi = \frac{6{,}9}{1-\psi}\left(\frac{1-\psi^2}{\psi^2} - \frac{4\ln^2\psi}{1-\psi^2}\right)$;
920	1920	0,474	7,57	1,19	
1020	2020	0,500	6,04	1,05	
1120	2120	0,524	4,92	0,93	$\omega = \frac{\pi}{12}\frac{(1-\psi)(1+2\psi)}{\psi^2}$;
1220	2220	0,545	4,09	0,84	
1320	2320	0,565	3,44	0,76	
1420	2420	0,583	2,92	0,7	
1520	2520	0,600	2,53	0,64	
1620	2620	0,615	2,2	0,59	
1720	2720	0,635	1,94	0,55	
1820	2820	0,643	1,71	0,52	
2020	3020	0,687	1,38	0,46	
2220	3220	0,688	1,12	0,41	
2420	3420	0,706	0,93	0,37	
2520	3520	0,714	0,86	0,36	
2620	3620	0,722	0,79	0,34	
2820	3820	0,737	0,66	0,31	
3020	4020	0,750	0,59	0,29	
3220	4220	0,762	0,51	0,25	
3500	4500	0,778	0,43	0,24	

Компенсирующая способность многоволнового компенсатора определяется как сумма компенсирующих способностей всех волн.

Жесткость волны сварного дискового компенсатора (отпор одной волны при изменении ее длины на 1 см) определяется по формуле

$$P_t' = 52{,}4\frac{Et^3}{\xi(1-\psi)D^2}\,.$$

Температурный распор многоволнового компенсатора вычисляется по формуле

$$P = P_t'\frac{\Delta l}{n}\gamma\,,$$

где γ – коэффициент надежности по нагрузке; n – количество волн; $\Delta l = \alpha L \Delta t^{н}$ – наибольшее по условиям работы изменение длины компенсатора по сравнению с его

длиной в ненапряженном состоянии в момент замыкания; L – расстояние между неподвижными опорами на участке, где установлен компенсатор; $t^{н}$ – температурный перепад, определяемый: для компенсаторов, устанавливаемых без предварительной растяжки (обжатия), как нормативный технологический или сезонный перепад температур; для компенсаторов, устанавливаемых с предварительной растяжкой (обжатием), по формуле $\Delta t^{н} = (t_{max} - t_{min})/2$, где t_{max} и t_{min} находятся по СНиП.

Количество волн компенсатора определяется по формуле $n = \Delta l/\lambda'$ с округлением до целого числа, 3десь $\lambda' = K\lambda$ – полезная компенсирующая способность компенсатора, $K = 1/2...1/3$.

Значение предварительной растяжки (+) или обжатия (–) компенсатора в зависимости от температуры замыкания должно быть указано в проекте. Значение распора компенсатора от внутреннего давления газовой среды не зависит от числа волн компенсатора и определяется по формуле

$$P_{р} = pD^2\omega ,$$

где p – расчетное давление газовой среды; ω – коэффициент, зависящий от ψ (находятся по табл.17.9).

Оптимальным компенсатором минимального суммарного отпора является компенсатор с диаметром $D_{к} = D + (0,7...0,9)$ м. В табл.17.10 приведены расчетные параметры дисковых компенсаторов для трубопроводов с внутренним давлением до 20 кПа, где $p_{в}$ – усилие давления на диск волны, $p_{к}$ – давление на заглушку.

Таблица 17.10. Характеристика дисковых компенсаторов (внутреннее давление 20 кПа)

$D_{к}$, мм	Компенсирующая способность одной волны λ_1, см			Усилие сжатия одной волны p_t, кН			Усилие давления на диск волны $p_{в}$, кН	Давление на заглушку $p_{к}$, кН
	при толщине стенки, мм							
	4	5	6	4	5	6		
630	4,1	3,2	2,7	1,73	3,38	5,85	14,65	6,2
720	4	3,2	2,6	1,88	3,58	6,36	16,21	8,1
820	3,9	3,1	2,6	2,03	3,96	6,85	17,84	10,5
920	3,8	3,1	2,6	2,18	4,26	7,37	19,33	13,2
1020	3,8	3	2,5	2,33	4,55	7,87	20,94	16
1120	5,5	4,5	3,7	2,48	4,85	8,38	24,48	19,55
1220	5,5	4,4	3,7	2,62	5,13	8,86	24,13	23,22
1320	5,5	4,4	3,7	2,79	5,44	9,62	25,69	17
1420	5,4	4,3	3,6	2,95	5,75	9,94	27,24	31,5
1520	5,4	4,3	3,6	3,09	6,03	10,42	28,8	35,2
1620	5,3	4,2	3,5	3,24	6,33	10,94	30,41	41
1720	5,3	4,2	3,5	3,4	6,63	11,46	31,85	46,3
1820	5,2	4,1	3,5	3,56	6,96	12,03	33,50	51,9
2020	5,2	4,1	3,5	3,84	7,51	12,97	36,56	63,6
2220	5,1	4,1	3,4	4,18	8,17	14,11	39,69	77
2420	5	4	3,4	4,46	8,72	15,07	42,85	91,5
2520	5	4	3,4	4,6	8,98	15,51	44,5	99
2620	5	4	3,4	4,75	9,27	16,02	46,1	107
2820	4,9	3,9	3,3	5,17	10,09	17,43	49,08	124
3020	4,9	3,9	3,3	5,32	10,39	17,96	52,38	142,5
3220	4,9	3,9	3,3	5,65	11,04	19,07	55,5	161
3520	4,9	3,9	3,3	6,06	11,84	20,46	60,03	194,3

Расчетное значение отпора сальникового компенсатора при перемещениях трубопровода вычисляют по формуле

$$P_с = FP_н\mu ,$$

где $F = \pi Dc$ – площадь поверхности трения; c – длина сальника; $P_н$ – давление в набивке сальника, определяемое как среднее арифметическое между внутренним давлением газовой среды и усилием затяжки P_1 , не превышающим $3P$, т.е. $P_н = 2p$; μ – коэффициент трения ($\mu = 0,1$ – при нормальной эксплуатации, $\mu = 0,5$ – при нарушении режима эксплуатации: перекосе сальника, обмерзании набивки и т.п.).

17.3.5. Расчет трубопроводных систем на самокомпенсацию. Самокомпенсация достигается выбором для трубопровода такой трассы, при которой температурные удлинения отдельных участков его воспринимаются деформациями изгиба и кручения других участков, составляющих некоторый угол к данному участку. Трубопроводная система при расчете на самокомпенсацию рассматривается как плоская или пространственная статически неопределимая система. В результате расчета определяются усилия в элементах трубопровода и реакции опорных закреплений, являющиеся нагрузками на опоры. Для криволинейных ($\lambda = 0,3$) участков нефутерованных трубопроводов (колен) следует учитывать коэффициенты уменьшения жесткости $k_ж$ и увеличения напряжений m_k, определяемые по формулам:

$$k_ж = \lambda/1{,}65; \quad m_k = 0{,}9/\lambda^{2/3} ,$$

где $\lambda = tl/r^2$; t – толщина стенки колена, см; r – средний радиус трубы, см; l – радиус изгиба колена, см.рис.17.32.

