

Г.А. Нехаев

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
СТАЛЬНОГО КАРКАСА
ОДНОЭТАЖНОГО
ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ**



Г.А. Нехаев

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНОГО КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Рекомендовано Учебно-методическим объединением вузов РФ по образованию в области строительства в качестве учебного пособия для студентов, обучающихся по направлению 270100 «Строительство»



Издательство Ассоциации строительных вузов
Москва 2008

Настоящее пособие написано в соответствии с учебной программой по металлическим конструкциям для бакалавра по направлению 270100 – строительство. Материал учебного пособия рассчитан на изучение в течение двух семестров при выполнении выпускной квалификационной работы бакалавра, а также курсового проекта студентами инженерной подготовки заочной формы обучения. Поэтому в учебном пособии внимание студента сконцентрировано на применении полученных теоретических знаний при освоении практических приемов проектирования металлических конструкций.

Начальные практические навыки по расчету и конструированию отдельных простейших элементов металлических конструкций прививаются студентам при выполнении курсовой работы на тему: «Балочная клетка». Следующим этапом практического освоения методики расчета и конструирования металлических конструкций является комплекс элементов в виде каркаса производственного здания. Практические навыки по проектированию и расчету каркасов промзданий являются важным условием профессиональной подготовки специалиста.

Цель учебного пособия состоит в том, чтобы целенаправленно дать в сжатом виде основы современных методов расчета и конструирования металлических конструкций на примере простейшего каркаса здания в виде однопролетного производственного здания с шарнирным сопряжением сквозного ригеля со стойками рамы.

Материал учебного пособия охватывает конструктивные решения, а также рабочие формулы и рекомендации в соответствии с технологией проектирования одноэтажного однопролетного промздания. В учебном пособии получили достаточное отражение действующие строительные нормы проектирования металлических конструкций. Сквозной пример проектирования поперечной рамы цеха позволяет легче сосредоточиться и быстрее усвоить методику расчета и конструирования поперечной рамы в целом и отдельных ее элементов.

Основные положения компоновки различных конструктивных схем каркасов производственных зданий, особенности работы и расчета поперечных рам, расчета и конструирования элементов каркасов приведены в основных учебниках по металлическим конструкциям [1, 2].

Пособие состоит из двух глав и приложений.

В первой главе рассмотрены конспективно вопросы компоновки, конструирования и расчета конструкций одноэтажных промышленных зданий применительно к однопролетным цехам с мостовыми опорными кранами.

Вторая глава посвящена сквозному численному примеру расчета в соответствии с материалом первой главы однопролетной рамы с шарнирным сопряжением фермы с колоннами.

В приложениях приведены нормативные и справочные данные, необходимые при выполнении курсового проекта, а также программа расчета на ЭВМ однопролетной рамы.

Автор выражает глубокую признательность зав. кафедрой «Металлические конструкции» МГСУ доктор технических наук, профессору Ю.И. Кудишину и профессору ВГАСУ А.В. Панину за нелегкий труд по рецензированию данной работы и ценные замечания.

Рецензенты

Заведующий кафедрой Металлических конструкций МГСУ,
профессор, доктор технических наук

Ю.И. Кудишин

Кафедра «Металлические конструкции и сварка» ВГАСУ, профессор,
кандидат технических наук, доцент

А.В. Панин

Г.А. Нехаев

Проектирование стального каркаса одноэтажного производственного здания: Учебное пособие. – М: Издательство АСВ, 2008- 184 с.

ISBN 978-5-93093-541-7

Изложены вопросы конструирования и расчета элементов и соединений стального однопролетного каркаса с шарнирным опиранием стропильных ферм на колонны. Детально рассмотрены вопросы проектирования подкрановой балки, сквозного прогона, стропильной фермы, колонны ступенчатого типа. Основное внимание обращено на сквозной пример расчетов каркаса с необходимыми рисунками.

Для студентов первого уровня подготовки (бакалавра) по специальности 270102 – «Промышленное и гражданское строительство».

ISBN 978-5-93093-541-7



© Г.А. Нехаев, 2008

© Издательство АСВ, 2008

ГЛАВА I

КАРКАС ОДНОПРОЛЕТНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ С РИШЕТЧАТЫМ РИГЕЛЕМ

1.1. Основные расчетные положения при проектировании каркасов промзданий

Объемно-планировочные решения каркасов промзданий тесно связаны с унификацией габаритных размеров, позволяющей ограничивать число параметров зданий и элементов конструкций. При выполнении работ по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений зданий промышленных предприятий руководствуются ГОСТ 23838-89 «Здания предприятий. Параметры» и СНиП 31-03-2001 «Производственные здания».

Согласно требованиям унификации промзданий в зданиях, оборудованных опорными электрическими кранами, размер пролета 18 м и более, кратный 6 м (иногда 3 м); высота помещений 8,4 м и более, кратная 0,6 м.

Конструкции производственных зданий по своему назначению можно разделить на две группы: 1) комплекс несущих конструкций, образующих каркас для восприятия нагрузок и передачи их на фундаменты; 2) ограждающие и вспомогательные конструкции.

В пособии рассматриваются вопросы проектирования каркаса здания и его элементов.

Каркас производственного здания представляет собой пространственную систему, которую условно можно разделить на плоские поперечные рамы и продольные элементы. Поперечную раму каркаса образуют колонны и ригель, находящиеся в одной вертикальной плоскости.

Продольные элементы каркаса, соединяющие поперечные рамы: подкрановые конструкции, подстропильные фермы, горизонтальные продольные связи покрытия, вертикальные связи покрытия и между колоннами, прогоны, панели покрытия.

Воздействия нагрузок воспринимают верхние элементы каркаса (прогоны) и передают их на нижележащие (стропильные, подстропильные фермы). Крановые нагрузки через подкрановые и тормозные конструкции передаются на колонны.

Проектирование элементов каркаса также логично начинать с верхнего блока конструкций, т.е. с конструкций покрытия.

Конструирование и расчет подкрановых балок имеет смысл выполнить перед компоновкой поперечной рамы цеха, поскольку вертикальные размеры рамы зависят от высоты сечения подкрановой балки.

Колонны размещают так, чтобы вместе с ригелем они образовывали поперечные рамы. Шаг колонн однопролетных зданий обычно не зависит от расположения технологического оборудования и его принимают равным 6 или 12 м. Как правило, для зданий больших пролетов ($l \geq 30$ м) и значительной высоты ($H \geq 14$ м) оказывается выгоднее шаг 12 м.

Привязка колонн к модульным разбивочным осям $a = 500$ мм в относительно высоких зданиях ($H \geq 10$ м) с кранами грузоподъемностью $Q \geq 100$ т. Для зданий с кранами Q более 30 т и менее 100 т $a = 250$ мм.

Параметры опорных кранов принимают по соответствующим ГОСТам (ГОСТ 25711-83, ГОСТ 6711-81 и др.).

Схемы стропильных ферм в основном зависят от типа кровли. Унифицированные размеры стропильных ферм приведены в [3].

Расчет стропильных ферм, прогонов, подкрановых балок и колонн производится в соответствии с требованиями, изложенными в СНиП II-23-81* «Стальные конструкции», СНиП 2.01.07-03 «Нагрузки и воздействия».

При наличии продольных горизонтальных связей по нижним поясам стропильных ферм и жесткого кровельного диска рекомендуется при расчете рам на крановые нагрузки учитывать пространственную работу каркаса здания.

В соответствии с ГОСТ 27751-88 с изменениями для учета ответственности зданий и сооружений, характеризуемой экономическими, социальными и экологическими последствиями их отказов, устанавливаются три условия:

I – повышенный (для наиболее значимых зданий и сооружений, отказы которых могут привести к тяжелым последствиям);

II – нормальный (для зданий и сооружений массового строительства);

III – пониженный (для сооружений вспомогательного назначения).

При расчете несущих конструкций и оснований следует учитывать коэффициент надежности по ответственности γ_n , принимаемый равным: для I уровня ответственности – более 0,95, но не более 1,2; для II уровня – 0,95; для III уровня – менее 0,95, но не менее 0,8.

На коэффициент надежности по ответственности следует умножить внутренние усилия и перемещения конструкций и оснований, вызываемые нагрузками и воздействиями.

1.2. Компоновка поперечной рамы цеха

Конструктивные схемы поперечных рам различаются видом сопряжения (жесткое, шарнирное) ригеля с колоннами. Жесткое сопряжение конструкций узлов крепления ферм к колонне обеспечивает передачу моментов, и в расчетной схеме принимается жесткий узел. Жесткое сопряжение можно рекомендовать главным образом для однопролетных каркасов большой высоты при кранах 7К и 8К режимов работы. Однако жесткое сопряжение препятствует типизации ферм, на которые в этом случае передаются значительные моменты, разные для рам с разными параметрами. Кроме того, при жестком сопряжении проявляется неопределенность при определении опорных моментов в ригеле рамы. Шарнирное сопряжение ригеля с колоннами лишено этих недостатков, проще для понимания работы и расчета стропильных ферм и самой рамы. Поэтому ниже рассматривается рама с

шарнирным сопряжением фермы с колоннами (рис. 1.1).

