МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ

И.А. Сазыкин

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Утверждено
редакционно-издательским советом РОАТ
в качестве учебного пособия

РОАТ
Москва — 2009

УДК 624.012.45 (075)
ББК 38.6
С20

Сазыкин И.А. Металлические конструкции. Примеры расчета элементов конструкций одноэтажных производственных зданий: Уч.пос. – М.: МИИТ, 2009. — 172 с.

Содержит сведения о стали как материале, основы расчета по методу предельных состояний, примеры расчета элементов балочной клетки, статического и конструктивного расчета несущих конструкций каркаса одноэтажного производственного здания.

Предназначено для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» (ПГС) при изучении дисциплины и курсовом проектировании.

Рецензенты: д-р техн. наук, проф. Хабобулин К.И. (НИЦ «Здания»),
канд. техн. наук, проф. Кузьмин Л.Ю (МИИТ).

ISBN 978-5-7473-0461-1

© **Московский государственный университет путей сообщения, 2009**

ВВЕДЕНИЕ

Настоящим учебным пособием преследуется учебно-методическая цель – помочь студенту освоить основы методов проектирования металлических строительных конструкций. Пособие включает примеры расчета и конструирования широко используемых видов металлических конструкций – балок, колонн, ферм, примеры конструктивных решений несущих конструкций каркаса производственных зданий, конструктивных решений конструкций с элементами из широкополочных двутавров, тавров и гнутосварных профилей, в том числе легких металлических конструкций комплектной поставки.

В курсовом проектировании по дисциплине «Металлические конструкции включая сварку» студент выполняет статические и конструктивные расчеты строительных конструкций балочной клетки (курсовой проект №1) и рамы производственного здания (курсовой проект №2). В связи с этим расчетам и конструированию элементов балочной клетки и стального каркаса цеха отведено в пособии особое место. Ряд примеров расчета может быть использован в дипломном проектировании.

1. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О СТРОИТЕЛЬНОЙ СТАЛИ

Благодаря значительной несущей способности и плотности металла, высокой степени индустриального изготовления и монтажа, возможности сборки и разборки элементов, надежности соединений, а также сравнительно малого веса металлические конструкции обеспечивают скоростной монтаж зданий и сооружений, их надежность при эксплуатации. Основной недостаток – подверженность коррозии – устраняют окраской, покрытием смолами или полимерными материалами, оцинковкой и другими методами защиты.

Нормативные требования к выполнению расчетов и конструированию изложены в СНиП II–23–81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования.

При проектировании стальных конструкций следует:

- выбирать оптимальные в технико-экономическом отношении схемы сооружений и сечения элементов;
- применять экономичные профили проката и эффективные стали;
- применять для зданий и сооружений, как правило, унифицированные типовые или стандартные конструкции;
- применять прогрессивные конструкции (пространственные системы из стандартных элементов; конструкции, совмещающие несущие и ограждающие функции; предварительно напряженные, вантовые, тонколистовые и комбинированные конструкции из разных сталей);
- предусматривать технологичность изготовления и монтажа конструкций;
- применять конструкции, обеспечивающие наименьшую трудоемкость их изготовления, транспортировки и монтажа;
- предусматривать, как правило, поточное изготовление конструкций и их конвейерный или крупноблочный монтаж;
- предусматривать применение заводских соединений прогрессивных типов (автоматической и полуавтоматической сварки, соединений фланцевых, с фрезерованными торцами, на болтах, в том числе высокопрочных и др.);
- предусматривать, как правило, монтажные соединения на болтах, в том числе на высокопрочных; сварные монтажные соединения допускаются при соответствующем обосновании;
- выполнять требования государственных стандартов на конструкции соответствующего вида.

Все конструкции должны быть доступны для наблюдения, очистки, окраски, а также не должны задерживать влагу и затруднять проветривание. Замкнутые профили должны быть герметизированы.

При проектировании зданий и сооружений необходимо принимать конструктивные схемы, обеспечивающие прочность,

устойчивость и пространственную неизменяемость зданий и сооружений в целом, а также их отдельных элементов при транспортировании, монтаже и эксплуатации. Расчетные схемы и основные предпосылки расчета должны отражать действительные условия работы металлических конструкций.

Расчет конструкций следует, как правило, выполнять с учетом неупругих деформаций стали. Элементы стальных конструкций должны иметь минимальные сечения, удовлетворяющие требованиям норм с учетом сортамента на прокат и трубы. В составных сечениях, устанавливаемых расчетом, недонапряжение не должно превышать 5%.

Для строительных конструкций применяют малоуглеродистые стали, обладающие достаточной прочностью и пластичностью, хорошей свариваемостью, прочностью при динамических воздействиях, стойкостью при низких отрицательных температурах. По прочности стали разделяют на три группы:

- обычной прочности с пределом текучести до 270 МПа и временным сопротивлением разрыву до 390 МПа;
- повышенной прочности (низколегированные) с пределом текучести с 305 до 390 МПа и временным сопротивлением разрыву до 540 МПа;
- высокой прочности (низколегированные и термически упроченные) с пределом текучести 410 и более МПа и временным сопротивлением разрыву 570 и более МПа.

Стали обычной прочности пластичны: протяженность площадки текучести составляет 2,5% и больше, соотношение предела текучести к временному сопротивлению разрыва больше 0,6 – 0,7. Хорошая свариваемость обеспечивается низким содержанием углерода (не более 0,22%). Коррозионная стойкость — средняя, поэтому конструкции следует защищать с помощью лакокрасочных и других покрытий. Потребление этих сталей составляет свыше 50% от общего объема. Недостатком сталей обычной прочности является склонность к хрупкому разрушению при низких температурах, поэтому их применение в конструкциях, эксплуатирующихся при низких отрицательных температурах, ограничено.

Стали повышенной прочности получают введением при выплавке легирующих добавок, в основном марганца и кремния. Пластичность при этом снижается и протяженность площадки текучести уменьшается до 1 – 1,5%. За счет более высоких прочностных свойств применение этих сталей приводит к экономии металла до 20 – 25%, а повышенное сопротивление хрупкому разрушению позволяет использовать их в северных районах.

Прокат из стали высокой прочности получают путем легирования и термической обработки. Эти стали могут не иметь площадки текучести, их пластичность снижается до 14% и ниже. Отношение предела текучести к временному сопротивлению разрыву увеличивается до 0,8 – 0,9, что не позволяет учитывать при расчете сталей высокой прочности пластические деформации.

Основным стандартом, регламентирующим характеристики сталей для строительных металлических конструкций, является ГОСТ 27772-88. Согласно ГОСТу, фасонный прокат изготавливают из сталей С235, С245, С255, С275, С285, С345, С345к, С375, для листового и универсального проката, гнутых профилей используются также стали С390, С390к, С440 и С590к (буква С в наименовании означает сталь строительную, цифра показывает значение предела текучести в МПа, буква к – вариант химического состава). Указанные в стандартах на поставку металла значения предела текучести имеют обеспеченность не ниже 0,95.

Согласно СНиП II-23-81* для стальных строительных конструкций зданий и сооружений марки стали в соответствии с их качеством принимают в зависимости от степени ответственности конструкций, а также от условий их эксплуатации. Таких групп четыре. Для каждой группы конструкций в табл.50 СНиП II-23-81* определен набор марок стали разного уровня прочности, толщины проката и других показателей.

Металлургическая промышленность выпускает металлопрокат в виде двутавров, тавров, швеллеров, зетовых, С-образных и корытных профилей, уголков равнополочных и неравнополочных, труб круглых, квадратных и прямоугольных, листовой,

широкополосной универсальной и полосового проката, стальных канатов и др.

Строительные стальные конструкции, как правило, изготавливают на специализированных заводах из готовых профилей. При проектировании конструкций следует компоновать каждый элемент конструкции и весь объект в целом из минимально необходимого числа различных профилей. Применяемые в одном отправочном элементе уголки, тавры, полосы одного номинального размера, но разной толщины должны иметь разность в толщинах одноименных профилей не менее 2 мм. Не допускается применять в одном отправочном элементе одинаковые профили из стали разных марок. На допускается применение на одном объекте профилированных листов одной номинальной высоты но разной толщины.

В приложении приведены выборки из сортаментов двутавров, швеллеров, листовой стали, необходимые для выполнения расчетов данные.

2. РАСЧЕТ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Под предельными подразумевают такие состояния, при достижении которых конструкции или соединения не удовлетворяют требованиям, предъявляемым к ним в процессе эксплуатации или возведения.

Предельные состояния разделяют на две группы:

- по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации (ввиду потери прочности, устойчивости; вязкого, хрупкого, усталостного или иного характера разрушений, резонансных явлений; возникновения текучести материала, ползучести, потери устойчивости формы, положения; превращения системы в кинематически подвижную и т.д.);
- непригодности к нормальной эксплуатации, вследствие появления недопустимых перемещений (прогибов, осадок, углов поворота), колебаний, трещин и т.д.

Расчет конструкции должен гарантировать не наступление предельного состояния. Он состоит в определении в конструкции усилий от действующих нагрузок и назначении необходимых размеров поперечных сечений элементов, соединительных деталей и стыковых соединений, которые обеспечивают удовлетворение расчетным условиям указанных двух групп предельных состояний.

При расчете по первой группе предельных состояний должно удовлетворяться условие: $N \le \Phi = f(R, S)$ или в развернутом виде:

$$\sum N^n \gamma_f \psi_c \le R_{yn} S_n \gamma_c / \gamma_m \gamma_n.$$

где N – расчетная нагрузка, определяемая суммированием при наиболее неблагоприятном сочетании нормативных нагрузок N^n, умноженных на соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке γ_f, а при учете нескольких временных нагрузок учитывают также коэффициент сочетаний ψ_c, меньший или равный единице;

Φ – фактическая (минимально возможная) расчетная несущая способность элемента, характеризуемая расчетным сопротивлением материала R и геометрическими размерами сечения S. Расчетное сопротивление металла R_y (расчетное сопротивление по пределу текучести), вводимое в расчетные формулы, получают делением нормативного сопротивления R_{yn} на коэффициент надежности по материалу γ_m, а в некоторых случаях учитывают также коэффициент условий работы конструкции γ_c и коэффициент надежности по назначению γ_n, принимаемый согласно нормативов в зависимости от степени ответственности зданий и сооружений.

Для второй группы предельных состояний, связанных, как правило, с перемещениями, должно быть удовлетворено условие:

$$f \le [f],$$

где f — перемещение конструкции (функция нагрузок);

$[f]$ — предельное перемещение, допустимое по условиям эксплуатации.

Расчет по второй группе предельных состояний выполняют на нагрузки, возникающие при нормальной эксплуатации, без учета экстремальных ситуаций (по нормативным нагрузкам).

Работа конструкций и переход их в предельное состояние зависят от нагрузок, свойств материала и условий работы. Рассмотрим учет этих факторов при расчете конструкции по предельным состояниям более подробно.

3. НАГРУЗКИ И МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СТАЛИ

Сложность назначения этих величин состоит в том, что для нагрузки нужно получить наибольшее возможное ее значение за период эксплуатации сооружения, а для материала – наименьшую прочностную характеристику стали данной марки, которая может в период эксплуатации возникнуть в конструкции. Такие задачи решают опираясь на теорию вероятностей и математическую статистику.

В процессе эксплуатации на конструкции воздействуют различные нагрузки. По своей природе нагрузки подразделяют на:

- нагрузки от собственного веса конструкций;
- технологические нагрузки (крановые, вес оборудования, складируемых материалов, людей и т.д.);
- атмосферные нагрузки (снег, ветер, гололед);
- температурные воздействия;
- монтажные нагрузки;
- сейсмические и взрывные воздействия и т.д.

В зависимости от продолжительности действия нагрузки делят на **постоянные и временные**. Временные нагрузки в свою очередь подразделяют на *длительные, кратковременные и особые*.

Постоянными нагрузками называют нагрузки, которые действуют на конструкцию непрерывно: собственный вес кон-

струкций, давление грунта, воздействие предварительного напряжения конструкции и т.п.

Длительными называют такие нагрузки, которые действуют на конструкцию продолжительное время: вес технологического оборудования, вес складируемых грузов, давление жидкостей и газов в резервуарах и другие.

Кратковременные нагрузки действуют непродолжительное время: снег, ветер, подвижные краны, нагрузки при транспортировке, монтаже, испытаниях конструкций, температурные и другие воздействия.

Особые нагрузки – сейсмические воздействия, резкие просадки грунтов, ударные и аварийные нагрузки.

В соответствии с нормами (СНиП II 23-81*) в расчетах стальных конструкций установлены два значения нагрузок: **нормативные и расчетные**. Нагрузки, отвечающие требованиям нормальной эксплуатации, называют *нормативными*. Их величину устанавливают в нормах проектирования (СНиП 2.01.07-85*), в необходимых случаях оговаривают в техническом задании.

Возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений как вследствие естественной изменчивости нагрузок, так и отступлений от условий нормальной эксплуатации учитывают коэффициентом надежности по нагрузке γ_f. Умножая нормативные значения нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке получают **расчетные** нагрузки.

Расчетные нагрузки – наибольшие нагрузки и воздействия за весь период эксплуатации сооружения и имеют высокую обеспеченность (для большинства расчетных нагрузок обеспеченность близка или более 0,99).

На здание и сооружение действует несколько нагрузок. При расчете конструкций необходимо определить наиболее неблагоприятное их сочетание, позволяющее получить в каждом элементе максимальное усилие из возможных.

Вероятность одновременного воздействия на сооружение, например, на здание всех возможных расчетных нагрузок очень мала, и если проектировать здание на такую комбинацию нагрузок, то строительные конструкции будут иметь излишние

запасы несущей способности. Поэтому в нормах на проектирование (СНиП 2.01.07-85*) установлены две категории расчетных сочетаний нагрузок: **основные сочетания**, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, и **особые сочетания**, включающие кроме постоянных, длительных и кратковременных нагрузок одну из особых.

При проектировании определяют максимальное значение каждой нагрузки отдельно, затем рассматривают наиболее неблагоприятные сочетания усилий. При учете сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок или соответствующих им усилий следует умножать на коэффициенты сочетаний, равные в основных сочетаниях для длительных нагрузок $\Psi = 0{,}95$; для кратковременных $\Psi = 0{,}9$. В особых сочетаниях для длительных нагрузок $\Psi = 0{,}95$; для кратковременных $\Psi = 0{,}8$. В этом случае особую нагрузку следует принимать без снижения.

При учете основных сочетаний, включающих постоянные нагрузки и одну временную нагрузку, коэффициент сочетаний вводить не следует.

Методика расчета нагрузок и рассмотрение их сочетаний показаны далее в примере расчета рамы стального каркаса и других примерах.

За предельное состояние материала для сталей принимают значения предела текучести и временного сопротивления разрыву, соответствующие минимальным браковочным характеристикам, предусмотренным государственными стандартами и техническими условиями. Эти значения называют соответственно *нормативным сопротивлением по пределу текучести* R_{yn} и *нормативным сопротивлением по временному сопротивлению* R_{un}. Основной расчетной характеристикой является *расчетное сопротивление*, определяемое делением нормативного сопротивления на коэффициент надежности по материалу γ_m:

$$R_y = R_{yn} / \gamma_m ; \; R_u = R_u / \gamma_m .$$

Значения расчетных сопротивлений строительных сталей С235 и С245 приведены в прил.1, табл.10.

Расчетное сопротивление на срез $R_S = 0{,}58R_y$, при смятии торцевой поверхности $R_p = R_u$.

4. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

4.1. Расчет элементов несущих металлических конструкций

Для расчета элементов металлических конструкций по первой группе предельных состояний применяют следующие формулы:

на прочность при центральном растяжении или сжатии:

$$\frac{N}{A_n} \le R_y\gamma_c, \quad \text{откуда} \quad A_n \ge \frac{N}{R_y\gamma_c} \tag{1}$$

на устойчивость центрально-сжатых элементов:

$$\frac{N}{\varphi A} \le R_y\gamma_c, \text{ откуда} \quad A = \frac{N}{\varphi R_y\gamma_c}, \tag{2}$$

где A — площадь сечения;

A_n — площадь ослабленного сечения (с учетом отверстий для болтов или других возможных снижающих площадь конструктивных решений);

φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости элемента λ и R_y. Значения коэффициента продольного изгиба приведены в прил.1, табл. 5.

на прочность при изгибе в одной из главных плоскостей:

$$\frac{M}{W_{n\min}} \le R_y\gamma_c, \quad \text{откуда} \quad W_n \ge \frac{M}{R_y\gamma_c}, \tag{3}$$

$$Q\,S/J\,t \le R_s\gamma_c \tag{4}$$

на прочность изгибаемых элементов при изгибе в двух главных плоскостях:

$$M_x / W_{nx\min} + M_y / W_{ny\min} \le R_y \gamma_c . \qquad (5)$$

В формулах 3, 4, 5:

M, M_x, M_y, Q, W_n, $W_{nx\min}$, $W_{ny\min}$ — абсолютные значения изгибающих моментов, поперечной силы и минимальные моменты сопротивления ослабленного сечения;

S, J, t – статический момент, момент инерции и толщина сечения элемента.

Расчет на прочность разрезных балок сплошного сечения из стали с пределом текучести до 530 МПа, несущих статическую нагрузку и закрепленных от потери общей устойчивости, выполняют с учетом развития пластических деформаций (по пластическому моменту сопротивления $W_{пл} = c_1 W_n$). Тогда при изгибе в одной из главных плоскостей формула (3) примет вид:

$$M / c_1 W_{n\min} \le R_y \gamma_c . \qquad (6)$$

Коэффициент c_1 для двутавров принимают равным 1,1. Значение c_1 уточняется после назначения размеров двутаврового сечения (прил.1, табл. 6).

Расчет на прочность сжатых внецентренно и сжато- изгибаемых, внецентренно-растянутых и растянуто-изгибаемых элементов следует выполнять по формуле

$$N/A_n \pm M_x/W_n \pm M_s/W_{xn} \le R_y \gamma_c . \qquad (7)$$

Расчет на устойчивость внецентренно- сжатых и сжато- изгибаемых элементов постоянного сечения в плоскости действия момента выполняют по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e A} \le R_y \gamma_c . \qquad (8)$$

Коэффициент φ_e для сплошностенчатых стержней определяют по таблице 74 СНиП II-23-81* в зависимости от условной гибкости $\overline{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y / E}$ и приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} = \eta m$, где η — коэффициент влияния формы сечения (табл. 73 СНиП II-23-81*), $m = eA/W$ – относительный эксцентриситет (здесь e – эксцентриситет; W – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна, E – модуль упругости).

Расчет на устойчивость не требуется для сплошностенчатых стержней при $m_{ef} > 20$ и для сквозных стержней при $m > 20$.

Устойчивость внецентренно сжатых элементов постоянного сечения из плоскости действия момента (при $J_x > J_y$) проверяют по формуле

$$(N / c\varphi_y A) \le R_y \gamma_c, \qquad (9)$$

где c – коэффициент, учитывающий влияние изгибающего момента, который действует в плоскости изгиба, на снижение несущей способности стержня из плоскости действия момента. Значение коэффициента определяют в соответствии с указаниями п. 5.31 СНиП II-23-81*;

φ_y — коэффициент продольного изгиба, принимаемый как для центрально сжатого стержня (прил.1, табл. 5).

4.2. Соединения в стальных строительных конструкциях

Соединения в строительных конструкциях из стали включают в себя следующие виды: сварные, болтовые и заклепочные. Основным видом соединений стальных конструкций являются сварные соединения. По месту выполнения соединения разделяются на заводские и монтажные. К заводским относятся соединения, выполняемые при изготовлении металлоконструкций на специализированных заводах, к монтажным – соединения,

выполняемые при монтажной сборке металлоконструкций на местах строительства зданий и сооружений.

Сварные соединения выполняют четырех основных типов: встык, встык с накладками, внахлестку и втавр. Соединения встык осуществляют *стыковыми швами*, а соединения встык с накладками, внахлестку и втавр — *угловыми швами*. Наибольшее применение нашли электродуговые виды сварки плавящимся электродом – ручная, полуавтоматическая и автоматическая, а также контактные виды сварки.

Прочность сварных швов характеризуется их расчетным сопротивлением. Сварные швы рассчитывают по прочности из условий предельного состояния первой группы по формулам:

для сварных стыковых соединений на центральное растяжение или сжатие

$$\frac{N}{tl_w} \le R_{wy}\gamma_c, \text{ откуда } l_w = N/tR_{wy}\gamma_c; \qquad (10)$$

то же, при действии на стыковое соединение изгибающего момента

$$\frac{M}{W_w} = \frac{6M}{tl_w^2} \le R_{wy}\gamma_c, \qquad (11)$$

где $W_w = W_w = \frac{tl_w^2}{6}$ — момент сопротивления шва;

t – наименьшая толщина соединяемых элементов;

l_w — расчетная длина шва, равная полной его длине, уменьшенной на $2t$, или полной его длине в случае вывода концов шва за пределы стыка.

Расчетное сопротивление стыковых швов определяют по пределу текучести или по временному сопротивлению стали. При сжатии $R_{wy} = R_y$; при растяжении и изгибе с визуальным контролем качества шва $R_{wy} = 0{,}85R_y$, а при физических методах контроля — $R_{wy} = R_y$, при сдвиге $R_{ws} = R_s$.

Сварные соединения с угловыми швами при действии продольной и поперечной сил рассчитывают на срез по двум сечениям (рис.1):

по металлу шва (сечение 1)

$$\frac{N}{\beta_f k_f l_w} \le R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c, \qquad (12)$$

по металлу границы сплавления (сечение 2)

$$\frac{N}{\beta_z k_f l_w} \le R_{wz}\gamma_{wz}\gamma_c. \qquad (13)$$

В формулах (12) и (13): l_w — расчетная длина шва, принимаемая меньше его полной длины на 10 мм; β_f и β_z — коэффициенты, принимаемые при сварке элементов из стали по табл.7 прил.1; $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$ — коэффициенты условий работы шва; k_f — катет углового шва.

Конструктивные требования к сварным соединениям: катет угловых швов должен быть не менее 4 мм и не более 1.2 меньшей из толщин свариваемых элементов; расчетная длина шва – не менее $4k_f$, но не менее 40 мм. Наибольшая расчетная длина флангового шва – не более $85\beta_f k_f$ (β_f — коэффициент, принимаемый по табл. 7 прил.1. Катеты угловых швов следует принимать по расчету, но не менее указанных в табл. 8 прил. 1.

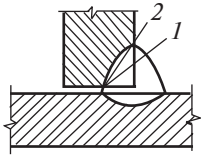


Рис. 1. Схема расчетных сечений сварного соединения с угловым швом:

1 – сечение по металлу шва; *2* – сечение по металлу границы сплавления

Необходимые пояснения к расчету и конструированию сварных соединений изложены в [1, 2, 3, 6, 8, 9].

Болтовые и заклепочные соединения выполняют путем постановки металлических стержней в совмещенные отверстия соединяемых элементов. Заклепочные соединения при изготовлении стро-

ительных конструкций используют крайне редко вследствие их нетехнологичности. Вместе с тем эти соединения при работе на динамические нагрузки показали примеры высокой долговечности (мосты и подкрановые балки – 50÷75 лет).

Болтовые соединения широко используют при монтаже конструкций. В соединениях применяют обычные болты (ГОСТ 22356 – 70*), высокопрочные болты (ГОСТ 22356 – 77) и болты анкерные (фундаментные) (ГОСТ 24379.1 – 80). Болты обычные и высокопрочные используют для соединения элементов стальных конструкций друг с другом, а болты анкерные – для присоединения стальных конструкций к фундаменту. Обычные болты изготовляют грубой, нормальной и повышенной точности. Для соединений, воспринимающих расчетные усилия, используют болты нормальной и повышенной точности. Высокопрочные болты изготавливают из легированных сталей.

Обычные болты грубой, нормальной и повышенной точности по плоскостям сопряжений элементов работают на срез, по боковым поверхностям – на смятие соединяемых элементов, а при продольной силе, приложенной вдоль стержня болта – на растяжение.

Расчетное усилие N_b, которое может быть воспринято одним болтом, следует определять по формулам на:

срез $$N_b = R_{bs}\gamma_b A n_s; \qquad (14)$$

смятие $$N_b = R_{bp}\gamma_b d\sum t; \qquad (15)$$

растяжение $$N_b = R_{bt}A_{bn}. \qquad (16)$$

Обозначения, принятые в формулах (14) – (16):

R_{bs}, R_{bp}, R_{bt} — расчетные сопротивления болтовых соединений;

d — наружный диаметр стержня болта;

$A = \pi d^2/4$ — расчетная площадь стержня болта;

A_{bn} — площадь сечения болта нетто;

Σt — наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении;

n_s — число расчетных срезов одного болта;

γ_b — коэффициент условий работы соединения.

Количество болтов n в соединении при действии продольной силы N

$$n \geq \frac{N}{\gamma_c N_{\min}}, \tag{17}$$

где $N_{\min}$ — меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, вычисленных по формулам (14) и (15), а для растяжения – по формуле (16).

Расчет соединений на **высокопрочных** болтах выполняют с учетом передачи действующих в стыках усилий через трение, возникающее по соприкасающимся плоскостям соединяемых элементов от натяжения высокопрочных болтов. Расчетное усилие, воспринимаемое каждой такой поверхностью трения, определяют по формуле

$$Q_{\text{вп}} = R_{\text{вп}} \gamma_b A_{\text{вп}} \mu / \gamma_h, \tag{18}$$

В этой формуле $R_{\text{вп}}$ — расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта; μ — коэффициент трения, принимаемый: 0,25 – для поверхностей соединяемых элементов без обработки (очистки); 0,35 – при обработке стальными щетками; 0,42 – при огневой обработке горелками; 0,5 – при пневматической обработке дробью; γ_b — коэффициент условий работы; $A_{\text{вп}}$ — площадь сечения болта нетто; γ_h — коэффициент надежности.

Количество высокопрочных болтов в соединении при действии продольной силы

$$n \geq \frac{N}{Q_{bh} k \gamma_c}, \tag{19}$$

где k — количество поверхностей трения соединяемых элементов.

Натяжение высокопрочного болта следует проводить осевым усилием $P = R_{bn} A_{bn}$.

Необходимые пояснения к расчету и конструированию болтовых соединений изложены в [1, 2, 3, 6, 8, 9].

5. КОНСТРУКТИВНЫЕ СИСТЕМЫ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

5.1. Общие сведения

Среди производственных зданий преобладают одноэтажные. Они позволяют использовать в технологических процессах, протекающих по горизонтали, тяжелое технологическое оборудование, которое требуют больших пролетов и высот для изготовления и перемещения крупной по величине продукции, а также вызывающее значительные нагрузки, в том числе динамические. Характерными для этих зданий являются: крупные по площади помещения; наличие, если это необходимо, устройств и конструктивных элементов для крепления и движения подвесных или опорных мостовых кранов; надстройки на покрытиях в виде световых и аэрационных фонарей, этажерки и вставки внутри здания.

Одноэтажные производственные здания подразделяется на типы по следующим основным признакам:

- по объемно-планировочным решениям (одно- или многопролетные, ячейковые, зальные);
- оснащенности подъемно-транспортным оборудованием (крановые, оборудованные электрическими мостовыми опорными кранами, электрическими или ручными подвесными кранами, кран-балками, и бескрановые);

- виду освещения (с естественным, постоянным рабочим искусственным или совмещенным);
- системе воздухообмена (с общей естественной вентиляцией или аэрацией, с механической вентиляцией и с кондиционированием воздуха);
- наличию систем отопления (отапливаемые и не отапливаемые).

Кроме того, конструктивные решения зданий зависят от категории пожарной или взрывопожарной опасности размещенных в них производств. Производственные здания включают в себя две основные группы конструкций, получивших название ***несущих*** (составляют несущую систему) и ***ограждающих***.

Несущая конструктивная система состоит из фундаментов, колонн (реже стен), несущих конструкций покрытий, подкрановых балок и связей. Ограждающие конструкции включают в себя наружные (не несущие) и внутренние стены, перегородки, заполнения световых и других проемов, элементы кровли и полы.

Применяя металлические конструкции одноэтажные здания проектируют и строят, принимая каркасную конструктивную схему.

На основе статистического анализа установлено ограниченное число сочетаний параметров — так называемые *габаритные схемы* (например, размеры пролетов связаны с определенными шагами колонн и высотами; надкрановые габариты и грузоподъемность кранов — с определенными размерами пролетов и высот зданий и т.д.). Рекомендуется ограниченная номенклатура объемно- планировочных элементов (ячеек, секций), из которых компонуется здание. Одновременно разработаны правила сочетания указанных элементов, обеспечивающие композиционное решение здания (прямоугольную форму в плане, ограничения перепадов высот, преимущественное расположение пролетов в одном направлении, технологическую гибкость, т.е. возможность замены технологического оборудования через 5–8 лет и т.д.) Эти правила охватывают все характерные сочетания объемно-планировочных элементов.

Нельзя забывать, что при выборе объемно-планировочной композиции и конструктивной схемы необходимо учитывать конструктивные, технологические, экологические, экономические и архитектурно- художественные требования, а также обеспечивать возможность возведения здания индустриальными методами.

Экономичность решения производственного здания зависит от капитальных затрат на строительство, и от расходов, связанных с эксплуатацией здания. Необходимо обеспечить оптимальные условия для осуществления прогрессивного технологического процесса, а также наибольшие удобства и наилучший санитарно-гигиенический режим для работников.

5.2. *Конструктивные системы зданий*

5.2.1. Габаритные схемы каркасов зданий

Одноэтажные производственные здания компонуются, в основном, из параллельных пролетов одинаковой или разной ширины, одинаковой или разной высоты и с одинаковым подъемно-транспортным оборудованием.

Действующими стандартами рекомендованы правила назначения координационных и конструктивных размеров для зданий и сооружений различного назначения. Так, например, на основе принимаемых и допускаемых укрупненных модулей предусматривается следующая градация основных параметров зданий:

- для пролетов не более 18 м модули: принимаемый 30 М (3 м), допускаемый 15М (1,5 м);
- пролетов свыше 18 м модули: принимаемый 60 М (6 м), допускаемый 30М (3 м);
- шагов не более 18 м модули: принимаемый 30 М (3 м), допускаемый 15 М (1,5 м);
- шагов свыше 18 м модули: принимаемый 60 М (6 м); допускаемый 30 М (3 м);
- высот не более 3,6 м только принимаемый модуль 3 М (0,3 м);

- высот свыше 3,6 м модули: принимаемый : 6 М (0,6 м), допускаемый 3 М (0,3 м).