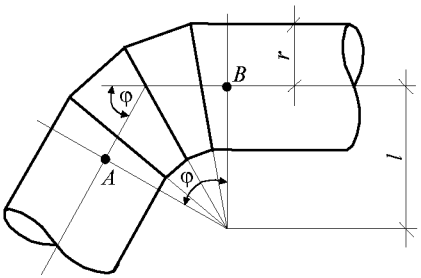


Рис.17.32. Участок колена пониженной жесткости

Коэффициент $k_ж$ учитывают по всей длине криволинейного участка трубопровода (рис.17.32) между точками A и B. Длина криволинейного участка может быть принята $l_к = \varphi l$, где φ – угол поворота, в рад.

17.3.6. Расчетные схемы опор трубопроводных систем принимаются в соответствии с конструктивными решениями узлов их концевых закреплений, исходя из возможных перемещений этих сечений в продольном (вдоль трассы трубопровода) и поперечном направлениях. Вследствие температурных деформаций трубопровода верхние сечения опор испытывают воздействия в продольном направлении, вызывающие перемещения опор.

Как упоминалось ранее, пространственные опоры, представляющие собой четырехгранный составной стержень сквозного сечения, рассматриваются как несмещаемые стержни, защемленные в основании в двух направлениях. Расчет их выполняется в соответствии с указаниями СНиП II-23-81*, относящимися к расчету решетчатых составных стержней.

Плоские опоры в направлении поперек трассы рассматриваются защемленными в основании и для этого случая принимается аналогичная пространственной опоре схема составного стержня сквозного сечения. Работа плоских опор в продольном направлении находится в непосредственной зависимости от перемещений трубопровода вдоль своей оси и их конструктивное решение существенно влияет на общее напряженно-деформированное состояние системы. В продольном направлении узлы опирания плоской опоры могут быть шарнирными или защемленными. Конструктивно узел опирания плоской опоры на фундамент решается с

помощью плоской опорной плиты и группы анкерных болтов, создающих защемление опоры. В определенных случаях в зависимости от конструктивного оформления узла и геометрических размеров защемление опоры может быть незначительным, что позволяет считать закрепление шарнирным. При конструировании узла опирания на фундамент с помощью центрирующей прокладки практически исключается возможность защемления и создается полное соответствие шарнирному закреплению.

В верхнем сечении плоская опора, как видно из табл.17.1 имеет линейную связь, действующую в продольном направлении и отражающую влияние трубопровода на свободу перемещения опоры. По отношению к повороту при конструктивном использовании опорного седла в качестве ригеля опоры это сечение можно рассматривать защемленным. Решение, при котором седло опирается на ригель опоры, допускает поворот сечения и дает возможность считать закрепление шарнирным.

При расчете по деформированной схеме можно предположить свободу перемещения верхнего сечения совместно с трубопроводом независимо от условий закрепления сечения от поворота. Это условие закрепления моделируется «ползуном». Так как в опорах жесткость решетки из своей плоскости значительно меньше соответствующей жесткости ветвей, то деформация плоской опоры вдоль оси трассы с приемлемой точностью описывается уравнениями изгиба ее ветвей, рассматриваемых как изолированные сплошностенчатые стержни.

Очевидно, что при достаточно высоких опорах и относительно небольших перемещениях трубопровода частичное защемление анкерными болтами нижнего конца при соответствующей жесткости элементов опоры не оказывает существенного влияния на напряженно-деформированное состояние опоры, так как перемещения компенсируются деформативностью опоры. В этих случаях закрепление опоры к фундаменту с помощью опорного листа и анкерных болтов может рассматриваться как шарнирное.

При относительно коротких и жестких опорах и значительных перемещениях трубопровода защемление опорного узла анкерными болтами не может обеспечить достаточной податливости опоры, что требует рассматривать узел в этом случае защемленным. При необходимости обеспечения шарнирного опирания, как отмечалось, возможно конструктивное изменение узла путем устройства опорных центрирующих прокладок, приближающих узел к шарнирному.

Критериями для принятия решения по опорному узлу являются погонная жесткость опоры и расчетное перемещение трубопровода. Их количественное соотношение позволяет установить границы возможного применения жестких или шарнирных опорных узлов.

Предельное значение смещения δ верхнего конца стержня, обусловленное соответствующей горизонтальной силой H, не должно вызывать напряжений в наиболее опасном сечении, превышающих расчетное сопротивление материала, с учетом коэффициента безопасности. Имея в виду сложность аналитических представлений, целесообразно осуществить поиск значений δ, реализовав его на ЭВМ. Если действительные смещения верхнего сечения от температурных деформаций будут меньше найденного значения δ, то при защемлении нижнего конца стержня наибольшие напряжения будут меньше, чем при шарнирном опирании. В этом случае нет необходимости принятия специальных мер по приближению конструкции опорного узла к шарнирной.

При фактическом смещении больше найденного значения δ, следует отдать предпочтение шарнирному варианту закрепления и решить узел, как указывалось

ранее с устройством центрирующих прокладок. Указанная схема выбора вида опорных закреплений и расчетной схемы распространяется также на маятниковые опоры, которые обычно конструируются в виде сплошностенчатых стержней постоянного сечения.

17.3.7. Определение нагрузок на опоры. Для нахождения вертикальных нагрузок на опоры за основное исходное значение принимают нормативную вертикальную нагрузку на 1 м длины трассы. Горизонтальные нагрузки вдоль трассы трубопровода передаются, как правило, на концевые неподвижные опоры и определяются в зависимости от принятой схемы компоновки трубопроводов, входящих в систему, и характера их опорных закреплений. При решении трубопроводной системы по балочной схеме горизонтальные нагрузки вычисляются прежде всего от усилий, вызванных температурными деформациями ведущего трубопровода. При схеме с компенсаторами эти усилия равны суммарной величине отпора компенсатора и усилию от неуравновешенного давления компенсатора.

При самокомпенсирующей схеме усилия, вызванные температурными деформациями ведущего трубопровода, определяются как реакции концевых опор на его удлинение. Участок трубопровода, ограниченный концевыми опорами, рассчитывают на действие температуры. При этом все опоры, входящие в рассматриваемый участок, принимают конкретной заданной жесткости (податливости), найденной по их геометрическим схемам и предполагаемым сечениям. Такие опоры накладывают на трубопровод упругоподатливые связи, характер которых должен соответствовать выбранному типу опор. Податливость опор ξ_i определяется методами строительной механики как смещение опоры на уровне оси трубопровода от единичной силы, приложенной на этом же уровне.

При нахождении горизонтальных нагрузок вдоль трассы на опоры трубопроводной системы суммарная нагрузка определяется как разность соответствующих усилий трубопроводов, действующих в противоположные стороны с обеих сторон неподвижной опоры. Меньшая величина, входящая в разность, принимается с коэффициентом $\mu = 0{,}8$. При равенстве указанных усилий нагрузку на опору принимают равной 0,2 одной из этих величин. На полное усилие проверяют только элементы, прикрепляющие трубопровод.

Кроме определения нагрузок на опоры от температурных деформаций ведущего трубопровода необходимо учитывать усилия от температурных деформаций сопутствующих трубопроводов. Эти трубопроводы закреплены на ведущем и при их деформациях в системе возникают усилия, которые при расчете опор рассматривают как нагрузки на них. Суммарное усилие от этих деформаций, передающееся в виде нагрузки на неподвижную опору системы, определяют по формуле

$$Q = P \pm T ,$$

где P – нагрузка на опору от неуравновешенного распора компенсаторов сопутствующих трубопроводов; T – нагрузка на опору от неуравновешенных сил трения в опорах сопутствующих трубопроводов.

Горизонтальные нагрузки поперек трассы передаются на все опоры, имеющие жесткость в направлении действия нагрузки. Они возникают от давления ветра и составляющих усилий от температурных деформаций ведущего трубопровода при самокомпенсирующей схеме.