Основным параметром, определяющим вертикальные габариты здания, является отметка уровня головки кранового рельса (расстояние от уровня пола до головки рельса H_1). Расстояние от головки кранового рельса до низа стропильной фермы H_2 диктуется высотой мостового крана H_K , предполагаемым прогибом ферм и связей $f = 200 \dots 400$ мм и зазором 100 мм между верхней точкой крана и низом фермы, т.е.

$$H_2 = H_K + f + 100 \text{ мм.} \quad (1.1)$$

Окончательно размер H_2 принимается кратным 200 мм. Высота цеха от уровня пола до низа стропильных ферм

$$H_0 = H_2 + H_1, \quad (1.2)$$

где H_1 – отметка головки кранового рельса, H_2 – размер, кратный 600 мм (или 1200 мм).

При корректировке H_0 размер H_1 увеличивают, назначив его из условия

$$H_1 = H_0 - H_2. \quad (1.3)$$

Далее устанавливают размеры верхней части колонны H_B , нижней части H_H и высоту у опор ферм h_0 . Высота верхней части колонны

$$H_B = H_2 + h_6 + h_p, \quad (1.4)$$

где h_6 – высота сечения подкрановой балки; h_p – высота кранового рельса принимается в зависимости от грузоподъемности кранов.

Размер нижней части колонны

$$H_H = H_0 - H_B + (500 \dots 800 \text{ мм}), \quad (1.5)$$

где 500...800 мм – заглубление опорной плиты базы колонны ниже нулевой отметки.

Общая высота колонны (рамы) от низа базы до низа стропильной фермы

$$H = H_B + H_H. \quad (1.6)$$

При определении горизонтальных размеров основным геометрическим параметром является пролет цеха l .

Расстояние от оси колонны до оси подкрановой балки

$$l_1 \geq B_1 + (h_B - a) + 75 \text{ мм,} \quad (1.7)$$

где B_1 – выступающая за ось рельса часть кранового моста (см. прил. 1, 2); $(h_B - a)$ – расстояние от продольной оси здания до оси подкрановой ветви колонны; 75 мм – минимальный зазор между краном и колонной.

Для определения высоты сечения нижней части колонны h_H необходи-

мо назначить высоту сечения верхней части колонны h_B с учетом унификации привязок: 450, 700 и 1000 мм в зависимости, прежде всего, от грузоподъемности кранов цеха и условия, что $h_B \geq \frac{1}{12} H_2$. Тогда

$$h_H = h_B + B_1 + 75 \text{ мм.} \quad (1.8)$$

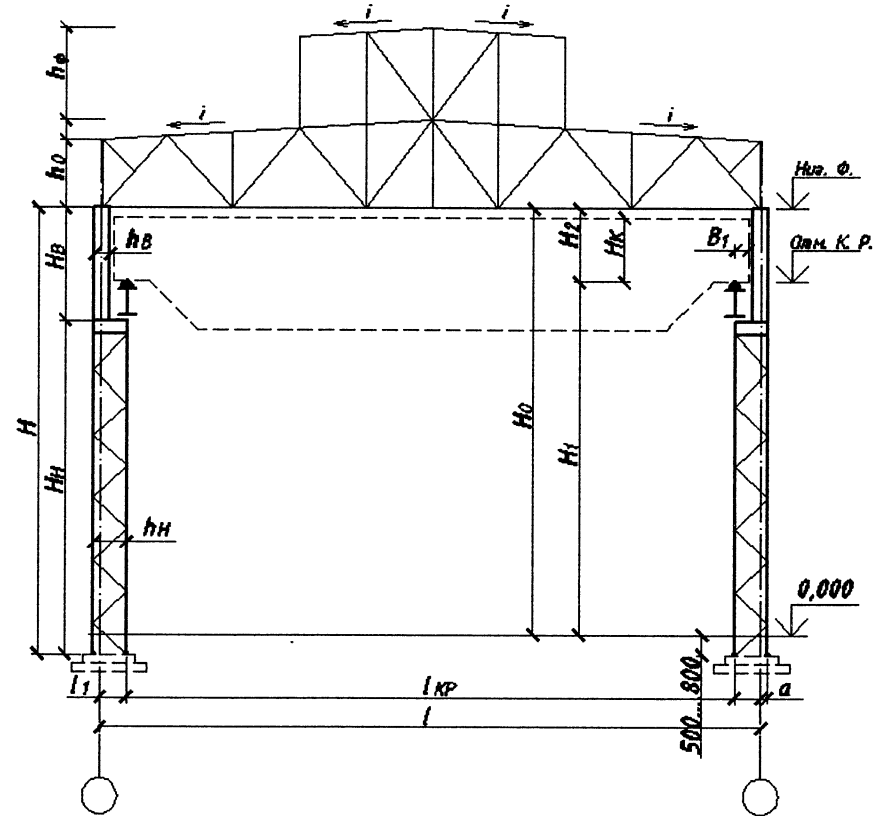


Рис. 1.1. Схема поперечной рамы здания

Величину l_1 , определяемую по формуле (1.7), следует увязать с пролетом крана, которая должна быть кратной 500 мм. Поэтому размер l_1 должен быть кратным 250 мм. Пролет крана

$$l_{KP} = l - 2 \cdot l_1. \quad (1.9)$$

Величину l_1 следует принимать равной 750, 1000, 1250, 1500 мм.

После установления размера l_1 высота сечения нижней части колонны

$$h_H = a + l_1 \geq \frac{1}{20} H. \quad (1.10)$$

1.3. Компоновка конструкций покрытия

Покрытие состоит из кровельных конструкций, несущих элементов (прогонов, ферм) и связей. Кровельные конструкции применяют в виде различного рода настилов. Холодные кровли выполняются из волнистых асбестоцементных, стальных или алюминиевых листов по прогонам и должны иметь уклон кровли не менее 20 %. Массы листов: асбестоцементных $\approx 20 \text{ кг/м}^2$, стальных волнистых $\approx 15...20 \text{ кг/м}^2$, алюминиевых $\approx 5...7 \text{ кг/м}^2$. Теплые кровельные покрытия на основе стального профилированного настила бывают трех типов:

- по профнастилу располагается послойная кровля;
- в виде трехслойных панелей типа «Сэндвич»;
- в виде двухслойных панелей.

Кровли из рулонных и мастичных материалов должны иметь уклон 2,5...5,0%. При кровле из листовых профилированных материалов уклон кровли принимается равным 10...25% в зависимости от геометрических размеров кровельных листов, длины скатов покрытий, наличия и качества герметиков, климатических условий, района строительства.

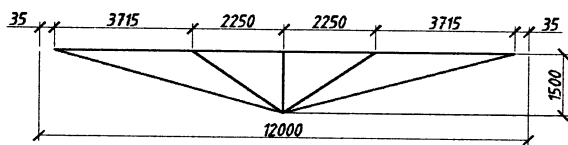


Рис. 1.2. Схема типового решетчатого прогона

При шаге стропильных ферм 6 м наибольшее распространение получили прогоны в виде прокатных или гнутых швеллеров. Следует заметить, что у швеллера центр тяжести сечения не совпадает с центром изгиба. Поэтому в сечении прогона возникают дополнительно нормальные напряжения, вызываемые изгибно-крутящим бимоментом. У гнутого швеллера такие напряжения могут быть значительными и их нельзя игнорировать. Решетчатые прогоны применяют при шаге ферм 12 м. Рекомендуется применять трехпанельный прогон, верхний пояс которого выполнен из двух швеллеров, а элементы решетки – из одиночных гнутых швеллеров (рис. 1.2).

При малоуклонной кровле ($i \leq 2,5\%$) работа сплошного прогона ничем не отличается от работы обычной прокатной балки на вертикальную нагрузку. Прогоны на кровле с большим уклоном работают на косой изгиб. Вертикальная нагрузка q от кровли раскладывается на две составляющие (рис. 1.3): в плоскости большей жесткости прогона q_y и скатную составляющую q_x . Если стальной профилированный настил крепится к прогонам самонарезающими болтами, а отдельные листы соединены между собой заклепками, то скатная составляющая будет восприниматься самой кровлей. В этом случае прогоны можно рассчитывать только на нагрузку q_y . В других случаях для уменьшения изгибающего момента от скатной составляющей прогоны укрепляют тязами из круглой стали диаметром 18...22 мм, уменьшая расчетный пролет прогона в два раза.

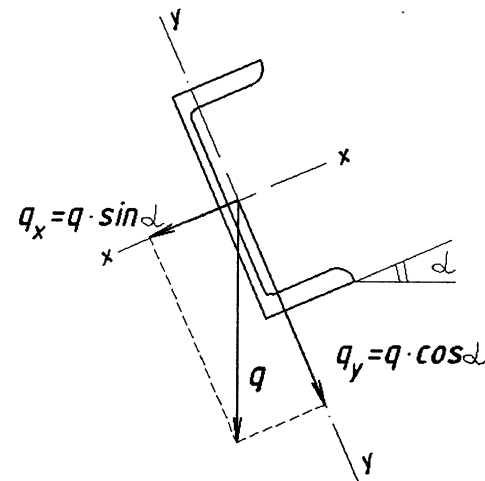


Рис. 1.3. К расчету сплошного прогона

Наибольшие напряжения в прогоне при косом изгибе определяются по формуле

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \gamma_c \cdot R_y, \quad (1.11)$$

где M_x и M_y – соответственно, изгибающие моменты относительно осей $x-x$ и $y-y$;

W_x , W_y – моменты сопротивления сечения прогона относительно осей $x-x$ и $y-y$.

Разрешается при расчете прогонов учитывать развитие пластических деформаций по сечению, если обеспечена общая устойчивость прогона.