Для малых зданий целесообразно применять более мелкие градации: для пролетов — 1,5 м, для шагов колонн — 3 м, для высот — 0,3 м, что позволяет, с одной стороны, применять широкий спектр индустриальных стальных и других конструкций, выпускаемых стройиндустрией, и, с другой стороны, расширить объем применения местных материалов.

Таким образом, для одноэтажных производственных зданий ширину пролета назначают, как правило, равной:

- при отсутствии или наличии мостовых кранов — 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30, 36 м (пролеты более 36 м должны быть кратны 6 м);
- ручных мостовых кранах — 9, 12, 15, 18 м.

Высоту в одноэтажных зданиях (от уровня чистого пола до низа несущих конструкций на опоре) назначают кратной принимаемым модулям.

Привязку колонн крайнего продольного ряда к координационным осям принимают так, чтобы внешняя грань колонны совмещалась с координационной осью здания или была смещена с оси продольного ряда на 250 или 500 мм в зависимости от шага колонн, грузоподъемности, режима и вида кранового оборудования.

Для выполнения продольного температурного шва на парных колоннах предусматриваются две продольные координационные оси.

Расстояние от продольной разбивочной оси до оси подкранового рельса в пролетах, оборудованных опорными мостовыми кранами, принимается равным:

- в зданиях высотой от 8,4 до 14,4 м при грузоподъемности кранов 10–30 т и шаге колонн (без проходов) по крайним рядам 6 м — 750 мм;
- зданиях высотой 16,2 и18 м при кранах грузоподъемностью до 50 т включительно и шаге колонн по крайним рядам 6 м и средним рядам 12 м — 750 мм (при привязке наружной грани колонн по крайним рядам 250 мм наружу), а при кранах грузоподъемностью от 75 до 125 т —1000 мм.

5.2.2. Конструктивные системы каркаса одноэтажного здания

Одноэтажные производственные здания в зависимости от их профиля и решения кровли можно разделить на две основные группы: здания со скатными и с малоуклонными кровлями.

Здания со скатными кровлями по профилю покрытия и решению каркаса имеют следующие разновидности:

- однопролетные с двускатной кровлей;
- двухпролетные с двускатной кровлей;
- многопролетные с перепадом высот и без перепадов с применением балок или ферм.

Возможно применение и других сочетаний одно- или двускатных конструкций. Здания с односкатной кровлей строят с наружным отводом вод, многопролетные — только с внутренним.

Многопролетные здания со скатной кровлей могут быть с фонарями и без них. Здания с малоуклонной кровлей, как правило, строят многопролетными без фонарей.

Несущие конструкции одноэтажных зданий принято делить на поперечные, продольные и пространственные. Поперечные конструкции каркаса здания воспринимают усилия от снеговых и ветровых нагрузок, собственного веса конструкций покрытия (кровли, перекрывающих пролет конструкций в виде балок, ферм и др.), технологических (например, крановых) нагрузок, а в отдельных случаях также других воздействий, например, сейсмических.

Продольные конструкции здания обеспечивают устойчивость поперечных рам и воспринимают продольные нагрузки от торможения кранов, ветра, действующего на торцевые стены здания и торцы фонарей, температурных воздействий. Продольные конструкции могут также воспринимать и некоторые другие нагрузки и воздействия.

Поперечные рамы здания собирают из основных несущих элементов каркаса: колонн и ригелей, в качестве которых используют сплошные или решетчатые элементы — стропильные балки и фермы.

Элементы рам (колонны и балки или колонны и фермы) могут сопрягаться между собой при помощи шарнирных или

жестких соединений в узлах. В практике промышленного строительства рамы одноэтажных зданий с жесткими узлами на уровне ригелей в металлических конструкциях рекомендуются только для однопролетных рам. Отказ от жестких узлов связан, главным образом, с возможными неравномерными осадками фундаментов и возникающим при этом сложным неблагоприятным напряженным состоянием несущих конструкций.

Колонны и ригели изготовляют на заводах и соединяют между собой при помощи закладных деталей или фасонок, анкерных болтов и относительно небольшого количества сварных швов. Внизу колонны, как правило, защемлены в фундаментах.

Поперечные рамы зданий в продольном направлении соединяются между собой поверху жестким диском покрытия, продольными связевыми элементами на уровне опорных частей стропильных балок и ферм, горизонтальными связями и подстропильными конструкциями.

В зданиях с мостовыми кранами соединяющими элементами продольной конструкции служат также подкрановые балки и связи между колоннами.

Одноэтажные производственные здания имеют при применении унифицированных конструкций несколько типовых конструктивных схем, которые могут быть сведены к четырем основным вариантам: схема 1 — соответствующая каркасам здания с шагом всех колонн и стропильных конструкций 6 м; схема 2 – то же, но с шагом в 12 м; схема 3 — соответствующая каркасам зданий с шагом всех колонн 12 м и шагом стропильных конструкций 6 м; схема 4 — с шагом колонн по средним продольным рядам 12 м и по крайним рядам 6 м при шаге всех стропильных конструкций 6 м.

5.2.3. Подъемно-транспортное оборудование

Выбор вида и типа подъемно-транспортного оборудования в каждом конкретном случае должен быть обусловлен технологическим процессом, количеством и видами перемещаемых грузов, характером подъемно-транспортных операций и т.д.

Для перемещения грузов массой до 5 т включительно в большинстве случаев рекомендуется использовать подвесное

подъемно-транспортное оборудование в виде кран-балок, монорельсов, различных конвейеров или пневмо- и гидротранспорт. Применение опорных (мостовых) кранов для перемещения грузов массой до 5 т не рекомендуется, хотя при соответствующем обосновании допускается.

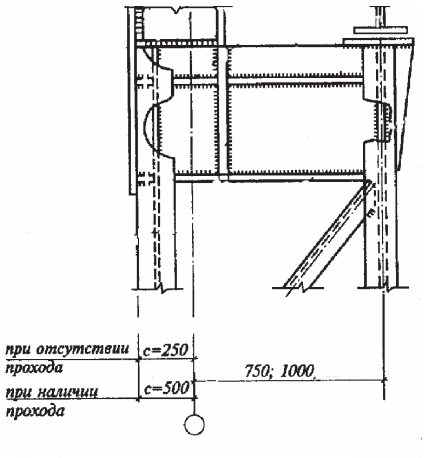


Рис. 2. Привязка к осям здания мостового опорного крана в металлических конструкциях. Параметр λ принимают равным 750 мм при грузоподъемности крана 50 т и менее, — 1000 мм для кранов 80 и 100 т

Для обработки грузов массой более 5 т с перемещением их в трех взаимно перпендикулярных направлениях (вдоль цеха, по ширине пролета и по высоте) широко применяются опорные краны (в большинстве случаев – мостовые).

Зависимость между пролетом мостовых кранов (расстояние между вертикальными осями подкрановых рельсов $l_л$) и пролетом здания L устанавливают по стандарту на краны. Размеры консолей подкрановых траверс в двухветвевых металлических колоннах проектируют с учетом обеспечения прохода мостового крана (рис. 2). Подвесные краны (кран-балки) размещают в соответствии со схемами, приведенными на рис. 3, и размерами, указанными в табл. 1.

Если подъемно-транспортные механизмы обслуживают только узкую рабочую полосу цеха, целесообразно применять вместо подвесных кранов монорельс, представляющий собой двутавровую балку, прикрепленную к нижнему поясу стропильной конструкции покрытия (балке, ферме).

Применение мостовых кранов существенно утяжеляет несущие конструкции, а также вынуждает увеличивать высоту здания. Предложено новое направление, одним из принципов которого является раздельное конструктивное решение и неза-

висимая работа конструкций строительной и технологической частей здания. В этом случае элементы несущего каркаса зданий освобождают от технологических и прежде всего крановых нагрузок, благодаря чему существенно снижаются удельные показатели материалоемкости и трудоемкости конструкций.

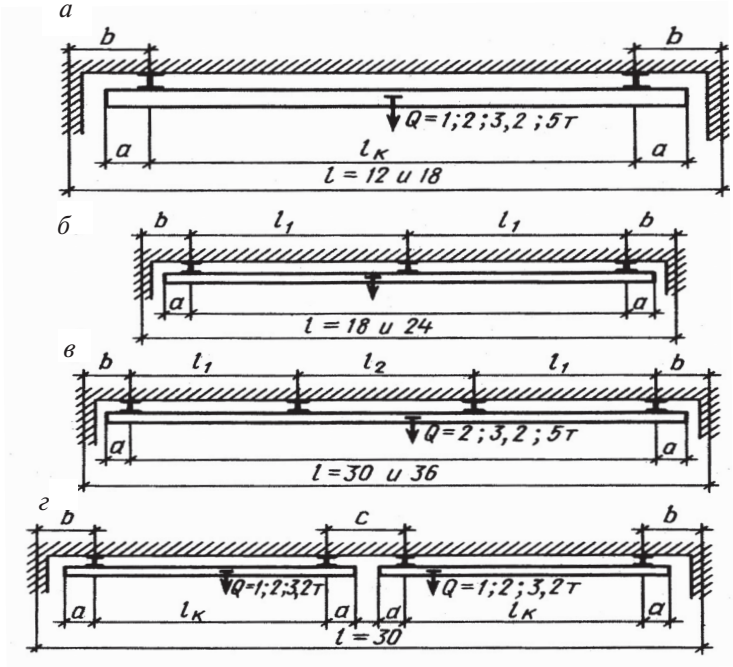


Рис. 3. Схемы расположения подвесных кранов в пролете:

а — одного подвесного крана для пролетов 12 и 18 м; *б* — то же, 18 и 24 м; *в* — то же, 30 и 36 м; *г* — то же, для пролета 30 м

Такой метод получил название **автономного конструирования технологических и строительных частей здания**. Оборудование в таких зданиях устанавливают на собственные фундаменты или на сборно-разборные встроенные этажерки, конструкции которых не связаны с конструкциями каркаса. Мостовые краны заменяются напольными или мобильными грузоподъемными транспортными средствами. При необходимости использова-

ния мостовых кранов их размещают на самостоятельных эстакадах.

Таблица 1

Параметры для размещения кран-балок в пролете

Пролет L, м	Грузоподъемность крана, т	Параметры, м (одна кран-балка в пролете)				
		l_k	a	b	l_1	l_2
12	1; 2; 3,2; 5	9	1,2; 0,9; 0,6	1,5	—	—
18	2; 3,2; 5	15	0,9; 0,6	1,5	7,5	—
24	2; 3,2; 5	21	0,9; 0,6	1,5	10,5	—
30	2; 3,2; 5	27	0,9; 0,6	1,5	9	9
36	2; 3,2; 5	33	0,9; 0;6	1,5	10,5	22
		Параметры, м (две кран-балки в пролете)				
		l_k	a	b	c	
18	1; 2; 3,2	6	1,2; 0,9	1,7	2,6	
24	1; 2; 3,2	9	1,2; 0,9	1,7	2,6	
30	1; 2; 3,2	12	1,2; 0,9	1,7	2,6	
36	1; 2; 3,2	15	1,2; 0,6	1,5	3	

6. НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ СТАЛЬНОГО КАРКАСА

6.1. Общие сведения

Стальные каркасы производственных зданий применяют в строительстве цехов с большими пролетами и высотами, а также значительными крановыми нагрузками. До недавнего времени стальной каркас разрешалось принимать в зданиях при пролетах 24 м и более, высоте более 18 м и грузоподъемности кранов более 50 т.

В настоящее время эти ограничения сняты и стальные конструкции находят широкое применение при строительстве одноэтажных зданий с пролетами 12 и 18 м. За последние годы выполнены проектные работы по созданию стропильных конструкций, имеющих малую материалоемкость и трудоемкость изготовления и монтажа на основе применения высокопрочной стали, учета пространственной работы конструкций, использования проката

в виде широкополочных двутавров и тавров, прямоугольных и круглых труб, холодногнутых и других эффективных профилей. Усовершенствованы конструкции для покрытий зданий, разработаны типовые конструкции с применением стального профилированного настила и эффективных утеплителей, а также типовые узлы стальных конструкций. Получили распространение здания — модули полной заводской готовности.

По своей конструктивной схеме стальной каркас представляет собой основную систему, поддерживающую покрытие, стены, подкрановые балки, а также, в необходимых случаях, технологическое оборудование и рабочие площадки. Основными элементами несущего стального каркаса, воспринимающего почти все действующие на здание нагрузки, являются плоские поперечные рамы, образованные колоннами и стропильными конструкциями.

На поперечные рамы, расставленные согласно принятому шагу колонн, опираются продольные элементы каркаса — подкрановые балки, ригели стенового каркаса, прогоны покрытия и др. Пространственная жесткость каркаса достигается устройством связей в продольном и поперечном направлениях, а также (при необходимости) жестким закреплением ригеля рамы в колоннах.

В многопролетных зданиях в тех случаях, когда шаг средних колонн принимается равным 12 м, промежуточные стропильные конструкции опирают на подстропильные.

Наряду со стальными применяют смешанные каркасы, в которых по железобетонным колоннам устанавливают стальные конструкции покрытия и подкрановые пути. Применение железобетонных плит покрытия в стальном каркасе малоэффективно.

6.2. Колонны

Стальная колонна состоит из следующих элементов: стержня, являющегося основной несущей частью колонны, оголовка, выполняющего функцию опоры для расположенных выше кон-

струкций, базы (башмака), посредством которой стержень колонны надежно присоединяется к фундаменту и сосредоточенная нагрузка от нее распределяется по поверхности фундамента.

По характеру передачи нагрузки различают центрально- и внецентренно сжатые колонны. В каркасах производственных одноэтажных зданий широко применяют внецентренно сжатые колонны, входящие в системы поперечных рам. В поперечных конструкциях принимают колонны постоянного сечения с консолью (при наличии опорных мостовых кранов малой грузоподъемности) или без нее, а также переменного сечения (ступенчатые) сплошные и решетчатые, которые принимают для восприятия тяжелых крановых нагрузок. В стержнях пристенных колонн (колонн крайнего ряда) этого типа различают ветви наружные и внутренние (подкрановые), воспринимающие давление кранов.

Типовые стальные колонны разработаны одноветвевыми для зданий высотой от 6 до 9,6 м и двухветвевыми для зданий высотой от 10,8 до 18 м (серия 1. 424-4, вып. 1, 3, 4 и 5 и серия 1.423-4, вып. 1).

Одноветвевые колонны постоянного сплошностенчатого сечения запроектированы в двух вариантах — из сварных и из прокатных широкополочных двутавров. Базы колонн в бескрановых зданиях и в зданиях с подвесными кранами имеют приваренные на заводе опорные плиты. В зданиях с мостовыми кранами применяются базы колонн с траверсами и с фрезерованными торцами колонн.

Схемы колонн бескрановых зданий и зданий с мостовыми кранами показаны на рис. 4.

Двухветвевые колонны высотой от 10,8 до 18 м по серии 1.424-4 разработаны для применения в зданиях с одноярусным расположением мостовых кранов грузоподъемностью до 50 т. Выпуск 1 и 3 серии содержит конструктивные решения с использованием сварных двутавров и гнутых швеллеров (рис. 5), а выпуск 4 и 5 – решения с использованием прокатных широкополочных двутавров со сварными элементами и с проходами или без проходов вдоль подкрановых путей.

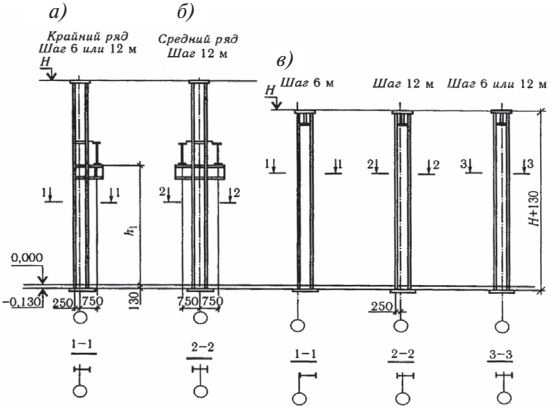


Рис. 4. Схемы одноветвенных колонн для зданий с покрытиями из стропильных балок и ферм

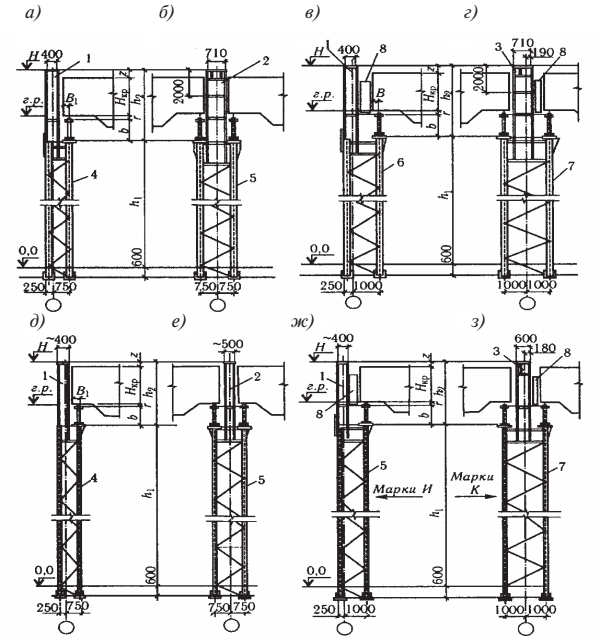


Рис. 5. Схемы двухветвевых колонн для зданий с покрытиями из типовых стропильных ферм

Колонны составляют из двух раздельных частей: верхней надкрановой и нижней подкрановой. Подкрановая часть решетчатой конструкции состоит из двух ветвей, соединенных двухплоскостной решеткой; надкрановая часть запроектирована из сварного двутавра.

Ветви решетчатых подкрановых частей колонн средних рядов в варианте со сварными или гнутыми элементами запроектированы из прокатных (обычных) или сварных двутавров. Наружные ветви колонн крайних рядов выполняют из прокатных, составных или гнутых швеллеров. Решетку в подкрановых частях колонн выполняют из прокатных уголков. Надкрановые части колонн — из сварных или широкополочных двутавров.

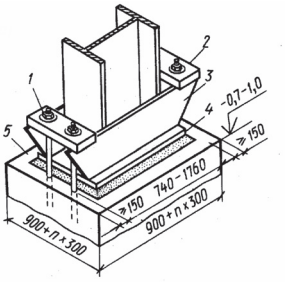


Рис. 6. Крепление колонны к фундаменту

К фундаментам колонны крепят с помощью четырех или восьми анкерных болтов (рис. 6).

Вертикальные связи по колоннам делят на надкрановые и подкрановые. По конфигурации вертикальные связи применяют следующих типов: крестовые, раскосные, полураскосные, портальные, подкосные, подкосные разнесенные (рис. 7). Связи выше подкрановых путей располагают в

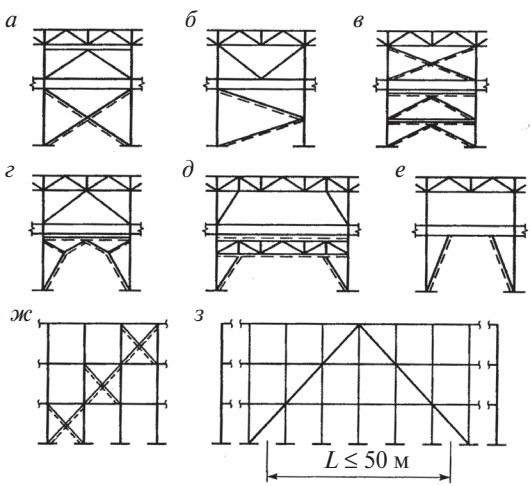


Рис. 7*а*. Примеры решения вертикальных связей:

а – крестовые; *б* – раскосные; *в* – полураскосные; *г, д* – портальные; *ж* – крестовые, с разнесенными панелями; *з* – подкосные, устанавливаемые в нескольких шагах колонн

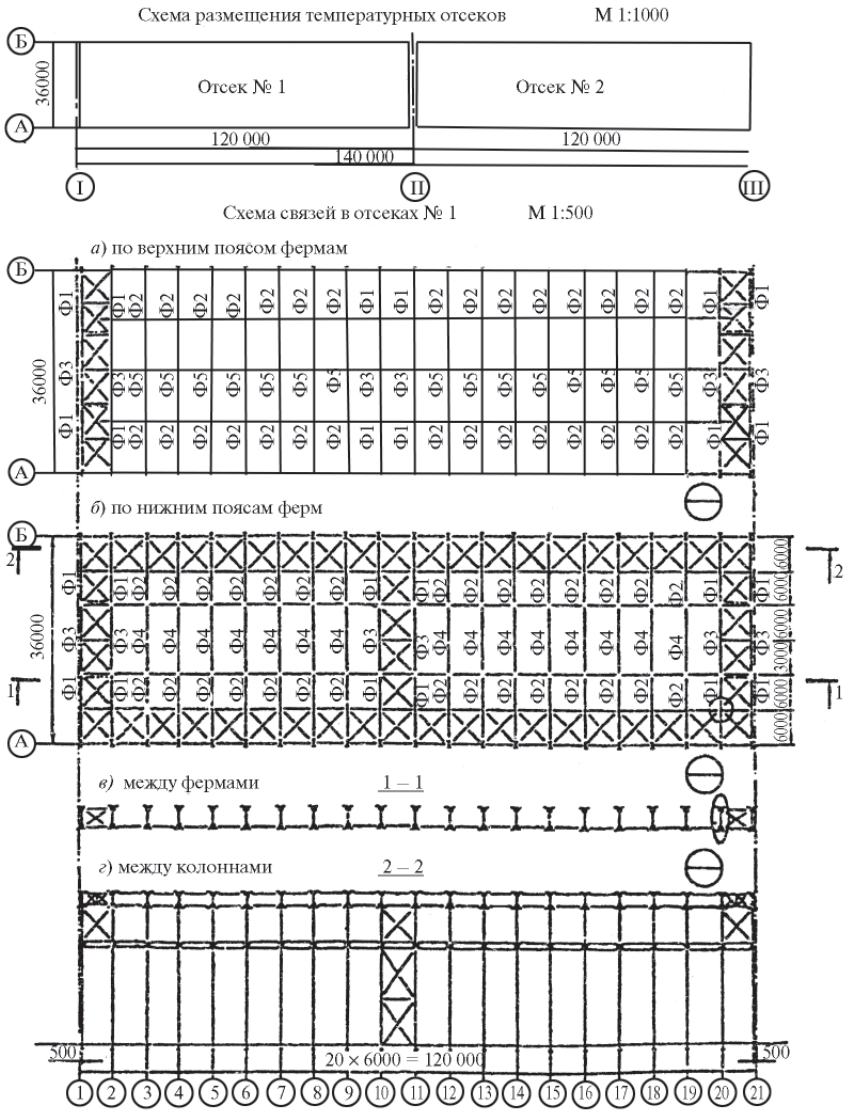


Рис. 7*б*. Горизонтальные связи при пролете рамы 36 м и шаге рам 6 м

крайних панелях либо в панели, соответствующей связям ниже подкрановых путей. Элементы верхних и нижних связей выполняют из прокатных уголков. В средних рядах распорки принимают из прокатных швеллеров.

При использовании пространственных покрытий применяют стальные колонны по серии 1.460.3-14 и 1.460-6. Колонны запроектированы сплошностенчатыми, постоянного по высоте сечения, из двутавров с параллельными гранями полок (широкополочных двутавров типа «Ш»). Колонны разработаны для зданий высотой до низа покрытий от 4,8 до 8,4 м, пролетами 18,24 и 30 м с покрытиями типа «ЦНИИСК», бескрановых и оборудованных подвесными кранами, а также для зданий высотой от низа покрытий 8,4; 9,6 и 10,8 м, оборудованных мостовыми кранами.

Колонны для зданий с пространственными решетчатыми конструкциями покрытий из труб по серии 1.466-2 и 1.466-3 (типа «Кисловодск») представляют собой жестко прикрепленные к фундаменту стойки из стальных электросварных труб. Колонну крепят к фундаменту с помощью анкерных болтов.

6.3. Балки и фермы

Двутавровые прокатные или составные балки являются простейшим видом стальных несущих конструкций. Область применения прокатных балок, несмотря на то, что их несущая способность ограничена номенклатурой выпускаемых профилей, очень широка: элементы рабочих площадок и балочных клеток, прогоны покрытий и междуэтажных перекрытий и др. Составные балки могут использоваться как большепролетные или тяжело нагруженные (например, подкрановые балки, элементы мостовых конструкций и др.).

В сравнении с составными прокатные балки менее трудоемки в изготовлении и более надежны в эксплуатации (из-за отсутствия сварных швов в областях контакта полок со стенкой, что существенно уменьшает концентрацию напряжений), но за счет увеличенной толщины стенки более металлоемки.

Составные балки используют для конструкций, жесткость и несущая способность которых превышает возможность прокатных профилей.

Наиболее часто используют балки симметричного двутаврового сечения. Такие балки состоят из трех элементов — верхнего и нижнего поясов (полок), объединенных тонкой стенкой. Возможны сечения, в качестве полок которого могут быть прокатные тавры и холодногнутые профили. Снижение металлоемкости может быть достигнуто за счет использования в одной конструкции двух различных по прочности сталей. Такие балки называют бистальными.

В последние годы разработаны балки замкнутого сечения, балки с гофрированной и перфорированной стенкой. Балки замкнутого сечения лучше работают на изгиб в двух плоскостях и на кручение. В них, как правило, исключается изгибно-крутильная форма потери устойчивости, они удобны при монтаже. В балках с гофрированной стенкой существенно повышается устойчивость стенки при меньшей ее толщине.

В балках с перфорированной стенкой повышается эффективность использования металла в изгибаемых элементах за счет разрезки по зигзагообразной ломаной линии с регулярным шагом и сварки после сдвижки совмещенных между собой выступов стенки. Конечный результат приводит к увеличению высоты балки, а соответственно почти вдвое момента инерции и в полтора раза момента сопротивления сечения. Расход металла в них на 20—30 % меньше, чем в обыкновенных прокатных балках.

Стропильные фермы рационально применять при пролетах более 18 м. В производственных зданиях используют фермы трапецеидального очертания (двускатные) и малоуклонные. Типовые унифицированные пролеты стальных ферм покрытия приняты равными 18, 24, 30 и 36 м. Произведена унификация как геометрических схем и размеров ферм (пролет, высота), так и примыкающих к ним элементов (прогоны, связи и т. д.). Схемы типовых ферм покрытий нормальной (серия 1.460.2-10) и ферм пониженной (серия 1.460-4, вып.5, 6 и 7).

Высоты из прокатных уголков с указанием отправочных элементов показаны на рис. 8. Применяют также типовые фермы с уклоном верхнего пояса 1:8 и 1:12. В такой схеме высота фермы у опоры принята равной 2.2 м. Схемы решетки аналогичны показанным на рис. 8. Эти покрытия могут применяться в бескра-

новых зданиях и зданиях с подвесными и опорными мостовыми кранами. Узлы ферм приведены в примере расчета стропильной фермы.

Стропильные фермы нормальной высоты предназначены для отапливаемых зданий со стальным профилированным настилом по прогонам или с железобетонными плитами покрытия. В покрытиях с фермами пониженной высоты применяют только стальной профилированный настил, уложенный по прогонам. Фермы пониженной высоты имеют пролеты 18 и 24 м, шаг стропильных ферм принимают равным 6 и 12 м.

В состав несущих конструкций покрытия входят прогоны, стропильные и, при необходимости, подстропильные фермы, опорные стойки, а также горизонтальные и вертикальные связи.

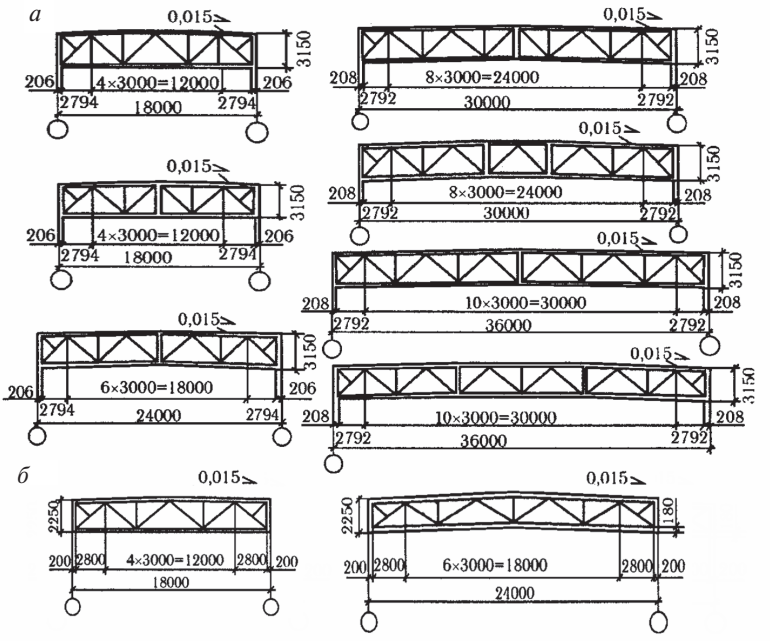


Рис. 8. Схемы стропильных ферм со стержнями из прокатных уголков:

а — нормальной высоты; *б* — пониженной высоты. Две линии в стойках показывают границы отправочных элементов фермы

Стропильные фермы пролетом 18 м запроектированы с нижним горизонтальным поясом и верхним поясом, имеющим уклон 1,5%. Фермы остальных пролетов запроектированы с параллельными поясами, имеющими уклон 1,5 %. Схемы подстропильных ферм показаны на рис. 9.

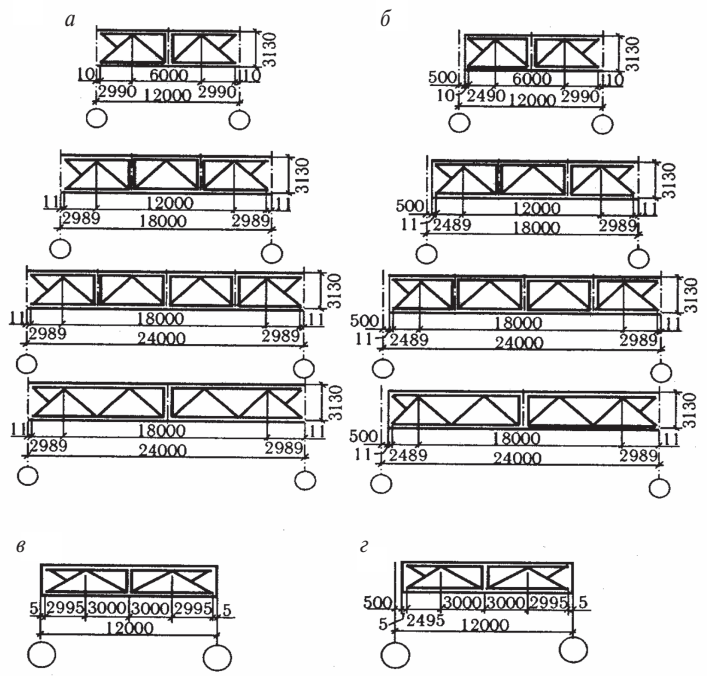


Рис. 9. Подстропильные фермы:

а, б — нормальной; *в, г* — пониженной высоты

Типовые конструкции ферм по серии 1.460-8 имеют пояса из широкополочных тавров и решетку из парных уголков. По серии 1.460.3-15 разработаны конструкции покрытия с фермами, имеющими пояса из широкополочных двутавров. Схемы таких стропильных ферм показаны на рис. 10.