Ветровую нагрузку вычисляют как реакции от всех трубопроводов, входящих в систему, от действия ветра. Коэффициенты лобового сопротивления принимают в зависимости от расположения труб по данным, приведенным в п.17.3.1. При этом суммарную ветровую нагрузку определяют по сумме проекций диаметров трубо-

проводов переднего (относительно ветрового потока) ряда на плоскость, перпендикулярную этому потоку.

При прокладке трубопроводов по эстакадам принцип вычисления нагрузок не меняется. Разница состоит лишь в том, что горизонтальные нагрузки вдоль трассы воспринимаются системой продольных связей внутри температурного блока.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Казакевич М.И., Любин А.Е.** Проектирование металлических конструкций надземных промышленных трубопроводов. – Киев.: Будивельник, 1989.
2. **Лессиг Е.Н., Лилеев А.Ф., Соколов А.Г.** Листовые металлические конструкции. – М.: Стройиздат, 1970.
3. **Лизин В.Т., Пяткин В.А.** Проектирование тонкостенных конструкций. – М.: Машиностроение, 1976.
4. **Любин А.Е., Сафронков В.Ф.** Зависимость предельных прогибов надземных трубопроводов от их уклонов // Пром.стр-во. –1968. – № 12.
5. **Любин А.Е.** О предельном состоянии изгибаемых трубопроводов низкого давления // Строит. механика и расчет сооружений. –1972. – № 2.
6. **Любин А.Е.** Исследование оптимального шага опор трубопроводов //Стр-во трубопроводов. – 1972. – № 3.
7. Рекомендации по определению нагрузок на отдельно стоящие опоры и эстакады под трубопроводы // ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1973.

ГЛАВА 18

ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ

18.1. Общие сведения

Стальные дымовые трубы – высотные сооружения многих промышленных предприятий и объектов энергетики городского хозяйства – возводятся обычно на ограниченных территориях. В связи с этим дымовые трубы, как правило, проектируются свободно стоящими. Дымовые трубы предназначены для отвода в верхние слои атмосферы слабо агрессивных и сухих газов, исключающих возникновение конденсата, приводящего к ускоренной коррозии. Температура отводимых газов колеблется от 50° до 600°. Трубы могут быть футерованные и нефутерованные, с гасителями колебаний и без них, с наружной теплоизоляцией и без теплоизоляции, что должно устанавливаться технологическим заданием на проектирование.

Материалом для труб является листовая сталь марки Ст3пс, Ст3сп(С245), а для условий северной климатической зоны – 09Г2С (С345). Высота стальных свободно стоящих труб на практике обычно ограничивается 100 м, в исключительных случаях достигает 120 м. Наиболее распространенная высота свободно стоящих дымовых труб, в частности – труб котельных, колеблется от 30 до 60 м при диаметрах от 1 до 4 м. При малых диаметрах и больших высотах стальные трубы рекомендуется проектировать на оттяжках. Свободно стоящие дымовые трубы высотой более 120 м выполняются, как правило, железобетонными, внутри них при необходимости размещаются один или несколько стальных газоотводящих стволов. В данной главе рассматриваются только свободно стоящие дымовые трубы.

18.2. Схемы дымовых труб

Наиболее распространенным решением, является труба цилиндрической формы по всей высоте или цилиндрический ствол в сочетании с конической нижней частью (рис.18.1). Трубы конической формы по всей высоте проектировать нецелесообразно по условиям изготовления и монтажа. Схема дымовой трубы устанавливается в зависимости от соотношения диаметра и высоты, которые определяются в технологическом задании на проектирование. Рекомендуемые соотношения диаметра к полной высоте цилиндрической части трубы приведены в табл.18.1.

Таблица 18.1

Форма труб	Труба		
	нефутерованная		футерованная
	без гасителей колебаний	с гасителями колебаний	
Цилиндрическая	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{25}$

Высоту конической части трубы следует принимать в пределах 1/4 общей высоты трубы; отношение диаметра на нулевой отметке к общей высоте трубы для нефутерованных труб не должно превышать 1/10, для футерованных – 1/15.

Применение свободно стоящих стальных труб с соотношениями диаметра и высоты, отличающимися от указанных в табл.18.1, должно быть обосновано расчетом и подкреплено соответствующими конструктивными решениями.

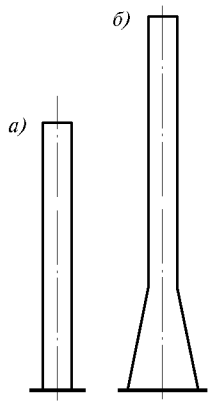


Рис.18.1. Свободно стоящие трубы
а – цилиндрическая;
б – цилиндрическая с нижней конической частью

18.3. Основные конструктивные решения

При проектировании свободно стоящих труб наиболее ответственными являются три основных узла: монтажный стык секций цилиндрической части, монтажный стык цилиндрической и конической частей, закрепление трубы на фундаменте.

Монтажные стыки секций цилиндрической части могут осуществляться, в основном, в двух вариантах: на сварке встык или фланцевый на болтах. Качество исполнения стыков секций имеет большое значение для обеспечения надежности эксплуатации труб. В связи с этим необходимо выполнять их с полным проваром и не допускать смещения верхней и нижней секций относительно друг друга более чем на 1/10 толщины соединяемых оболочек. На площадку строительства трубы, свариваемые на монтаже встык, поставляются заводом-изготовителем в виде рулонных заготовок длиной 12 м. При диаметрах трубы, не превышающих транспортный габарит (не более 3200 мм), при соответствующем экономическом обосновании на площадку могут поставляться отдельные готовые секции длиной 12 м. Проектирование труб из отдельных обечаек нецелесообразно и редко применяется из-за весьма значительного увеличения трудоемкости монтажа. Нередко в целях упрощения компенсации неточностей изготовления цилиндрических секций монтажные организации применяют стыки на полубандажах. Такое решение снижает надежность стыкового соединения при динамическом воздействии ветровой нагрузки и не может быть рекомендовано.

Фланцевые стыки цилиндрических секций (только габаритного диаметра) рекомендуется осуществлять преимущественно при изготовлении на специализированных заводах и в тех случаях, когда сооружение возводится в районе с преобладанием низких отрицательных температур (северное исполнение) или при отсутствии высококвалифицированных сварщиков и технических возможностей для повышенного контроля качества монтажных сварных швов.

Для фланцев используется толстолистовая сталь, качество которой исключает возможность расслоения металла. Во фланцевом соединении применяются высокопрочные болты с предварительным натяжением, обеспечивающим большую надежность стыка при переменной величине усилия в болтах. Наиболее удачным конструктивным решением по условиям работы стыка является симметричное расположение фланца и, соответственно, болтов относительно стенки трубы (рис.18.2*а*). Однако такое решение может быть допущено в исключительных случаях в связи с вероятной коррозией болтов внутри трубы и невозможностью контроля их состояния в процессе эксплуатации. Поэтому рекомендуется несимметричный фланец с расположением болтов только снаружи трубы (рис.18.2*б*). Для уменьшения толщины фланца могут применяться короткие ребра, равномерно расположенные по периметру и приваренные соответственно к фланцу и стенке трубы. Количество ребер определяется расчетом. Так как постановка ребер увеличивает трудоемкость изготовления фланцев, а также создает дополнительные сварочные напряжения, целесообразно располагать ребра на расстоянии, не меньшем двух шагов болтов. Применение фланцевых стыков облегчает монтаж, но приводит к существенному повышению трудоемкости при изготовлении, т.к. требует использования кондукторов и контрольной сборки.