Прогоны необходимо также проверять по жесткости

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y^n \cdot l^3}{E \cdot J_x} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200}, \quad (1.12)$$

где $\frac{f}{l}$ – относительный прогиб прогона в плоскости, нормальной к скату;

J_x – момент инерции сечения прогона.

Решетчатые прогоны рассчитывают как фермы с неразрезным верхним поясом. При этом верхний пояс работает на сжатие с изгибом (в одной плоскости, если отсутствует скатная составляющая нагрузки, или в двух плоскостях). Остальные элементы прогона испытывают продольные усилия (рис. 1.4). Конструкция типового решетчатого прогона показана на рис. 1.5.

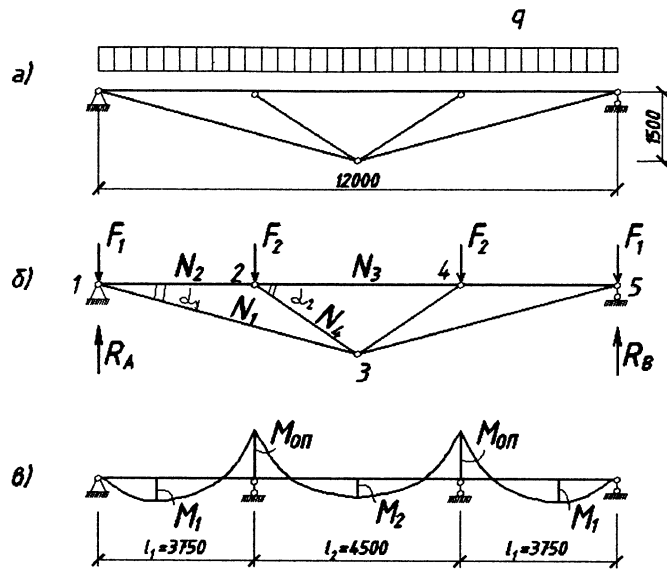


Рис 1.4. К расчету решетчатого прогона:

а – схема прогона; б – расчетная схема для определения продольных усилий; в – расчетная схема для определения моментов

Статический расчет решетчатого прогона можно выполнить приближенным способом. Продольные усилия в стержнях прогона определяются в предположении шарнирности всех узлов, т.е. как в обычной ферме (рис. 1.4 б). Моменты в верхнем поясе можно определить как в трехпролетной неразрезной балке (рис. 1.4 в) на жестких опорах. Приближение в определении моментов в верхнем поясе заключается в том, что промежуточные опоры пояса являются упруго-податливыми, жесткость которых на этом этапе расчета является неизвестной.

Продольные усилия N_1 и N_2 находим из условия равновесия узла 1

$$N_1 = \frac{R_A - F_1}{\sin \alpha_1} \text{ и } N_2 = N_1 \cdot \cos \alpha_1. \quad (1.13)$$

Усилие N_3 определяем методом сечений

$$N_3 = \frac{(R_A - F_1) \cdot 6 - F_2 \cdot 2,25}{1,5}. \quad (1.14)$$

Из условия равновесия узла 2 определим N_4 :

$$N_4 = \frac{N_2 - N_3}{\cos \alpha_2}. \quad (1.15)$$

Изгибающие моменты на средних опорах

$$M_{on} = -\frac{q \cdot (l_1^3 + l_2^3)}{4 \cdot (2l_1 + 3l_2)}. \quad (1.16)$$

Изгибающий момент в середине крайней панели

$$M_1 = \frac{q \cdot l_1^2}{8} - \frac{M_{on}}{2}, \quad (1.17)$$

в средней панели

$$M_2 = \frac{q \cdot l_2^2}{8} - M_{on}. \quad (1.18)$$

Полученные значения усилий по формулам (1.13) – (1.18) необходимы для подбора и проверки сечений элементов прогона. Верхний пояс работает на сжатие с изгибом. Следует заметить, что сечение верхнего пояса необходимо проверять на прочность и на устойчивость при внецентренном сжатии. При проверке на прочность учитывают максимальное значение изгибающего момента на длине стержня. Тогда как на устойчивость – максимальный момент в средней трети длины стержня, но не менее $M_{max}/2$.

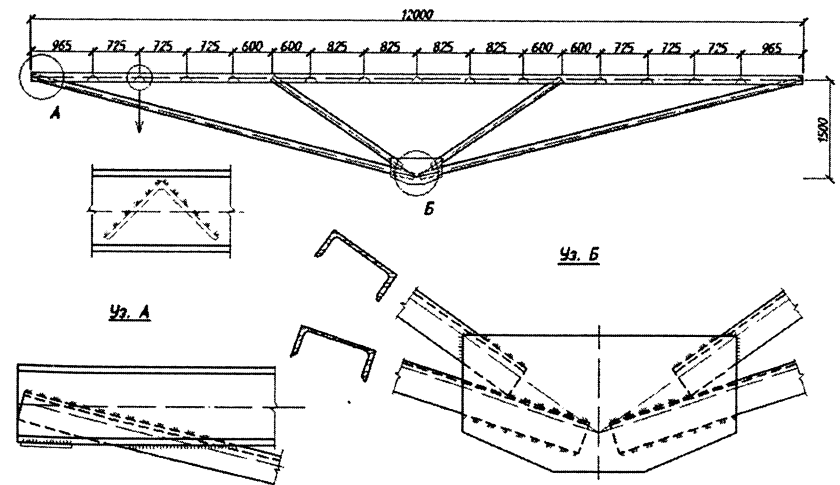


Рис.1.5. Типовой решетчатый прогон

Проверка верхнего пояса на прочность при упругой работе стали производится по формуле:

$$\frac{N}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M}{W \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,0, \quad (1.19)$$

где $\gamma_c = 0,95$; на устойчивость при внецентренном сжатии – по формуле:

$$\frac{N}{A \cdot \varphi_e \cdot \gamma_c} \leq 1,0. \quad (1.20)$$

Остальные стержни прогона:

$$\text{Растянутые} \quad \frac{N}{A \cdot \gamma_c} \leq 1,0, \quad (1.21)$$

$$\text{Сжатые} \quad \frac{N}{A \cdot \varphi \cdot \gamma_c} \leq 1,0. \quad (1.22)$$

Следующим компоновочным элементом покрытия является стропильная ферма: ее очертание и схема решетки. Очертания ферм промзданий определяются прежде всего уклоном верхнего пояса, зависящим от материала кровли, типа узла сопряжения с колоннами (жесткого или шарнирного). В покрытиях промзданий наибольшее распространение получили стропильные фермы трапециевидного очертания с треугольной и дополнительными стойками решеткой, а также фермы с параллельными поясами и треугольной решеткой. Схемы ферм приведены в [3]. Схема решетки фермы зависит также от вида кровли (наличия и расположения прогонов). Во избежание появления нежелательных моментов в верхнем поясе прогоны следует располагать в узлах пояса. Расстояние между прогонами (шаг прогонов) определяет размер панели фермы по верхнему поясу, который должен быть одинаковым на всей длине фермы. Для типовых стропильных ферм, пролеты которых кратны 6 м, размер панели равен 3 м.

Если стропильная ферма имеет не типовой пролет (например, 33 м), то размер панели следует принять равным 3,3 м. При этом следует иметь в виду, что количество панелей должно быть четным, а размер панели в пределах 2,5...3,5 м, что отвечает несущей способности стальных профилированных листов.

Отправочные марки ферм, перевозимые по железной дороге, по условиям габарита не должны превышать по высоте 3,85 м между крайними точками выступающих элементов. Высота опорной стойки стропильных ферм зависит от высоты фермы в пролете и уклона кровли. При уклонах 8...12 % она получается в пределах 1/15...1/10 пролета, а при уклонах кровли от 2-х до 5-ти % – соответственно 1/8...1/12 пролета.

При выборе схемы решетки ферм желательно, чтобы угол наклона раскосов был близок к 45°.

В промышленных зданиях наиболее широко применяют продольные прямоугольные фонари с наружным отводом воды. Каркас фонаря состоит из поперечных конструкций (в виде фермы), боковых продольных ограждающих

дающих конструкций с остеклением, продольных прогонов с кровлей или панелей торцевого фахверка и системы связей (рис. 1.6).

Поперечная конструкция фонаря состоит из стоек, воспринимающих вертикальную нагрузку от покрытия и снега, и раскосов, служащих для обеспечения неизменяемости фермы фонаря и восприятия ветровых нагрузок. При этом раскос рассчитывают на растяжение, предполагая, что сжатый раскос выключается из работы при потере устойчивости (рис. 1.7).

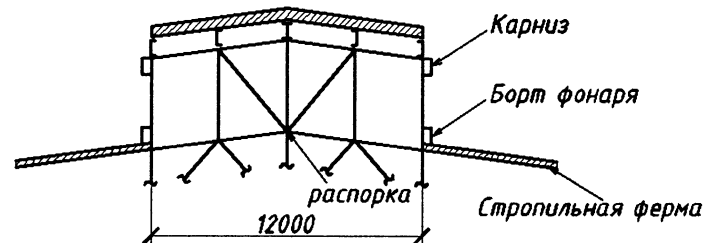


Рис 1.6. Схема прямоугольного фонаря

Ширину фонаря для пролета 18 м принимают 6 м, для больших пролетов – 12 м. Продольные фонари не доходят до торцов стен здания на 6 м и по длине имеют разрывы не реже чем через 84 м шириной не менее 6 м.