Пояса ферм запроектированы из широкополочных двутавров высотой 200 мм, а для решетки использованы замкнутые профили коробчатого сечения. Монтажные соединения отпра-

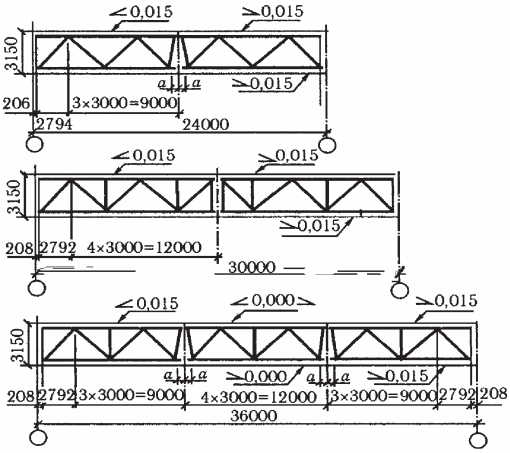


Рис. 10. Схемы стропильных ферм с поясами из широкополочных двутавров

вочных элементов ферм решены на высокопрочных болтах в двух вариантах: на фланцах и с помощью накладок.

Узлы ферм с поясами из тавров показаны на рис. 11. На рис. 12 приводятся узлы ферм с поясами из широкополочных двутавров.

Типовые конструкции покрытий с фермами из круглых стальных труб (серия 1.260.3-17) применяют в одно- и многопролетных зданиях при любых сочетаниях пролетов, равных 18, 24 и 30 м. Шаг стропильных ферм — 6 и 12 м. Стропильные фермы запроектированы с горизонтально расположенными параллельными поясами. Требуемый уклон покрытия в 1,5 % обеспечивается за счет разной высоты опорных столиков для крепления прогонов.

Пояса ферм запроектированы постоянного сечения по всей длине, что позволяет избежать стыков труб в узлах. Узлы сопряжения раскосов с поясами в узлах выполнены с помощью заводской сварки без фасонок. Стойки и пояса сопрягают приваркой предварительно сплющенных и соответственным образом обрезанных торцов. Опорные стойки приняты из прокатных или составных двутавров.

Конструктивные решения стропильных конструкций с использованием круглых стальных труб обеспечивают снижение

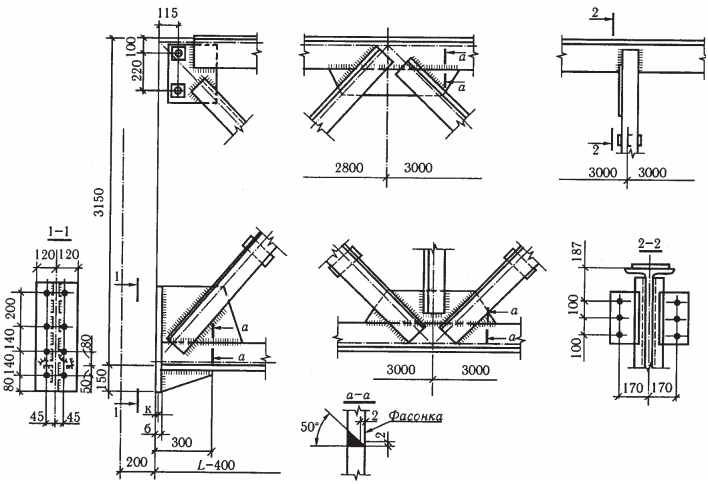
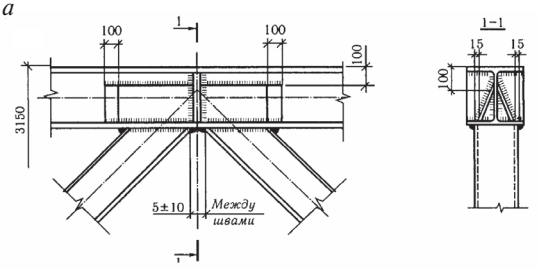


Рис. 11. Заводские узлы стропильных ферм с поясами из широкополочных тавров

а



б

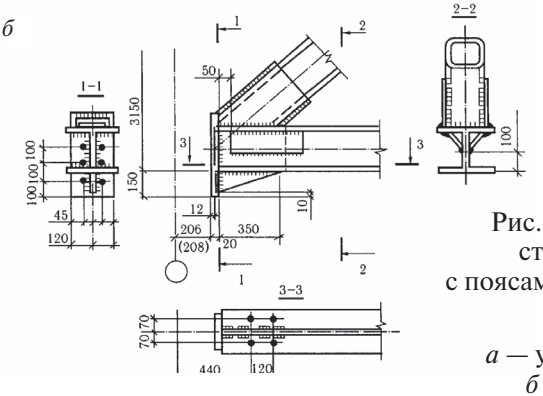


Рис. 12. Заводские узлы стропильных ферм с поясами из широкополочных двутавров:

а — узел верхнего пояса;
б — опорный узел

расхода материалов по сравнению с элементами других поперечных сечений.

6.4. *Легкие несущие металлические конструкции комплектной поставки*

Важным направлением развития металлических конструкций для строительства стало применение легких конструкций комплектной поставки. В стране создано индустриальное производство этих конструкций, ориентированное на поставку полного комплекта всех (несущих и ограждающих) конструктивных элементов, необходимых для строительства одноэтажного производственного здания. Прямым результатом перехода на массовое изготовление таких конструкций с помощью автоматических линий явился значительный рост производительности труда при резком улучшении качества конструкций и повышении общей культуры производства. С применением легких металлических конструкций существенно снизились стоимостные показатели, суммарная трудоемкость и продолжительность монтажа зданий.

Применяемые в практике строительные конструкции комплектной поставки можно разделить на следующие группы:

- плоскостные рамные системы, состоящие из жестких рам, жестко или шарнирно соединенных с фундаментами;
- плоскостные рамные системы, состоящие из защемленных в фундаментах колонн и шарнирно соединенных с ними стропильных элементов;
- пространственные решетчатые системы (на ячейку, соответствующую по размерам принятой сетке колонн), шарнирно соединенные с жестко заделанными в фундаменты колоннами;
- пространственные стержневые системы с нерегулярной сеткой колонн.

К первой группе могут быть отнесены стальные рамные конструкции каркаса типа «**Канск**»(серия 1.420.3-15), конструкции каркаса коробчатого сечения типа «**Орск**» (серия 400-0-26), конструкции каркаса из двутавров с тонкими гофрированными

стенками типа «**Алма-Ата**» (шифры 9-Ф88-КМ, 400-032.23.87), конструкции из двутавров переменной жесткости (экспериментальная серия, шифр 828 КМ).

Ко второй группе относятся стальные конструкции покрытий с применением замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения типа «**Молодечно**» (серия 1.430.3-14), прокатных профилей типа «**Житомир**» (экспериментальная серия, шифр 883665-КМ) и другие покрытия со стержнями трубчатого и иного сечения.

В третью и четвертую группы включены структурные покрытия из прокатных профилей типа «**ЦНИИСК**» (серия 1.460), типа «**Москва**» (экспериментальная серия 774-КМ), типа «**Кисловодск**» (серии 1.466-2 и 1.466-3с), пространственная решетчатая конструкция из труб (типа **МАРХИ**) и другие структурные конструкции.

Стальные конструкции каркасов одноэтажных производственных зданий с применением несущих рам типа **«Канск»** (рис. 13) предназначены для отапливаемых зданий пролетом 18 или 24 м (с числом пролетов от одного до четырех). Высоты до низа ригеля рамы по крайнему ряду колонн могут составлять 4,8; 6; 7,2; 8,4; 9,6 и 10,8 м. Здания могут быть бескрановыми, а также с подвесными кранами грузоподъемностью до 3,2 т. Допускается устройство мостовых кранов грузоподъемностью от 5 до 20 т. В однопролетных зданиях шаг рам принят 6 м. В многопролетных зданиях может применяться шаг 12 м.

Независимо от числа пролетов здания выполняются двускатными. Каркас здания состоит из поперечных сплошностенных рам, прогонов и панелей кровли. Кроме того, в состав каркаса входят стойки торцевого фахверка, продольного фахверка для шага рам 12 м при длине стеновых панелей 6 м, а также встроенные крановые эстакады.

Рамы каркаса приняты двутаврового сечения. Для ригеля использованы тонкостенные сварные балки, а для колонн — прокатные широкополочные двутавры. Крепление колонн к фундаментам — жесткое. Узлы сопряжения элементов рамы между собой запроектированы на фланцах с высокопрочными болтами.

На рис. 13 приведены схемы рам с одним, двумя и тремя пролетами. Встроенные крановые эстакады решены в виде двух рядов независимых стоек из прямоугольных труб с уложенными на них подкрановыми балками (рис.14).Прогоны для шага 6 м приняты из прокатных профилей, для шага 12 м — из тонкостенных сварных балок.

Продольная жесткость каркасов обеспечивается устройством систем вертикальных связей по каждому ряду колонн. При длине здания до 72 м устраивают одну систему связей, при большей

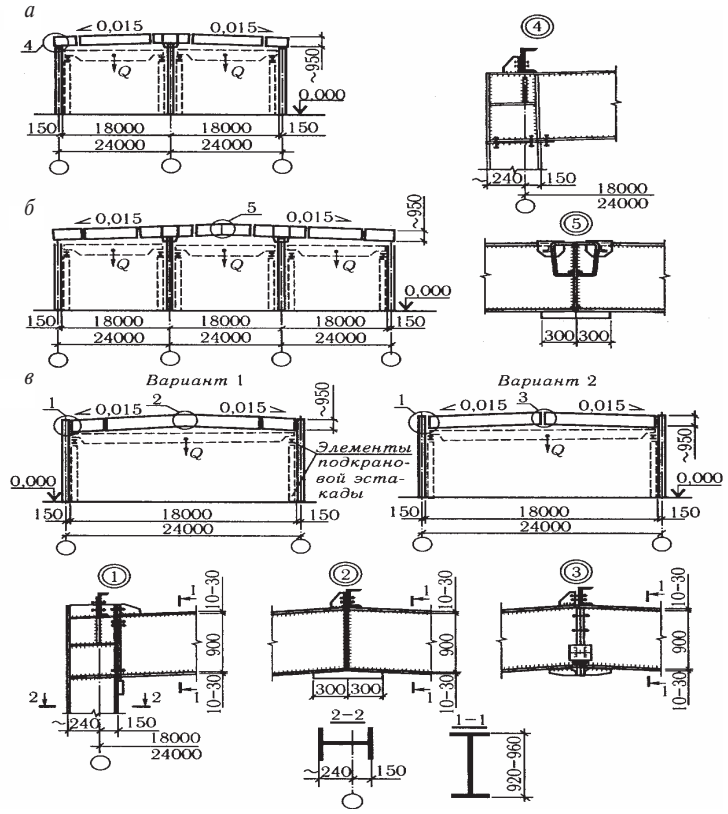


Рис.13. Рамы каркаса типа «Канск»:

а — двухпролетная; *б* — трехпролетная, *в* — однопролетная рамы; *1, 2, 3* – узлы

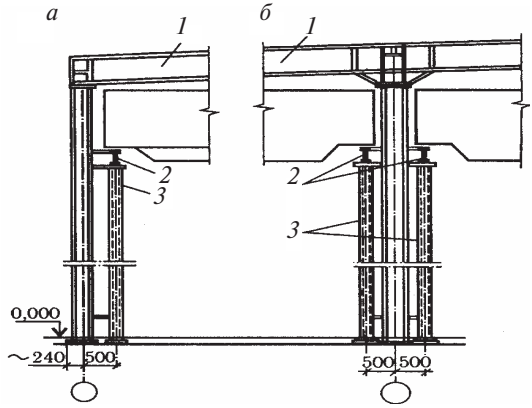


Рис. 14. Схема устройства крановой эстакады типа «Канск»:

а — по крайним рядам; *б* — по средним рядам; *1* – рама; *2* – подкрановая балка; *3* – стойка эстакады

длине здания — две системы. Эти связи помещают в центральной части каждой из систем.

Горизонтальные диафрагмы жесткости устанавливают в торцах здания в двух крайних шагах при шаге 6 м или одном шаге при его размере 12 м.

Конструкции типа «Орск» выполнены из плоских рам, размещенных с шагом 6 м. Каждая рама рассчитана на один пролет (в многопролетных зданиях их применять не рекомендуется).

Конструкция разработана для бесфонарных зданий с пролетами 18 и 24 м, имеет две высоты до низа стропильных конструкций — 6,98 и 8,18 м. Здания с высотой 6,98 м – бескрановые. Для здания высотой 8,18 м с пролетами 18 и 24 м допускается использование мостовых кранов грузоподъемностью до 5 т.

Рама из элементов коробчатого сечения шарнирно опирается на фундаменты. Сечения образуются из двух прокатных швеллеров, к которым приварены листы, усиленные продольными гофрами. Рама состоит из четырех сваренных на заводе элементов — двух стоек и двух элементов ригеля. Монтажные стыки решены фланцевыми на высокопрочных болтах. В здании с мостовым краном на раме предусмотрены коробчатые консоли.

Рамные конструкции из двутавров переменной жесткости (шифр 828 КМ) предназначены для применения в одноэтажных однопролетных зданиях производственного и общественного назначения пролетом 24 м. Высота рамных конструкций до низа ригеля — 7,2 м, шаг рам — 6 м. Уклон двускатного ригеля рамы – 10%, кровля – профилированный настил. Элементы переменного двутаврового сечения в ригеле и стойках изготавливаются из прокатных двутавров (ГОСТ 26020-83) путем их продольного роспуска по наклонной линии на тавры переменной высоты. Конструктивное решение рамы и узлы показаны на рис. 15. Имеются технические решения (шифр 982ТР) для рам пролетами 18 и 24 м с высотой до низа ригеля 6÷8,4 м и подвесным крановым оборудованием или мостовыми кранами грузоподъемностью 10 т на встроенных эстакадах.

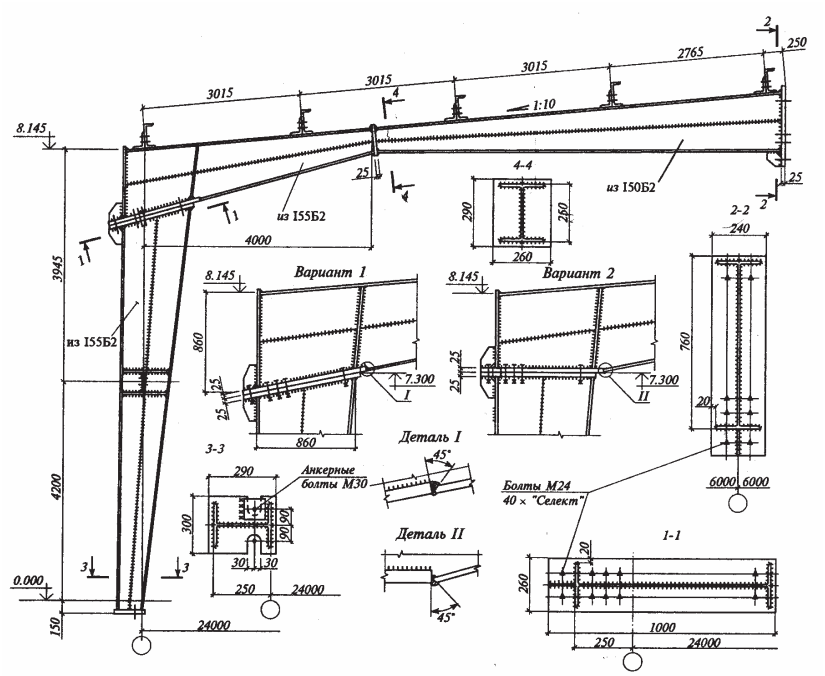


Рис. 15. Рамная конструкция с элементами переменной жесткости пролетом 24 м

В качестве расчетной схемы принята рама с шарнирным опиранием на фундаменты и жесткими узлами для закрепления ригеля в его коньке. Каркас здания состоит из поперечных рам, прогонов с шагом 3 м, вертикальных связей и распорок по стойкам рам.

Система несущих конструкций типа «Молодечно» включает элементы покрытия, колонн, связей, фахверка и др. конструкций. Здания могут быть одно- и многопролетными, бесфонарными и с зенитными фонарями, бескрановые и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т, а также с подвесными кранами грузоподъемностью до 5 т. Конструкции предназначены для отапливаемых зданий с пролетами 18, 24 и 30 м и высотами 4,8; 6,0; 7,8; 8,4; 9,6; 10,8 м, шагом колонн 12 м по средним и 6 м или 12 м по крайним рядам.

Кровля беспрогонная с непосредственным опиранием профилированного настила на верхние пояса стропильных ферм. Шаг ферм принят равным 4 или 6 м. При шаге ферм 4 м используют настил по ГОСТ 24045-94 Н57-750-0,7-0,8 и Н75-750-0,8-0,9, при шаге 6 м – настил по ГОСТ 24045-94 Н114-750-0,8-1.

Применение двух шагов ферм (4 и 6 м) позволяет использовать преимущества 6 м шага (сокращение количества стропильных ферм и др. элементов) в тех случаях, когда он экономически обоснован.

При шаге ферм 4 м эффективно реализуется блочный монтаж покрытия. Блок состоит из трех 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 в проектное положение свес настила крепится к стропильной ферме предыдущего блока. Профилированный настил обеспечивает жесткость блока при монтаже и при последующей работе покрытия.

Стропильные фермы (серия 1.430.3-14) выполнены из замкнутых гнутосварных профилей с параллельными поясами, имеющими уклон 1,5%, треугольной решеткой с нисходящими опорными раскосами (рис. 16). Высота ферм по наружным

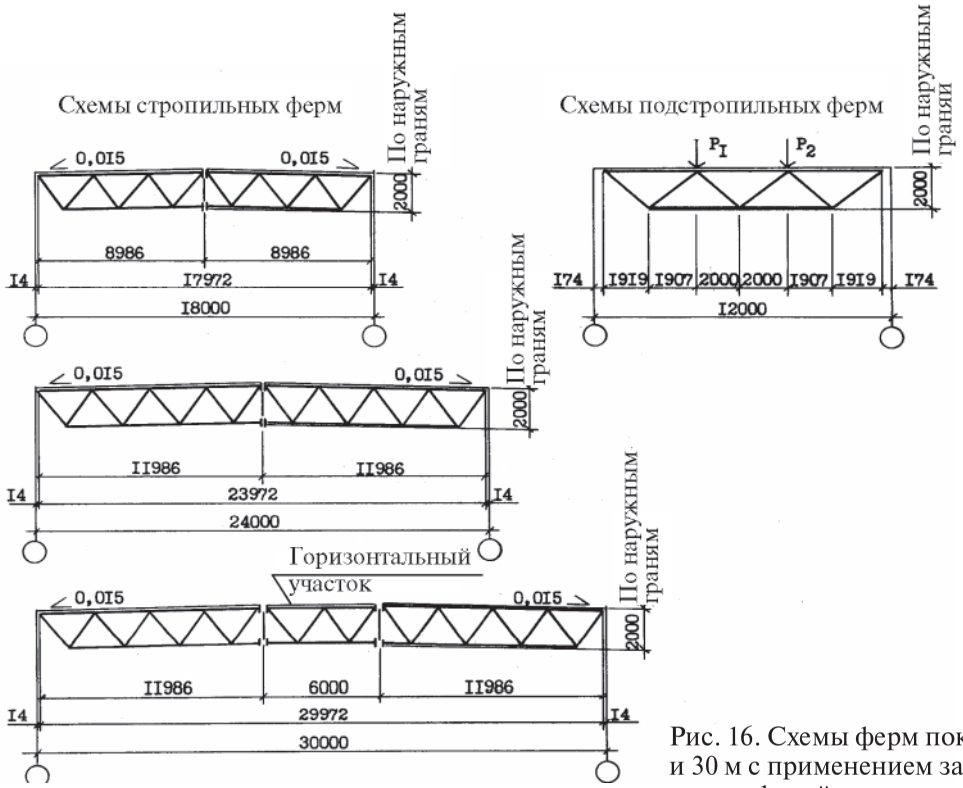


Рис. 16. Схемы ферм покрытий пролетом 18, 24 и 30 м с применением замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения типа «Молодечно»

граням поясов – 2000 мм, между узлами по поясам – 3000 мм. Для ферм по серии 1.460.3-23 принят уклон кровли 10%. Шаг ферм – 6 м, высота на опоре – 1200 мм. Фермы пролетом 18 и 24 м выполнены из двух отправочных марок, фермы пролетом 30 м – из трех марок.

Подстропильные фермы с параллельными поясами имеют пролет 12 м, высота по наружным граням поясов составляет 1700 мм. Пояса этих ферм выполнены из широкополочных двутавров. Узлы стропильных ферм показаны на рис. 17 и 18.

Колонны приняты из широкополочных прокатных или равноценных по несущей способности сварных двутавров и состоят

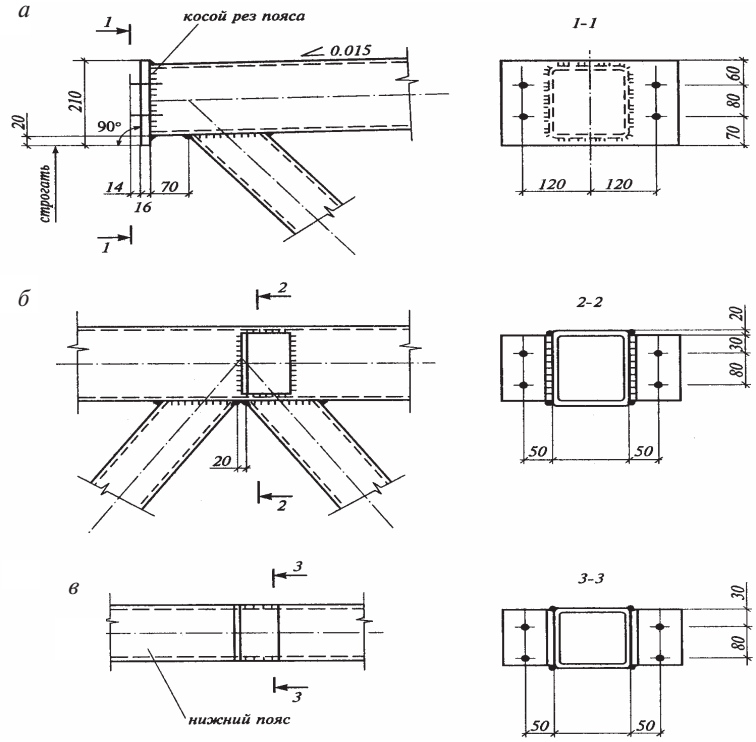


Рис. 17. Узлы фермы из гнутосварных профилей:

а – опорный узел; *б* – узел примыкания раскосов; *в* – узел крепления вертикальных связей

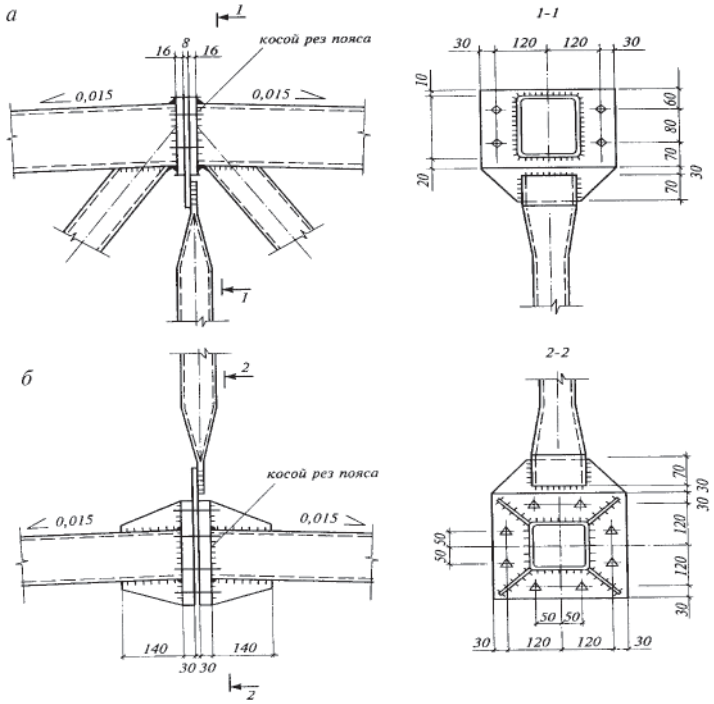


Рис. 18. Узлы ферм из гнутосварных профилей:

а – стык сжатого пояса; *б* – стык растянутого пояса

из собственно колонны и надколонников. Колонны крановых зданий имеют консоли для опирания подкрановых балок.

Система покрытия типа «Житомир» из прокатных профилей (экспериментальная серия, шифр 883665-КМ) применяется в одно- и многопролетных зданиях с пролетами 18, 24 и 30 м и высотами до низа несущих конструкций 4,8; 6,0; 7,2; 8,4; 9,6 и 10,8 м. Покрытие состоит из стропильных ферм, устанавливаемых, как правило, с шагом 4 м на колонны и подстропильные фермы пролетом 12 м, которые опираются на колонны через надколонники. Для однопролетных зданий при небольших нагрузках на покрытие допускается шаг колонн и стропильных ферм 6 м.

Здания могут быть бесфонарными или с зенитными фонарями, бескрановыми или с мостовыми опорными кранами грузоподъемностью до 20 т, шаг колонн по средним рядам 12 м, по крайним – 6 и 12 м (для однопролетных зданий допускается шаг колонн 6 м). В пролетах 18 и 24 м предусмотрена установка подвесного кранового оборудования грузоподъемностью до 3,2 т. Кровля утепленная. Стальной профилированный настил опирается непосредственно на верхние пояса стропильных ферм.

Стропильные фермы приняты двухскатными, с горизонтальным нижним поясом и уклоном верхнего 5%, с треугольной решеткой и нисходящими опорными раскосами (рис. 19). 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.

Подстропильные фермы (рис. 20) разработаны с параллельными поясами, высота ферм в осях 1750 мм. Верхний пояс стропильной и подстропильной ферм выполнен из прокатных двутавров, нижний – из тавров, решетка – из парных, а у конька стропильной фермы — из одиночных уголков. Узлы ферм показаны на рис. 19 и 20. Способ монтажа конструкций — блоками.

К эффективным пространственным конструкциям можно отнести перекрестно-ребристые и стержневые решетчатые структурные конструкции, выполненные из трубчатых, уголковых или иных стержней со специальными элементами на концах для сопряжения в узле.

Конструкции покрытий типа «МОСКВА» (рис. 21) со структурами из прокатных профилей имеют два пролета (18 и 24 м) и высоты колонн от 4,8 до 10,8 м. Шаг колонн принимается равным 12 м. Здания могут быть одно- и многопролетными как одинаковой высоты, так и с перепадом высот. Допускается установка подвесных кранов грузоподъемностью до 5 т.

Конструкция блока покрытия представляет собой пространственно-стержневую систему с ортогональной сеткой поясов, опирающуюся на колонны, расположенные по четырем углам. Блоки размерами 24×12 и 18×12 собирают из отдельных стержней и сборных торцевых ферм. Верхние продольные пояса, распола-

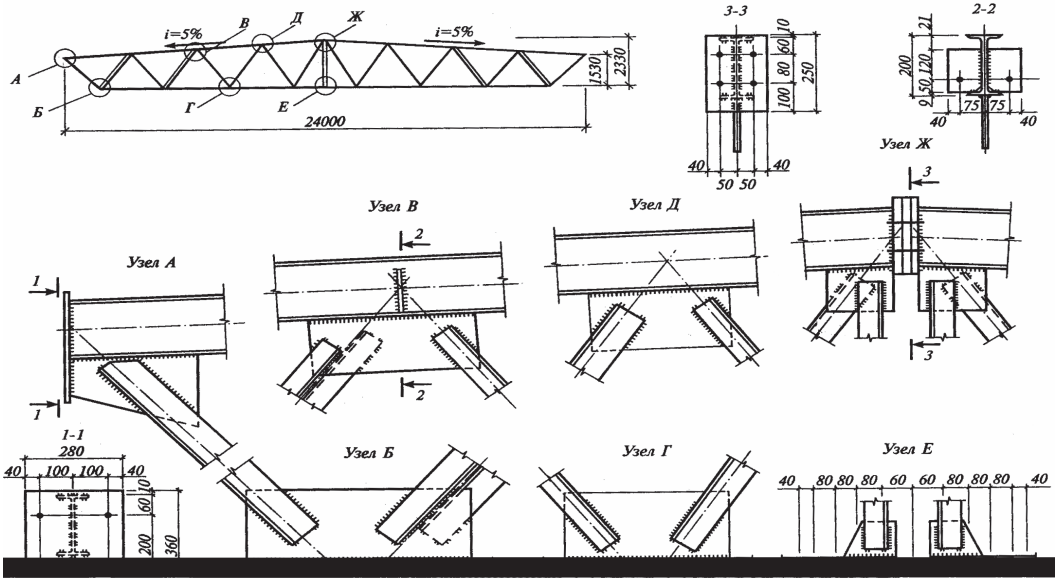


Рис. 19. Стропильная ферма типа «Житомир»

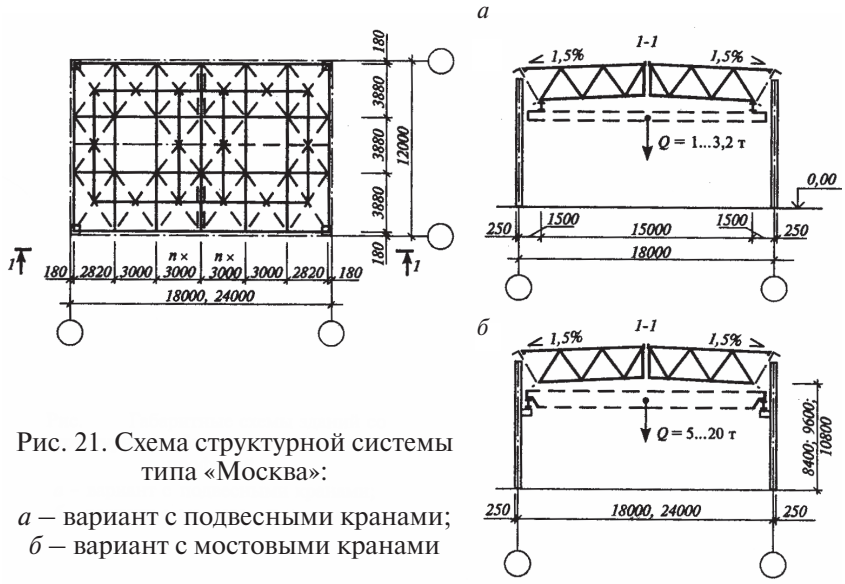


Рис. 21. Схема структурной системы типа «Москва»:

а – вариант с подвесными кранами;
б – вариант с мостовыми кранами

гающиеся по длинной стороне структурного блока, одновременно используются в качестве прогонов. Прикрепляемый к ним профилированный настил обеспечивает устойчивость верхних поясов структуры на участках между узлами. Верхние пояса выполнены из двутавров, остальные элементы — из прокатных одиночных и, в отдельных случаях, парных уголков. Для увеличения жесткости в пределах температурного отсека крайние продольные и поперечные стержни поясов соседних блоков соединяются через каждые 6 м. Монтажные соединения приняты болтовыми.