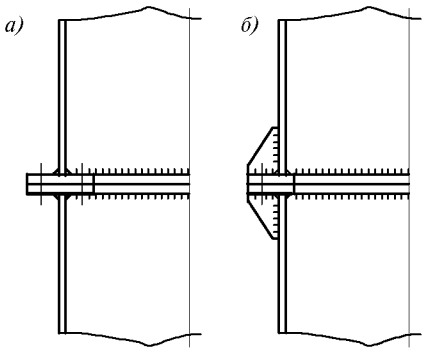


Рис.18.2. Фланцевые стыки секций труб
а – симметричный фланец;
б – несимметричный фланец

Коническая часть трубы укрупняется из отдельных листов и лишь в редких случаях возможен ее монтаж из отдельных секций габаритных размеров по ширине и длине, ограниченных образующими конуса. В связи с этим при соответствующем технико-экономическом обосновании рекомендуется проектировать цилиндрические трубы.

Узел соединения цилиндрической и конической частей трубы работает в сложном напряженном состоянии. Предпочтительным является наиболее простое решение узла, аналогичное стыкам секций цилиндрической части, – сварка цилиндрической и конической частей встык (рис.18.3*а*). По результатам расчетов в ряде случаев наличие краевого эффекта приводит к необходимости некоторого утолщения участков стенки как цилиндрической, так и конической части. Как показал опыт эксплуатации дымовых труб, усложнение узла сопряжения конической и цилиндрической частей введением усиливающих ребер и прокладки (рис.18.3*б,в,г*) не оправдало себя и не может быть рекомендовано.

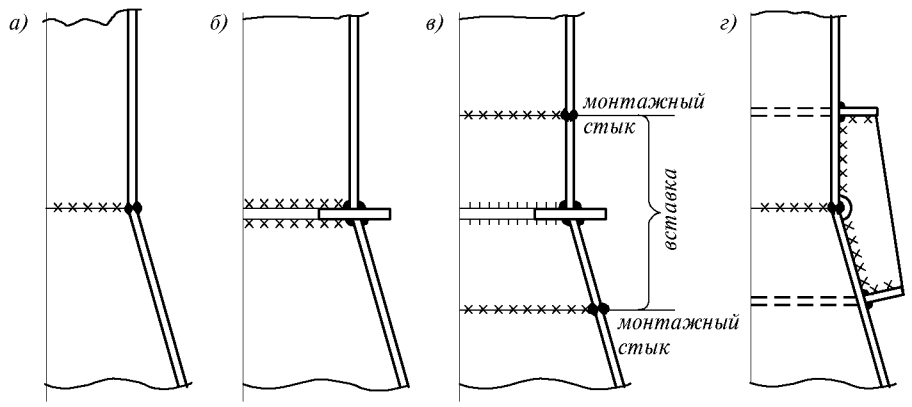


Рис.18.3. Типы соединения цилиндрической и конической частей трубы
а – сварка встык; *б* – сварка через фланец; *в* – соединение с помощью вставки заводского изготовления; *г* – сварка встык с усилением места перелома вертикальными ребрами

Конструкция соединения свободно стоящей трубы с фундаментом должна исключать возможность дополнительного отклонения трубы от вертикали под воздействием ветровой нагрузки, т.к. увеличение амплитуды колебаний снижает надежность эксплуатации. Трубы на фундаменте закрепляются анкерными болтами, геометрия расположения которых должна быть обеспечена в натуре с минимальными допусками. Расстояние между анкерными болтами по дуге окружности должно приниматься ориентировочно в интервале от 15° до 30° в зависимости от диаметра трубы в основании и района строительства. Возможны различные типы соединений, диктуемые в основном диаметром трубы на нулевой отметке и величиной отрывающего усилия (рис.18.4). Наиболее распространенным типом соединения является симметричное относительно стенки расположение анкерных болтов, закрепляемых на опорной плите (рис.18.4*а,б*). Для опорной плиты во избежание возможного расслоения металла рекомендуется использовать листовую сталь толщиной до 40 мм. В большинстве случаев появляется необходимость приварки коротких вертикальных ребер, располагаемых вблизи анкерных болтов. Такой тип соединения (рис.18.5) применяется в случае отсутствия агрессивной среды и для диаметров труб, позволяющих организовать в нижней части вход внутрь для периодического осмотра анкерных болтов.

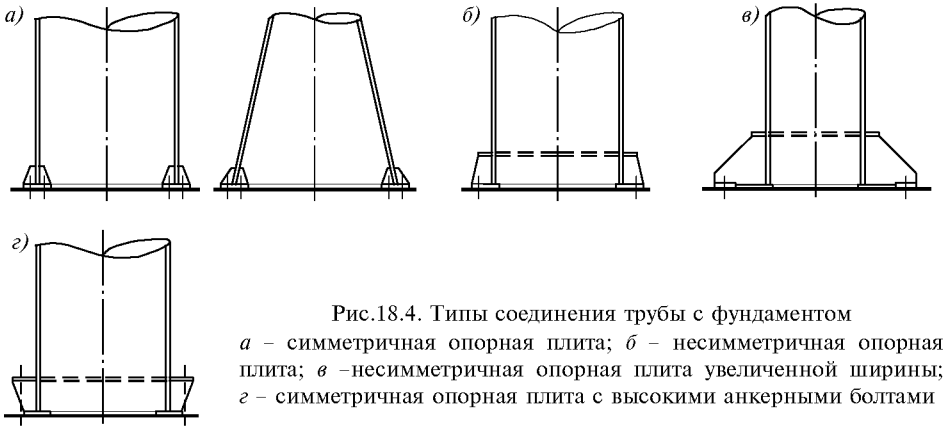


Рис.18.4. Типы соединения трубы с фундаментом
а – симметричная опорная плита; *б* – несимметричная опорная плита; *в* –несимметричная опорная плита увеличенной ширины; *г* – симметричная опорная плита с высокими анкерными болтами

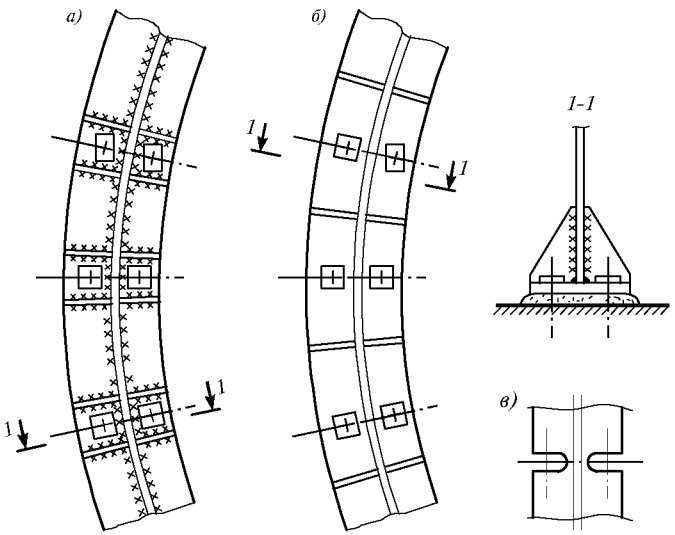


Рис.18.5. Деталь симметричной опорной плиты, усиленной вертикальными ребрами
а – попарное размещение ребер вблизи анкерных болтов; *б* – равномерное размещение одиночных ребер между анкерными болтами (сварные швы условно не показаны); *в* – вырезы в опорной плите для компенсации неточностей установки анкерных болтов

При негабаритном диаметре трубы на нулевой отметке приварка стенки трубы к опорной плите и приварка ребер выполняется на монтаже и сопровождается повышенным контролем качества сварки. Опорная плита состоит в этом случае из отдельных сегментов, свариваемых между собой, если анкерные болты располагаются несимметрично относительно стенки трубы. При симметричном расположении болтов отдельные элементы опорной плиты допускается не сваривать между собой.