Высоту фонаря назначают в зависимости от требуемой освещенности. Обычно для фонарей шириной 6 м принимают одну ленту остекления высотой 1250 мм; для фонарей шириной 12 м – две таких ленты или одну высотой 1750 мм. Борт фонаря (бортовая стенка) имеет высоту 600...800 мм и выполняется по типу легкой кровли, карниз – 300...400 мм.

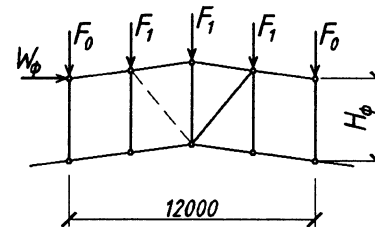


Рис 1.7. Расчетная схема фонаря

1.4. Система связей каркаса промздания

Связи производственного здания, являющиеся составной частью каркаса, можно разделить на две группы (по их расположению и назначению): 1) связи покрытия; 2) вертикальные связи между колоннами.

Связевая система каркаса выполняет много функций. Здесь будем рассматривать только те связи и их функции, которые непосредственно обеспечивают работу элементов поперечной рамы.

1) Связи покрытия. Связи между фермами, создавая общую пространственную жесткость каркаса, прежде всего обеспечивают устойчивость сжатых элементов ферм из их плоскости, ограничивают гибкость растянутых элементов ферм. Система связей покрытия состоит из горизонтальных и вертикальных связей. Горизонтальные связи располагаются в плоскостях нижнего и верхнего поясов ферм и верхнего пояса фонаря (в поперечном и продольном направлениях).

Элементы верхнего пояса стропильных ферм сжаты, поэтому необходимо обеспечить их устойчивость из плоскости ферм. Ребра кровельных панелей и прогоны могут рассматриваться как опоры, препятствующие смещению верхних узлов из плоскости фермы при условии, что они закреплены от продольных перемещений связями (поперечными по верхним поясам ферм). Поперечные горизонтальные связи по верхним поясам ферм размещают по торцам цеха и посередине температурного блока.

Необходимо обращать особое внимание на завязку узлов ферм в пределах фонаря, где нет кровельного настила (рис. 1.6). В коньковом узле фермы обязательно предусматривается распорка. Распорки прикрепляются к торцевым связям в плоскостях верхних поясов ферм.

В процессе монтажа (до укладки панелей покрытия или прогонов) гибкость верхнего пояса из плоскости фермы не должна быть более 220.

Вертикальные связи и связи по верхнему поясу фонаря проектируются аналогично.

Вертикальные связи между фермами устанавливают в связевых блоках в плоскостях вертикальных стоек стропильных ферм на опорах, по коньку и под наружными стойками фонарей. При конструировании стропильной фермы из трех отпарочных элементов вертикальные связи целесообразно поставить в местах стыковок монтажных элементов. Практически в пролете устанавливают одну или две вертикальные связи по ширине пролета (через 12 – 15 м).

Решетка горизонтальных связей может быть крестовой (при шаге ферм 6 м) или треугольной с короткими распорками (при шаге ферм 12 м).

Схемы связей по стропильным фермам для пролетов зданий 30 и 36 м показаны на рис. 1.8.

Следует отметить некоторые особенности расположения связей для ферм с опиранием на колонны в уровне верхнего пояса. Покрытия с такими фермами включают в себя горизонтальные связи, располагаемые только в уровне верхних поясов стропильных ферм. В этом случае поперечные связи по торцам здания не только обеспечивают устойчивость верхних поясов стропильных ферм при монтаже и в условиях эксплуатации, но и воспринимают горизонтальные ветровые нагрузки.

Необходимую завязку нижних поясов стропильных ферм обеспечивают системой растяжек (распорок по нижним поясам) и вертикальных свя-

зей между фермами. При этом следует устанавливать растяжки также в местах сопряжения нисходящих опорных раскосов и горизонтального нижнего пояса.

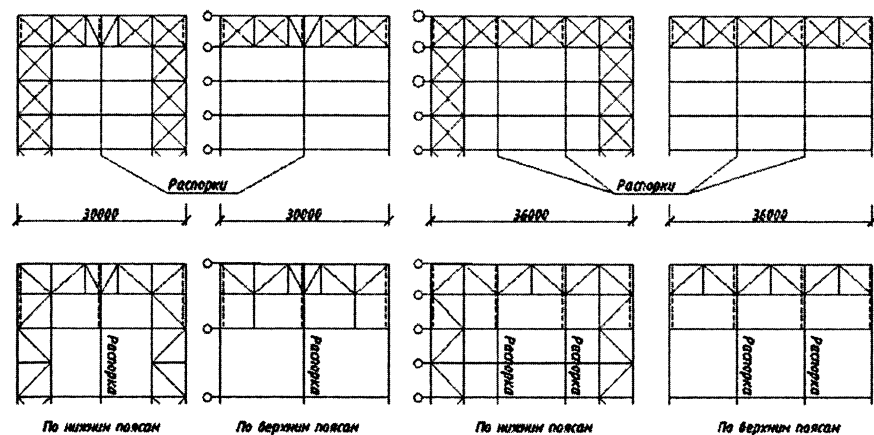


Рис. 1.8. Схемы связей по фермам

При кровле по стальному профнастилу следует устраивать диафрагмы жесткости в виде балки, поясами которой служат верхние пояса смежных стропильных ферм, расположенных в торце здания, а стенкой – профнастил с усиленным креплением к прогонам.

1.5. Расчет и конструирование подкрановых балок

Размеры подкрановых балок в основном зависят от грузоподъемности, режима работы мостовых опорных кранов, пролета цеха и шага рам. Поэтому можно рассмотреть подкрановую балку до компоновки поперечной рамы цеха, что позволит более точно назначить размеры цеха по вертикали.

Наиболее часто применяются сплошные подкрановые балки как разрезные, так и неразрезные.

Сечение подкрановой балки принимают в зависимости от нагрузок, пролета и режима работы кранов. При пролете (шаге колонн) до 6 м и кранах малой грузоподъемности (до 10 т) для балок можно использовать прокатные двутавры типа Ш. При большей грузоподъемности (до 50 т) и кранах режима работы 1К...5К также можно применять прокатные двутавры, верхний пояс которых необходимо усилить листом или уголками, либо принять несимметричное сварное сечение (рис. 1.9).

При пролетах балок 12 м и более и кранах грузоподъемностью 50 т и более применяют сварные двутавровые балки с горизонтальной тормозной конструкцией (рис. 1.10).

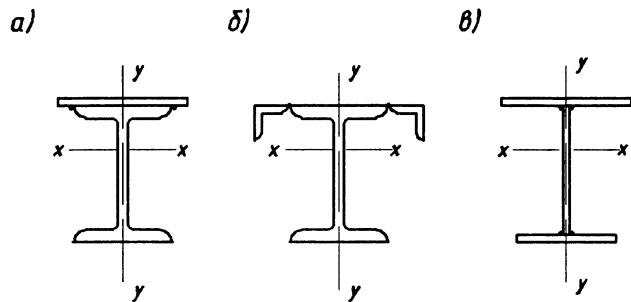


Рис. 1.9. Типы сечений подкрановых балок без тормозных конструкций

Тормозная конструкция выполняется в виде балки, поясами которой служат верхний пояс подкрановой балки и окаймляющий швеллер или пояс вспомогательной фермы. Стенку тормозной балки, как правило, выполняют из рифленого листа, который приваривают к поясу подкрановой балки и швеллеру сплошным швом с подваркой с нижней стороны или крепят на высокопрочных болтах. При ширине тормозной конструкции более 1,25 м целесообразно применение тормозных ферм.

Минимальная ширина верхнего пояса подкрановой балки при креплении кранового рельса на планках для кранов грузоподъемностью до 80 т при отсутствии тормозного устройства - 320 мм, при наличии тормозной балки - 400 мм. При грузоподъемности кранов 80 т и более и наличии тормозной балки - 450 мм. Для других способов крепления кранового рельса минимальная ширина верхнего пояса балки 250 мм.

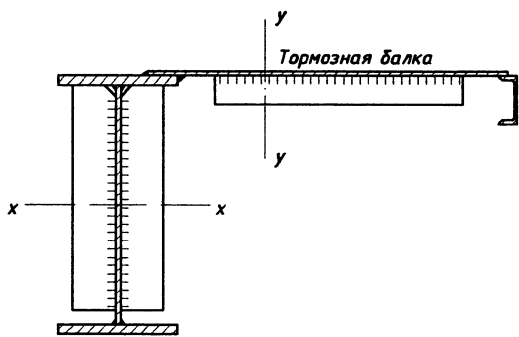


Рис. 1.10. Сечение подкрановой балки с тормозной

Вертикальное давление разрезных подкрановых балок передается на колонну через выступающий фрезерованный торец опорного ребра. Опорное ребро рассчитывают так же, как и у обычных балок, т.е. на смятие и устойчивость.

Для передачи горизонтальных воздействий кранов с подкрановых ба-

лок на колонны устанавливают дополнительные элементы крепления в уровне верхнего пояса. Конструкция крепления балок к колоннам должна обеспечивать свободу поворота и продольного смещения опорных сечений балок. Одним из вариантов такого узла является конструкция, показанная на рис. 1.11. Поперечные горизонтальные воздействия передаются через плотно пригнанные (фрезерованные) к полкам колонны упорные планки, допускающие за счет проскальзывания свободу перемещений опорных сечений. Горизонтальные поперечные воздействия кранов на упорные планки невелики. Поэтому для кранов режимов работы 1К...6К сечения планок принимают конструктивно (не менее 80×8 мм).