Монтаж блоков производится после укрупнительной сборки с установкой профилированного настила. Подъем блоков без настила не разрешается.

Решетчатая пространственная конструкция типа Кисловодск (по серии 1.465-2 и 1.466-3) собирается из элементов с трубчатым сечением (рис. 22).

Высота до низа стропильных конструкций колеблется от 4,8 до 8,4 м. Разрешается подвеска кранового оборудования грузоподъемностью до 2 т. Покрытие состоит из секций с размерами в плане 30×30 или 36×36 м и сетки колонн 18×18 или

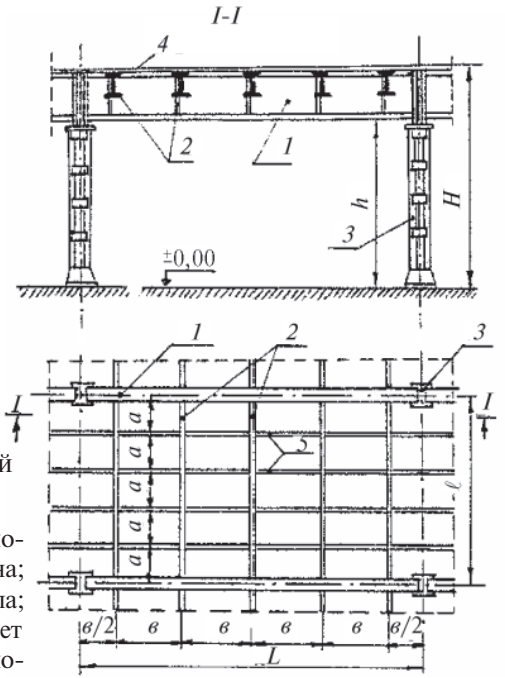


Рис. 24. Схема усложненной балочной клетки:

1 – главная балка; *2* – вспомогательные балки; *3* – колонна; *4* – настил; *5* – балки настила; *а* – шаг балок настила; *в* – пролет балок настила и шаг вспомогательных балок; ℓ – пролет вспомогательной балки

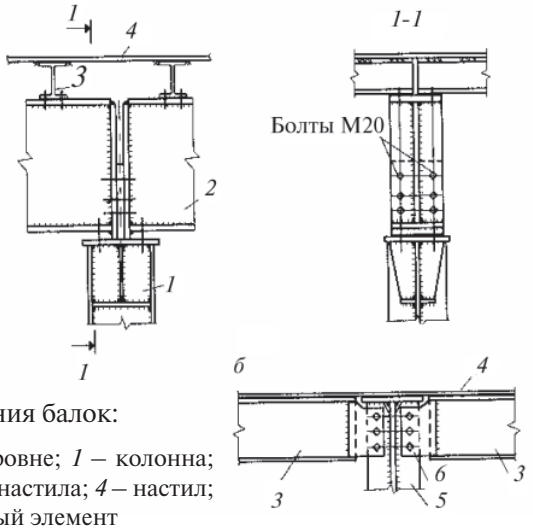


Рис. 25. Сопряжения балок:

а – этажное; *б* – в одном уровне; *1* – колонна; *2* – главная балка; *3* – балка настила; *4* – настил; *5* – ребро; *6* – соединительный элемент

Каждый раздел расчетной части включает следующие материалы:

- расчетную схему элемента;
- нагрузки на элемент;
- статический расчет (определение усилий);
- конструктивный расчет (подбор сечений балок, колонны и пр.);
- схемы сечений главной балки и колонны;
- расчет и конструирование узлов.

Проектирование рабочей площадки выполняют в следующем порядке:

- разбивка в плане балочной клетки с установлением расчетных пролетов балок;
- определение нагрузок и подбор сечений балок настила и вспомогательных балок;
- определение нагрузок на главную балку и подбор сечения с проверкой его по несущей способности и жесткости;
- проверка местной устойчивости стенки главной балки, расчет соединения полок со стенкой, расчет вертикальных ребер жесткости и опорного ребра;
- расчет сопряжения вспомогательной балки с главной балкой;
- определение нагрузок на колонну и подбор сечения стержня колонны.

Окончательные результаты расчетов по каждому разделу должны быть четко выделены.

Расчеты должны сопровождаться расчетными схемами, эскизами. Необходимо строго соблюдать размерность. Не допускается использование различных единиц для одной и той же величины. Методика проектирования иллюстрируется далее числовыми примерами. При расчетах рекомендуется пользоваться ЭВМ.

7.2. Расчет и конструирование рабочей площадки балочной клетки

Для числового примера принята схема балочной клетки, показанная на рис. 24.

Дано: размер ячейки балочной клетки — $13 \times 6{,}5$ м; нормативная (полезная) нагрузка $q_0^н = 16$ кН/м^2; материал для балок настила, вспомогательных балок и колонн – сталь С235; расчетное сопротивление $R_y = 225$ МПа $\approx 22{,}5$ кН/см^2; $[f/l] = 1/250 = 0{,}004$; объемная масса стали γ – 78,5 кН/м^3; материал для главной балки – сталь С235(ВСт3Гпс5-1); расчетное сопротивление $R_y = 230$ МПа $= 23$ кН/см^2; $[f/l] = 1/400 = 0{,}0025$. Сварка электродами типа Э42($R_{wf} = 180$ МПа ≈ 18 кН/м^2). Шаг балок настила – $a = 0{,}65$ см; шаг вспомогательных балок – $b = 2{,}6$ м.

7.2.1. Расчет настила

Листы стального настила крепятся к верхним полкам балок настила или вспомогательных балок при помощи сварки. Толщину настила определяют исходя из предельного погиба, т.е. настил рассчитывают по нормативным нагрузкам. Относительный прогиб для него не должен превышать 1/150.

Пример. Определим толщину стального настила t и катет сварного шва k_f, прикрепляющего настил к балкам.

Найдем отношение a/t для $q_0^н = 1{,}6$ Н/см^2 и $[f/l] = 1/150$ по формуле

$$a/t = [l/f]\ \frac{4}{15}\left(1 + \frac{72E_1}{[l/f]^4 q_0^н}\right) = \frac{150 \times 4}{15}\left(1 + \frac{72 \times 2.3 \times 10^4}{150^4 \times 0.0016}\right) = 122,$$

где $E_1 = \dfrac{E}{1-\mu^2} = \dfrac{2{,}06 \times 10^4}{1 - 0{,}3^2} = 2{,}3 \times 10^4$ кН/см^2; $E = 2{,}06 \times 10^4$кН/см^2.

Тогда $t = a/122 = 65/122 = 0{,}53$ см. Принимаем толщину настила $t = 6$ мм.

Определим силу, растягивающую настил,

$$H = n\frac{\pi^2}{4}\left[\frac{f}{l}\right]E_1^2 t = 1{,}2\frac{3{,}14^2}{4}\left[\frac{1}{150}\right]^2 2{,}3 \times 10^4 \times 0{,}6 = 1{,}95 = 1{,}95 \text{ кН}.$$

Расчетная толщина сварного углового шва

$$k_f = \frac{H}{\beta_f l_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{1{,}95}{1{,}1 \times 1 \times 18 \times 1} = 0{,}1 \text{ см}.$$

Здесь β_f — коэффициент, принимаемый в зависимости от вида сварки; l_f — длина шва.

Принимаем минимально допустимый катет шва $k_f = 4$ мм.

7.2.2. Расчет балок настила и вспомогательных балок

Расчет балок настила и вспомогательных балок выполняют так же, как для однопролетных шарнирно опертых с равномерно распределенной нагрузкой.

Шаг вспомогательных балок (при их расположении в одном уровне с главным балками) обычно увязывают с расстоянием между ребрами жесткости главной балки.

Подбор сечений балки из прокатных двутавровых профилей производят по расчетному моменту в середине пролета. Поскольку для рассматриваемых балок соблюдены требования п.5.18 СНиП 11-23-81*, сечения подбирают с учетом пластических деформаций.

Для прокатных двутавров пластической момент сопротивления при изгибе в плоскости стенки в первом приближении принимают $W_{пл} = 1{,}1W$, где W – момент сопротивления сечения балки.

Расчет балки настила или вспомогательной балки сводится к определению необходимого номера прокатного профиля и его проверке на прочность и жесткость. Прогиб балки не должен превышать 1/250 пролета.

Погонная нормативная нагрузка на балку настила складывается из погонной полезной нормативной нагрузки и погонной нормативной нагрузки от собственного веса настила. Соответственно погонная нормативная нагрузка на вспомогательную балку включает, помимо перечисленных, нормативную нагрузку от собственного веса балок настила.

Расчетную погонную нагрузку определяют путем сложения расчетных погонных нагрузок от собственного веса настила, балок настила и полезной нагрузки. Коэффициент надежности по нагрузке для полезной нагрузки ν_{fg} равен 1,2; для собственного веса настила или балок $\nu_{fg} = 1{,}05$.

Необходимые пояснения к расчетам прокатных балок приведены в [1,2,3,4,8].

Пример расчета балки настила

Дано: нормативная (полезная) нагрузка $q_{\text{о}}^{\text{н}} = 16$ кН/м^2; размер ячейки балочной клетки – 13 × 6,5 м; материал – сталь С235; расчетное сопротивление R_{y} = 225 МПа ≈ 22,5 кН/см^2; $[f/l] = 1/250 = 0{,}004$; объемная масса стали γ – 78,5 кН/м^3.

Шаг балок настила $a = 65$ см, пролет балок настила (шаг вспомогательной балки) $b = 2{,}6$ м; толщина настила $t = 6$ мм; нормативная нагрузка от собственной массы настила $p^{\text{н}} = 0{,}006 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 78{,}5 = 0{,}471$ кН/м^2.

Подобрать сечение прокатной балки.

Решение:

Нормативная погонная нагрузка на балку настила:

$$q^{\text{н}} = \left(q_{\text{о}}^{\text{н}} + p^{\text{н}}\right)a = \left(16 + 0{,}471\right)0{,}65 = 10{,}7 \text{ кН/м}.$$

Расчетная погонная нагрузка на балку настила:

$$q = \left(\gamma_{\text{q}} q_{\text{о}}^{\text{н}} + \gamma_{\text{p}} p^{\text{н}}\right)a = \left(1{,}2 \cdot 16 + 1{,}05 \cdot 0{,}471\right)0{,}65 = 12{,}8 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент:

$$M = \frac{qb^2}{8} = \frac{12{,}8 \cdot 2{,}6^2}{8} = 10{,}8 \text{ кН} \cdot \text{м} = 1080 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемый момент сопротивления для поперечного сечения балки с учетом упругопластической работы ($C_1 = 1{,}1$):

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{C_1 R_y \gamma_c} = \frac{1080}{1{,}1 \cdot 22{,}5 \cdot 1} = 44 \text{ см}^3.$$

Принимаем по стандарту (прил.1,табл.1) профиль 12; момент инерции I_x = 350 см^4; масса погонного метра балки $q_{\text{бал}}$ = 0,115 кН/м; момент сопротивления W_x = 58,4 см^3. С учетом массы погонного метра балки нормативная погонная нагрузка:

$$q_1^{\text{н}} = q^{\text{н}} + q_{\text{бал}} = 10{,}7 + 0{,}115 = 10{,}8 \text{ кН/м } = 0{,}108 \text{ кН/см}.$$

Относительный прогиб балки:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1^{\text{н}} b^3}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0{,}108 \cdot 260^3}{2{,}06 \cdot 10^4 \cdot 350} = 0{,}0034 < 0{,}004.$$

Проверим прочность принятой балки настила с учетом ее собственной массы.

Расчетная погонная нагрузка:

$$q_1 = q + \gamma_p q_{\text{бал}} = 12{,}8 + 1{,}05 \cdot 0{,}115 = 12{,}9 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент:

$$M = \frac{q_1 b^2}{8} = \frac{12{,}9 \cdot 2{,}6^2}{8} = 10{,}9 \text{ кН} \cdot \text{м} = 1090 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Наибольшее нормальное напряжение в балке:

$$\sigma = \frac{M}{C_1 W_1} = \frac{1090}{1{,}1 \cdot 58{,}4} = 17 < 22{,}5 \text{ кН/см}^2.$$

Принятое сечение балки отвечает условиям прочности и жесткости.

Если условия или одно из них не выполняются, принимают больший двутавр, и расчет повторяют.

Пример расчета вспомогательной балки

На вспомогательную балку нагрузка передается в виде сосредоточенных сил, каждая из которых равна удвоенной опорной реакции балки настила. Если балок настила больше пяти, нагрузку на вспомогательную балку от балок настила для упрощения расчета считают равномерно распределенной.

Нормативная нагрузка на вспомогательную балку:

$$q_{\text{н}} = \left(q_{\text{о}}^{\text{н}} + p^{\text{н}} + q_{\text{бал}} / a\right) b = \left(16 + 0{,}471 + \frac{0{,}115}{0{,}65}\right) 2{,}6 = 43{,}3 \text{ кН/м}.$$

Расчетная нагрузка на вспомогательную балку:

$$q = \left[\gamma_{\text{q}} q_{\text{о}}^{\text{н}} + \gamma_{\text{р}} \left(p^{\text{н}} + q_{\text{бал}} / a\right)\right] b =$$

$$= \left[1{,}2 \cdot 16 + 1{,}05\left(0{,}471 + \frac{0{,}115}{0{,}65}\right)\right] 2{,}6 = 51{,}8 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{51{,}8 \cdot 6{,}5^2}{8} = 273 \text{ кН} \cdot \text{м} = 27300 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{C_1 R_{\text{у}} \gamma_{\text{с}}} = \frac{27300}{1{,}1 \cdot 22{,}5 \cdot 1} = 1103 \text{ см}^3.$$

Принимаем по сортаменту на прокатные двутавры (прил.1, табл.1) профиль 45; $I_{\text{х}} = 27696$ см^4; $q_{\text{бал}} = 0{,}665$ кН/м; $W_{\text{х}} = 1231$ см^3. Проверим прочность принятой балки с учетом ее собственной массы.

Расчетная нагрузка:

$$q_1 = 51{,}8 + 1{,}05 \cdot 0{,}665 = 52{,}50 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент:

$$M = \frac{52{,}5 \cdot 6{,}5^2}{8} = 277 \text{ кН} \cdot \text{м} = 27700 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = \frac{M}{C_1 W_1 \gamma_c} = \frac{27700}{1{,}1 \cdot 1231 \cdot 1} = 20{,}5 < 22{,}5 \text{ кН/см}^2.$$

Проверим прогиб балки.

С учетом собственной массы вспомогательной балки нормативная погонная нагрузка на нее:

$$q_1^n = 43{,}3 + 0{,}665 = 43.9 \text{ кН/м} = 0{,}439 \text{ кН/см};$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{0{,}439 \times 650^3}{2{,}06 \times 10^4 \times 27696} = 0{,}0027 \prec 0{,}004.$$

Принятое сечение вспомогательной балки отвечает условиям прочности и жесткости.

7.2.3. Расчет главной балки

Общие положения

Расчет балки составного сечения выполняют как свободно опертой, несущей сосредоточенную нагрузку. При наличии на балке пяти и более сосредоточенных грузов расчет ее можно производить на равномерно распределенную нагрузку, эквивалентную по интенсивности сосредоточенным грузам.

Высоту балки определяют исходя из технических и экономических соображений. В первом приближении ее можно принять равной 1/10 пролета. Наиболее целесообразной является оптимальная высота $h_{\text{опт}}$, при которой сечение балки получается наименьшим, что приводит к минимальному расходу металла. Вторым критерием является минимальная высота $h_{\min}$, которая обеспечивает полное использование металла при прогибах, не превосходящих предельные. Относительный прогиб не должен быть больше 1/400 (0,0025) пролета.

Во всех случаях высоту балки следует назначать близкой к оптимальной, но не меньше минимальной и не больше заданной строительной высоты с учетом толщины настила.

Толщина стенки балки назначается исходя из обеспечения ее работы на срез.

Пояса в сварных балках принимают из одинаковых листов в соответствии со стандартом универсальной стали. При определении размеров сечений поясов следует учитывать необходимость обеспечения их местной устойчивости, в связи с чем отношение свеса пояса к его толщине не должно превышать $0{,}5\sqrt{E/R_y}$. В то же время пояса не следует делать слишком узкими и толстыми, так как толстый металл трудно обрабатывать. Для прикрепления его к стенке требуются сварные швы больших толщин, приводящие к значительным сварочным напряжениям. Толщину пояса с учетом высказанных замечаний назначают в пределах от одной до трех толщин стенки. Ширину пояса следует принимать не менее 1/5 (0,2) и не более 1/2 (0,5) высоты балки из условий обеспечения ее общей устойчивости. По конструктивным соображениям ширина полки должна быть не менее 180 мм.

При назначении окончательных размеров элементов сечения главной балки высоту стенки принимают в соответствии со стандартом на сталь прокатную толстолистную или сталь универсальную, с тем чтобы не производить при изготовлении лишних операций по резке листа; толщину стенки – в соответствии с указанным стандартом, но не менее 8 мм; толщину листа пояса – от 8 до 40 мм.

Проверка принятого сечения главной балки на прочность, устойчивость и жесткость производится в соответствии с [6, пп.5.12 –5.23].

Местная устойчивость стенки составных балок обеспечивается одиночными или парными поперечными ребрами жесткости.

При проектировании балки ребра жесткости могут быть поставлены по конструктивным соображениям чаще, чем это требуется исходя из условия устойчивости стенки, а именно в месте примыкания каждой второстепенной балки. Тем самым достигается сопряжение балок с главной при их расположении

в одном уровне. Установка ребра жесткости в месте приложения сосредоточенного груза позволяет не учитывать при расчете устойчивости стенки местные напряжения.

Общая устойчивость главной балки может не проверяться, если к ее верхнему поясу крепится настил (балочная клетка в одном уровне).

Методика подбора сечения главной балки и проверка принятого сечения на прочность, жесткость и устойчивость приводится в [1,2,3,8, 6 пп. 5.4 – 5.8]. Сечение составной балки, подобранное по максимальному изгибающему моменту, может быть уменьшено в местах с меньшими моментами.

Принимают обычно в сварных балках одно изменение сечения на расстоянии примерно 1/6 пролета балки от опоры. В сварных балках распространено изменение ширины полки, а высота балки при этом сохраняется постоянной.

Уменьшенное сечение полки подбирают по моменту, действующему в месте изменения сечения. Ширина полки при этом должна отвечать условиям

$$b_1 \geq \frac{1}{10}h;\ b_1 \geq \frac{1}{2}b_{\text{п}};b_1 \geq 180 \text{ мм}.$$

Стык различных сечений полки может быть прямым или косым. Прямой стык без применения физических методов контроля шва должен рассчитываться из условий прочности стыкового шва на растяжение.

В балках составного сечения необходимо также рассчитывать соединение поясов со стенкой и опорное ребро.

Детали сопряжения главных балок с вспомогательными и последних с балками настила приведены в [1,2,3,8,9]. Сопряжение в одном уровне выполняется с помощью болтового соединения на двух или трех болтах.

Количество и диаметр болтов определяется расчетом.

Пример расчета

Дано: материал балки – сталь С235; $R_y = 230$ МПа ≈ 23 кН/см^2 и $R_{ср} = 135$ МПа $\approx 13{,}5$ кН/см^2; предельный прогиб $[f/l] = 1/400 = 0{,}0025$; шаг балок – 6,5 м; пролет – 13 м.

Подобрать сечение сварной главной балки.

Решение:

Определим массу настила, балок настила и вспомогательных балок, приходящуюся на 1 м^2 покрытия.

$$q_1^{н} = p^{н} + \frac{q_{бал.\,н}}{a} + \frac{q_{бал.\,в}}{b} = 0,471 + \frac{0,115}{0,65} + \frac{0,665}{2,6} = 0,904 \text{ кН/м}^2.$$

Расчет проводим на равномерно распределенную нагрузку, эквивалентную по интенсивности сосредоточенным грузам.

Нормативная погонная нагрузка на главную балку:

$$q^{н} = \left(q_o^{н} + q_1^{н}\right) l = \left(16 + 0,90\right) 6,5 = 110 \text{ кН/м}.$$

Расчетная погонная нагрузка:

$$q = \left(\gamma_q q_o^{н} + \gamma_q q_1^{н}\right) l = \left(1,2 \cdot 16 + 1,05 \cdot 0,90\right) 6,5 = 131 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент:

$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{131 \cdot 13^2}{8} = 2767 \text{ кНм} = 276700 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Расчетная поперечная сила:

$$Q = \frac{qL}{2} = \frac{131 \cdot 13}{2} = 852 \text{ кН}.$$

Находим требуемый момент сопротивления сечения балки, принимая $C_1 = 1,1$ (с учетом упругопластических деформаций):

$$W_{тр} = \frac{M}{C_1 R_y \gamma_c} = \frac{276700}{1,1 \cdot 23 \cdot 1} = 10940 \text{ см}^3.$$

Сечение балки принимаем в виде сварного двутавра. Определяем высоту сечения балки. Минимальная высота балки:

$$h_{\text{мин}} = \frac{5}{24} \cdot \frac{C_1 R_y L q^{\text{н}}}{Eq} \left[\frac{l}{f} \right] = \frac{5}{24} \cdot \frac{1{,}1 \cdot 23 \cdot 1300 \cdot 110}{2{,}06 \cdot 10^4 \cdot 131} \cdot \frac{400}{1} = 112 \text{ см}.$$

Оптимальная высота:

$$h_{\text{опт}} = 1{,}15 \sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{t_w}} = 1{,}15 \sqrt{\frac{10940}{1}} = 120 \text{ см},$$

где t_w – толщина стенки балки, см.

Толщину стенки находим, задавшись

$$h = L/10 = 13000/10 = 1300 \text{ мм},$$

по приближенной формуле:

$$t_w = 7 + \frac{3h}{1000} = 7 + \frac{3 \times 1300}{1000} = 10{,}9 \text{ мм}.$$

Принимаем $t_w = 10$ мм.

Обращаясь к сортаменту сталей (прил.1, табл. 3 или 4), принимаем высоту стенки балки $h_w = 1250$ мм, так как ближайшая ширина листа 1050 мм меньше $h_{\text{мин}} = 1120$ мм. С учетом толщины пояса балки, которую в первом приближении примем равной 25 мм, назначаем высоту балки $h = 130$ см.

Из условий работы на срез толщина стенки:

$$t_w = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{hR_{\text{ср}}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{852}{130 \times 13{,}5} = 0{,}73 \text{ см}.$$

Чтобы не применять продольных ребер жесткости:

$$t_w = \frac{h\sqrt{R_y / E}}{5{,}5} = \frac{130\sqrt{23/2{,}06 \times 10^4}}{5{,}5} = 0{,}75 \text{ см}.$$

Сравнивая полученные толщины стенки, принимаем $t_w = 10$ мм, так как стенка отвечает условию прочности на действие перерезывающей силы и не требует укрепления продольными ребрами жесткости.

Размеры горизонтальных поясных листов определяем исходя из необходимой несущей способности балки.

Требуемый момент инерции сечения балки:

$$I_{\text{тр}} = W_{\text{тр}} \cdot h / 2 = 10940 \cdot 130 / 2 = 711110 \text{ см}^4.$$

При толщине поясных листов 2,5 см момент инерции стенки балки:

$$I_w = t_w h_w^3 / 12 = 1 \times 125^3 / 12 = 163000 \text{ см}^3.$$

Момент инерции поясных листов:

$$I_f = I_{\text{тр}} - I_w = 711100 - 163000 = 548100 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь сечения поясов балки:

$$A_f = 2 \cdot I_f / h_0^2 = 2 \times 548100 / 127{,}5^2 = 167{,}4 \text{ см}^2,$$

где $h_0 = t_f = 130 - 2{,}5 = 127{,}5$ см.

Моментом инерции поясов относительно их собственной оси пренебрегаем.

Принимаем по стандарту (прил.1, табл. 4) пояса из универсальной стали 360 × 25 мм, для которой отношение b_w / h = = 360:1300 = 1/3,3 находится в пределах 1/2 — 1/5, обеспечивающих общую устойчивость.

Масса погонного метра балки:

$$q_{\delta} = 1 \cdot A \cdot \gamma = 1 \cdot \left(2 \cdot 0{,}36 \cdot 0{,}025 + 1{,}25 \cdot 0{,}01\right) 78{,}5 = 2{,}04 \text{ кН/м}.$$

Уточняем нагрузку с учетом собственной массы балки.

Расчетная погонная нагрузка:

$$q^{\text{I}} = 131 + 1{,}05 \cdot 2{,}04 = 133{,}1 \text{ кН/м};$$

$$M = \frac{133{,}1 \cdot 13^2}{8} = 2812 \text{ кНм};$$

$$Q = \frac{133{,}1 \cdot 13}{2} = 865 \text{ кН}.$$

Уточним принятый ранее коэффициент учета пластической работы C_1:

$$A_f = b_f t_f = 36 \times 2{,}5 = 90 \text{ см}^2; \quad A_w = h_w t_w = 125 \times 1 = 125 \text{ см}^2;$$

$$A_f / A_w = 90 / 125 = 0{,}72 .$$

По табл.6 прил.1 получим $C_1 = 1{,}098$, которое практически соответствует принимавшемуся ранее $C_1 = 1{,}1$.

Проверяем принятую ширину (свес) поясов исходя из их местной устойчивости:

$$b_{св} / t_f = \frac{b_f - t_w}{2t_f} = \frac{36 - 1}{2 \times 2{,}5} = 7 \prec 0{,}5\sqrt{E / R_y} = 15.$$

Проверяем подобранное сечение по прочности. Момент инерции и момент сопротивления подобранного сечения балки:

$$I_x = I_w + I_f = I_w + 2b_f \cdot t_f (h/2)^2 =$$
$$= 163000 + 2 \times 36 \times 2{,}5 \times (127{,}5/2)^2 = 756500 \text{ см}^4$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{756500 \cdot 2}{130} = 11600 \text{ см}^3.$$

Наибольшее нормальное напряжение в балке:

$$\sigma = \frac{M}{C_1 W_x} = \frac{281200}{1{,}1 \cdot 11600} = 20{,}04 < R_y = 23 \text{ кН/м}^2.$$

Подобранное сечение балки удовлетворяет проверке прочности и имеет недонапряжение $4{,}2 < 5\%$. Проверку прогиба балки делать не нужно, так как принятая высота сечения больше минимальной.

В целях экономии стали изменяем сечение полки на участке от опоры до 1/6 пролета.

Расчетный изгибающий момент в сечении

$$x = L/6 = 13/6 = 2{,}2 \text{ м}.$$

$$M_1 = [qx(L - x)]/2 = [133{,}1 \times 2{,}2(13 - 2{,}2]/2 = 1581 \text{ кНм};$$

$$Q_1 = q(L/2 - x) = 133{,}1(13/2 - 2{,}2) = 572 \text{ кН}.$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_1 = \frac{M_1}{R_y \gamma_c} = \frac{158100}{23 \times 1} = 6874 \text{ см}^3;$$

$$I_1 = W_1 h / 2 = 6874 \times 130 / 2 = 446810 \text{ см}^4.$$

Так как $I_w = 1 \times 125^3/12 = 163000$ см^4 момент инерции полок

$$I_{1f} = 446810 - 163000 = 283810 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь поясных горизонтальных листов

$$A_{1f} = 2I_{If}/h_0^2 = 2 \times 283810/127{,}5^2 = 34{,}9 \text{ см}^2,$$

где h_0 — расстояние между центрами тяжести полок.

Принимаем полку из листа 180 × 25 мм, что удовлетворяет условиям:

$$b_1 \geq 1/10h = 1300/10 = 130 \text{ мм}; \quad b_1 \succ 180 \text{ мм}$$

$$\text{и} \quad b_1 \geq \frac{b_f}{2} = \frac{360}{2} = 180 \text{ мм}.$$

Проверим принятое сечение на прочность. Момент инерции принятого сечения $I_1 = I_w + 2b_1 t_f (h_0/2)^2 = 163000 + 2 \times 18 \times \times 2{,}5(127{,}5/2)^2 = 528800$ см^2.

Момент сопротивления

$$W_1 = 2I_1 / h = 2 \times 528800/130 = 8135 \text{ см}^3.$$

Нормальное напряжение в месте изменения сечения балки

$$\sigma = \frac{M_1}{C_1 W_1} = \frac{158100}{1{,}1 \times 8135} = 17{,}7 \prec R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Максимальное касательное напряжение в стенке на опоре балки

$$\tau = \frac{QS_1}{I_1 t_w} = \frac{865 \times 4820}{52880 \times 1} = 7{,}88 \prec R_{cp} = 13{,}5 \text{ кН/см}^2,$$

где статический момент полусечения балки

$$S_1 = b_1 t_f \frac{h_0}{2} + \frac{t_w h_w^2}{8} = 18 \times 2{,}5 \frac{127{,}5}{2} + \frac{1 \times 125^2}{8} = 4820 \text{ см}^3.$$

Проверим совместное действие нормальных и касательных напряжений на уровне поясного шва в месте изменения сечения балки:

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma_1^2 + 2\tau_1^2} = \sqrt{18{,}7^2 + 2 \times 3{,}1^2} = 19{,}2 \prec 1{,}15 R_y = 26{,}5 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1} \frac{h_w}{h} = \frac{158100 \times 125}{8135 \times 130} = 18{,}7 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_1 = \frac{Q_1 S_{n1}}{I_1 t_w} = \frac{572 \times 2869}{528800 \times 1} = 3{,}1 \text{ кН/см}^2;$$

$$S_{n1} = b_1 t_f (h_0 / 2) = 18 \times 2{,}5 \times 127{,}5 / 2 = 2869 \text{ см}^2.$$

Прочность балки обеспечена.