При невозможности расположения анкерных болтов внутри трубы закрепление трубы к фундаменту осуществляют анкерными болтами, располагаемыми только снаружи (рис.18.6, 18.7). В связи с несимметрией анкерных болтов относительно стенки трубы в закреплении возникает дополнительный изгибающий момент. Вертикальные ребра в этом случае, кроме усиления опорной плиты, обеспечивают передачу горизонтальных составляющих от момента на наружное кольцо и опорную плиту. В узле закрепления по рис.18.4*г*, являющимся вариантом узла по рис.18.4*б*, передача осевых усилий с трубы на опорную плиту осуществляется с помощью фланговых, а не лобовых швов, что повышает надежность работы узла (рис.18.7). В этом случае анкерные болты располагаются вне контура опорной плиты и закрепляются на горизонтальном кольце с соответствующей системой вертикальных ребер.

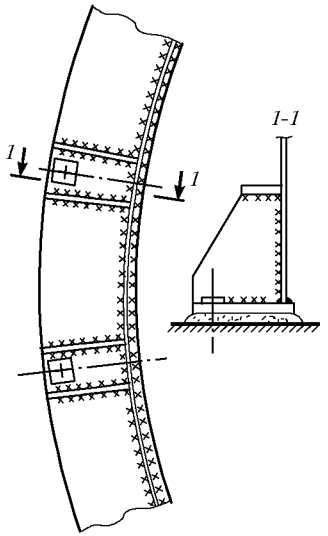


Рис.18.6. Деталь несимметричной опорной плиты, усиленной вертикальными ребрами и наружным кольцом

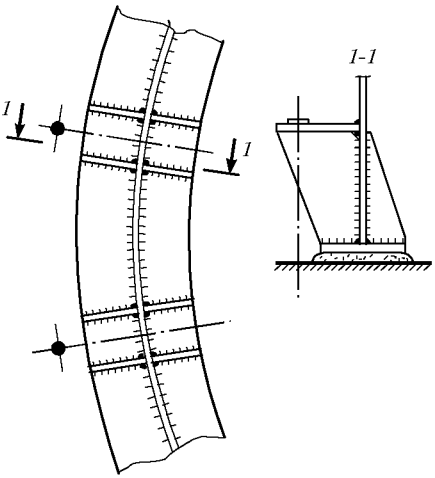


Рис.18.7. Деталь симметричной опорной плиты с высокими анкерными болтами

Для труб малого диаметра (до 2,0 м) при больших усилиях растяжения в закреплении (рис.18.4*в*, 18.7, 18.8), когда анкерные болты располагаются по радиусу, превышающему радиус трубы на величину до 500 мм, опорная плита выполняется в виде одного кольца и восприятие усилий осуществляется аналогично рис.18.7. При разнице радиусов 500 – 1200 мм опорную плиту целесообразно выполнять из двух колец разной толщины, сваренных между собой (рис.18.4*в*, 18.8), возможна также замена наружного кольца отдельными участками плиты в местах расположения анкерных болтов (рис.18.9). Восприятие изгибающего момента, как и в случае опирания по рис.18.7, обеспечивается вертикальными ребрами и горизонтальным кольцом. Вертикальные ребра выполняются сплошностенчатыми (с вырезом или без него), в некоторых случаях ребра могут заменяться подкосами из уголков, по условиям эксплуатации предпочтительнее постановка сплошностенчатых ребер.

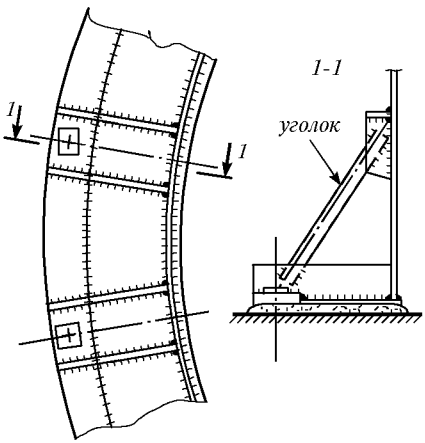


Рис.18.8. Деталь несимметричной опорной плиты, состоящей из двух колец

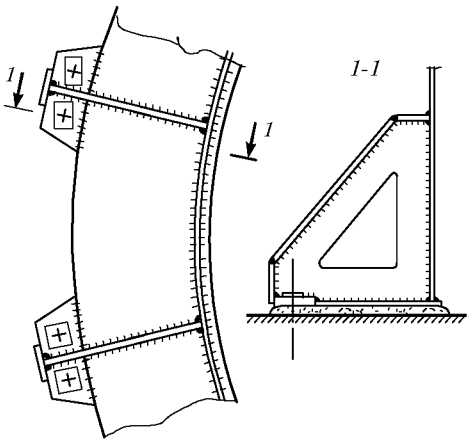


Рис.18.9. Деталь несимметричной опорной плиты с наружным кольцом, состоящим из отдельных участков

18.4. Дополнительные конструктивные мероприятия для нормальной эксплуатации труб

Свободно стоящие нефутерованные трубы относятся к высотным сооружениям, в которых наиболее вероятно возникновение резонансных колебаний. Для устранения резонанса либо изменяют параметры трубы, либо применяют специальные устройства, что более эффективно. В отдельных случаях, когда резонансные явления возникают при малых скоростях ветра, возможно проектирование трубы без гасителей колебаний на усилия, возникающие при резонансе. В последнее время наибольшее распространение получили гасители колебаний (интерцептеры), представляющие собой три спирали, приваренные к верхней трети трубы. Шаг каждой спирали равен 3–5 диаметрам верхней части трубы. Ширина полосы 1/8–1/12 верхнего диаметра трубы, толщина 2–3 мм. Для снижения трудоемкости спираль изготавливают из отдельных пластин, не стыкуемых между собой. Спираль приваривается прерывистыми швами минимальной толщины.