Нагрузки от крана в виде подвижных сосредоточенных сил передаются на подкрановую конструкцию через колеса крана и рельс. В зависимости от грузоподъемности крана с каждой стороны моста крана могут быть два, четыре и более колес. Разрезные подкрановые конструкции рассчитывают на нагрузки от двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности с тележками, приближенными к одному из рядов колонн. Одновременно к балке прикладываются и максимальные силы поперечного торможения тележки крана.

Расчетные значения вертикальных и горизонтальных сил определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} F_k &= k_1 \cdot \gamma_f \cdot F_k^H \\ T_k &= k_2 \cdot \gamma_f \cdot T_k^H \end{aligned} \right\} \quad (1.23)$$

где F_k^H – максимальное вертикальное нормативное усилие на колесе крана (принимают по ГОСТам на краны); T_k^H – нормативное значение горизонтальной силы, приходящейся на одно колесо с одной стороны крана, принимаемое равным

$$T_k^H = \beta \cdot (Q + G_T) / n_0, \quad (1.24)$$

где $\beta = 0,05$ – для кранов с гибким подвесом груза и $\beta = 0,1$ – с жестким подвесом груза; Q – грузоподъемность крана; G_T – вес тележки; n_0 – количество колес крана с одной стороны; $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке; k_1 и k_2 – коэффициенты динамичности, учитывающие ударный характер нагрузки при движении крана по неровностям и на стыках, принимаемые по табл. 1.1.

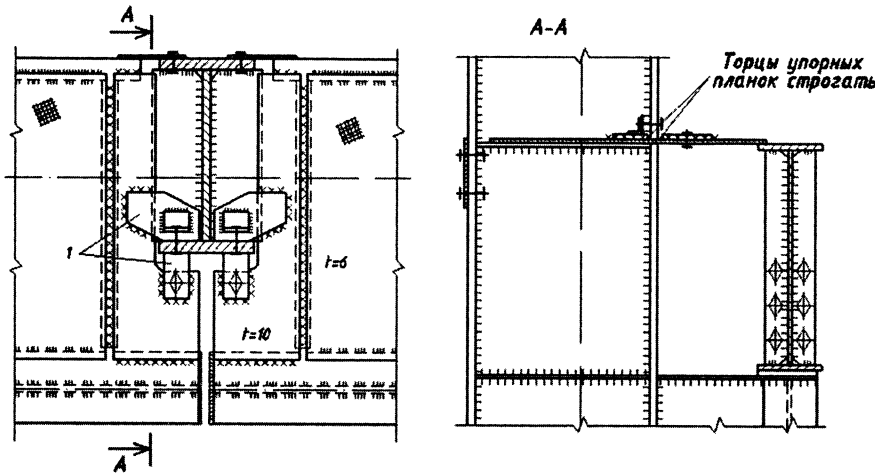


Рис. 1.11. Узел крепления разрезной подкрановой балки к колонне
1 – упорные планки

Таблица 1.1

Значения коэффициента динамичности

Режим работы кранов	Шаг колонн В, м	k_1	k_2
1К...5К	Независимо от В	1,0	1,0
6К, 7К	≤12	1,1	1,0
	>12	1,0	1,0
8К	≤12	1,2	1,1
	>12	1,1	1,1

Для кранов режимов работы 7К и 8К следует учитывать горизонтальную нагрузку, вызываемую перекосом крана, определяемую по формуле

$$T_k^n = 0,1 \cdot F_k^n \quad (1.25)$$

При этом не учитывается горизонтальная нагрузка, определяемая по формуле (1.24).

Проверку жесткости подкрановых балок выполняют на нагрузку от одного крана, принимая $y_j = 1,0$, и без учета коэффициента динамичности.

Собственный вес подкрановых конструкций учитывают приближенно, умножая расчетные усилия от вертикальной крановой нагрузки на коэффициент α , равный: для балок пролетом 6 м – 1,03; 12 м – 1,05; 18 м – 1,08.

Наибольшие значения изгибающих моментов и поперечных сил в сечениях подкрановых балок находят от воздействия двух сближенных кранов по соответствующим линиям влияния. Максимальное значение изги-

бающего момента в балке можно определить, пользуясь линией влияния моментов в середине пролета (рис. 1.12)

$$M_{\max} = \alpha \cdot \psi \cdot \sum F_{ki} \cdot y_i^M \quad (1.26)$$

Наибольшую поперечную силу в разрезной балке находят, пользуясь линией влияния опорной реакции балки и располагая одно колесо крана над опорой, а остальные – как можно ближе к этой опоре (рис. 1.13).

Расчетное значение поперечной силы Q_x определяется по формуле

$$Q_x = \alpha \cdot \psi \cdot \sum F_{ki} \cdot y_i^Q \quad (1.27)$$

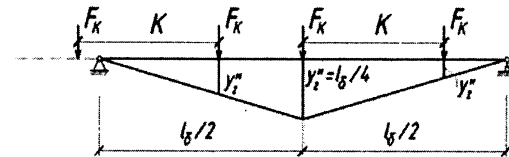


Рис. 1.12. К определению расчетного значения изгибающего момента в разрезной балке

В формулах (1.26) и (1.27)

ψ – коэффициент сочетания крановых нагрузок; при учете двух кранов режимов работы 1К...6К $\psi = 0,85$, режимов работы 7К...8К $\psi = 0,95$;

y_i^M и y_i^Q – ординаты линий влияния момента и поперечной силы.

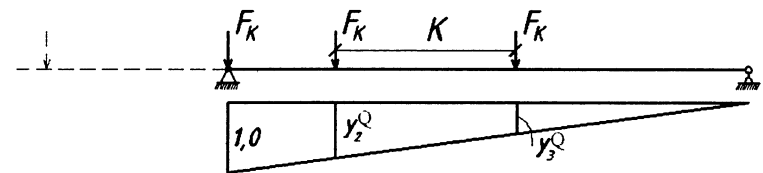


Рис. 1.13. К определению расчетного значения поперечной силы в балке

Следует заметить, что M_{\max} и Q_x принадлежат разным сечениям подкрановой балки.

Расчетный изгибающий момент M_y и поперечную силу Q_y от горизонтальной поперечной нагрузки находят при том же положении кранов:

$$\left. \begin{aligned} M_y &= \psi \cdot \sum T_k \cdot y_i^M \\ Q_y &= \psi \cdot \sum T_k \cdot y_i^Q \end{aligned} \right\} \quad (1.28)$$

При расчете подкрановых балок условно принимают, что вертикальное давление колес кранов воспринимается только сечением подкрановой балки, а горизонтальное – тормозной балкой. При отсутствии тормозной балки горизонтальное давление колес кранов будет восприниматься верхним поясом подкрановой балки, который воспринимает и вертикальное давление. Поэтому в данном случае рекомендуется принимать несимметричное сечение балки с развитым верхним поясом. Таким образом, верхний пояс балки работает как на вертикальную, так и на горизонтальную нагрузки, и максимальное напряжение в точке А (рис 1.14) можно определить по формуле

$$\sigma_A = \frac{M_x}{W_{x,A}} + \frac{M_y}{W_{y,A}} \leq \gamma_c \cdot R_y \quad (1.29)$$

Проверка стенки балки на опорах по касательным напряжениям производится по формуле

$$\tau \approx \frac{1,2 \cdot Q_x}{t_w \cdot h_{ef}} \leq R_s \cdot \gamma_c \quad (1.30)$$

где t_w – толщина стенки; h_{ef} – высота сечения стенки; $R_s = 0,58 \cdot R_y$ – расчетное сопротивление стали на срез.

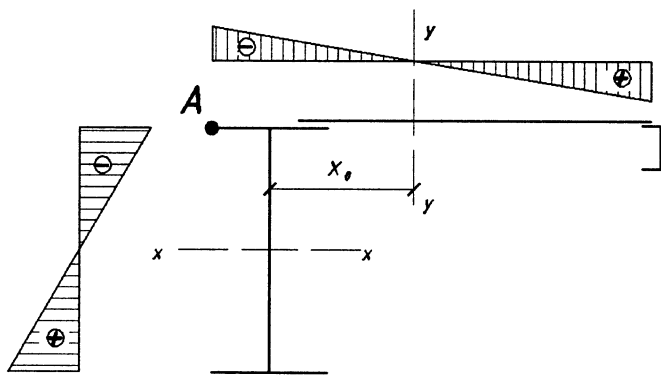


Рис. 1.14. Эпюра нормальных напряжений в условной расчетной схеме

Действующая на балку сосредоточенная вертикальная нагрузка от колеса крана распределяется рельсом и поясом на некоторый участок стенки, и в ней возникают местные нормальные напряжения (рис 1.15). Прочность стенки на действие максимальных местных напряжений проверяют по формуле

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} \cdot F'_k}{t_w \cdot l_{ef}} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (1.31)$$

где $F'_k = \gamma_f \cdot F_k^n$; γ_{f1} – коэффициент увеличения нагрузки на колеса, учитывающий возможное перераспределение усилий между колесами и динамический характер нагрузки, принимается равным:

1,4 – при кранах режима работы 8К с гибким подвесом груза;

1,3 – при кранах режима работы 7К;

1,1 – при прочих кранах;

l_{ef} – расчетная длина распределения нагрузки F'_k определяется для сварных балок по формуле

$$l_{ef} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{J_{1f}}{t_w}} \quad (1.32)$$

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

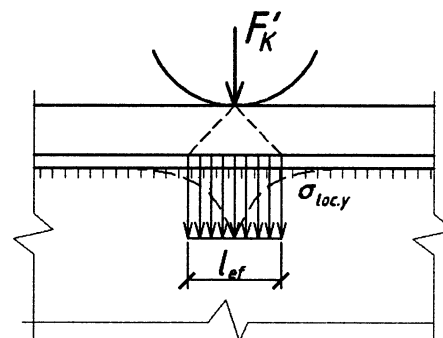


Рис. 1.15. Местные напряжения в стенке балки под колесом крана

Стенку сварной подкрановой балки следует проверить на совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений на уровне верхних поясных швов по формуле

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc,y}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_{loc,y} + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 1,15 \cdot R_y \quad (1.33)$$

$$\text{где } \sigma_x = \frac{M_x \cdot h_{ef}}{2J_x}; \tau_{xy} = \frac{Q_x \cdot S_f}{J_x \cdot t_w}$$

S_f – статический момент пояса относительно центральной оси сечения балки.