Общую устойчивость балки не проверяем, так как сжатый пояс балки раскреплен жестким настилом.

Проверим местную устойчивость стенки.

Определим необходимость постановки ребер жесткости.

Условная гибкость

$$\bar{\lambda} = \frac{h_w}{t_w}\sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{125}{1}\sqrt{\frac{23}{2,06\times10^4}} = 4 \succ 3,2.$$

Вертикальные парные ребра жесткости необходимы.

Длина зоны использования пластических деформаций в стенке.

$$L\sqrt{1-\frac{h}{C_1 h_w}} = 13000\sqrt{1-\frac{130}{1,1\times125}} = 303 \text{ см}.$$

В зоне учета пластических деформаций необходима постановка ребер жесткости под каждой балкой, так как местные напряжения стенке в этой зоне не допустимы.

Для обеспечения местной устойчивости стенки вертикальные ребра жесткости устанавливают на расстояниях между ними не более $2,5h_w$ при $\bar{\lambda}_w \le 3,2$ или не более $2h_w$ при $\bar{\lambda}_w \ge 3,2$.

Принимаем расстановку вертикальных парных ребер жесткости в местах закрепления вспомогательных балок и посредине между балками, т.е. с шагом 130 см, так как при $\bar{\lambda}_w = 4$ расстояние между ребрами жесткости должно быть не более $2h_w = 2\cdot125 = 250$ см, а шаг вспомогательных балок $b = 260$ см.

Поскольку $\bar{\lambda}_w = 4 \succ 3,2$ проверку устойчивости стенки следует производить.

Устойчивость стенки проверим в месте изменения сечения балки.

Для отсека в месте изменения сечения $M_1 = 1581$ кНм, $Q_1 = 572$ кН.

Действующие в сечении напряжения

$$\sigma = \frac{M_1 h_w}{W_1 h} = \frac{158100 \times 125}{8135 \times 130} = 18,7 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_1}{h_w t_w} = \frac{572}{125 \times 1} = 4,6 \text{ кН/см}^2.$$

Определим критические напряжения.
Критическое касательное напряжение

$$\tau_{кр} = 10,3\left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right)\frac{R_{ср}}{\lambda_w^2} = 10,3\left(1 + \frac{0,76}{1,04^2}\right)\frac{13,5}{4^2} = 14,8 \text{ кН/см}^2,$$

где $\mu = a / h_w = 130 / 125 = 1,04$ (отношение большей стороны пластинки к меньшей).

Определим степень упругости защемления стенки в поясах

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_w}\left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 = 0,8\frac{36}{125}\left(\frac{2,5}{1}\right)^3 = 3,6,$$

где $\beta = 0,8$ для всех балок, кроме подкрановых.

Критическое нормальное напряжение

$$\sigma_{кр} = \frac{C_{кр} R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{34,34 \times 23}{4^2} = 49,4 \text{ кН/см}^2;$$

$C_{кр} = 34,34$ получено по табл. 7 при $\delta = 3,6$.
Проверим местную устойчивость стенки по формуле

$$\sqrt{\left(\sigma / \sigma_{кр}\right)^2 + \left(\tau / \tau_{кр}\right)^2} = \sqrt{(18,7/49,4)^2 + (4,6/14,8)^2} = 0,48 \prec \gamma_c = 1.$$

Проверка показала, что устойчивость стенки обеспечена.

Назначаем размеры промежуточных поперечных ребер жесткости:

ширина $b_р \geq h_w/30 + 40 = 1250/30 + 40 = 82$ мм,

принимаем $b_р = 82$ мм;

толщина $t_р \geq b_р/15 = 82/15 = 5{,}3$ мм,

принимаем $t_р = 6$ мм.

Проводим расчет опорных ребер жесткости. Требуемая площадь опорного ребра по смятию торца:

$$A_р = \frac{Q}{R_{см}\gamma_c} = \frac{865}{35{,}5 \cdot 1} = 24{,}4 \text{ см}^2,$$

где $R_{см} = 35{,}5$ кН/см^2 – расчетное сопротивление смятию торцовой поверхности.

Принимаем толщину ребра $t_р = 1{,}4$ см, тогда $b_р = 24{,}4/1{,}4 = 17{,}7$ см. Окончательно принимаем сечение ребра 180×14 мм. Сечение удовлетворяет условию $0{,}5\, b_р / t_р = 0{,}5 \cdot 180/14 = 6{,}4 < 0{,}5\sqrt{E/R_y} = 0{,}5\sqrt{2{,}06 \cdot 10^4 / 23} = 15$, , т.е. местная устойчивость обеспечена.

Проверяем опорную стойку балки на устойчивость из ее плоскости. Ширина участка стенки, включенной в работу опорной стойки,

$$b_w = 0{,}85 t_w \sqrt{E/R_y} = 0{,}65 \times 1 \sqrt{2{,}06 \times 10^4 / 23} = 19{,}3 \text{ см}.$$

Условная площадь ребра:

$$A = A_p + t_w b_w = 18 \times 1{,}4 + 1 \times 19{,}5 = 44{,}7 \text{ см}^2.$$

Момент инерции опорной стойки:

$$I_z = \frac{t_p b_p^3}{12} + \frac{b_w t_w^3}{12} = \frac{1{,}4 \times 18^3}{12} + \frac{19{,}5 \times 1^3}{12} = 682 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции опорной стойки:

$$i_z = \sqrt{I_z / A} = \sqrt{682/44,7} = 3,9 \text{ см}.$$

Гибкость опорной стойки:

$$\lambda = \frac{h}{i_z} = \frac{130}{3,9} = 33,3; \text{ по прил., табл. 5 } \varphi = 0,929.$$

Устойчивость из плоскости балки:

$$\sigma = \frac{Q}{\varphi A} = \frac{865}{0,929 \cdot 44,7} = 22,4 < \gamma_c R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость опорного ребра обеспечена.

Рассчитаем поясные швы сварной балки. Швы выполняем двусторонними, автоматической сваркой в лодочку сварочной проволокой Св-08А.

Определяем толщину шва в сечении у опоры.

Срезывающее усиление на 1 пог. см одного шва:

$$\tau = \frac{QS_п}{21_x} = \frac{865 \cdot 5738}{2 \cdot 756500} = 3,28 \text{ кН/см}.$$

Статистический момент сечения пояса относительно нейтральной оси:

$$S_n = b_f t_f (h_0/2) = 36 \times 2,5 \times 127,5/2 = 5738 \text{ см}^3.$$

Сварные угловые швы рассчитываем на условный срез по двум сечениям:

по металлу шва $\dfrac{\tau}{\beta_f k_f l_w} \le \gamma_{wf} R_{wf}$,

по металлу границы сплавления $\dfrac{\tau}{\beta_z k_f l_w} \le \gamma_{wz} R_{wz}$,

где β_f и β_z – коэффициенты (см. прил.1, табл.7); k_f – катет углового шва, см; $R_{wf} = 18$ кН/см^2, $R_{wz} = 16,2$ кН/см^2 – расчетное сопро-

тивление соответственно металла шва и границы сплавления; $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$ – коэффициент условий работы шва; $l_w = 1$ – расчетная длина шва, см.

Размеры катетов швов k_f должны быть не более $1{,}2t$, где t – наименьшая толщина соединяемых элементов, но не менее указанной в прил.1, табл. 8.

$$k_f \geq \tau / R_{wf}\beta_f = 3{,}28/18 \cdot 1{,}1 = 0{,}166 \text{ см},$$

$$k_f \geq \tau / R_{wz}\beta_z = 3{,}28/16{,}5 \cdot 1{,}15 = 0{,}173 \text{ см}.$$

Принимаем по прил.1, табл. 8 минимально допустимый при толщине пояса $t_п$ = 25 мм катет шва k_f = 7 мм, что больше получившегося по расчету k_f = 1,7 мм.

Выполняем расчет сопряжения вспомогательной балки с главной.

Расчет сопряжения балок в одном уровне сводится к определению количества или диаметра болтов, работающих на срез и прикрепляющих балки друг к другу с помощью поперечного ребра жесткости.

Расчетной силой является опорная реакция балки, увеличенная на 20% вследствие внецентренного приложения усилий на стенку главной балки. Расчетная погонная нагрузка на вспомогательную балку (см. расчет вспомогательной балки) составила 52,5 кН/м. При пролете вспомогательной балки l = 6,5 м:

$$Q = 1{,}2\frac{ql}{2} = 1{,}2\frac{52{,}5 \cdot 6{,}5}{2} = 205 \text{ кН}.$$

Целесообразно, для сопряжения балок принимать два или три болта. Возьмем три болта нормальной точности ($R^б_{ср} = 16$ кН/см^2).

Определяем диаметр болта d из формулы:

$$\frac{Q}{n} = n_{ср} R^б_{ср} \frac{\pi \cdot d^2}{4},$$

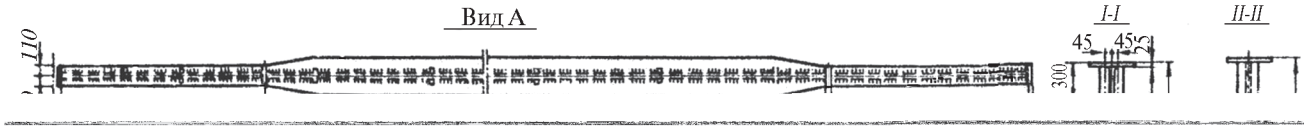


Рис. 26. Главная балка балочной клетки

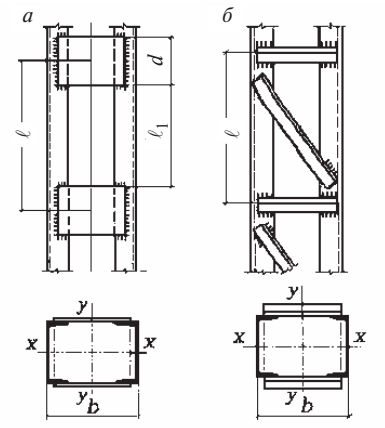


Рис. 30. Варианты решений соединительных элементов в сквозных колоннах:

а – соединение ветвей планками;
б – соединение уголками

материальной оси. Относительно этой оси стержень работает как сплошной.

Специфика проверки устойчивости относительно свободной оси состоит в том, что здесь необходимо определить приведенную гибкость, учитывающую деформативность ветвей на участке между узлами соединительных элементов (расстояние между планками в свету), а также деформативность самих соединительных элементов. Расчет относительно свободной оси сводится к определению расстояния между ветвями. Это расстояние назначают таким, чтобы гибкость стержня относительно материальной оси была равна приведенной гибкости относительно свободной оси.

Гибкость колонн по обеим осям не должна превышать предельную гибкость сжатых элементов.

Шаг соединительных планок или уголков определяется из условия гибкости отдельной ветви λ_1, которая принимается равной 20÷30, но не более 40. Ширину планок назначают примерно равной расстоянию между ветвями колонны в свету (0,5÷0,75*b*), толщину планки – от 6 до 12 мм.

Необходимо обратить внимание на следующую особенность проектирования сквозных колонн. При центральном сжатии в стержне колонны отсутствует перерезывающая сила, по которой определяются усилия в соединительных элементах. Поэтому планки рассчитываются на условную поперечную силу, которая может возникнуть вследствие прогиба колонны при потере устойчивости, а также благодаря наличию эксцентриситетов и искривлений.

Методика расчета и конструирования сплошных и сквозных центрально-сжатых колонн изложена в [1,2,3,6,8].

7.3.2. Пример расчета сплошной колонны

Подобрать сечение стержня сплошной центрально сжатой колонны высотой 7 м, защемленной внизу и имеющей шарнирное закрепление вверху. Материал – сталь С235, толщина листов 4÷20 мм; $R_y = 230$ МПа $= 23$кН/см^2. Расчетное усилие $N = 2Q = 2 \times 865 = 1730$ кН (см. расчет главной балки).

Решение:

Расчетная длина колонны $l_0 = 0,7l = 0,7 \times 7 = 4,9$ м.

Задаемся гибкостью $\lambda = 70$ и находим значение $\varphi = 0,76$ (прил. 1, табл. 5).

Требуемая площадь сечения

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{1730}{0.76 \times 23 \times 1} = 99,0 \text{ см}^2.$$

Требуемый радиус инерции $i_{\text{тр}} = l_0 / \lambda = 4,9 / 70 = 7$ см.

Требуемая ширина сечения $b_{\text{тр}} = i_{\text{тр}} / 0,24 = 29,2$ см.

Учитывая, что ширина сечения должна быть не менее 1/20 высоты колонны (7/20 = 0,35), принимаем $b = 36$ см и $h=b$.

Учитывая рекомендацию $A_{\text{полки}} = 0,8A_{\text{тр}}$, определим толщины стенки и полок. Толщина стенки $t_w = 0,2A_{\text{тр}} / h = (0,2 \times 99) / 36 = 0,55$ см. Назначим $t_w = 0,6$ см, тогда площадь полок $A_f = A_{\text{тр}} - h_w t_w = 99 - 36 \times 0,6 = 77,4$ см^2. Требуемая толщина одной полки $t_f = A_f / 2b_f = 77,4 / (2 \times 36) = 1,08$ см. Назначаем $t_f = 1,2$ см.

$$A = A_w + 2 \times A_f = 0,6 \times 33,6 + 2 \times 1,2 \times 36 = 106,6 \succ 99 \text{ см}^2.$$

Минимальный момент инерции

$$I_{\min} = I_y = \frac{h_w t_w^3}{12} + 2\frac{t_f b_f^3}{12} = \frac{33,6 \times 0,6^3}{12} + 2\frac{1,2 \times 36^3}{12} = 9332 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{9332 / 106,6} = 9,36 \text{ см}.$$

Наибольшая гибкость

$$\lambda_{\max} = \frac{l_0}{i_y} = \frac{490}{9,36} = 52,4 \prec 120.$$

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,833$ (прил.1, табл. 5). Проверим устойчивость колонны:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{1730}{0,833 \times 106,6} = 19,5 \prec \gamma_c R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Проверим местную устойчивость стенки:

$$\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y / E} = 52,4\sqrt{23 / 2,06 \times 10^4} = 1,74;$$

$$h_w / t_w = 33,6 / 0,6 = 56.$$

Предельное отношение находим

$$h_w / t_w \le (0,36 + 0,8\bar{\lambda}^2)\sqrt{E / R_y} =$$
$$= (0,36 + 0,8 \times 1,74^2)\sqrt{2,06 \times 10^4 / 23} = 83,3.$$

но не больше $2,9\sqrt{E / R_y} = 87$. Стенка устойчива, так как $56 \prec 79,8 \prec 87$.

7.3.3. Пример расчета колонны сквозного сечения

Подобрать сечение стержня и рассчитать планки сквозной центрально-сжатой колонны с ветвями их двух швеллеров. Высота колонны — 7 м. Материал – сталь С235, расчетное сопротивление R_y = 225 МПа = 22,5 кН/см^2. Присоединение планок осуществляется сваркой электродами Э-42. Расчетная нагрузка N = 1730 кН. Расчетная схема: жесткое закрепление по подошве, шарнир в верхней части.

Расчет колонны относительно материальной оси

Расчет ведут используя метод последовательного приближения. Значение гибкости стержня принимают в пределах от 60 до 90. При нагрузках 1000 и более гибкость рекомендуется принять равной 60 – 70. Вычислив требуемую площадь сечения ветви и определив по сортаменту номер профиля проверяют выполнение условия устойчивости. Если устойчивость не обеспечена или получен большой запас, то изменяют номер профиля и вновь делают проверку.

Требуемая площадь сечения, если принять гибкость $\lambda = 70$,

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{1730}{0,75 \times 22,5 \times 1} = 102,5 \text{ см}^2,$$

где $\varphi = 0,75$ при гибкости $\lambda = 70$ (прил.1, табл. 5).

Требуемый радиус инерции при расчетной длине колонны

$$l_0 = 0,7l = 0,7 \cdot 7 = 4,9 \text{ м};$$

$$i_{\text{тр}} = l_0 / \lambda = 490 / 70 = 7 \text{ см}.$$

По сортаменту ГОСТа (прил. 1, табл. 2) принимаем два швеллера № 33, для которых $A = 2 \cdot 46,5 = 93$ см^2; $i_x = 13,1$ см.

Тогда гибкость $\lambda_x = l_0 / i_0 = 490/13{,}1 = 37{,}4$; $\varphi = 0{,}905$. Проверяем устойчивость колонны относительно материальной оси $\sigma = N/\varphi A = 1730/(0{,}905 \times 93) = 20{,}6$ кН/см^2 < $\gamma_c R_y = 22{,}5$ кН/см^2.

Принимаем сечение из швеллера № 33.

Расчет колонны относительно свободной оси

Определяем расстояние между ветвями колонны *b* из условия равноустойчивости в двух плоскостях $\lambda_x = \lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$.

Тогда требуемая гибкость относительно свободной оси

$$\lambda_y^{\text{тр}} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2},$$

где λ_1 – гибкость ветви.

Задавшись гибкостью ветви $\lambda_1 = (25 \div 30)$, но не более предельной гибкости ветви ($\lambda_1 = 40$), получим:

$$\lambda_{\text{y}}^{\text{тр}} = \sqrt{37{,}4^2 - 25^2} = 27{,}8;$$

$$i_{\text{y}}^{\text{тр}} = l_0 / \lambda_{\text{y}}^{\text{тр}} = 490/27{,}8 = 17{,}6 \text{ см}.$$

Требуемое расстояние между ветвями колонны

$$b = i_{\text{y}}^{\text{тр}} / \alpha = 17{,}6/0{,}44 = 40{,}1 \text{ см}.$$

Здесь коэффициент α=0,44 принят для швеллера. Для двутавров $\alpha = 0{,}52$.

Поскольку колонна стальная, то полученное расстояние должно быть не менее двойной ширины полок швеллера плюс зазор 10 см, необходимый для последующей качественной окраски. В рассматриваемом случае $2 \cdot 10{,}5 + 10 = 31 < 40{,}1$ см, принимаем $b = 40$ см.

Производим проверку устойчивости сечения относительно свободной оси.

Из сортамента (прил. 1, табл. 2) для швеллера № 33 $I_y^0 = 410$ см^4; $i_y^0 = 2{,}97$ см; $z_0 = 2{,}59$ см; $A = 46{,}5$ см^2.

Момент инерции сечения относительно свободной оси

$$I_y = 2\left[I_y^0 + A\left(\frac{b}{2} - z_0\right)^2 \right] = 2\left[410 + 46{,}6\left(\frac{40}{2} - 2{,}59\right)^2 \right] = 29009 \text{ см}^4.$$

Расчетная длина ветви $l_0 = \lambda_1 i_y^0 = 25 \times 2{,}97 = 74{,}3$ см. Примем расстояние между планками в свету $l_1 = 70 = 70$ см, тогда гибкость ветви $\lambda_1 = 70/2{,}97 = 23{,}6$. Сечение планок 8×200 мм.

Радиус инерции сечения

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{29009/93} = 17{,}61 \text{ см}.$$

Гибкость стержня

$$\lambda_y = l_0 / i_y = 490/17{,}61 = 27{,}8.$$

Приведенная гибкость стержня относительно свободной оси

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{27{,}8^2 + 23{,}6^2} = 36{,}4, \quad \varphi = 0{,}915 \text{ (прил. табл. 5)}.$$

Проверим устойчивость колонны относительно свободной оси

$$\sigma = N / \varphi A = 1730/(0{,}915 \times 93) = 20{,}3 \prec 22{,}5 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость колонны относительно оси *y*-*y* обеспечена.

Расчет планок

Поперечная сила, приходящаяся на одну систему планок,

$$Q_{\text{пл}} = Q_{\text{усл}} / 2 = 0,5 \times 0,2A = 0,5 \times 0,2 \times 93 = 9,3 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент и поперечная сила в месте прикрепления планки:

$$M_{\text{пл}} = (Q_{\text{пл}} l) / 2 = (9,3 \times 90) / 2 = 418,5 \text{ кНсм};$$

$$N_{\text{пл}} = (Q_{\text{пл}} l) / b_0 = (9,3 \times 90) / (40 - 2 \times 2,59) = 24 \text{ кН},$$

здесь l – расстояние между осями планок;

$$l = l_1 + d = 70 + 20 = 90 \text{ см}; \; b_0 = b - 2z_0 = 34,8 \text{ см}.$$

Принимаем приварку планок к полкам швеллеров угловыми швами с катетом шва $k_{\text{ш}} = 0,7$ см.

Определим, какое из сечений угловых швов (по металлу шва или по границе сплавления) имеет решающее значение. $R_{\text{уш}}^{\text{св}} = 180 \text{МПа}$, $R_{\text{ус}}^{\text{св}} = 162$ МПа; по прил. 1, табл. 7 $\beta_{\text{ш}} = 1,1$, $\beta_c = 1,15$, тогда

$$R_{\text{ш}} R_{\text{уш}}^{\text{св}} = 1,1 \cdot 18 = 19,8 > \beta_c R_{\text{ус}}^{\text{св}} = 1,15 \cdot 16,2 = 18,6 \text{ кН/см}^2.$$

Необходима проверка по границе сплавления. Для проверки имеем расчетную площадь шва $A = k_{\text{ш}} l_{\text{ш}} = 0,7 \cdot (20 - 2 \cdot 0,5) =$ $= 13 \text{ см}^2$.

Момент сопротивления шва

$$W_{\text{ш}} = \frac{k_{\text{ш}} l_{\text{ш}}^2}{6} = 0,7 \cdot (20 - 2 \cdot 0,5^2)^2 / 6 = 42,1 \text{ см}^3.$$

Напряжение в шве от момента и поперечной силы:

$$\sigma_{\text{ш}} = M_{\text{ш}} / W_{\text{ш}} = 418,5/42,1 = 9,94 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{ш} = N_{ш} / A = 24/13 = 1{,}81 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем прочность шва по равнодействующему напряжению

$$\sigma = \sqrt{\sigma_{ш}^2 + \tau_{ш}^2} = \sqrt{9{,}94^2 + 1{,}81^2} = 10{,}1 \text{ кН/см}^2 < \beta_c R_{ус} = 18{,}6 \text{ кН/см}^2.$$

Условие выполнено.

7.4. Расчет и конструирование базы колонн

7.4.1. Общие положения

Конструкция крепления базы колонны к фундаменту должна соответствовать принятой расчетной схеме колонны.

Крепление базы колонны к фундаменту выполняют с помощью анкерных болтов. Жесткое закрепление базы обеспечивается установкой не менее трех болтов. В шарнирном закреплении достаточно установить два болта.

Диаметр болтов в центрально сжатых колоннах назначают конструктивно. Для шарнирного закрепления диаметр анкерного болта принимают в пределах от 20 до 30 мм, для жесткого – от 24 до 36 см.

Башмак колонны проектируют или с учетом фрезеровки торцов колонны, или без учета фрезеровки.

На рис. 31 показаны варианты конструктивного решения башмака колонны.

При фрезеровке торцов колонны усилие передается непосредственно опорной плите, а соединяющие их швы являются конструктивными. Толщина плиты определяется расчетом на изгиб консоли, нагруженной реактивным давлением бетона и защемленной по линиям габарита сечения колонны.

Если торец колонны не фрезерован, то передача усилия от колонны к опорной плите происходит через траверсу, представляющую собой вертикальные опорные листы. Усилие от колонны передается на траверсу при помощи вертикальных сварных швов

и от траверсы через горизонтальные швы на опорную плиту. При этом вертикальные и горизонтальные швы являются расчетными. Плита работает на изгиб как пластинка на упругом основании, воспринимающая давление от ветвей траверсы и ребер.

Толщину опорной плиты принимают в пределах от 20 до 50 мм, толщину траверсы – от 10 до 14 мм.

Следует отметить, что более экономичным по расходу стали является башмак с траверсой.

Расчет башмака центрально-сжатой колонны приведен в [1,2,3,8].

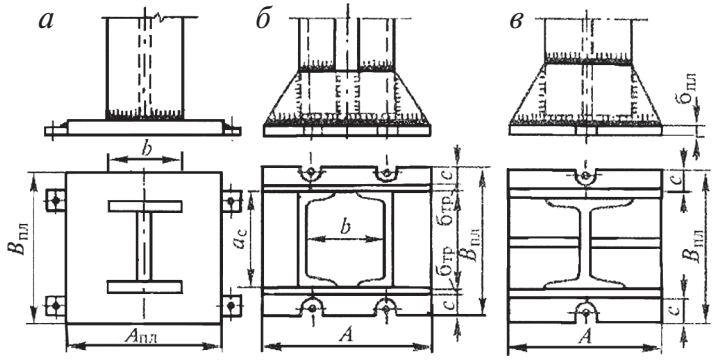


Рис. 31. База колонны:

а – с учетом фрезеровки торца колонны; *б* и *в* – база колонны с траверсами

7.4.2. База колонны с траверсами

Для рассматриваемой в примере расчета сквозной колонны выполним расчет базы в виде башмака с траверсами (рис. 31, *б*).

Материал базы – сталь С235; расчетное сопротивление R_y = 220 МПа (при t = 21 – 40 мм); бетон фундамента класса В12,5; $R_{пр}$ = 7,5 МПа = 0,75 кН/см^2. Длина колонны l = 7 м.

Расчетное давление на плиту с учетом собственного веса колонны

$$N_1 = N + \gamma_{fp} Al = 1730 + 1{,}05 \times 78{,}5 \times 0{,}0093 \times 7 = 1735 \text{ кН}.$$

Требуемая площадь плиты базы

$$A_{\text{тр}} = \frac{N_1}{\gamma_1 R_{\text{пр}}} = \frac{1735}{0{,}9} = 1928 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_1 R_{\text{пр}} = 1{,}2 \times 0{,}75 = 0{,}9$ кН/см^2.

Конструируем башмак с траверсой из листов толщиной 10 мм с выпуском плиты за листы траверсы по 75 мм. Тогда ширина плиты

$$B = a + 2(t + c) = 33 + 2 \cdot (1 + 7{,}5) = 50 \text{ см}.$$

Длина плиты: 1928/50=39 см.

Принимаем плиту с размерами в плане 600 × 500 мм.

Назначив размеры фундамента 700 × 600 см.

Корректируем коэффициент γ_1:

$$\gamma_1 = \sqrt{A_{\text{ф}} / A_{\text{п}}} = \sqrt{700 \times 600 / 600 \times 500} = 1{,}183 \approx 1{,}2 .$$

Фактическое напряжение под плитой базы

$$\sigma = 1735 / 60 \times 50 = 0{,}58 \text{ кН/см}^2.$$

Конструируем базу колонны с траверсами толщиной 10 мм. Привариваем их к полкам колонны и плите угловыми швами. Определим изгибающие моменты в плите по трем участкам для определения толщины плиты (см. рис. 31, *б*).

Участок 1, опертый на 4 канта. Отношение сторон:

$$b/a = (400 - 14) / 330 = 1{,}17; \quad \alpha = 0{,}059 \text{ [прил.1, табл. 11]};$$

$$M_1 = \alpha \times \sigma_{\text{ф}} \times a = 0.059 \times 0{,}58 \times 33^2 = 37{,}3 \text{ кН·см}.$$

Участок 2, консольный

$$M_2 = \frac{\sigma_{\text{ф}} c^2}{2} = \frac{0{,}58 \times 7{,}5^2}{2} = 16{,}3 \text{ кН·см}.$$

Участок 3, опертый на 3 канта. Отношение сторон b_1/a = = 10/33 = 0,30 $\prec$ 0,5,следовательно, плита рассчитывается как консольная балка.

$$M_3 = \frac{0{,}58 \times 10^2}{2} = 29 = 29 \text{ кН·см}.$$

Замечание: для случая $b_1/a > 0{,}5$ находим по прил.1, табл. 12 коэффициент β. Расчетный момент $M_3 = \beta \times \sigma_ф \times a^2$.

Требуемая толщина плиты

$$t_{пл} = \sqrt{6M_{max} / R_y} = \sqrt{6 \times 37{,}3 / 22} = 3{,}3 \text{ см}.$$

Принимаем по ГОСТу лист толщиной 36 мм.

Прикрепление траверсы к колонне выполняется полуавтоматической сваркой сварочной проволокой Св – 08Г2С. Толщину траверсы принимаем $t_т = 10$ мм, высоту $h_т = 450$ мм.

Расчетные характеристики

$$R_{ус}^{св} = 16{,}2 \text{ кН/см}^2, \quad R_{уш}^{св} = 18 \text{ кН/см}^2; \quad \beta_ш = 1{,}1; \quad \beta_с = 1{,}15.$$

$$\beta_ш R_{уш}^{св} = 1{,}1 \times 18 = 19{,}8 \text{ кН/см}^2 > \beta_с R_{ус}^{св} = 1{,}15 \times 16{,}2 = 18{,}6 \text{ кН/см}^2.$$

Прикрепления рассчитываем по границе сплавления, принимая катет угловых швов $k_ш = 0{,}7$ см,

$$\sigma_ш = N / k_ш \times 4 \text{ x } l_ш = 1735 / 0{,}7 \times 4(45 - 1) = 14{,}1 < 18{,}6 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем допустимую длину шва

$$l_ш = (45 - 1) = 44 \text{ см} < 85\beta_ш k_ш = 85 \times 1{,}1 \times 0{,}7 = 65{,}5 \text{ см}.$$

Требования к максимальной длине шва выполняются. Крепления траверсы к плите принимается угловыми швами $k_ш = 0{,}9$ см.

Замечание: при вычислении суммарной длины швов с каждой стороны шва учитывалось 0,5 см на непровар.

Конструктивное решение рассмотренной в примере расчета колонны показано на рис. 32.

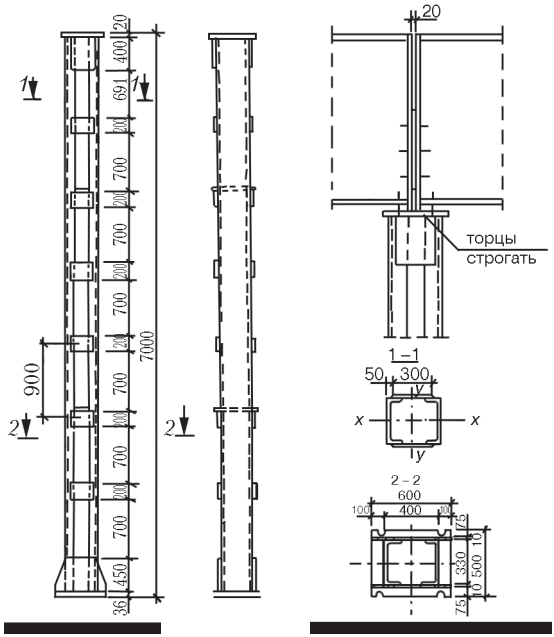


Рис. 32. Колонна сквозного сечения

7.4.3. База колонны с учетом фрезеровки торца

Для рассматриваемой в примере расчета сплошной колонны выполним расчет базы с учетом фрезеровки торцов (рис. 31, *а*).