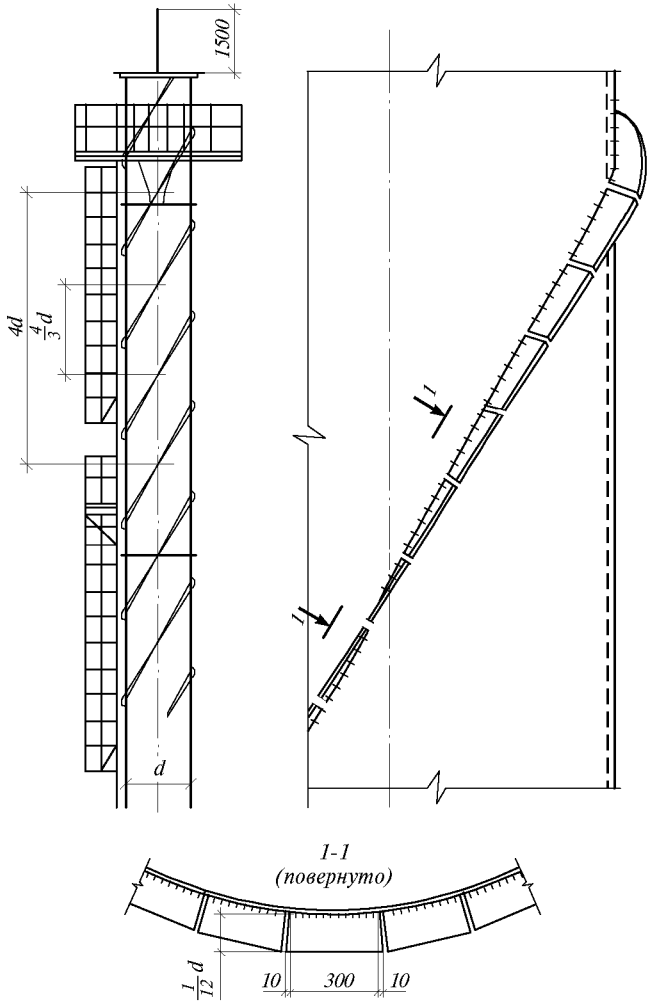


Рис.18.10. Верхняя часть трубы с интерцептером, верхней площадкой и молниеотводом

В зависимости от диаметра трубы, спираль приваривается на заводе или на монтаже (рис. 18.10).

При необходимости установки на трубе светового ограждения, в соответствии со специальными требованиями, снаружи трубы предусматривается вертикальная лестница с площадками обслуживания. При отсутствии светоограждения к трубе снаружи привариваются ходовые скобы по всей высоте трубы.

Ко всем трубам в обязательном порядке привариваются 2–3 молниеотвода, представляющие собой стержни, выступающие на 1,5 м над верхом трубы. Заземление выполняется технологической организацией.

Нижняя часть трубы нередко имеет вырезы для примыкания газоходов. В связи со значительными размерами этих вырезов стенка трубы существенно ослабляется. При диаметре газохода, не превышающем поло-

вину диаметра трубы, допускается непосредственная врезка газохода в трубу с соответствующим усилением места врезки, один из возможных вариантов которой показан на рис.18.11. Для врезки крупных газоходов целесообразно в местах примыкания переходить с цилиндрической формы газохода на прямоугольную с большим размером по высоте и соответствующим усилением, включающим дополнительно два горизонтальных кольца (выше и ниже отверстия) и вертикальные ребра. При необходимости нескольких газоходов большого диаметра примыкание их к трубе должно осуществляться в разных уровнях. В целях предотвращения опасного перегрева оболочки трубы при температуре отводимых газов более 350°С выполняется футеровка из специального огнеупорного кирпича. Футеровка опирается на горизонтальные кольца, привариваемые внутри трубы с шагом 3–4 м. Толщина колец определяется расчетом.

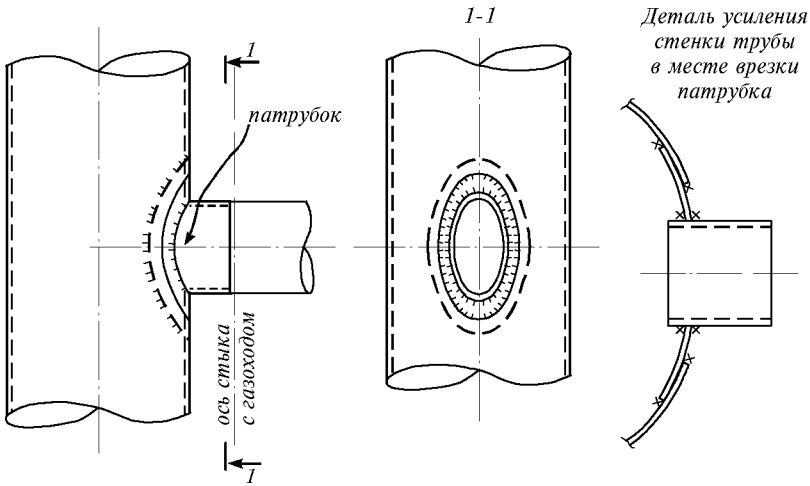


Рис.18.11. Деталь примыкания газохода к трубе

В тех случаях, когда в составе отводимых газов содержится сера и другие вредные примеси, способствующие образованию конденсата, содержащего кислоту и вызывающего усиленную коррозию металла, на наружной поверхности трубы устраивается теплоизоляция. Теплоизоляция выполняется обычно из минераловатных плит, закрепляемых на специально приваренных к трубе штырях, в качестве водоизоляционной защиты применяются листы алюминия либо оцинкованной стали. Интерцепторы усложняют закрепление теплоизоляции, приводя к более сложным решениям.

18.5. Указания по расчету

При проектировании свободно стоящих труб следует выполнять как статический, так и динамический расчеты. Расчеты, как правило, производятся на ЭВМ. Для нефутерованных труб в зависимости от полученной величины периода собственных колебаний устанавливается возможность попадания ее в резонанс. Наиболее вероятной зоной попадания трубы в ветровой резонанс является скорость ветра от 5 до 25 м/сек. Этот интервал скоростей ветра установлен на основании опыта эксплуатации труб и экспериментальных исследований. При попадании трубы в резонанс и установке в связи с этим интерцепторов необходимо определять ветровую нагрузку на этом участке трубы с учетом увеличения диаметра трубы на две ширины интерцептера и с применением аэродинамического коэффициента $c = 1{,}1$.

Для диаметров трубы более 2–2,5 м следует, дополнительно к меридианальным, принимать во внимание кольцевые напряжения в оболочке от ветровой нагрузки.

В свободно стоящих трубах наиболее ответственными являются горизонтальные сварные швы. В связи с этим следует выполнять расчет горизонтальных швов на выносливость в соответствии со СНиП II-23-81*, принимая при расчете количество циклов равным 2 млн.

Соединение цилиндрической и конической оболочек, а также соединение трубы с опорным кольцом рассчитываются с учетом возникновения краевого эффекта.

Горизонтальные кольца для опирания футеровки рассчитываются на вертикальную равномерно распределенную нагрузку как пластины с отверстием, шарнирно опертые на стенку трубы (рис.18.12). Кольца привариваются к стенке трубы минимальными швами, воспринимающими только вертикальную нагрузку.

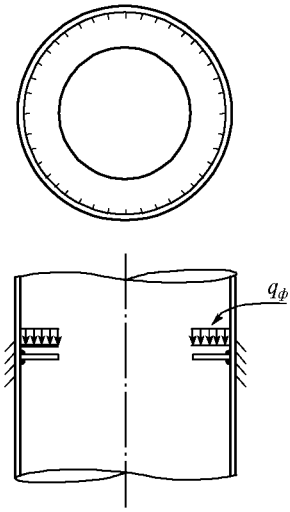


Рис.18.12. Расчетная схема внутреннего кольца для опирания футеровки; $q_ф$ – масса футеровки на погонный метр кольца

ОГЛАВЛЕНИЕ

Раздел I. Конструкции каркасов зданий

Глава 1. Унификация, типизация и стандартизация
(кандидаты техн.наук *Б.Г.Павлов*, *В.Ф.Беляев*, инженер *Л.К.Шувалов*) 3
1.1. Общие положения 3
1.2. Унификация 3
1.2.1. Единая модульная система 4
1.2.2. Унификация пролетов, высот и шагов 4
1.2.3. Привязка колонн и стен одноэтажных зданий к модульным разбивочным осям 4
1.2.4. Привязка колонн и стен к модульным разбивочным осям при перепадах высот 6
1.2.5. Привязка колонн и стен многоэтажных зданий к модульным разбивочным осям 8
1.2.6. Уклоны кровли 10
1.2.7. Габаритные схемы 10
1.3. Типизация 10
1.3.1. Типизация элементов конструкций 11
1.3.2. Номенклатура типовых стальных конструкций 13
1.3.3. Применение типовых конструкций при проектировании 13
1.4. Стандартизация 14
Список литературы 15