Общая устойчивость подкрановых балок проверяется по формуле

$$\frac{M_x}{\varphi_e \cdot W_{x,A}} + \frac{M_y}{W_{y,A}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (1.34)$$

где φ_e – коэффициент, определяемый так же, как и для обычных балок.

Приближенно общую устойчивость балки можно проверить, если рассмотреть верхний пояс как сжато-изогнутый (в горизонтальной плоскости) стержень, нагруженный силой $N = \sigma_x \cdot A_f$, где $\sigma_x = \frac{M_x}{W_{x,A}}$, A_f – площадь сечения верхнего пояса балки, и моментом M_y , [2]. Тогда расчет балки на общую устойчивость сводится к проверке устойчивости верхнего пояса относительно вертикальной оси при внецентренном сжатии.

При наличии тормозной конструкции, если $h_T \geq \frac{l_6}{16}$, устойчивость балки обеспечена.

Местную устойчивость элементов подкрановой балки проверяют так же, как и обычных балок. Устойчивость стенки подкрановой балки следует проверять с учетом местных нормальных напряжений $\sigma_{loc,y}$ по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{cr,x}} + \frac{\sigma_{loc,y}}{\sigma_{cr,loc,y}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{\tau_{cr,xy}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (1.35)$$

где σ_x , τ_{xy} – краевое сжимающее и среднее касательное напряжения в стенке;

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x}{t_w \cdot h_{ef}};$$

$\sigma_{cr,x}$, $\sigma_{cr,loc,y}$, $\tau_{cr,xy}$ – критические напряжения, определяемые по [11]; $\gamma_c = 1,0$.

Ребра жесткости, обеспечивающие местную устойчивость стенки, должны иметь ширину не менее 90 мм и не должны привариваться к поясам балки. Горцы ребер следует плотно пригнать к верхнему поясу.

Подбор сечения подкрановых балок выполняют в том же порядке, что и обычных балок. Влияние горизонтальных крановых нагрузок на напряжения в верхнем поясе подкрановых балок учитывается коэффициентом β , определяемым по формуле

$$\beta \approx 1 + 2 \frac{M_y \cdot h_6}{M_x \cdot h_T}, \quad (1.36)$$

где $h_6 = \left(\frac{1}{6} \dots \frac{1}{10}\right) l_6$ – высота сечения подкрановой балки; h_T – высота сечения тормозной балки; $h_T \approx h_H$ – высота сечения подкрановой части колонны; предварительно можно принять $h_T = 1250$ мм.

Требуемый момент сопротивления сечения подкрановой балки

$$W_{mp} = \frac{M_x \cdot \beta}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (1.37)$$

Оптимальную высоту сечения балки и толщину стенки устанавливают так же, как и обычных балок.

При определении минимальной высоты необходимо учесть, что жесткость подкрановых балок проверяется на нагрузку от одного крана при $\gamma_f = 1,0$. Минимальную высоту сечения подкрановой балки из условия обеспечения ее изгибной жесткости можно определить по формулам:

$$h_{\min} = \frac{F_k^n \cdot l_6^2}{24 \cdot E \cdot W_{x,mp} \cdot \left[\frac{f}{l_6}\right]}; \quad (1.38')$$

$$h_{\min} = \frac{F_{k2}^n \cdot l_6^2}{24 \cdot E \cdot W_{x,mp} \cdot \left[\frac{f}{l_6}\right]} \cdot \left\{ \frac{b}{l_6} \cdot \left[3 - 4 \cdot \left(\frac{b}{l_6}\right)^2 \right] + 1 \right\}, \quad (1.38'')$$

$$\text{где } W_{x,mp} = \frac{M_x}{R_y \cdot \gamma_c};$$

$\left[\frac{f}{l_6}\right]$ – предельно допустимый относительный прогиб балки, принимаемый в зависимости от режима работы крана:

$$\text{для кранов режима работы 1К...6К } \left[\frac{f}{l_6}\right] = \frac{1}{400};$$

$$\text{для кранов режима работы 7К } \left[\frac{f}{l_6}\right] = \frac{1}{500};$$

$$\text{для кранов режима работы 8К } \left[\frac{f}{l_6}\right] = \frac{1}{600};$$

формула (1.38') применяется для кранов грузоподъемностью Q до 50 т включительно,

формула (1.38'') – для кранов $Q = \frac{80}{20}$ т; $\frac{100}{20}$ т; $\frac{125}{20}$ т при $l_6 \leq 12$

м;

$$b = \frac{l_0}{2} - 900 \text{ мм.}$$

Окончательную высоту сечения балки устанавливают кратной 100 мм. Определив требуемую площадь полки, назначают ее размеры из условий местной устойчивости и возможности размещения рельса с креплениями.

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (1.39)$$

После подбора сечения поясов балки komponуют тормозную балку из рифленой стали толщиной 6...10 мм и окаймляющего швеллера (№20...40). Определяют положение центра тяжести тормозной балки (ось у-у) и проверяют на прочность подкрановую балку вместе с тормозной по формуле (1.29). Затем выполняют остальные проверки на прочность и местную устойчивость элементов балки.

Требуемый катет шва по металлу шва для соединения стенки с верхним поясом балки

$$k_f \geq \frac{1}{2 \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\left(\frac{Q_x \cdot S_f}{J_x}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{f1} \cdot F'_k}{l_{ef}}\right)^2} \quad (1.40)$$

1.6. Нагрузки на стропильную ферму

Стропильные фермы при отсутствии подвесных кранов воспринимают основные нагрузки:

Нагрузки от веса конструкций покрытия

Вид конструкции или изделия	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	2	3	4
Ограждающие элементы кровли			
Гравийная защита (15...20 мм)	0,30...0,40	1,3	0,39...0,52
Гидроизоляционный ковер из 3-4 слоев рубероида	0,15...0,20	1,3	0,20...0,26
Асфальтовая или цементная стяжка (20 мм)	0,4	1,3	0,52
Утеплитель; удельная плотность ρ (кг/м ³):			
пенобетон $\rho = 600$	–	1,3	–

1	2	3	4
минераловатные плиты $\rho = 100...300$	–	1,2	–
пенопласт $\rho = 50$	–	1,2	–
пароизоляция из 1-го слоя рубероида	0,05	1,3	0,07
Несущие элементы кровли			
Профилированный настил (0,8...1,0 мм)	0,13...0,16	1,05	0,14...0,17
Волнистые листы:			
асбоцементные	0,20	1,1	0,22
стальные (1,0...1,75 мм)	0,12...0,21	1,05	0,13...0,22
Плоский стальной настил (3-4 мм)	0,24...0,32	1,05	0,25...0,34
Стальная панель с профилированным листом	0,35	1,05	0,37
Металлические конструкции покрытия			
Прогоны:			
сплошные, пролетом, м:			
6	0,05...0,08	1,05	0,05...0,08
12	0,10...0,12	1,05	0,11...0,16
решетчатые	0,07...0,12	1,05	0,07...0,13
Каркас стальной панели размером:			
3×6 м	0,10...0,15	1,05	0,11...0,16
3×12 м	0,15...0,25	1,05	0,16...0,26
Стропильные фермы	0,20...0,40	1,05	0,21...0,42
Каркас фонаря	0,08...0,12	1,05	0,08...0,13
Связи покрытия	0,04...0,06	1,05	0,04...0,06
Переплеты с остеклением	35,0	1,1	38,5

Таблица 1.2.

- постоянные в виде собственного веса конструкций покрытия (табл. 1.2);
- временные – снеговая.

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется умножением расчетного значения на коэффициент 0,7.

При расчете ферм все нагрузки приводят к узловым. Нагрузки от бортовых стенок фонаря и остекления учитываются в виде сосредоточенных сил, приложенных в узлах опирания крайних стоек фонаря.

Таблица 1.3.

Расчетные значения снеговых нагрузок

Снеговые районы	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g , кПа	0,8	1,2	1,8	2,4	3,2	4,0	4,8	5,6

Расчетное значение снеговой нагрузки определяется по формуле

$$S = S_g \cdot \mu, \quad (1.41)$$

где S_g – расчетное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемое в зависимости от снегового района Российской Федерации (табл. 1.3); μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие.

Перечень городов, относящихся к снеговым районам, приведен в табл. П4.3 [2], принимаемый в соответствии со СНиП [11].