Площадь сечения сплошной колонны $A = 106{,}6$ см^2, остальные исходные данные те же, что в предыдущем примере. Усилие с учетом собственного веса колонны $N = 1730 + 1{,}05 \times 78{,}5 \times \times 0{,}01066 \times 7 = 1740$ кН.

При фрезерованном конце стержня колонны плиту назначают квадратной со стороной $B = \sqrt{N / R_{\text{ф}}} = \sqrt{1740 / 0{,}9} = 44$ см.

Принимаем плиту с размерами в плане 500 × 500 мм. Реактивное давление бетона на плиту $\sigma_{\text{ф}} = \dfrac{1740}{50 \times 50} = 0{,}7 \prec R_{\text{пр}} \gamma_1 =$ $= 0{,}9$ кН/см^2.

лей. При расчете конструктивную схему приводят к расчетной, в которой конструктивные элементы изображают осевыми линиями с идеализированными сопряжениями в узлах.

За геометрическую ось ригеля принимают в жестких рамах ось нижнего пояса фермы. За геометрические оси колонн – линии центров тяжести сечений колонн. Так как сечения заранее не известны, допускается принимать геометрические оси этих элементов посредине высоты их сечения. Оси стоек совпадают с центрами тяжести верхнего и нижнего участков колонн.

На рис. 36 показана геометрическая схема рамы.

Необходимые для расчета рамы моменты инерции стоек и ригеля можно ориентировочно определить либо на основе опыта проектирования конструкций рам аналогичных по размерам и грузоподъемности кранов, либо предварительными ориентировочными размерами.

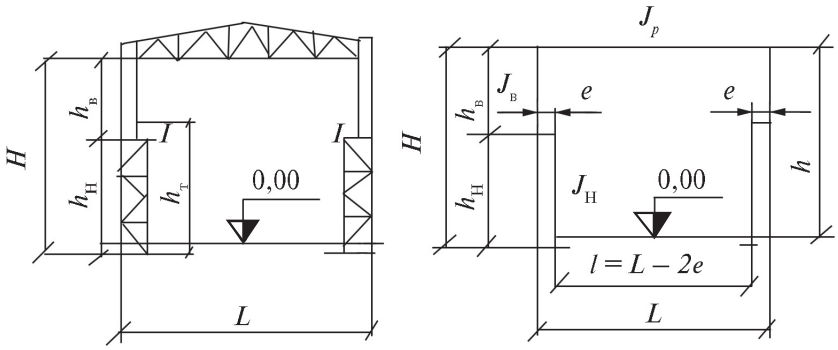


Рис. 36. Геометрическая схема рамы

Величины моментов инерции, модуля упругости и площади сечения необходимы для расчета деформаций рамы. Так как необходимо определить только усилия, в расчете принимают не абсолютные величины моментов инерции а их соотношение.

Но основе опыта проектирования можно рекомендовать следующие соотношения моментов инерции: для нижней части стойки — $I_н = 1$; для верхней части стойки $I_в = (1/5 \div 1/10)\ I_н$; для ригеля $I_р = (4 \div 6)\ I_н$.

Указанные нижние пределы соответствуют менее тяжелому крановому оборудованию и меньшим размерам пролета и высоты рамы, верхние — более тяжелому оборудованию и большим размерам рамы.

Соотношения моментов инерции, принятые в начале расчета рамы, не должны отличаться от полученных после расчета и подбора сечений элементов рамы более чем на 30%.

В расчете поперечной рамы с целью сокращения вычислительных работ рекомендуется пронять допущения, которые сводятся к следующему:

- при расчете рамы на вертикальные нагрузки, приложенные к ригелю, (собственный вес покрытия, вес фермы, снег), горизонтальные смещения верхних узлов рамы не учитываются, ригели имеют конечную жесткость;
- при расчете рамы на горизонтальные нагрузки, приложенные к стойкам рамы (ветер, поперечное торможение), деформациями ригеля пренебрегают;
- ветровую нагрузку, действующую на шатер (от нижнего пояса фермы до конька), условно принимают сосредоточенной, приложенной к нижнему поясу фермы;
- решетчатый ригель рамы условно заменяется сплошным;
- стойки рамы жестко соединены с ригелем и защемлены в фундаменте.

Усилия в элементах рамы определяют отдельно для каждого вида загружения, т.е. отдельно находят величины изгибающих моментов от действия постоянной, снеговой, вертикальной крановой, тормозной нагрузок и ветрового напора.

8.3. Пример составления расчетной схемы поперечной рамы стального каркаса

Исходные данные:

Расчетный пролет рамы $L = 36$ м.

Шаг колонн вдоль здания $B = 12$ м.

Высота до головки рельса $H_{гр} = 18{,}5$ м.

Грузоподъемность крана $Q = 800$ кН, количество кранов, учитываемых в расчете – два, группа режима работы кранов – 6К.

Вес снегового покрова расчетный (II снеговой район РФ) $q_0 = 1200$ Н/м^2.

Нормативное давление ветра (II ветровой район РФ) $q_н^в = 300$ Н/м^2.

Кровля – стальной профилированный настил с эффективным утеплителем по стальным фермам. Уклон кровли $i = 1{:}8$.

Здание размещено на городской окраине (тип местности В).

8.3.1. Основные размеры элементов рамы

Высота рамы от уровня пола до центра опорного узла (см рис. 34 и 36).

$$h = H_{гр} + h_к + a = 18{,}5 + 4{,}0 + 0{,}4 = 22{,}9 \text{ м},$$

где $h_к$ – габарит мостового электрокрана, зависящий от грузоподъемности Q крана и пролета рамы; для заданного крана грузоподъемностью 800 кН берется по ГОСТ (прил.1, табл.15);

a – размер, учитывающий прогиб конструкции фермы, принимается равным 0,2÷0,4 м в зависимости от пролета L (для больших пролетов больший размер).

Высота рамы h в соответствии с «Основным положением по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий» при высоте зданий более 3,6 м принимается кратной 0,6 м из условия соизмеримости со стандартными ограждающими конструкциями (см. раздел 5.2.1).

Вычисленная $h = 22{,}9$ м не кратна 0,6 м; принимаем для последующих расчетов $h = 23{,}4$ м.

Размер верхней части колонны (см. рис. 34):

$$h_в = h_б + h_р + h_к + a = 1{,}5 + 0{,}2 + 4{,}0 + 0{,}4 = 6{,}1 \text{ м},$$

где $h_б$ – высота подкрановой балки, принимается равной 1/8 ÷ 1/10 пролета балки (шага колонн B); принимаем $h_б = 1/8\ B = 1/8 \cdot 12 = 1{,}5$ м;

$h_р$ – высота кранового рельса, может в первом приближении быть равной 0,2 м.

Размер нижней части колонны (см. рис. 34):

$$h_н = h - h_в + (0,6 \div 1,0),$$

где 0,6÷1,0 – заглубление опорной плиты башмака колонн ниже нулевой отметки пола, м.

Принимая заглубление равным 0,7 м, получим:

$$h_н = 23,4 - 6,1 + 0,7 = 18,0 \text{ м}.$$

Общая высота рамы:

$$H = h_в + h_н = 6,1 + 18,0 = 24,1 \text{ м}.$$

Расстояние от низа башмака до места передачи тормозной силы $h_т = h_н + h_б = 18,0 + 1,5 = 19,5$ м.

Высоту стропильной фермы на опоре принимаем равной 2,20 м.

Ширину верхней части ступенчатой колонны $в_в$ в плоскости рамы принимаем равной 0,5 м.

Ширина нижней части ступенчатой колонны $в_н$ зависит от принятого расстояния между разбивочной осью колонны и осью подкрановой балки Z. Эта величина унифицирована и равна 1,0 м для кранов грузоподъемностью 800 и 1000 кН.

Разбивочная ось здания проходит в середине ширины верхней части стойки, т.е. привязка наружной грани колонны к оси $в_о = 0,25$ м.

Ось подкрановой ветви колонны обычно совмещают с осью подкрановой балки. В этом случае ширина нижней части колонны $в_н = Z + в_о = 1,0 + 0,25 = 1,25$ м для крана грузоподъемностью 800 и 1000 кН.

Расстояние между верхней и нижней осями колонны:

$$e = (0,45 \div 0,55)в_н - 0,5в_в .$$

Приняв 0,5 $в_н$, получим $e = 0,5 \cdot 1,25 - 0,5 \cdot 0,5 = 0,375$ м.

8.3.2. Нагрузки, действующие на раму

Постоянная нагрузка

Постоянная нагрузка от веса кровли и настила определяется на основе объемных весов материалов, применяемых в покрытии. Собственный вес металлических конструкций стропильной фермы и связей может быть в первом приближении принят в пределах 300–450 Н/м^2 здания.

Величину расчетной постоянной нагрузки удобно определять в табличной форме. При шаге колонн 12 м и кровле из стального профилированного листа в виде безпрогонного настила величину расчетной постоянной нагрузки получим с помощью табл. 2.

Таблица 2

Определение расчетной постоянной нагрузки на поперечную раму при шаге колонн $B = 12$ м

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Н/м^2
Кровля трехслойная рулонная	250	1,1	275
Утеплитель из пенопласта	20	1,2	24
Пароизоляция обмазная	20	1,2	24
Плита настила	300	1,2	360
Собственный вес металлических конструкций стропильной фермы и связей	400	1,05	420
Итого	$q_н^o = 990$		$q_o = 1103$

Если шаг колонн $B = 6$ м и кровля в виде настила из стального профилированного листа по прогонам, величину расчетной постоянной нагрузки получим с помощью табл. 3.

Нагрузку на 1 пог. м фермы (ригеля) определим путем умножения расчетных нагрузок на расстояния между фермами (шаг колонн $B = 12$ м):

$$q_{\text{п}} = q_{\text{о}} B = 1{,}103 \cdot 12 = 13{,}25 \text{ кН/м}.$$

Постоянная расчетная нагрузка на колонну от ригеля:

$$A_{\text{п}} = \frac{q_{\text{п}} L}{2} = \frac{13{,}25 \cdot 36}{2} = 238{,}5 \text{ кН}.$$

Таблица 3

Определение расчетной постоянной нагрузки на поперечную раму при шаге колонн $B = 6{,}0$ м

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Н/м^2
Кровля трехслойная рулонная	250	1,1	275
Утеплитель из пенопласта	20	1,2	24
Пароизоляция обмазная	20	1,2	24
Настил из стального профилированного листа	120	1,1	132
Прогоны	60	1,1	66
Собственный вес металлических конструкций стропильной фермы и связей	400	1,1	440
Итого	$q_{\text{н}}^{\text{о}} = 870$		$q_{\text{о}} = 961$

Снеговая нагрузка

Расчетную погонную нагрузку от снега на ферму рамы определяют по формуле:

$$P_{\text{с}} = q_0 c B = 1{,}2 \times 1 \times 12 = 14{,}4 \text{ кН/м},$$

где q_0 — расчетная нагрузка от снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности (прил.1, табл. 13);

c – коэффициент, зависящий от угла наклона кровли; для кровли с углом $\alpha \le 25^\circ$, $c = 1$.

Расчетная снеговая нагрузка на колонну от ригеля:

$$A_c = P_c L/2 = 14{,}4 \times 36/2 = 259{,}2 \text{ кН}.$$

Нагрузка от мостовых кранов

Расчетное максимальное вертикальное давление на колонну при работе двух спаренных мостовых кранов:

$$D_{\text{мах}} = \psi \gamma_f P_{\text{мах}} \sum y + q_{\text{пб}} = 0{,}85 \times 1{,}1 \times 435 \times 4{,}81 + 72 = 2028 \text{ кН},$$

где ψ – коэффициент сочетания нагрузки; для двух кранов среднего режима работы 6К, $\psi = 0{,}85$;

$\gamma_f = 1{,}1$ – коэффициент надежности по нагрузке;

$P^{\text{н}}_{\text{мах}}$ — наибольшее нормативное давление колеса, зависящее от грузоподъемности и пролета крана, определяется по ГОСТ для мостовых кранов; в примере кран $Q = 800$ кН и $L = 36$ м (см. прил. 1.табл. 15),тогда $P^{\text{н}}_{\text{мах}} = (430+440)/2 = 435$ кН;

$\sum y$ — сумма ординат линии влияния опорной реакции на колонну; на рис. 37, *а* показана схема наиневыгоднейшего загружения линий влияния при заданном шаге колонн B = 12 м и грузоподъемности крана $Q = 800$ кН, $\sum y = 4{,}81$;

$q_{\text{пб}}$ – вес подкрановой балки, ориентировочно, в зависимости от пролета подкрановой балки и грузоподъемности крана, погонный вес подкрановой конструкции может быть принят в пределах 4÷8 кН/м; $q_{\text{пб}} = 6 \cdot 12 = 72$ кН.

Расчетное минимальное вертикальное давление на колонну:

$$D_{\text{мин}} = \psi \gamma_f P^{\text{н}}_{\text{мин}} \sum y + q_{\text{пб}} = 0{,}85 \times 235 \times 4{,}81 + 72 = 1129 \text{ кН}.$$

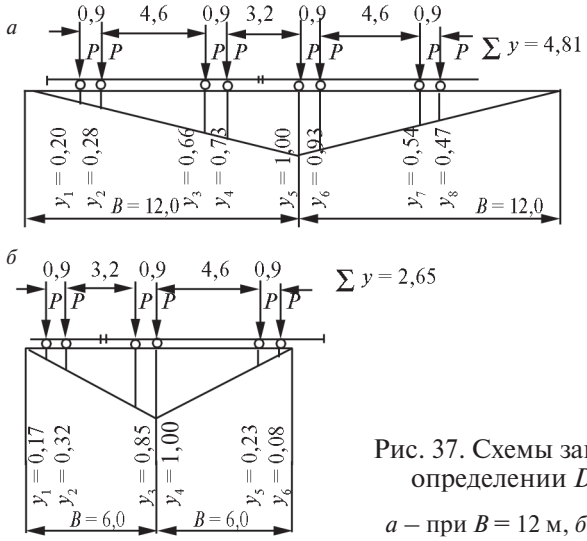


Рис. 37. Схемы загружения при определении $D_{мах}$ и $D_{мин}$:
а – при $B = 12$ м, *б* — при $B = 6$ м

Здесь $P^{н}_{мин} = \dfrac{Q+\sigma}{n_0} - P^{н}_{мах} = \dfrac{800+1880}{4} - 435 = 235$ кН,

где Q – грузоподъемность крана;
σ – полный вес крана с тележкой (см. прил.1.табл.15);
n_o – число колес на одной стороне крана.

Подкрановые балки установлены с эксцентриситетом по отношению к оси нижней части колонны, поэтому в раме от вертикальной нагрузки и собственного веса балки возникают сосредоточенные моменты:

$$M_{мах} = D_{мах} e = 2028 \times 0,625 = 1268 \text{ кН·м};$$

$$M_{мин} = D_{мин} e = 1129 \times 0,625 = 706 \text{ кН·м},$$

где $e = (0,45 \div 0,55) в_н$ — расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения нижней части колонны; принимаем $e = 0,5 \cdot в_н = 0,625$ м.

Таблица 5

Таблица подбора и проверки сечений стержней фермы

Элемент	Номер стержня	Расчетное усилие N, кН	Сечение	A, см^2	l_x, см	l_y, см	r_x, см	r_y, см	λ_x
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Верхний пояс	В1	+465	180×110×10	56,6	302	302	5,80	4,43	52
	В2	–924	180×110×10	56,6	302	302	5,80	4,43	52
	В3	–924	180×110×10	56,6	302	302	5,80	4,43	52
	В4	–1179	200×125×11	69,8	302	302	6,45	5,00	47
	В5	–1179	200×125×11	69,8	302	302	6,45	5,00	47
	В6	–1193	200×125×11	69,8	302	302	6,45	5,00	47
Нижний пояс	Н1	+577	125×80×7	28,2	600	600	4,01	3,39	151
	Н2	+1100	180×110×10	56,6	600	1200	5,80	4,43	103
	Н3	+1162	180×110×10	56,6	600	1200	5,80	4,43	103
Раскосы	1–2	–884	200×125×11	69,8	396	396	6,45	5,00	61
	2–3	+537	90×7	26,6	317	396	2,77	4,21	114
	4–5	–351	125×9	44,0	359	448	3,86	5,63	93
	5–6	+165	50×5	9,6	359	448	1,72	2,85	208
	7–8	–40	90×7	26,6	405	506	2,77	4,21	146
Стойки	8–9	–114	90×7	26,6	405	506	2,77	4,21	146
	3–4	–90	70×5	13,72	236	295	2,16	3,38	109
	6–7	–90	70×5	13,72	296	370	2,16	3,38	134
	9–9	0	50×5	9,6	356	445	1,37	2,42	260

Окончание табл. 5

λ_y	[λ]	φ	γ_c	Проверка сечения	
				Прочность $N / A_n = \gamma_c R_y$, МПа	Устойчивость $N / \varphi A = \gamma_c R_y$, МПа
11	12	13	14	15	16
68	400	–	0,95	82 = 228	–
68	120	0,76	0,95	–	215 = 228
58	120	0,76	0,95	–	215 = 228
60,4	120	0,80	0,95	–	211 = 228
60,4	120	0,80	0,95	–	211 = 228
60,4	120	0,80	0,95	–	214 = 228
177	400	–	0,95	204 = 228	–
268	400	–	0,95	204 = 228	–
268	400	–	0,95	205 = 228	–
79	120	0,68	0,95	–	186 = 228
94	400	–	0,95	202 = 228	–
80	150	0,59	0,80	–	135 = 192
179	400	–	0,95	171 = 228	–
120	150	0,29	0,80	–	52 = 192
120	150	0,29	0,80	–	148 = 192
87	150	0,48	0,80	–	137 = 192
109	150	0,34	0,80	–	193 = 192
183	400	–	–	–	–

Вся нагрузка, действующая на ферму, принимается приложенной к узлам фермы.

Усилия в стержнях фермы определяют аналитическим способом. Для каждого вида нагрузки (постоянная от покрытия, временные — снеговая, опорные моменты) усилия в стержнях фермы определяют отдельно. Находят усилия в стержне от постоянной, снеговой нагрузок и опорных моментов. Далее рассматриваются комбинации усилий в стержнях как результат суммирования усилий при наиболее не выгодном загружении для возможных сочетаний нагрузок. При этом, если опорный момент вызывает разгрузку элемента, то это уменьшение усилия не учитывается. Результаты статического расчета и рассмотрения сочетаний нагрузок удобно записывать и выполнять в табличной форме (табл. 4).

Сечения элементов подбирают и проверяют несущую способность стержня по расчетному (наибольшему) усилию в соответствии с рекомендациями п.п. 5.1.–5.4 [6].

При конструировании стропильной фермы со стержнями из парных уголков сечения элементов фермы следует принимать: для поясов — из неравнобоких уголков, поставленных широкими полками вместе; то же для первого сжатого (опорного) раскоса; для прочих элементов — из равнобоких уголков. Уголки, применяемые для решетки, должны быть не менее 50×5 мм.

Методика подбора сечений стержней фермы, проверки их несущей способности изложены в [1, 2, 4, 8].

Прикреплять элементы решетки и уголков к фасонке рекомендуется двумя фланговыми швами. Требуемые площади швов при этом распределяются по обушку и перу уголка обратно пропорционально их расстояниям до оси стержня. В зависимости от типа уголка долю силы, приходящуюся на фланговые швы обушка и пера, можно принять: равнобокие уголки – на обушке 0,7 N, неравнобокие, прикрепляемые короткой стороной — на обушке 0,75 N, то же прикрепляемые длинной стороной – 0,68 N.

Швы, прикрепляющие фасонку к поясу, если в узле нет стыка в уголках пояса, рассчитывают на разность усилий в смеж-

ных панелях пояса. Стыки поясов перекрывают специальными накладками. Аналогичное решение принимают и в монтажных узлах.

Расчет сварных швов согласно СНиП II-23-81*производят по условному срезу металла шва и металла по границе сплавления. При этом требуемую общую длину сварных швов определяют по формуле

$$l_w = 10\frac{N}{\beta_f K_f R_{wf}} + 1 \text{ см},$$

где β_f — коэффициент, принимаемый при автоматической сварке – 1,1, при ручной сварке (для монтажных узлов) – 0,7;

K_f — высота катета шва, принимаемая по типовым размерам: 4, 5, 6, 7, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20 мм с учетом толщины полок или стенок прикрепляемых элементов и узловой фасонки;

R_{wf} — расчетное сопротивление для условного среза по металлу шва, принимаемое по СНиП II-23-81*; для стали ВСт3пс принимают электроды Э-42 и Э-42А с R_{wf} =180 МПа.

Максимальную высоту катетов швов в узлах фермы принимают для шва по перу, равной толщине уголка, для шва по обушку – не более 1,2 толщине фасонки. В курсовом проекте расчет сварных уголковых швов по границе сплавления можно не делать.

10.2. Пример расчета стропильной фермы

10.2.1. Исходные данные

Исходные данные для расчета фермы принимаем по примеру расчета рамы (см. приложение II, табл. 2-вкладыш и раздел 8.3.2).

Пролет фермы $L = 36$ м.

Погонная постоянная нагрузка от собственного веса покрытия и фермы со связями $q_{\text{п}} = 13{,}25$ кН/м. Погонная снеговая нагрузка $q_{\text{с}} = 16{,}80$ кН/м. Опорный момент $M_{\text{лев}} = -1011$ кНм. (см. прил. II, вкладыш, сечение IV–IV).

Соответствующий опорный момент $M_{\text{пр}}$ находим с помощью замены нагрузок по позициям 4, 6, 8 на нагрузки по позициям 3,5,7. $M_{\text{пр}} = -239 - 273 - 7 + 206 = -324$ кНм. Сталь С245, $R_y = 240$ МПа, геометрическая схема ферм показана на рис. 39.

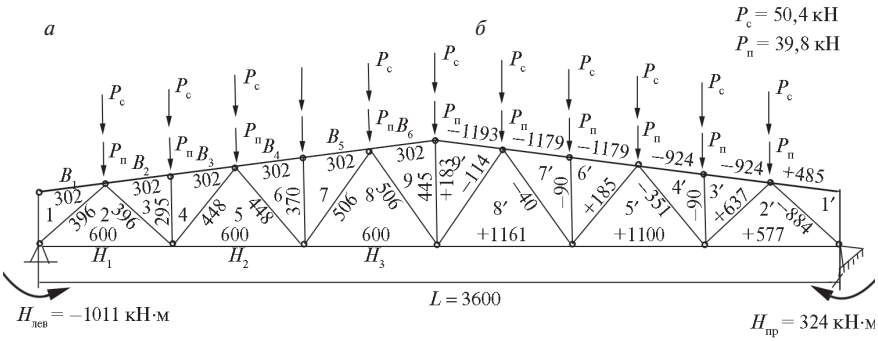


Рис. 39. Схемы стропильной фермы:

а – геометрическая: *б* – расчетная (геометрические размеры – в см, усилия в стержнях – в кН)

Узловая нагрузка от собственного веса конструкций:

$$P_{\text{П}} = q_{\text{П}} \cdot 3 = 13{,}25 \cdot 3 = 39{,}75 \text{ кН}.$$

То же от снеговой нагрузки:

$$P_{\text{с}} = q_{\text{с}} \cdot 3 = 16{,}80 \cdot 3 = 50{,}40 \text{ кН}.$$

Усилия в стержнях фермы от постоянной, снеговой нагрузок и опорных моментов определены аналитически с помощью программы ***Intab-12***. Результаты статического расчета и сочетания усилий показаны в табл. 4.

10.2.2. Подбор сечений стержней фермы

Расчет стержней производят по формулам центрального сжатия или растяжения.

Расчетные длины стержней в плоскости фермы принимают равными для поясов и опорного раскоса $l_x = l$, прочие раскосы и стойки $l_x = 0{,}8\,l$, где l — расстояние между центрами узлов. Из плоскости фермы расчетная длина раскосов и стоек $l_y = l$, где l — расстояние между точками, закрепленными от смещения из плоскости связями, распорками, кровельными панелями. Верхний пояс закреплен кровельными панелями, поэтому $l_x = l_y = 3{,}02$ м или 3,00 м для ферм с параллельными поясами. Продольные связи по нижнему поясу устанавливаем в такой последовательности: в опорном узле, в ближайшем у опоры узле и узле посередине пролета, тогда для первой панели пояса $l_x = l_y$, для второй и третьей $2l_x = l_y$ (для пролета фермы $L = 36$ м); $l_y = 1{,}5\,l_x$ для $L = 30$ м.

Подбор сечений сжатых стержней производят из условия устойчивости. Требуемую площадь и радиусы инерции находят предварительно задавшись гибкостью стержня. Для поясов λ принимают в пределах 80–100, для решетки 100–200.

Требуемая площадь $A_{\text{тр}} = \dfrac{10N}{\gamma_c \varphi R_y}$.

Для растянутых и сжатых поясов, опорных раскосов и других элементов при сечениях из парных уголков $\gamma_c = 0{,}95$, для сжатых элементов решетки (кроме опорных раскосов) при $\lambda \geq 60$, $\gamma_c = 0{,}8$, φ определяют по прил.1, табл. 5.

Требуемые радиусы инерции:

$$r_x^{\text{тр}} = \frac{l_x}{\lambda_x} \quad r_y^{\text{тр}} = \frac{l_y}{\lambda_y}.$$

Обращаясь к сортаменту парных прокатных уголков по требуемым площади и радиусам инерции компонуют сечения сжатых элементов.

Принятое сечение проверяют на устойчивость в обеих плоскостях

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} 10 \le \gamma_c R_y .$$

Проверяют также условие $\lambda_{макс} < [\lambda]$. Для сжатых поясов и опорных раскосов $[\lambda]=120$, для прочих сжатых стержней $[\lambda]=150$.

Сечение растянутых стержней подбирают путем определения требуемой площади по условию прочности.

$$A_{тр} = \frac{10N}{\gamma_c R_y}.$$

Скомпоновав сечение из парных уголков, производят проверку прочности по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A_п} 10 \le \gamma_c R_y,$$

где $A_п$ – площадь нетто.

Проверяют также условие $\lambda_{макс} < [\lambda]$ предельная гибкость растянутых элементов $[\lambda] = 400$.

Толщину фасонок назначают в зависимости от величин усилий в стержнях решетки. (Рекомендуемые толщины фасонок: при максимальном усилии в стержнях решетки

до 410 кН – 10 мм;

410÷600 кН – 12 мм;

610÷1100 кН – 14 мм;

1110÷1400 кН – 16 мм). Принимаем толщину фасонки 14 мм.

Подбор сечений стержней следует вести в табличной форме (табл. 5). (В курсовом проекте можно не приводить расчет каждого элемента решетки ограничиваясь только таблицей подбора сечений стержней. При расчете с помощью ЭВМ прикладывают распечатку).

Нижний пояс

Максимальное усилие $N_{ну} = 1161$ кН, расчетные длины $l_x = 6$ м, $l_y = 12$ м.

Требуемая площадь сечения из двух уголков

$$A_{\text{тр}} = \frac{10N}{\gamma_c R_y} = \frac{10 \cdot 1161}{0,95 \cdot 240} = 50,9 \text{ см}^2,$$

на один уголок 25,5 см^2, по сортаменту неравнобоких уголков принимаем 180×110×10 мм,

A_L= 28,3 см^2, A = 56,6 см^2, r_x= 5,8 см, r_y= 4,43 см,

$$\lambda_x = \frac{600}{5,8} = 103, \qquad \lambda_y = \frac{1200}{4,43} = 268 < 400.$$

Проверка на прочность:

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{п}}}10 = \frac{10 \cdot 1161}{56,6} = 205 < 0,95 \cdot 240 = 228 \text{ МПа}.$$

Усилие в крайней панели N=577 кН, l_x= l_y= 6 м.
Требуемая площадь сечения из двух уголков

$$A_{\text{тр}} = \frac{10N}{\gamma_c R_y} = \frac{10 \cdot 577}{0,95 \cdot 240} = 25,3 \text{ см}^2,$$

на один уголок 12,65 см^2, принимаем 2L 125×80×7, A_L=14,1 см^2,

r_x = 4,01 см, r_y = 3,39 см, $\lambda_x = \frac{600}{4,01} = 150, \quad \lambda_y = \frac{600}{3,39} = 177 < 400.$

Проверка на прочность:

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{п}}}10 = \frac{10 \cdot 577}{28,2} = 205 < 0,95 \cdot 240 = 228 \text{ МПа}.$$

Окончательно принимаем сечение крайней панели нижнего пояса из 2L 125×80×7, сечение средних панелей из 2L 180×110×10.

Верхний пояс

Проектируем одинаковые сечения панелей для элементов B_1, B_2 и B_3 и элементов B_4, B_5 и B_6.

Максимальное усилие в панелях средней части N_{B5} = = –1193 кН, расчетные длины $l_x = l_y = 3{,}02$ см.

Требуемая площадь сечения из двух уголков при $\lambda = 80$ и φ = = 0,76 (прил.1,табл. 5).

$$A_{\text{тр}} = \frac{10N}{\gamma_c \varphi R_y} = \frac{10 \cdot 1193}{0{,}76 \cdot 0{,}95 \cdot 240} = 68{,}8 \text{ см}^2,$$

на один уголок $A = 34{,}4$ см^2. Принимаем 2L 200×125×12, $A_L = 37{,}9$ см ^{2}, $A = 75{,}8$ см^2, $r_x = 6{,}43$ см, $r_y = 5{,}02$ см,

$$\lambda_x = \frac{302}{6{,}43} = 47, \quad \lambda_y = \frac{302}{5{,}02} = 60 < 120, \quad \varphi = 0{,}805.$$

Проверка на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} 10 = \frac{10 \cdot 1193}{0{,}805 \cdot 75{,}8} = 198 < 228 \text{ МПа}.$$

Сечение подобрано неэкономично.

Принимаем 2L 200×125×11, $A_L = 34{,}9$ см ^{2}, $A = 69{,}8$ см^2, $r_x = 6{,}45$ см, $r_y = 5{,}00$ см, $\lambda_x = \frac{302}{6{,}45} = 47$, $\lambda_y = \frac{302}{5{,}00} = 60{,}4 < 120$, $\varphi = 0{,}80$.