Глава 2. Каркасы одноэтажных производственных зданий
(инженер *А.И.Гродзенский*) 16
2.1. Классификация каркасов 16
2.2. Рекомендации по выбору конструктивной и расчетной схем 23
2.3. Предварительное определение габаритов и жесткостей стержней рамы 25
2.4. Нагрузки, осадки фундаментов 26
2.5. Учет температурных воздействий 27
2.6. Расчет рам 28
2.7. Горизонтальные деформации колонн 35
2.8. Продольные конструкции каркаса 36
2.9. Учет пространственной работы каркаса 39

Глава 3. Каркасы многоэтажных зданий (кандидат техн.наук *П.И.Троицкий*) 41
3.1. Классификация многоэтажных производственных зданий 41
3.2. Конструктивные формы каркасов 43
3.3. Нагрузки 48
Литература 50

Глава 4. Колонны одноэтажных зданий (д-р техн.наук *В.В.Горев*) 51
4.1. Классификация колонн 51
4.2. Расчет и конструирование стержня колонны 52
4.2.1. Общие положения 52
4.2.2. Определение расчетных усилий 53
4.2.3. Определение расчетных длин 54
4.2.4. Компоновка сечений и расчет сплошных колонн 57
4.2.5. Компоновка сечений и расчет сквозных колонн 60
4.3. Расчет и конструирование элементов и узлов колонн 64
4.3.1. Оголовки колонн 64
4.3.2. Проем в стенке колонны для прохода 67
4.3.3. Подкрановые консоли 68

4.3.4. Подкрановые траверсы ... 69
4.3.5. Базы колонн ... 71
4.3.6. Анкерные болты ... 78
4.3.7. Стыки колонн ... 80
4.4. Типовые колонны ... 80
Список литературы ... 81

Глава 5. Колонны многоэтажных зданий (кандидат техн.наук *П.Н.Троицкий*) ... 82
5.1. Конструирование стержня колонны ... 82
5.2. Рамные узлы крепления балок к колоннам ... 83
Список литературы ... 85

Глава 6. Подкрановые конструкции (кандидат техн.наук *В.А.Шевченко*, инженеры *В.И.Ощепков*, *М.Б.Трапер*) ... 86
6.1. Общие положения ... 86
6.2. Нагрузки и расчетные усилия ... 94
6.3. Расчет и конструирование подкрановых балок ... 105
6.4. Расчет и конструирование подкрановых ферм ... 126
6.5. Опирание подкрановых балок и ферм на колонны ... 128
6.6. Расход стали на подкрановые конструкции ... 133
6.7. Тормозные конструкции. Связи ... 134
6.8. Крановые рельсы, крепления, стыки, упоры ... 143
6.9. Особенности подкрановых путей консольных кранов ... 148
6.10. Пути подвесного подъемно-транспортного оборудования ... 149
6.11. Типовые подкрановые конструкции ... 149

Глава 7. Покрытия (кандидат техн.наук *В.Ф.Беляев*, инженер *Л.К.Шувалов*) ... 150
7.1. Общие положения ... 150
7.2. Нагрузки ... 151
7.3. Расчетные предпосылки ... 151
7.4. Конструктивная форма стропильных ферм ... 153
7.5. Типы сечений элементов стропильных ферм. Рекомендуемые области применения ... 154
7.6. Расчет стропильных ферм ... 158
7.7. Связи покрытия ... 160
7.8. Фонари ... 162
7.9. Особенности покрытий для конвейерной сборки и крупноблочного монтажа ... 163
7.10. Практические примеры расчета ... 170
7.10.1. Пример расчета стропильной фермы с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из замкнутых гнутосварных профилей ... 170
7.10.2. Пример расчета стропильной фермы из замкнутых гнутосварных профилей ... 175
7.10.3. Пример расчета диафрагм жесткости из профилированного настила в покрытии одноэтажного здания ... 183

Глава 8. Фахверк (инженер *В.М.Орлик*) ... 186
8.1. Общие положения ... 186
8.2. Стойки фахверка ... 186
8.3. Ригели фахверка ... 189
8.4. Расчет элементов фахверка ... 193
Список литературы ... 194

Глава 9. Перекрытия (кандидат техн.наук *В.Ф.Беляев*, инженер *Л.К.Шувалов*) ... 195
Литература ... 197

Глава 10. Переходные площадки, лестницы, стремянки и ограждения (инженер *В.П.Савельев*) ... 198
10.1. Общие положения. Нагрузки ... 198
10.2. Типовые конструкции ... 198

Глава 11. Легкие металлические конструкции одноэтажных зданий
(д-ра техн.наук *А.М.Чистяков*, *В.И.Трофимов*, *Ф.Ф.Тамплон*, кандидаты техн.наук *Ю.Н.Симаков*, *П.Г.Еремеев*, *Э.Л.Айрумян*, *Ю.С.Максимов*, *А.М.Ларионов*, инженеры *Г.Н.Беккер*, *А.В.Рожков*) 202
11.1. Общие положения 202
11.2. Область применения 203
11.3. Здания многоцелевого назначения 205
11.3.1. Здания из конструкций типа «Молодечно» 205
11.3.1.1. Покрытие 206
11.3.1.2. Колонны и вертикальные связи 208
11.3.1.3. Подкрановые балки 208
11.3.1.4. Стойки фахверка 208
11.3.2. Здания из конструкций типа «Канск» 210
11.3.3. Здания из конструкций типа «Кисловодск» 213
11.3.4. Здания из конструкций типа «Орск» 214
11.3.5. Здания с пространственным решетчатым покрытием из прокатных профилей типа «Москва» 216
11.3.6. Покрытия с применением стропильных и подстропильных ферм из прокатных профилей типа «Житомир» 219
11.3.7. Здания и покрытия из конструкций типа «Алма-Ата» 223
11.3.7.1. Здания из конструкций типа «Алма-Ата» 223
11.3.7.2. Покрытия со стропильными балками системы «Алма-Ата» 225
11.3.8. Здания из арочных конструкций с применением гнутых профилей 228
11.3.9. Здания из конструкций типа «Тагил» 235
11.3.10. Инвентарные здания из складывающихся секций 236
11.3.11. Арочные щитовые здания 238
11.3.12. Здания с рамными конструкциями из двутавров переменной жесткости 239
11.4. Мембранные металлические конструкции покрытий 242
Список литературы 246

Глава 12. Стальные конструкции покрытий больших пролетов
(инженер *А.И.Петраков*, д-р техн.наук *В.А.Савельев*, кандидат техн.наук *И.Л.Ружанский*) 248
12.1. Балочные покрытия 249
12.1.1. Характеристика 249
12.1.2. Схемы 249
12.1.3. Компоновка 250
12.1.4. Конструктивные решения и расчет 252
12.2. Рамные покрытия 255
12.2.1. Характеристика 255
12.2.2. Расчет 256
12.2.3. Конструктивные решения 256
12.3. Арочные покрытия 259
12.3.1. Характеристика 259
12.3.2. Расчет арок 260
12.3.3. Конструктивные решения 263
12.4. Пространственные стержневые системы 264
12.4.1. Стержневые плиты 266
12.4.2. Цилиндрические сетчатые оболочки 269
12.4.3. Сетчатые оболочки двоякой кривизны 269
12.4.3.1. Конструктивные схемы 270
12.4.3.2. Узлы и детали 276
12.4.3.3. Особенности изготовления и монтажа 279
12.4.3.4. Методы расчета 280
12.5. Конструкции покрытий висячего типа 285
12.5.1. Общие положения. Классификация 285
12.5.2. Тенденции развития и примеры решений 286