Проверка на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} 10 = \frac{10 \cdot 1193}{0{,}8 \cdot 69{,}8} = 214 < 228 \text{ МПа}.$$

Принимаем для средних панелей верхнего пояса 2L 200×125×11.

Максимальное усилие в панелях приопорной части верхнего пояса $N = -924$ кН.

Требуемая площадь

$$A_{\text{тр}} = \frac{10N}{\gamma_c \varphi R_y} = \frac{10 \cdot 924}{0{,}7 \cdot 0{,}95 \cdot 240} = 58 \text{ см}^2,$$

на один уголок $A = 29$ см^2. Принимаем 2L 180×110×10,
A_L=28,3 см ^{2}, $A = 56{,}6$ см^2, $r_x = 5{,}8$ см, $r_y = 4{,}43$ см,

$$\lambda_x = \frac{302}{5{,}8} = 52, \quad \lambda_y = \frac{302}{4{,}43} = 68 < 120, \quad \varphi = 0{,}76.$$

Проверка на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} 10 = \frac{10 \cdot 924}{0{,}76 \cdot 56{,}60} = 215 < 228 \text{ МПа}.$$

Для панелей B_1, B_2, B_3 принимаем 2L 180×110×10.

Раскосы

Опорный раскос. Усилие в элементе N= –884 кН, расчетные длины $l_x = l_y$= 396 см.

Требуемая площадь сечения из двух уголков

$$A_{\text{тр}} = \frac{10N}{\gamma_c \varphi R_y} = \frac{10 \cdot 884}{0{,}7 \cdot 0{,}95 \cdot 240} = 55{,}4 \text{ см}^2,$$

на один уголок $A = 27{,}7$ см^2. Принимаем 2L 180×110×10,

A_L=28,3 см ^{2}, $A = 56{,}6$ см^2, r_x= 5,8 см, r_y= 4,43 см,

$$\lambda_x = \frac{396}{5{,}8} = 68{,}3 \quad \lambda_y = \frac{396}{4{,}43} = 89 < 120, \quad \varphi = 0{,}62.$$

Проверка на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} 10 = \frac{10 \cdot 884}{0{,}62 \cdot 56{,}60} = 252 < 228 \text{ МПа}.$$

Устойчивость не обеспечена.

Принимаем 2L 180×110×12,

A_L= 33,7 см ^{2}, $A = 67{,}4$ см^2, r_x= 5,77 см, $r_y = 4{,}47$ см,

$$\lambda_x = \frac{396}{5,77} = 68,6 \qquad \lambda_y = \frac{396}{4,47} = 88,6 < 120, \qquad \varphi = 0,62.$$

Проверка на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} 10 = \frac{10 \cdot 884}{0,62 \cdot 67,4} = 212 < 228 \text{ МПа}.$$

Устойчивость элемента обеспечена.

Ранее для панелей нижнего и верхнего поясов приняты *L* 180×110×10. При конструировании поясов и решетки фермы не рекомендуется во избежание ошибок использовать уголки, отличающиеся только толщиной, при этом разность толщин не превышает 2 мм.

С учетом указанной рекомендации принимаем опорный раскос из 2*L* 200×125×11.

Раскос 2–3

Усилие в элементе $N = 537$ кН, $l_y = 396$ см, $l_x = 0,8 \times 396 = 317$ см.

Требуемая площадь сечения для растянутого элемента

$$A_{\text{тр}} = \frac{10N}{\gamma_c R_y} = \frac{10 \cdot 537}{0,95 \cdot 240} = 23,6 \text{ см}^2,$$

на один уголок $A = 11,8$ см^2. Принимаем равнобокие уголки 2*L* 90×7, $A_L = 12,3$ см^2, $A = 26,6$ см^2, $r_x = 2,77$ см, $r_y = 4,21$ см,

$$\lambda_x = \frac{317}{2,77} = 114 < 400 \qquad \lambda_y = \frac{396}{4,21} = 94 < 400.$$

Проверка на прочность:

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{п}}} 10 = \frac{10 \cdot 537}{26,6} = 202 < 228 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Принимаем 2*L* 90×7.

Раскос 4–5

Усилие в элементе $N = -351$ кН, $l_y = 448$ см, $l_x = 0{,}8 \times 448 =$ $= 359$ см.

Требуемая площадь сечения сжатого элемента при λ=110 и соответственно $\varphi = 0{,}46$.

$$A_{\text{тр}} = \frac{10N}{\varphi_c R_y} = \frac{10 \cdot 351}{0{,}46 \cdot 0{,}80 \cdot 240} = 38{,}1 \text{ см}^2,$$

на один уголок $A = 19{,}05$ см^2. Принимаем $2L$ 100×10, $A_L =$ $= 19{,}2$ см ^{2}, $A = 38{,}4$ см^2, $r_x = 3{,}05$ см, $r_y = 4{,}67$ см,

$$\lambda_x = \frac{359}{3{,}05} = 118 < 150 \qquad \lambda_y = \frac{448}{4{,}67} = 97.$$

Для гибкости 118 по прил.1,табл. 5 $\varphi = 0{,}43$.

Проверка на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} 10 = \frac{10 \cdot 351}{0{,}43 \cdot 38{,}4} = 213 > 0{,}8 \cdot 240 = 192 \text{ МПа}.$$

Условие устойчивости не обеспечено.

Принимаем $2L$ 125×9, $A_L = 22$ см ^{2}, $A = 44$ см^2, $r_x = 3{,}86$ см, $r_y = 5{,}63$ см, $\lambda_x = \frac{359}{3{,}86} = 93 < 150$ $\lambda_y = \frac{448}{5{,}63} = 80$, $\varphi = 0{,}59$.

Проверка устойчивости:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} 10 = \frac{10 \cdot 351}{0{,}59 \cdot 44} = 135 < 192 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Принимаем для раскоса 4–5 $2L$ 125×9.

Раскосы 7–8 и 8–9

Большее усилие в элементе $N = 114$ кН, $l_x = 506 \times 0{,}8 = 405$ см, $l_y = 506$ см.

Требуемая площадь сжатого элемента при $\lambda = 150$ ($\varphi = 0{,}46$).

$$A_{\text{тр}} = \frac{10 \cdot 114}{0{,}30 \cdot 0{,}80 \cdot 240} = 19{,}8 \text{ см}^2.$$

Требуемый радиус инерции при предельной гибкости

$$r_x = \frac{l_x}{150} = \frac{405}{150} = 2{,}7 \text{ см}.$$

Принимаем 2*L* 90×7, A_L=12,3 см ^{2}, A = 26,6 см^2, r_x = 2,77 см, r_y = 4,21 см, $\lambda_x = \frac{405}{2{,}77} = 146 < 150$ $\lambda_y = \frac{506}{4{,}21} = 120$, $\varphi = 0{,}29$.

Проверка устойчивости:

$$\sigma = \frac{10 \cdot 114}{0{,}29 \cdot 26{,}6} = 148 < 192 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Принимаем для раскосов 7–8 и 8–9 2*L* 90×7.

Раскос 5–6

Усилие в элементе N = 165 кН, l_x = 0,8 × 448 = 359 см, l_y = 448 см.

Требуемая площадь элемента

$$A_{\text{тр}} = \frac{10N}{\gamma_c R_y} = \frac{10 \cdot 165}{0{,}95 \cdot 240} = 7{,}3 \text{ см}^2,$$

на один уголок A = 3,65 см^2. Принимаем 2*L* 50×5, A_L = 4,8 см ^{2}, A = 9,6 см^2, r_x = 1,72 см, r_y = 2,85 см,

$$\lambda_x = \frac{357}{1{,}72} = 208 < 400 \qquad \lambda_y = \frac{448}{2{,}85} = 179 < 400.$$

Проверка на прочность:

$$\sigma = \frac{10 \cdot 165}{9,6} = 171 < 228 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Принимаем для раскоса 5–6 2*L* 50×5.

Стойки 3–4 и 6–7

Усилие в элементе $N = -90$ кН, $l_x = 0,8 \times 370 = 296$ см, $l_y = 370$ см, при $\lambda = 150$ $\varphi = 0,3$, $r_x = \frac{296}{150} = 1,97$ см

Требуемая площадь элемента

$$A_{\text{тр}} = \frac{10 \cdot 90}{0,3 \cdot 0,8 \cdot 240} = 15,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2*L* 70×5, $A_L = 6,86$ см ^{2}, $A = 13,72$ см^2, $r_x = 2,16$ см, $r_y = 3,38$ см, $\lambda_x = \frac{296}{2,16} = 134 < 150$ $\lambda_y = \frac{370}{3,38} = 109 < 150$.

Для гибкости $\lambda = 137$, $\varphi = 0,34$ (прил. табл. 5).

Проверка устойчивости стоек:

$$\sigma = \frac{10 \cdot 90}{0,34 \cdot 13,72} = 193 > 192 \text{ МПа}.$$

Перенапряжение незначительно (0,5%). Окончательно принимаем 2*L* 70×5.

Стойка 9–9

Усилие в элементе $N = 0$ кН, $l_x = 0,8 \times 445 = 356$ см, $l_y = 445$ см.

Принимаем 2*L* 50×5, $A_L = 4,8$ см ^{2}, $A = 9,6$ см^2, $r_x = 1,37$ см, $r_y = 2,42$ см, $\lambda_x = \frac{356}{1,37} = 260 < 400$, $\lambda_y = \frac{445}{2,42} = 184 < 400$.

Окончательно принимаем 2*L* 50×5.

Данные расчетов записываем в табл. 5.

10.2.3. Расчет узлов фермы

Промежуточный узел фермы с заводским стыком верхнего пояса(рис. 40).

Исходные данные: сталь С235, толщина фасонки $t_ф$=1,4 см, электроды Э-42, R_{wf}=180 МПа.

Для листовой стали R_y=230 МПа.

Горизонтальные полки уголков пояса перекрываются на стыке двумя накладками, вертикальные – фасонкой. Размеры накладок подбираем из условия их равнопрочности с перекрываемыми полками.

Площадь накладки $A_н = b_н \cdot t \geq A = b_y t_y = 11 \cdot 1 = 11$ см^2.

Принимаем $b_н = 12{,}5 + 3 - 4 = 11{,}5$ см, $t_н = 1$ см,

$$A_н = 11{,}5 \times 1 = 11{,}5 \text{ см}^2.$$

Прикрепление пояса к накладкам.

Швы рассчитываем по предельному усилию, воспринимаемому накладкой

$$N_н = \frac{A_н \cdot R_y}{10} = \frac{11{,}5 \cdot 230}{10} = 265 \text{ кН}.$$

При катете шва K_f = 0,6 см, β_f = 1,1

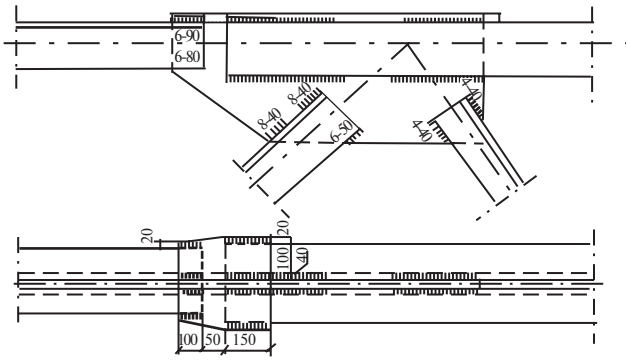


Рис. 40. Промежуточный узел

$$l_w^{\text{тр}} = \frac{N \cdot 10}{2\beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf}} + 1 = \frac{265 \cdot 10}{2 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}6 \cdot 180} + 1 = 11 \text{ см}.$$

Прикрепление пояса к фасонке слева от стыка:

$$N = 924 - 2 \times 265 = 394 \text{ кН}.$$

Длина шва

$$l_w^{\text{тр}} = \frac{N \cdot 10}{4\beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf}} + 1 = \frac{394 \cdot 10}{4 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}6 \cdot 180} + 1 = 9 \text{ см}.$$

Прикрепление пояса к фасонке справа от стыка

$$N = 1179 - 2 \times 265 = 649 \text{ кН}.$$

Длина шва

$$l_w^{\text{тр}} = \frac{N \cdot 10}{4\beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf}} + 1 = \frac{649 \cdot 10}{4 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}6 \cdot 180} + 1 = 14 \text{ см}.$$

Прикрепление пояса к фасонке раскоса 4–5, N = 351 кН, K_f = 0,8 см по обушку при K_f = 0,6 см по перу.

Для равнобоких уголков длина швов

$$l_w^{\text{об}} = \frac{0{,}7 \cdot N \cdot 10}{2\beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf}} + 1 = \frac{0{,}7 \cdot 351 \cdot 10}{2 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}8 \cdot 180} + 1 = 8 \text{ см}.$$

$$l_w^{\text{п}} = \frac{0{,}3 \cdot N \cdot 10}{2\beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf}} + 1 = \frac{0{,}3 \cdot 351 \cdot 10}{2 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}6 \cdot 180} + 1 = 5 \text{ см}.$$

Прикрепление пояса к фасонке раскоса 5–6. N =165 кН. Принимаем K_f = 0,4 см.

$$l_w^{\text{об}} = \frac{0{,}7 \cdot N \cdot 10}{2\beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf}} + 1 = \frac{0{,}7 \cdot 165 \cdot 10}{2 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}4 \cdot 180} + 1 = 8 \text{ см},$$

$$l_w^{\text{п}} = \frac{0{,}3 \cdot N \cdot 10}{2\beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf}} + 1 = \frac{0{,}3 \cdot 165 \cdot 10}{2 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}4 \cdot 180} + 1 = 4 \text{ см}.$$

Укрупнительный стык верхнего пояса фермы (рис. 41).

Размеры горизонтальных накладок и фасонки подбираем из условия их равнопрочности с перекрываемыми горизонтальными и вертикальными полками пояса из уголков $200 \times 125 \times 11$.

Усилие в поясе $N = -1102$ кН.

• накладка:

$$A_{\text{н}} = b_{\text{н}} \cdot t_{\text{н}} \geq A_{\text{н}} = 12{,}5 \cdot 1{,}1 = 13{,}76 \text{ см}^2.$$

Принимаем (см. рис. 41)

$b_{\text{н}} = 12{,}5 + 3 = 15{,}5$ см, $t_{\text{н}} = 0{,}9$ см, $A_{\text{н}} = 15{,}5 \times 0{,}9 = 14$ см^2;

• фасонка:

$$A_{\text{ф}} = 2 b_{\text{п}} t_{\text{п}} = 27{,}5 \text{ см}^2,$$

минимальная высота включаемого в расчет сечения фасонки $h_{\text{ф}} = 27{,}5/1{,}4 = 20$ см.

Прикрепление пояса к горизонтальным накладкам.

$$N_{\text{н}} = A_{\text{н}} R_{\text{у}} = 14 \cdot 230 / 10 = 322 \text{ кН},$$

при $K_f = 0{,}6$ см, $\beta_f = 0{,}7$ (ручная сварка монтажного стыка); суммарная длина швов

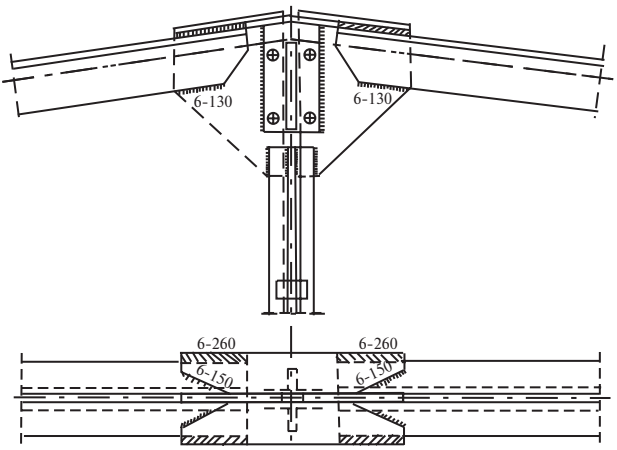


Рис. 41. Укрупнительный стык верхнего пояса

$$\sum l_w^{\text{тр}} = \frac{N \cdot 10}{\beta_f K_f R_{wf}} + 2 \cdot 1 = \frac{322 \cdot 10}{0{,}7 \cdot 0{,}6 \cdot 180} + 2 = 40{,}3 \text{ см},$$

принимаем длину шва накладки 26 см, по скосу 15 см.

Прикрепление пояса к фасонке.

$$N_{\text{ф}} = A_{\text{ф}} R_{\text{y}} = 27{,}5 \cdot 230 / 10 = 632 \text{ кН},$$

при $K_f = 0{,}6$ см, $\beta_f = 1{,}1$ см.

$$\sum l_w^{\text{тр}} = \frac{N_{\text{тм}} \cdot 10}{4\beta_f K_f R_{wf}} + 1 = \frac{632 \cdot 10}{4 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}6 \cdot 180} + 1 = 13 \text{ см}.$$

Сечение и прикрепление вертикальных накладок стыка фасонки: высота накладок $h_{\text{Н}}$ должна быть не менее высоты $h_{\text{ф}}$ рабочей части фасонки. Принимаем $h_{\text{Н}} = 25$ см > 20 см. Площадь сечения накладок $2\, t_{\text{Н}} h_{\text{Н}}$ должна быть не менее $A_{\text{ф}}$, откуда

$$t_{\text{Н}} \geq \frac{A_{\text{ф}}}{2 \cdot h_{\text{Н}}} = \frac{27{,}5}{2 \cdot 25} = 0{,}5 \text{ см, но не менее } \frac{t_{\text{ф}}}{2} = \frac{1{,}4}{2} = 0{,}7 \text{ см}.$$

Принимаем $t_{\text{Н}} = 0{,}8$ см.

Из условия равнопрочности швов, прикрепляющих накладку к фасонке, и фасонки (в расчете на 1 см длины шва) $2\beta_f K_f R_{wf} = t_{\text{ф}} 1 R_y$, определяем

$$(\beta_f K_f)^{\text{ТР}} = \frac{t_{\text{ф}} R_{\text{y}}}{2 R_{wf}} = \frac{1{,}4 \cdot 230}{2 \cdot 180} = 0{,}805 \text{ см}.$$

Так как сварка ручная, то требуемый $K_f = 0{,}805/0{,}7 = 1{,}15$ см.

Окончательно принимаем толщину вертикальных накладок $t_H = 12$ мм.

Прикрепление к фасонке стойки $N = 183$ кН.

$$l_w^{\text{об}} = \frac{0{,}7 \cdot 183 \cdot 10}{2 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}4 \cdot 180} + 1 = 8{,}3 \text{ см, принимаем 9 см};$$

$$l_w^{\text{п}} = \frac{0,3 \cdot 183 \cdot 10}{2 \cdot 1,1 \cdot 0,4 \cdot 180} + 1 = 4,1 \text{ см, принимаем 5 см.}$$

Нижний опорный узел фермы (рис. 42)

Исходные данные: $N_{\text{СН}}$=577 кН, N_{1-2}=-884 кН, опорная реакция фермы от постоянной и снеговой нагрузок Q=510 кН, опорный момент $M = -1011$ кНм.

Прикрепление опорного раскоса к фасонке:

$$l_w^{\text{об}} = \frac{0,68 \cdot N \cdot 10}{2\beta_f K_f R_{wf}} + 1 = \frac{0,68 \cdot 884 \cdot 10}{2 \cdot 1,1 \cdot 0,8 \cdot 180} + 1 = 24 \text{ см;}$$

$$l_w^{\text{об}} = \frac{0,32 \cdot 884 \cdot 10}{2 \cdot 1,1 \cdot 0,8 \cdot 180} + 1 = 12 \text{ см.}$$

Прикрепление нижнего пояса:

$$l_w^{\text{об}} = \frac{0,68 \cdot N \cdot 10}{2\beta_f K_f R_{wf}} + 1 = \frac{0,68 \cdot 577 \cdot 10}{2 \cdot 1,1 \cdot 0,8 \cdot 180} + 1 = 21 \text{ см;}$$

$$l_w^{\text{об}} = \frac{0,32 \cdot N \cdot 10}{2\beta_f K_f R_{wf}} + 1 = \frac{0,32 \cdot 884 \cdot 10}{2 \cdot 1,1 \cdot 0,8 \cdot 180} + 1 = 11 \text{ см.}$$

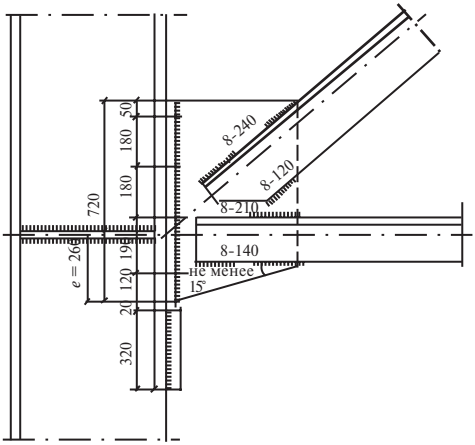


Рис. 42. Нижний опорный узел фермы

Размеры фасонки назначаем конструктивно, исходя из размеров швов прикрепления пояса и опорного раскоса.

Прикрепление нижнего пояса к колонне.

$$Q = 510 \text{ кН}, \quad \text{Н} = \text{Н}_\text{М} = M/2{,}2 = 1011/2{,}2 = 460 \text{ кН}.$$

Проверка опорного фланца на смятие:

Принимаем конструктивно фланец $t_{\text{фл}} = 2{,}0$ см, $b_{\text{фл}} = 20$ см,

$$\sigma = \frac{Q \cdot 10}{t_{\text{фл}} \cdot b_{\text{фл}}} = \frac{510 \cdot 10}{2 \cdot 20} = 128 < R_P = 314 \text{ МПа}.$$

Прикрепление опорного фланца болтами:

Принимаем болты нормальной прочности $R_{bt} = 210$ МПа. Из условия прочности болтов на растяжение

$$\sum A_{\text{Б}} = \frac{H}{R_{bt}} = \frac{460 \cdot 10}{210} = 21{,}9 \text{ см}^2,$$

принимаем болты M 22 с $A_б$=3,03 см^2. Потребное количество болтов n=21,9/3,03=7,02. Назначаем 8 болтов M 22 мм.

Прикрепление столика к колонне:

С учетом случайного эксцентриситета силы Q принимаем, что на один шов передается 2/3 Q.

$$l_w^{\text{тр}} = \frac{2/3 \cdot 510 \cdot 10}{1{,}1 \cdot 0{,}8 \cdot 180} + 1 = 26{,}2 \text{ см, принимаем } h_{\text{ст}} = 30 \text{ см},$$

$$t_{cr} = t_{\text{ф}} + 1 = 2 + 1 = 3 \text{ см},$$

ширину столика $b_{\text{ф}}$+10 = 20 + 10 = 30 см.

Прикрепление фасонки к опорному фланцу:

$H_{\text{ф}} = 72$ см (см. рис. 42), эксцентриситет $e = \frac{h_{\text{ф}}}{2} - 10 = 26$ см.

$$H \cdot e = 460 \cdot 26 = 11960 \quad \text{кНсм}.$$

• момент сопротивления по оси *У–У*

$$W_Y^{\text{А}} = \frac{J_Y}{x_0 + b_f / 2}. \qquad (29)$$

Толщина тормозного листа может быть принята равной 6 мм. Согласно [6.п. 1.9] в составных сечениях, устанавливаемых расчетом, недонапряжение (отношение $\frac{(R_Y - \sigma)\cdot 100}{R_y}$) не должно превышать 5%. Перенапряжение, т.е. $\sigma > \gamma_C R_Y$ не допускается.

Жесткость балки обеспечена, так как принятая высота $h_б > h_{мин}$.

Более подробно расчет и конструирование подкрановой балки изложены в [1, 2, 6, 8].

11.3. Пример расчета подкрановой балки

Запроектировать подкрановую балку под электрический мостовой кран.

Исходные данные к расчету:

Пролет цеха L= 36 м; шаг колонн в продольном направлении (пролет подкрановой балки) B =12 м.

Подкрановая балка сварная. Материал – сталь С235. При толщине листа 11–20 мм, R_y = 230 мПа, R_s = 135 мПа. Предельный прогиб – $\left[f/l \right] = 1/500$. Грузоподъемность мостового крана – 800 кН. Мостовых кранов – два, режим работы – 6К. Нормативная вертикальная нагрузка на колесо крана при пролете цеха, равном 36 м., $F_н$ средняя – 435 кН; нормативная горизонтальная $T_н$ = 14.6 кН (прил.1, табл.15).

Схема сечения подкрановой конструкции приведена на рис. 44.

Решение:

Определим наибольшие значения изгибающих моментов и поперечных сил по осям *x-x* и *y-y*.

Расчетное значение вертикальной силы, приходящееся на одно колесо

$$F_{к} = \gamma_{п}\gamma_{f}\psi_{с}K_{1}F_{К}^{Н} = \ 0{,}95 \times 1{,}1 \times 0{,}85 \times 1{,}1 \times 435 = 425 \text{ кН}.$$

Расчетное значение горизонтальной силы, приходящееся на одно колесо

$$T_{к} = \gamma_{п}\gamma_{f}\psi_{с}T_{К}^{Н} = 0{,}95 \times 1{,}1 \times 0{,}85 \times 1 \times 14{,}6 = 13 \text{ кН}.$$

Расчетная схема с размещением грузов и линия влияния для определения максимальных значений моментов поперечных сил по осям *x-x* и *y-y* показана на рис. 44. Сумма ординат линии влияния изгибающих моментов для пролета балки 12 м при мостовом кране грузоподъемностью 800 кН $\sum Y_{j} = 8{,}28$.

Максимальный момент по оси *x-x* с учетом собственного веса конструкции $M_{\text{макс, } x} = 1{,}08 \ F_{к}\sum Y_{j} = 1{,}08 \times 425 \times 8{,}28 =$ $= 3800{,}5$ кНм.

Соответственно по оси *y-y* $M_{\text{макс, } y} = T_{к}\sum Y_{j} = 13 \times 8{,}28 =$ $= 107{,}6$ кНм.

Сумма ординат линии влияния поперечных сил для пролета балки 12 м при мостовом кране грузоподъемностью 800 кН $\sum Y_{j} = 3{,}49$.

Максимальная поперечная сила $Q_{\text{макс, } x} = 1{,}08 \ F_{к}\sum Y_{j} = 1{,}08 \times$ $\times \ 425 \times 3{,}49 = 1602$ кН.

Подбор сечения подкрановой балки

Определим поправочный коэффициент, учитывающий влияние горизонтальных сил $\delta = 1 + 2\dfrac{M_{y}h_{б}}{M_{x}h_{T}} = 1 + 2\dfrac{107{,}6 \times 1{,}5}{3800{,}5 \times 1{,}25} = 1{,}07.$

Здесь $h_{б}$ — высота подкрановой балки. В первом приближении принимают высоту в пределах 1/6–1/8 пролета. Примем к дальнейшему расчету высоту балки, равную 1/8 пролета — 1,5 м;

$h_{Т} = 1{,}25$ м — ширина тормозной конструкции.

Требуемый момент сопротивления $W = \dfrac{M_{х}\delta}{R_{у}} = \dfrac{380050 \times 1{,}07}{23} =$ $= 17681 \text{ см}^{3}$.

Оптимальную высоту подкрановой балки определим по формуле

$$h_{\text{опт}} = 1{,}15\sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{t_w}} = 1{,}15\sqrt{\frac{17681}{1{,}2}} = 139{,}6 \text{ см},$$

где t_w — толщина стенки балки. Назначим ее используя формулу $t_w = 7 + 0{,}003\ h_{\text{б}} = 7 + 0{,}003 \times 1{,}5 = 11{,}5$ мм (высота балки в метрах). В соответствии с сортаментом листовой стали (прил.1, табл. 4) примем $t_w = 12$ мм.

Минимальная высота балки с учетом предельного прогиба

$$h_{\text{мин}} = \frac{5}{24}\frac{R_y L}{E\gamma_f}\left[\frac{L}{f}\right] = \frac{5}{24}\frac{23\times1200\times500}{1{,}15\times2{,}06\times10^4} = 121{,}4 \text{ см}.$$

В этой формуле R_{y} / γ_f — нормативное сопротивление стали.

Принимаем высоту подкрановой балки – 145 см. Высоту стенки балки – 140 мм.

Толщина стенки по условию действия максимальной поперечной силы

$$t_w = 1{,}5\frac{Q_{\text{макс, }x}}{h_w R_s} = 1{,}5\frac{1602}{140\times13{,}5} = 1{,}27 \text{ см}.$$

Здесь: h_w — высота стенки балки; R_s — расчетное сопротивление стали на срез.

Принимаем по сортаменту стали толщину стенки 14 мм.

Назначим размеры поясов.

Требуемая площадь пояса

$$A_f = \frac{W_{\text{тр}}}{h_{\text{б}}} - \frac{t_w h_{\text{б}}}{6} = \frac{17681}{145} - \frac{1{,}4\times145}{6} = 112{,}5 \text{ см}^2.$$

Минимальная ширина пояса при креплении рельса на планках и грузоподъемности крана 800 кН и более – 450 мм. При-

нимаем для пояса лист с размерами 25×450 мм. Площадь пояса – 112,5 см^2.

К дальнейшему расчету принимаем симметричное двутавровое сечение балки из готовых элементов по сортаменту листов стали (прил.1, табл. 3 и 4) назначив $h_б = 145$ см; $t_w = 1{,}4$ см; $h_w = 140$ см; $t_f = 2{,}5$ см; $b_f = 45$ см.

Определим основные геометрические параметры сечения балки с тормозной конструкцией (см. формулы 26–29).

$$J_x = \frac{1{,}4 \times 140^3}{12} + 2 \times 45 \times 2{,}5(140/2 + 1/25)^2 = 1462360 \text{ см}^4.$$

$$W_x = \frac{1462360 \times 2}{145} = 20170{,}5 \text{ см}^3.$$

Тормозная балка (см. рис. 43) составлена из швеллера № 24 (Площадь швеллера $A_ш = 30{,}6$ см^2; ширина полки $b_п = 6$ см; $z_0 = 2{,}15$ см) и листа толщиной 0,6 см.

Ширина тормозного листа $b_л = 122 + 8 - 9 - 45/2 = 98{,}5$ см.

$$x_0 = \left[30{,}6(122 - 2{,}15) + 0{,}6 \times 98{,}5\left(\frac{98{,}5 + 45}{2} - 4 \right) \right] / (30/6 + 0{,}6 \times$$

$$\times 98{,}5 + 2{,}5 \times 45) = 37{,}9 \text{ см}.$$

$$J_y = 30{,}6(122 - 2{,}15 - 37{,}9)^2 + 0{,}6 \times 98{,}5\left(\frac{98{,}5 + 45}{2} - 37{,}9 - 4 \right)^2 +$$

$$+ \frac{0{,}6 \times 98{,}5^3}{12} + \frac{2{,}5 \times 45^3}{12} = 486527 \text{ см}^4.$$

$$W_y = \frac{486527}{45/2 + 37{,}9} = 8055 \text{ см}^3.$$

Наибольшее значение напряжения (точка *A*, рис.43).

$$\sigma_x^A = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{380050}{20170{,}5} + \frac{10760}{8055} = 20{,}2 \prec 23 \text{ кН/см}^2.$$

Недонапряжение $100 \times (23 - 20.2)/23 = 12 \succ 5\%$.

Уменьшим толщину пояса приняв ее равной 22 мм сохранив ширину пояса 450мм и размеры листа стенки 14×1400 мм. Высота подкрановой балки получится равной 1444 мм. Размеры тормозной конструкции сохраним.

Определим основные геометрические параметры принятого сечения балки.

$$J_x = \frac{1,4 \times 140^3}{12} + 2 \times 45 \times 2,2(140/2+1,1)^2 = 1321065 \text{ см}^4.$$

$$W_x = \frac{1321065}{144,4} = 18297 \text{ см}^3.$$

$$x_0 = \left[30,6(122 - 2,15) + 0,6 \times 98,5 \left(\frac{98.5+45}{2} - 4 \right) \right] / (30,6+0,6 \times$$

$$\times 98,5+2,2 \times 45) = 40,65 \text{ см},$$

$$J_y = 30,6\ (122 - 2.15 - 40,65)^2 +$$

$$+ 0,6 \times 98,5 \left(\frac{98,5+45}{2} - 40,65 - 4 \right)^2 + 2,2 \times 45 \times$$

$$\times 40,65^2 + \frac{0,6 \times 98,5^3}{12} + \frac{2,2 \times 45^3}{12} = 463427 \text{ см}^4,$$

$$W_y = \frac{463427}{40,65+45/2} = 7339 \text{ см}^3.$$

Наибольшее значение напряжения (точка *A*, рис. 44).

$$\sigma_x^{\text{A}} = \frac{380050}{18297} + \frac{10760}{7339} = 22,24 \prec 23 \text{ кН/см}^2.$$

Недонапряжение $100 \dfrac{23 - 22,24}{23} = 3,3 \prec 5\%$. Сечение подкрановой балки подобрано экономично.

Принятая толщина стенки балки больше минимального ее значения. Проверки прочности на действие поперечной силы не производим.

Жесткость балки обеспечена, так как принятая высота балки больше минимальной.

Условие общей устойчивости балки выполнено, так как $b_f / h_б = 45/144{,}4 = 1/3{,}1$ находится в пределах $(1/2 - 1/5)\ h_б$.

Обеспечена местная устойчивость пояса, так как

$$b_f / 2t_f = 45/(2 \times 2{,}2) = 10{,}2 \prec 0{,}5\sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0{,}5\sqrt{\frac{2{,}06 \times 10^4}{23}} = 15{,}1.$$

$$t_f / t_w = 2{,}2/1{,}4 = 1{,}6 \prec 3,$$

условие надежной сварки пояса со стенкой выполнено.

Проверим прочность стенки балки при воздействии местного давления колесом крана.

$$\sigma_м = \gamma F_К / t_w l_{ef} = 1{,}1 \times 386{,}4 / 1{,}4 \times 32{,}8 =$$

$$= 9{,}3 \prec R_y = 23 \text{ кН/см}^2,$$

где $F_К = \gamma_п \psi_c \gamma_f F_К^п = 0{,}95 \times 0{,}85 \times 1{,}1 \times 435 = 386{,}4$ кН (коэффициент динамичности при этой проверке равен единице); $\gamma = 1{,}1$ для крана грузоподъемностью 800 кН и режима работы 6К;

$l_{ef} = c\sqrt[3]{J_{ni} / t_w} = 3{,}25\sqrt[3]{1122/1{,}4} = 32{,}8$ см – условная (расчетная) длина распределения усилия $F_К$; $c = 3{,}25$ для сварных балок; J_{nf} — собственный момент инерции рельса плюс собственный момент инерции пояса. Для рельса Кр70 $J_p = 1082$ см^4, тогда $J_{nf} = 1082 + 45 \times 2{,}2^3/12 = 1122$ см^4.

Условие выполнено.

Чертеж подкрановой балки показан на рис. 45.

Далее в подобранном сечении балки следует проверить приведенные напряжения и местную устойчивость стенки с учетом местного давления. Местную устойчивость стенки поверяют в опорном отсеке и отсеке в средней части пролета.

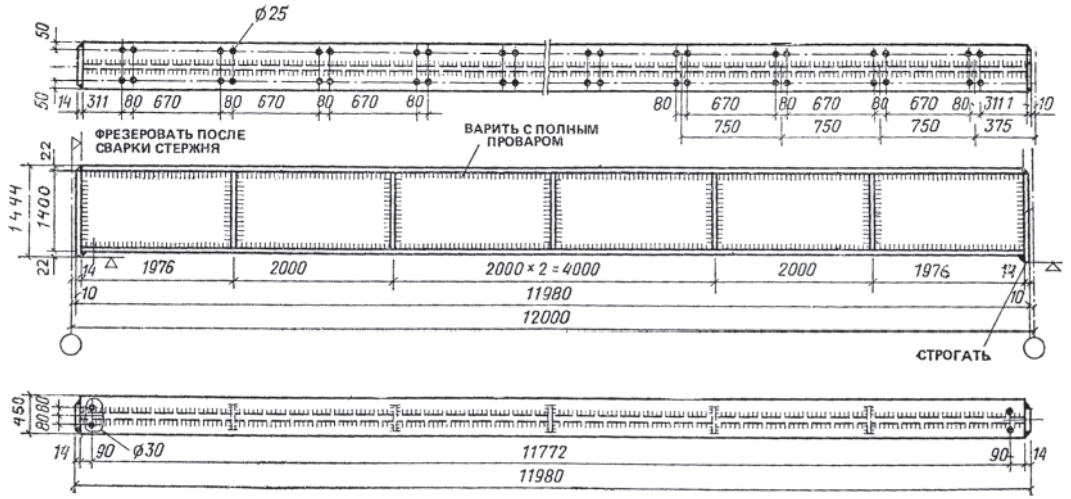


Рис. 45. Чертеж подкрановой балки

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Таблица 1

Сортамент прокатной стали. Балки двутавровые

Профиль	Высота h, мм	Ширина полки b, мм	Площадь сечения, см^2	Масса, кН/м	Ось x–x				Ось y–x		
					I_x, см^4	W_x, см^3	i_x, см	S_x, см^3	I_y, см^4	W_y, см^3	i_y, см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
10	100	55	12,0	0,095	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22
12	120	64	14,7	0,115	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	17,4	0,137	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55
16	160	81	20,2	0,159	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,5	1,70
18	180	90	23,4	0,184	1290	143,0	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88
20	200	100	26,8	0,210	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,1	2,07
22	220	110	30,6	0,240	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,6	2,27
24	240	15	34,8	0,273	3460	289,0	9,97	163,0	198,0	34,5	2,37
27	270	125	40,2	0,315	5010	371,0	11,20	210,0	260,0	41,5	2,54
30	300	135	46,5	0,365	7080	472,0	12,30	268,0	337,0	49,9	2,69
$30_а$	300	145	49,9	0,392	7780	518,0	12,50	292,0	436,0	60,0	2,95
33	330	140	53,8	0,422	9840	597,0	13,50	339,0	419,0	59,9	2,79
36	360	145	61,9	0,486	13380	743,0	14,70	423,0	516,0	71,1	2,89
40	400	155	72,6	0,570	19062	953,0	16,20	545,0	667,0	86,1	3,03
45	450	160	84,7	0,665	27696	1231,0	18,10	708,0	808,0	101,0	3,09
50	500	170	100,0	0,785	39727	1598,0	19,90	919,0	1043,0	123,0	3,23
55	550	180	118,0	0,926	55962	2035,0	21,80	1181,0	1356,0	151,0	3,39
60	600	190	138,0	1,080	77806	2560,0	23,60	1491,0	1725,0	182,0	3,54
65	650	200	153,0	1,290	101400	3120,0	25,80	1800,0	2170,0	217,0	3,77

Таблица 2

Сортамент прокатной стали. Швеллеры

Профиль	Высота h, мм	Ширина полки b, мм	Площадь сечения, см^2	Масса, кН/м	Ось x–x			Ось y–x			Z_o, см
					I, см^4	W, см^3	i_x, см	I_y,см^4	W, см^3	i_y, см	
18	180	70	20,7	0,163	1090	121	7,24	86	17,0	2,04	1,94
20	200	76	23,4	0,184	1520	152	8,07	113	20,3	2,20	2,07
22	220	82	26,7	0,210	2110	192	8,89	151	25,1	2,37	2,21
24	240	90	30,6	0,240	2900	242	9,73	208	31,6	2,60	2,42
27	270	95	35,2	0,277	4160	308	10,9	262	37,3	2,73	2,47
30	300	100	40,5	0,318	5810	387	12,0	327	43,6	2,84	2,52
33	330	105	46,5	0,365	7980	484	13,1	410	51,8	2,97	2,59
36	360	110	53,4	0,419	10820	601	14,2	513	61,7	3,10	2,68
40	400	115	61,5	0483	15220	761	15,7	642	73,4	3,23	2,75

Таблица 3

Сталь толстолистовая горячекатаная

Толщина листов,мм	6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36
Ширина листов, мм	1250, 1400, 1500, 1600, 1800, 2000, 2200

Таблица 4

Сталь универсальная

Толщина листов, мм	6 8 10 12 14 16 18 20 22 25 28 30 32 36 40
Ширина листов, мм	200 210 220 240 250 260 280 300 340 360 380 400 420 450 480 500 530 560 600 630 650 670 800 850 900 1000 1050

Таблица 5

Коэффициент $\varphi \times 10^3$ продольного изгиба центрально сжатых элементов

Расчетное сопротивление R_y, МПа	Гибкость λ														
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
230	978	978	933	896	854	816	761	698	625	556	493	434	425	376	328
240	987	976	931	894	852	805	754	686	612	542	478	419	314	315	276

Таблица 6

Коэффициент C_1 для расчета на прочность с учетом пластических деформаций для сварных двутавровых балок

A_f / A_W	0,25	0,5	1	2
Коэффициент C	1,19	1,12	1,07	1,04

Таблица 7

Коэффициент для расчета сварных угловых швов

Коэффициент	Катет углового шва $k_ш$, мм	
	3 – 16	18 и более
$\beta_ш$	1,1	0,7
β_c	1,15	1,0

Таблица 8

Минимальные катеты швов $k_ш$ мм, при толщине более толстых из свариваемых элементов t, мм

t	4 – 5	6 – 10	11 – 16	17 – 22	23 – 32	33 – 40	41 – 80
$k_ш$	3	4	5	6	7	8	9

Таблица 9

Площади сечения и диаметры болтов

Диаметр d, мм	16	18*	20	22*	24	27*	30	36
Площадь нетто, $см^2$	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59	5,60	8,20
Площадь брутто, $см^2$	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,20
* – по заказу								

Таблица 10

Расчетные сопротивления стали R, $кН/см^2$

Сталь	Вид проката	Толщина, мм	Расчетное сопротивление стали R_y
С235	лист, фасон лист, фасон	до 20 21 — 40	22.5-23 22
С245	лист, фасон лист	2 – 20 21 — 30	24 23

Таблица 11

Коэффициент α для расчета на изгиб плит, опертых на четыре канта

Отношение большей стороны к меньшей	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	Более 2
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

Таблица 12

Коэффициент β для расчета на изгиб плит, опертых на три или два канта

Отношение закрепленной стороны к свободной	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	Более 2
β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

Таблица 13

Расчетное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли

Снеговые районы Российской Федерации	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
q_0, кПа (кгс/м^2)	0,8(80)	1,2(120)	1,8(180)	2,4(240)	3,2(320)	4,0(400)	4,8(480)	5,6(560)

Нормативное значение снеговой нагрузки следует определять умножением расчетного значения на коэффициент 0,7.

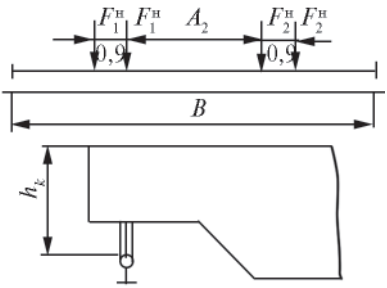
Таблица 14

Нормативное значение ветрового давления на 1м^2 вертикальной поверхности

Ветровые районы Российской Федерации	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
$q_в^н$, кПа(кгс/м^2)	0,17(17)	0,23(23)	0,30(30)	0,38(38)	0,48(48)	0,60(60)	0,73(73)	0,85(85)

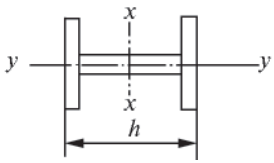
Таблица 15

Нормативные нагрузки от кранов грузоподъемностью 800 и 1000 кН группы режимов работы К6



Грузоподъемность, кН	Пролет, м	Размеры крана, м				Нормативные нагрузки, кН			Вес тележки, кН	Вес крана, кН	n_0
						вертикальная		горизонтальная			
		h_k	B	A_2	A_3	$F_н$	$F_{1н}$	T_k^n			
800	24 30 36	3.7 4.0 4.0	9.6	4.6	0.9	380 411 430	390 420 440	14,6	380	1100 1300 1500	4
1000	24 30 36	3.7 4.0 4.0	9.6	4.6	0.9	441 471 490	451 480 500	17,4	410	1250 1450 1650	4

Таблица 16



Геометрические величины двутаврового сечения высотой h = 500 мм

Номер п/п	Вес 1п.м, кгс	Сечение стенки, мм	Сечение полки, мм	Площадь, см^2	I_x, см^4	W_x, см^3	i_x, см	I_y, см^4	W_y, см^3	i_y, см
1	61,5	480*8	200*10	78,4	31380	1255	20,0	1330	133	4,1
2	64,6	480*8	220*10	82,4	33780	1350	20,2	1775	161	4,6
3	69,4	480*8	250*10	88,4	37380	1495	20,6	2600	208	5,4
4	74,1	480*8	280*10	94,4	40990	1640	20,8	3650	261	6,2
5	77,3	480*8	300*10	98,4	43390	1735	21,0	4500	300	6,8
6	76,9	475*8	250*12	98,0	42750	1710	20,8	3125	250	5,6
7	82,6	475*8	280*12	105,2	46950	1880	21,1	4390	314	6,5
8	86,3	475*8	300*12	119,0	49750	1990	21,3	5400	360	7,0
9	90,2	475*8	320*12	114,8	25650	2105	21,4	6550	409	7,5
10	95,8	475*8	350*12	122,0	56850	2275	21,6	8580	490	8,4
11	95,6	470*8	300*14	121,7	56120	2250	21,4	6300	420	7,2
12	100,0	470*8	320*14	127,3	59420	2385	21,6	7650	479	7,7
13	108,7	470*8	360*14	138,4	65970	2650	21,8	10870	604	8,9
14	113,0	470*8	350*14	144,0	69420	2785	21,9	12800	674	9,4
15	117,3	470*8	400*14	149,6	72520	2910	22,0	14930	747	10,0
16	121,8	470*8	420*14	155,2	75920	3050	22,1	17300	824	10,6
17	119,7	465*8	360*16	152,5	73870	2950	22,0	12440	692	9,0
18	124,7	465*8	380*16	158,8	76900	3090	22,0	14630	770	9,6
19	129,7	465*8	400*16	165,2	80600	3235	22,1	17080	854	10,2
20	134,6	465*8	420*16	171,6	84400	3385	22,2	19750	941	10,7
21	142,3	465*8	450*16	181,2	89900	3610	22,3	24300	1080	11,6
22	149.7	465*8	480*18	190,8	95400	3830	22,4	29500	1230	11,7
23	142,0	460*8	400*18	180,0	88800	3580	22,2	19200	976	10,3
24	147,6	460*8	420*18	188,0	93000	3750	22,2	22230	1057	10,9
25	156,0	460*8	459*18	198,8	99100	4000	22,3	27330	1215	11,7
26	164,0	460*8	480*18	209,6	105300	4250	22,4	33170	1385	12,6
27	170,0	460*8	500*18	216,8	109500	4420	22,5	37500	1500	13,1
28	179,7	460*8	480*20	228,8	117000	4680	22,6	36850	1535	12,7
29	186,0	460*8	500*20	236,8	121700	4870	22,6	41660	1670	13,3

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Ниже приводится последовательность работы с рекомендуемой для курсового проектирования программой **Rama-pr,** разработанной проф. Кузьминым Л.Ю. По программе производится расчет жесткой однопролетной рамы со ступенчатыми стойками при воздействии нагрузок:

- равномерно распределенной нагрузки, приложенной по длине ригеля (собственный вес, снег);
- ветровой нагрузки, приложенной слева направо;
- тормозной нагрузки в виде сосредоточенной горизонтальной силы, приложенной к левой колонне слева направо на уровне тормозной балки;
- вертикальной крановой нагрузки от мостовых кранов при расположении груза у левой колонны.

В результате этих расчетов для каждого из загружений машина выдает на печать ординаты эпюр изгибающих моментов. Величины продольных сил в колонне в результате действия постоянной, вертикальной крановой и снеговой нагрузок определяют расчетом (раздел пособия 8.3.2). Продольными силами в колонне от действия ветровой нагрузки пренебрегают в связи с малыми значениями.

Исходная информация набирается на дисплее в следующей последовательности: $q_п$; $p_с$; $T_{поп}$; $D_{макс}$; $D_{мин}$; $q_в$; $q'_в$; W_0 ; L-e; L; H; $h_н$; e; I_1 — отношение моментов инерции сечений верхней и нижней частей колонны; I_2 — отношение моментов инерции сечения ригеля и нижней части колонны; $h_{торм} = h_б + h_н$. Приняты размерности: длины – м, силы – кН, равномерно распределенной нагрузки – кН/м, изгибающего момента – кН × м. Правило знаков: при положительном моменте растянуто волокно с внутренней стороны рамы, при отрицательном – с внешней.

После введения исходной информации и подачи команды производится расчет ординат моментов в раме от каждого из загружений, результаты которого высвечивается на экране дисплея в виде пяти колонок цифр и могут быть распечатаны. Пример расчета ординат моментов в раме от каждого из загружений

приводится в табл. II.1. Положение ординат представлено на рис. II.1.

По ординатам построены эпюры изгибающих моментов (рис. II.2).

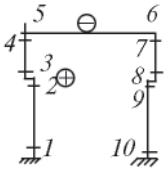


Рис. II.1. Положение ординат расчетных моментов в раме

Пример рассмотрения неблагоприятных сочетаний нагрузок

Статический расчет рамы выполнен с помощью программы Rama-pr. Ординаты изгибающих моментов даны в табл. II. 1 и на эпюрах изгибающих моментов (рис. II. 2). Постоянная нагрузка от собственного веса покрытия и фермы со связями на колонну 238,5 кН; снеговая нагрузка на колонну 302,4 кН; Крановые вертикальные нагрузки $D_{макс}$ = 2217 кН, $D_{мин}$ = 1358 кН.

Таблица II. 1

Номер сеч.	Постоянная кН × м	Снеговая кН × м	Ветровая кН × м	Тормозная, кН × м	Вертикальная крановая, кН × м
1	155	197	901	–717	220
2	–72	–92	99	68	–989
3	–162	–205	105	181	397
4	–239	–303	229	–8	–12
5	–239	–303	229	–8	–12
6	–239	–303	–247	–152	–155
7	–239	–303	–247	–152	–155
8	–162	–205	–84	36	259
9	–72	–92	–90	38	–591
10	155	197	855	594	618

Рассмотрение неблагоприятных сочетаний нагрузок для определения расчетных нагрузок (изгибающих моментов и продольных сил) при подборе сечений ступенчатой колонны и стержней жестко защемленной к колонне стропильной фермы удобно выполнять в табличной форме. Если статический расчет рамы выполнен с помощью программы Rama-pr, для нахождения расчетных сочетаний нагрузок следует использовать форму таблицы II. 2 (вкладыш) .

Примечание: Форма таблицы и пример определения расчетных нагрузок при статическом расчете рамы с помощью программы **Intab-12** показаны в [16].

В табл.II. 2 (вкладыш) рассматриваются возможные комбинации расчетных усилий **для левой колонны поперечной рамы.**

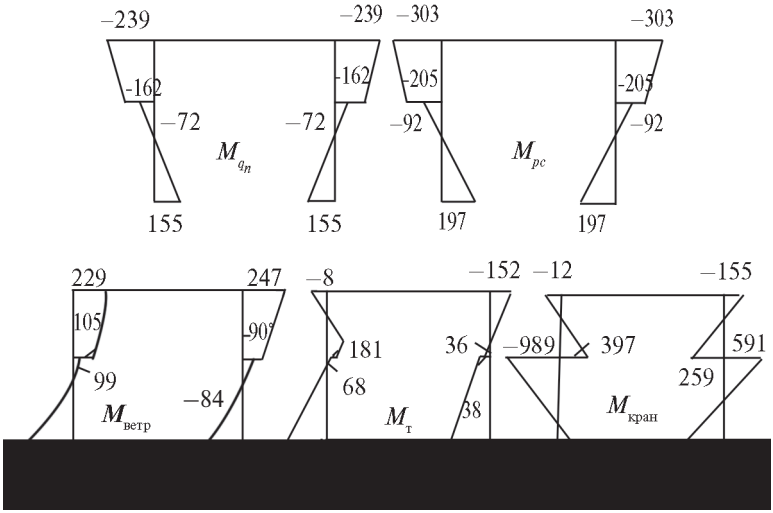


Рис. II.2. Эпюры изгибающих моментов:

M_{qn} — постоянная, $M_{рс}$ — снеговая, $M_{ветр}$ — ветровая, $M_т$ — тормозная кранрвая, $M_{кран}$ — вертикальная крановая нагрузки

Полученные в результате расчета усилия в стойках рамы от всех действующих нагрузок (II. табл. 1) переносят со своими знаками в табл. II. 2. В левой части таблицы усилия от всех ви-

Окончание табл. II.2

Студент V курса ПГС

Ф.И.О.

шифр

Для анкерных болтов (сечение 1-1)	$+M_{\text{соотв.}}$ кв. м	** 1,8 +1010	$+N_{\min}$ кв. м	-238

Сочетания	Для колонн							
	Сочетания по $M_{\max}$				Сочетания по $N_{\max}$			
	$M+$, кН·м	N, кН	$M-$, кН·м	N, кН	$M+$, кН·м	N, кН	$M-$, кН·м	N, кН
I	** 1,9 -10	-238	1, 4, 8 -546	-238	—	—	1, 2 -542	-540
II	**		1, 2, 4, 8, 10 -1011	-510	—	—	1, 2, 4, 8, 10 -1011	-510
I	** 1, 3, 5 +4,16	-238	1, 2 -367	-540	—	—	1, 2 -367	-540
II	** 1, 3, 5, 9 +452	-238	1, 2, 10 -427	-510	—	—	1, 3, 6 -427	-510
I	** 1, 9 +27	-238	1, 3, 6 -1129	-2455	—	—	1, 2, 10 -1129	-2455
II	** —	—	1, 2, 3, 6, 10 -1182	-2505	—	—	1, 2, 3, 6, 10 -1182	-2505
I	** 1, 4, 6 +1490	-1596	1, 9 -746	-238	1, 3, 6 +1092	-2455	1, 9 -746	-238
II	** 1, 2, 4, 6, 10 +2303	-1732	—	—	1, 2, 3, 6 10 +1945	-2505	—	—

1. Максимальные значения положительного($+M_{макс}$) или отрицательного ($-M_{макс}$) моментов и соответствующие им продольные силы $N_{соотв.}$.
2. Максимальные значения продольной силы $N_{макс}$ и соответствующие ему положительная или отрицательная величины изгибающих моментов ($\pm M_{соотв.}$).

В верхней части каждой строки вписывают номера усилий (столбцов левой части таблицы), образующих расчетную комбинацию. В соответствии с вписанными номерами усилий их значения суммируют и записывают в нижние части строк. Сравнивая полученные величины усилий для каждого сечения, определяют их расчетные значения.

Постоянную нагрузку включают в любую из указанных комбинаций независимо от знака изгибающего момента. Набор временных нагрузок в той или иной комбинации устанавливается так, чтобы получить экстремальное значение усилия, занимающего первое место в обозначенной комбинации (например, $N_{макс}$ в сочетании $N_{макс}$).

В составленной сводной таблице подчеркивают комбинации усилий, которые следует учитывать в дальнейших расчетах при подборе сечений колонн. Для верхней части ступенчатой колонны это комбинация, в которой (сечения III-III и IV-IV) максимальный момент независимо от знака продольная сила соответствующая. В нижней части колонны (сечения I-I и II-II) для расчета *подкрановой* ветви принимают комбинацию – максимальный момент со знаком минус и продольная сила соответствующая, для *наружной* ветви — максимальный момент со знаком плюс и продольная сила соответствующая.

Опорный изгибающий момент в месте прикрепления ригеля к колонне принимают по наибольшему отрицательному моменту в сечении IV-IV табл. II. 2. См. также раздел 10.2.1.

Опорный момент заменяют парой сил с плечом, равным высоте фермы на опоре. Растягивающее усилие в первой панели нижнего пояса фермы $N=M/h_{оп}$.

ЛИТЕРАТУРА

1. Металлические конструкции: Учеб. В 3-х томах. Под общ. ред. В.В. Горева. М-во образования и науки РФ, — М.: Высшая школа, 2004

2. Металлические конструкции: Учеб. Под ред. Ю.И. Кудишина. М-во образования и науки Р.Ф., — М.: Академия, 2006

3. Павлов Ю.А. Металлические конструкции: Учеб. Ч. 1. — М.: РГОТУПС, 1998.

4. Павлов Ю.А. Металлические конструкции: Учеб. Ч. 2. — М.: РГОТУПС, 2000.

5. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. 2003.

6. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. 2004.

7. СП 13-102-2003. Общие правила проектирования стальных конструкций.

8. Металлические конструкции / Под общей ред. Е.И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1986.

9. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. В 3-х томах. Под общей ред. В.В. Кузнецова. — М.: Издательство АСВ. 1998-1999.

10. СНиП 31-03-2001. Производственные здания.

11. СНиП 3-03-87. Несущие и ограждающие конструкции. 2003.

12. Абрамов Н.И., Каспе И.Б., Кодыш Э.Н., Мастаченко В.Н., Сазыкин И.А., Хабибулин К.И. Проектирование зданий железнодорожного транспорта. — М.: УМК РФ. 2000.

13. Дятков С.В., Михеев А.П. Архитектура промышленных зданий. — М.: АСВ. 1998.

14. Кодыш Э.Н., Привалов И.Т., Сазыкин И.А., Трекин Н.Н. Проектирование зданий и сооружений на транспорте. Ч. II / Конструктивные решения зданий и сооружений: Уч. пос. — М.: РГОТУПС. 2007.

15. Хромец Ю.Н. Совершенствование объемно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий. — М.: Стройздат.1986.

16. Павлов Ю.А. Использование ЭВМ в расчетах конструктивных систем зданий. Мет. указания. — М.: РГОТУПС. 2008.

СОДЕРЖАНИЕ

Введение 3
1. Основные сведения о строительной стали 3
2. Расчет строительных конструкций по предельным состояниям 7
3. Нагрузки и механические характеристики стали..... 9
4. Основы расчета элементов металлических конструкций 12
4.1. Расчет элементов несущих металлических конструкций..... 12
4.2. Соединения в стальных строительных конструкциях 14
5. Конструктивные системы одноэтажных производственных зданий 19
5.1. Общие сведения 19
5.2. Конструктивные системы зданий 21
5.2.1. Габаритные схемы каркасов зданий..... 21
5.2.2. Конструктивные системы каркаса одноэтажного здания..... 23
5.2.3. Подъемно-транспортное оборудование 24
6. Несущие конструкции стального каркаса..... 27
6.1. Общие сведения 27
6.2. Колонны 28
6.3. Балки и фермы 33
6.4. Легкие несущие металлические конструкции..... комплектной поставки 39
7. Расчет и конструирование балочной клетки производственного здания 53
7.1. Общие положения..... 53
7.2. Расчет и конструирование рабочей площадки балочной клетки 56
7.2.1. Расчет настила 57
7.2.2. Расчет балок настила и вспомогательных балок..... 58
7.2.3. Расчет главной балки 62

7.3. Расчет и конструирование колонн балочной клетки 77
7.3.1. Общие положения 77
7.3.2. Пример расчета сплошной колонны 81
7.3.3. Пример расчета колонны сквозного сечения 83
7.4. Расчет и конструирование базы колонн 87
7.4.1. Общие положения 87
7.4.2. База колонны с траверсами 88
7.4.3. База колонны с учетом фрезеровки торца 91
8. Расчет и конструирование каркаса производственного здания 93
8.1. Общие положения 93
8.2. Статический расчет рамы 94
8.3. Пример составления расчетной схемы поперечной рамы стального каркаса 96
8.3.1. Основные размеры элементов рамы 97
8.3.2. Нагрузки, действующие на раму. 99
8.3.3. Статический расчет рамы с помощью ЭВМ.. 105
9 . Расчет и конструирование внецентренно сжатой ступенчатой колонны 107
9.1. Общие положения конструирования 107
9.2. Пример расчета одноступенчатой колонны 108
9.2.1. Исходные данные 108
9.2.2. Подбор сечения верхней части колонны 109
9.2.3. Подбор сечения нижней части колонны 111
10. Расчет и конструирование стропильной фермы 118
10.1. Общие положения конструирования 118
10.2. Пример расчета стропильной фермы 123
10.2.1. Исходные данные 123
10.2.2. Подбор сечений стержней фермы 125
10.2.3. Расчет узлов фермы 134
11. Расчет и конструирование подкрановых конструкций. Подкрановая балка. 140
11.1. Общие положения конструирования 140
11.2. Расчет подкрановой балки 144
11.3. Пример расчета подкрановой балки 149

Приложение 1 156
Приложение 2 163
Литература 170

Учебное издание

Сазыкин Игорь Александрович

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ.
ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ
ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Учебное пособие

Редактор *Д.Н. Тихонычев*
Корректор *В.В. Игнатова*
Компьютерная верстка *Г.Д. Волкова*
Дизайн обложки *А.Ю. Бойкова*

Тип. зак. Изд. зак. 340 Тираж 300 экз.
Подписано в печать 16.01.09 Гарнитура Newton Формат $60 \times 90\ ^{1}/_{16}$
Усл. печ. л. 10,75

Издательский центр
Информационно-методического управления РОАТ,
125993, Москва, Часовая ул., 22/2

Участок оперативной печати
Информационно-методического управления РОАТ,
125993, Москва, Часовая ул., 22/2