12.5.3. Нагрузки и воздействия ... 294
12.5.3.1. Снеговая нагрузка ... 294
12.5.3.2. Ветровая нагрузка ... 297
12.5.3.3. Сейсмические воздействия ... 299
12.5.4. Принципы расчета висячих систем ... 304
12.5.5. Материалы и конструкция узлов и деталей гибких элементов ... 306
12.5.5.1. Стальные канаты, пучки из высокопрочной проволоки, арматурные стержни ... 306
12.5.5.2. Полосовая и рулонная сталь. Мембранные покрытия ... 309
12.5.5.3. Опорные контуры ... 312
Список литературы ... 313

Раздел II. Листовые конструкции

Глава 13. Конструкции комплексов доменный печей и газоочисток (кандидаты техн.наук *В.Я.Миллер*, *Г.П.Кандаков*, *А.Е.Любин*, *И.Б.Тарасов*) ... 314
13.1. Общие сведения ... 314
13.2. Конструктивные решения ... 317
13.2.1. Доменная печь ... 317
13.2.2. Блок воздухонагревателей ... 338
13.2.3. Пылеуловители с нисходящими газоотводами ... 344
13.2.4. Подъемники материалов на колошник ... 346
13.2.5. Лифты ... 349
13.2.6. Газоочистка ... 352
13.3. Материалы конструкций ... 354
13.4. Расчет конструкций комплекса доменных печей ... 355
13.4.1. Основные положения ... 355
13.4.2. Нагрузки и воздействия ... 356
13.4.3. Нормативные коэффициенты и предельные деформации ... 362
13.4.4. Расчет копра доменной печи ... 365
13.4.5. Расчет днища доменной печи ... 367
13.5. Расчет футерованных конструкций ... 370
13.5.1. Общие положения ... 371
13.5.2. Расчет доменных печей ... 371
13.5.3. Расчет лещади ... 379
13.5.4. Расчет воздухонагревателей ... 383
13.5.5. Расчет воздухопроводов горячего дутья ... 387
Список литературы ... 392

Глава 14. Газгольдеры (кандидат техн.наук *М.И.Лукиенко*, инженер *В.А.Максимец*) ... 393
14.1. Общие положения ... 393
14.2. Газгольдеры высокого давления ... 393
14.2.1. Шаровые газгольдеры ... 394
14.2.2. Цилиндрические газгольдеры ... 395
14.3. Газгольдеры переменного объема ... 395
14.3.1. Мокрые газгольдеры с вертикальными направляющими ... 396
14.3.2. Сухие газгольдеры с гибкой секцией ... 405
Список литературы ... 406

Глава 15. Резервуары (кандидат техн.наук *М.К.Сафарян*, инженер *В.А.Максимец*) ... 407
15.1. Общие сведения ... 407
15.1.1. Стали для несущих элементов резервуаров ... 407
15.2. Конструкция вертикальных цилиндрических резервуаров ... 408
15.2.1. Конструкция резервуаров со стационарной крышей ... 408
15.2.2. Конструкция резервуаров с понтоном ... 408
15.2.3. Конструкция резервуаров с плавающей крышей ... 410
15.3. Расчет вертикальных цилиндрических резервуаров ... 411
15.3.1. Общие указания ... 411
15.3.2. Расчет стенки резервуаров на прочность ... 411
15.3.3. Расчет стенки резервуаров на устойчивость ... 412
15.3.4. Расчет сопряжения стенки резервуаров с днищем ... 413

15.4. Расчет стационарных крыш резервуаров ... 415
15.4.1. Расчет конической щитовой крыши ... 415
15.4.2. Расчет сферического щитового покрытия с радиальными ребрами жесткости ... 416
15.4.3. Расчет сферического щитового ребристо-кольцевого покрытия ... 418
15.5. Особенности конструкции и расчет изотермических резервуаров ... 418
15.6. Конструкция и расчет горизонтальных цилиндрических резервуаров ... 418
15.6.1. Конструкция горизонтальных цилиндрических резервуаров ... 420
15.6.2. Расчет надземных резервуаров на прочность и устойчивость при воздействии избыточного давления и вакуума ... 421
15.6.3. Расчет надземных горизонтальных цилиндрических двухопорных резервуаров на изгиб при воздействии поперечных неосесимметричных нагрузок ... 424
15.6.4. Расчет опорных колец жесткости и диафрагм горизонтальных цилиндрических резервуаров ... 426
15.6.5. Расчет подземных горизонтальных цилиндрических резервуаров ... 430
15.7. Конструкция и расчет сферических резервуаров ... 433
Список литературы ... 434

Глава 16. Бункера и силосы (кандидаты техн.наук *Ю.С.Плишкин*, *Б.И.Любаров*) ... 435
16.1. Общие положения ... 435
16.1.1. Основные определения ... 435
16.1.2. Нагрузки ... 436
16.1.3. Материалы и соединения ... 439
16.2. Конструктивные решения ... 440
16.2.1. Пирамидально-призматические бункера ... 440
16.2.2. Лотково-призматические бункера ... 442
16.2.3. Гибкие (параболические) бункера ... 442
16.2.4. Конусно-цилиндрические бункера и круглые силосы ... 443
16.3. Расчет конструкций ... 444
16.3.1. Плоская стенка ... 444
16.3.2. Ребра ... 445
16.3.3. Бункерные балки ... 446
16.3.4. Гибкие стенки ... 447
16.3.5. Цилиндрические и конические стенки ... 447
Список литературы ... 449

Глава 17. Надземные трубопроводы (кандидат техн.наук *А.Е.Любин*) ... 450
17.1. Общие сведения ... 450
17.1.1. Основные положения ... 450
17.1.2. Компоновка трубопроводных систем ... 451
17.1.3. Материалы конструкций ... 459
17.2. Конструктивные решения ... 460
17.2.1. Трубопроводы ... 460
17.2.2. Технологическое оборудование ... 461
17.2.3. Опоры основных трубопроводов ... 464
17.2.4. Опоры сопутствующих трубопроводов ... 465
17.2.5. Опорные части и опорные узлы ... 466
17.2.6. Компенсирующие устройства ... 468
17.3. Расчет ... 470
17.3.1. Основные положения и нагрузки ... 470
17.3.2. Рекомендации по расчету ... 473
17.3.3. Расчет опорных ребер ... 475
17.3.4. Расчет дисковых компенсаторов ... 476
17.3.5. Расчет трубопроводных систем на самокомпенсацию ... 487
17.3.6. Расчетные схемы опор ... 487
17.3.7. Определение нагрузок на опоры ... 489
Список литературы ... 490

Глава 18. Дымовые трубы
(инженеры *М.Б.Солодарь*, *М.А.Трофимов*, кандидат техн.наук *Э.С.Александровская*) 491
18.1. Общие сведения 491
18.2. Схемы дымовых труб 491
18.3. Основные конструктивные решения 492
18.4. Дополнительные конструктивные мероприятия для нормальной эксплуатации труб 496
18.5. Указания по расчету 497