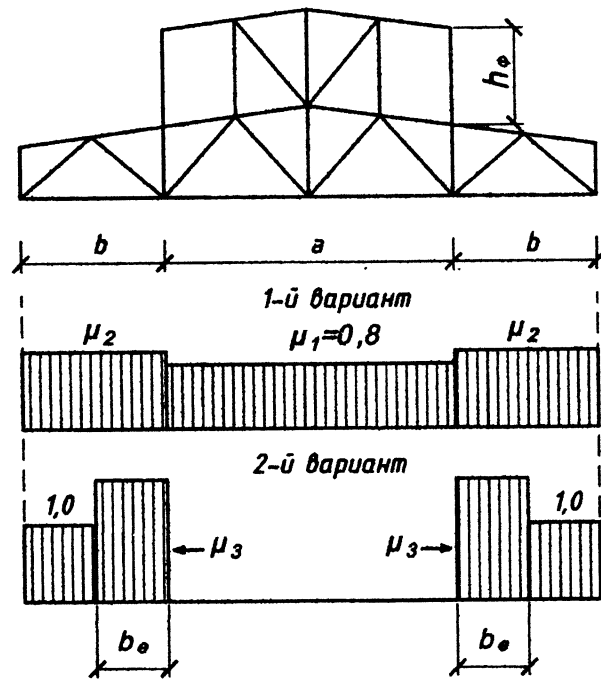


Рис. 1.16. К определению снеговых нагрузок на ферму с фонарем

Для зданий с фонарями рассматривают два варианта загрузки снегом (рис. 1.16), а коэффициент μ определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \mu_2 &= 1 + 0,1 \cdot \frac{a}{b} \\ \mu_3 &= 1 + 0,5 \cdot \frac{a}{b_\phi} \end{aligned} \right\} \quad (1.42)$$

где $b_\phi = h_\phi$.

Для зданий без фонарей также рассматривают два варианта эпюр коэффициента μ (рис. 1.17), зависящего от угла наклона кровли: при $\alpha \leq 25^\circ$; $\mu = 1,0$, при $\alpha \geq 60^\circ$ $\mu = 0$, в интервале $25^\circ < \alpha < 60^\circ$ – μ по интерполяции.

Значение μ не должны превышать: для ферм при нормативной нагрузке от покрытия более $1,5 \text{ кН/м}^2 - 2,5$; то же, при нормативной нагрузке от покрытия менее $1,5 \text{ кН/м}^2 - 4,0$; для прогонов – $2,5$.

Второй вариант загрузки по рис. 1.16 является определяющим для прогонов и стоек ферм, расположенных в местах повышенных снеговых нагрузок. При половинном загрузении пролета снегом в средних раскосах ферм может измениться знак усилия.

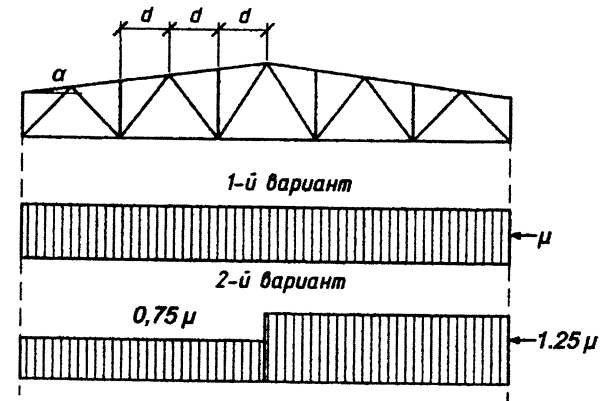


Рис. 1.17. Эпюры коэффициента μ для ферм без фонарей

Узловая снеговая нагрузка

$$F_{CH} = S \cdot d \cdot B. \quad (1.43)$$

1.7. Нагрузки на раму цеха

1.7.1. Постоянные нагрузки

Постоянные нагрузки на ригель рамы принимают равномерно распределенными по длине ригеля (рис. 1.18) и учитывают нагрузки от всех слоев кровли, конструкций фермы, фонаря, связей, т.е.

$$q_{II} = \frac{B}{\cos \alpha} \cdot \sum q_i \cdot \gamma_{fi}, \quad (1.44)$$

где B – шаг рам; α – угол наклона верхнего пояса стропильной фермы; q_i – нормативные значения собственного веса конструкций покрытия на 1 м^2 , которые можно использовать полученные ранее значения при расчете стропильной фермы.

При шарнирном сопряжении ригеля с колонной нужно учесть внецентренность опирания фермы на колонну (e_ϕ), из-за которой возникает сосредоточенный момент в уровне оголовка колонны. Остальные нагрузки на

колонны собирают в сосредоточенные силы и располагают их в местах приложения с учетом эксцентриситетов.

Собственный вес колонны G_{KH} приближенно можно определить, приняв расход стали на 1 м^2 при грузоподъемности кранов до 100 т $g_{KH} = 25 \dots 60 \text{ кг/м}^2$; при $Q = 125 \dots 250 \text{ т}$ $g_{KH} = 55 \dots 90 \text{ кг/м}^2$. Тогда

$$G_{KH} = \gamma_f \cdot g_{KH} \cdot B \cdot \frac{l}{2} \quad (1.45)$$

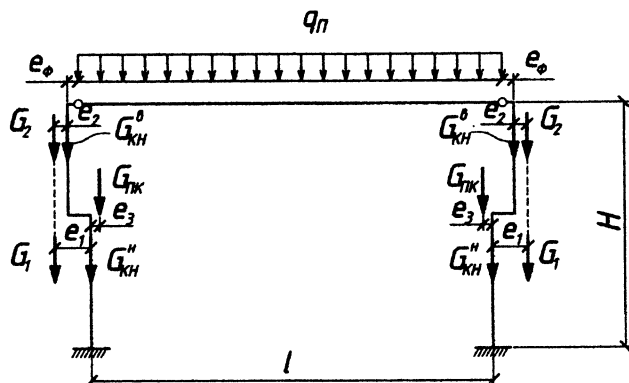


Рис. 1.18. Расчетная схема рамы на постоянные нагрузки

Распределение веса колонны между надкрановой и подкрановой частями приближенно можно принять таким:

$$G_{KH}^B \approx 0,3 \cdot G_{KH} \text{ и } G_{KH}^H \approx 0,7 \cdot G_{KH} \quad (1.46)$$

Вес подкрановых балок можно определить по фактически полученным размерам либо приблизительно. Расход стали на 1 м^2 здания от подкрановых балок составляет при кранах грузоподъемностью до 100 т $g_{пб} = 20 \dots 60 \text{ кг/м}^2$; при $Q = 125 \dots 250 \text{ т}$ $g_{пб} = 40 \dots 100 \text{ кг/м}^2$.

Нагрузку от веса стен (G_1 и G_2) рекомендуется определять по табл. П 4.2[2].

В учебном процессе моменты, возникающие от веса стен, в расчетной схеме можно не учитывать, а нагрузку от подкрановых балок $G_{п.б}$ включать в величину вертикального давления кранов на подкрановую балку.

С учетом рекомендуемых упрощений расчетная схема рамы имеет вид.

На рис. 1.19 приняты обозначения:

$$N_{п} = \frac{q_{п} \cdot l}{2} + G_2 + G_{KH}^B; \quad (1.47)$$

$$M_{п} = N_{п} \cdot e; \quad e = \frac{h_H - h_B}{2}; \quad h_H \text{ и } h_B \text{ см. рис. 1.15; } J_1 \text{ и } J_2 \text{ - соответ-}$$

ственно, моменты инерции подкрановой и надкрановой частей сечения колонны. Собственные веса стены и участка колонны в подкрановой части ($G_1 + G_{KH}^H$) будем учитывать непосредственно при определении продольных сил в колонне.

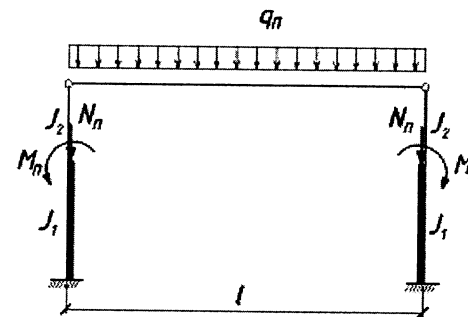


Рис. 1.19. Упрощенная расчетная схема рамы на постоянную нагрузку

1.7.2. Снеговая нагрузка

На ригель поперечной рамы здания при $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1,0$ воздействие снеговой нагрузки принимается в виде равномерно распределенной нагрузки аналогично постоянной нагрузке интенсивностью q_{CH} независимо от наличия фанаря.

$$q_{CH} = S \cdot B \quad (1.48)$$

Расчетная схема рамы для снеговой нагрузки будет такой же, как и для постоянной (рис. 1.19), в которой

$$N_{CH} = \frac{q_{CH} \cdot l}{2}; \quad M_{CH} = N_{CH} \cdot e.$$

Для неутепленных покрытий зданий с повышенным тепловыделением при уклонах кровли свыше 3% и обеспечении отвода талой воды допускается снижение коэффициента μ на 20% . При строительстве в районах с сильными зимними ветрами расчетная снеговая нагрузка тоже может быть снижена (см. п.5.5 [11]).

1.7.3. Ветровая нагрузка

В соответствии с [13] ветровая нагрузка рассматривается, как сумма средней и пульсационной составляющих. При расчете одноэтажных производственных зданий высотой $H \leq 36 \text{ м}$ и при отношении высоты к пролету здания менее $1,5$ пульсационную составляющую не учитывают. Далее рас-

считается действие только средней составляющей, расчетное значение которой на 1 м^2 вертикальной поверхности

$$q_B = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot K \cdot C \cdot B, \quad (1.49)$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности для ветровой нагрузки; ω_0 – нормативное значение ветрового давления, принимаемое в зависимости от ветрового района (табл. 1.4);

Перечень городов, относящихся к ветровым районам, приведен в табл. П4.4[2].

K – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте Z (табл. 1.5);

Таблица 1.4.

Нормативные значения ветрового давления

Ветровые районы	I	II	III	IV	V	VI	VII
ω_0 , кПа	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

C – аэродинамический коэффициент, зависящий от конфигурации здания (рис. 1.20).

Таблица 1.5.

Значение коэффициентов K

Высота Z , м	Коэффициенты K для типов местности		
	A	B	C
≤ 5	0,75	0,50	0,40
10	1,00	0,65	0,40
20	1,25	0,85	0,55
40	1,50	1,10	0,80

Типы местности:

A – открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра;

B – городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;

C – городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

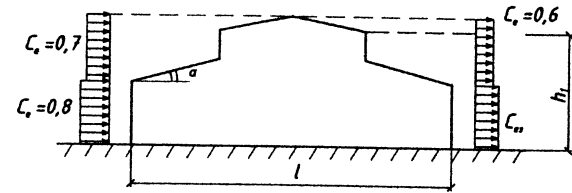


Рис. 1.20. Упрощенная эпюра аэродинамических коэффициентов C для расчета рамы цеха (C_{ez} – по табл. 1.6)

Таблица 1.6.

Значение коэффициента C_{ez}

$\frac{Z}{l}$	Значение C_{ez} при $\frac{h}{l}$ равным		
	$\leq 0,5$	1	≥ 2
≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6
≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6

Примечание к табл. 1.6: 1. Знак минус означает, что ветровая нагрузка направлена от стены; 2. Промежуточные значения коэффициента C_{ez} определяются по интерполяции.

В связи с тем, что коэффициент K меняется по высоте, ветровая нагрузка тоже будет переменной по длине колонны здания. Для удобства расчета рамы фактическую переменную ветровую нагрузку можно заменить эквивалентной $q_{эк}$, равномерно распределенной по длине колонны, приравняв моменты в заделке консоли (колонны) от эквивалентной $q_{эк}$ и фактической q_B нагрузок (рис. 1.21).

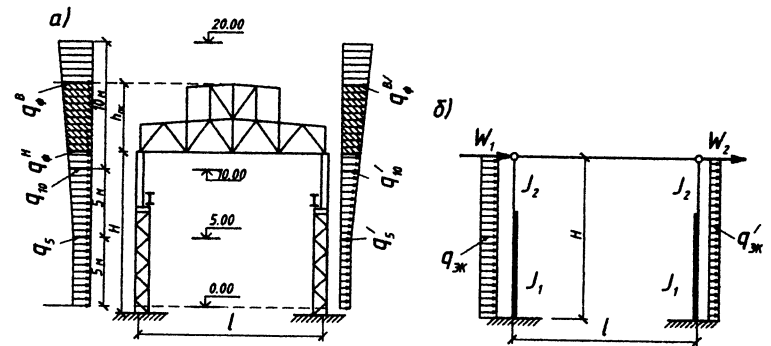


Рис. 1.21. Схема ветровой нагрузки на раму:
а – по нормам проектирования; б – условная расчетная схема

Такая замена фактической ветровой нагрузки на равномерную эквивалентную равноценна замене фактического коэффициента K на эквивалентный постоянного значения по длине колонны $K_{ЭК}$, принимая его как нагрузку. Момент в заделке колонны (как консоли) от нагрузки в виде K обозначим через $M(K)$. Соответственно, момент в заделке от нагрузок $K_{ЭК}$

$M(K_{ЭК}) = K_{ЭК} \cdot \frac{H^2}{2}$. Приравнивая моменты, получим

$$K_{ЭК} = \frac{2 \cdot M(K)}{H^2} \quad (1.50)$$

Тогда эквивалентная равномерно распределенная нагрузка на раму

$$\left. \begin{aligned} q_{ЭК} &= \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot K_{ЭК} \cdot C \cdot B \\ q'_{ЭК} &= \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot K_{ЭК} \cdot C' \cdot B \end{aligned} \right\} \quad (1.51)$$

где $C = 0,8$; $C' = C_{эз}$.

Ветровая нагрузка, действующая на участке от низа ригеля до наиболее высокой точки здания, заменяется сосредоточенной силой $W_1(W_2)$, приложенной в уровне низа ригеля рамы. Величины этих сил от активного давления W_1 и отсоса W_2 показаны на рис. 1.21 б. Собираются они с заштрихованной части эпюр ветрового давления (рис. 1.21 а). При расчете рамы силы W_1 и W_2 можно заменить одной $W = W_1 + W_2$, приложенной с любой стороны рамы.

1.7.4. Нагрузка от мостовых кранов

Расчет однопролетной рамы цеха ведется на два крана, которые должны быть расположены так, чтобы на рассчитываемую раму передавалась наибольшая крановая нагрузка. При этом на одну из колонн будет передаваться наибольшее вертикальное давление D_{max} от кранов, на другую колонну – минимальное вертикальное давление D_{min} .

Поскольку крановая нагрузка является подвижной, то определение давления на колонны D_{max} и D_{min} производится с помощью линии влияния опорных реакций подкрановых балок (рис. 1.22) при невыгоднейшем расположении колес кранов на балках. Невыгодное расположение кранов при числе колес двух кранов с одной стороны не более четырех не представляет затруднений. Сложнее обстоит дело, если с одной стороны более четырех колес и пролет подкрановых балок 12 и более метров. В этом случае рекомендуется вычертить две подкрановые балки в масштабе в одну линию. На отдельной полоске листа следует начертить схему двух кранов в том же масштабе. Эту полоску надо перемещать вдоль схемы подкрановых балок и остановиться, когда наибольшее число колес попадет на две балки. Одно колесо должно располагаться над рассматриваемой опорой (колонной).

Максимальное давление на колонну

$$D_{max} = R_A + G_{ПК}, \quad (1.52)$$

где $R_A = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum F_{ki}^n \cdot y_i$;

$$G_{ПК} = \gamma_{f,б} \cdot g_{ПК} \cdot \frac{1}{2} \cdot B, \quad (1.53)$$

где $G_{ПК}$ – вес подкрановых конструкций; $\gamma_f = 1,1$; $\gamma_{f,б} = 1,05$; $g_{ПК} = 0,2 \dots 0,6$ кН/м² при Q до 100 т; для Q до 20 т можно принимать $g_{ПК} = 0,2$ кН/м²; при Q более 20 т $g_{ПК}$ – по интерполяции; $g_{ПК} = 0,4 \dots 1,0$ кН/м² при $Q = 125 \dots 250$ т; $\psi = 0,85$ при двух кранах режимов работы 1К...6К и $\psi = 0,95$ – при 7К и 8К;

F_{ki}^n – максимальное нормативное давление i -го колеса крана.

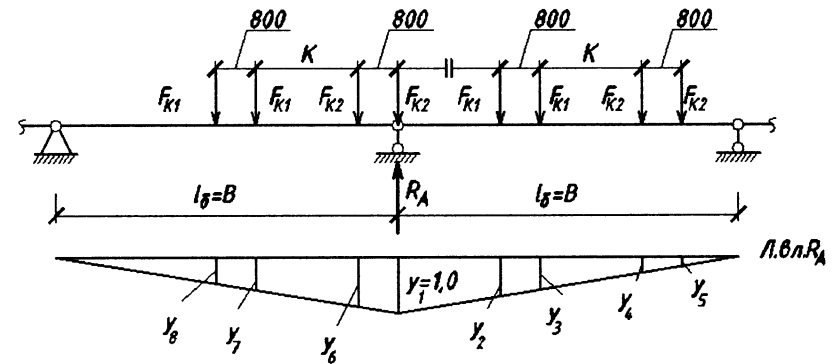


Рис. 1.22. К определению D_{max}

Предполагая, что отношение F_2^n / F_1^n должно соблюдаться и для минимальных давлений колес крана $F_{2,min}^n / F_{1,min}^n$, тогда

$$F_{2,min}^n = \frac{F_2^n}{F_1^n} \cdot F_{1,min}^n \quad (1.54)$$

Проектируя крановые нагрузки на вертикаль, получим уравнение

$$F_{1,min}^n + F_{2,min}^n = \frac{Q + G_{КР}}{2} - (F_1^n + F_2^n) \quad (1.55)$$

из которого, используя (1.54), имеем

$$F_{1,min}^n = F_1^n \left[\frac{Q + G_{КР}}{2 \cdot (F_1^n + F_2^n)} - 1 \right] \quad (1.56)$$

Минимальное давление на колонну определяется по формуле

$$D_{\min} = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum F_{ki, \min}^n \cdot y_i + G_{ПК}. \quad (1.57)$$

Силы D_{\max} и D_{\min} прикладываются по оси подкрановой ветви колонны (рис. 1.23) с эксцентриситетом e_K относительно центра тяжести сечения подкрановой части колонны.

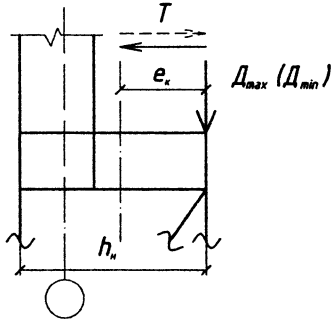


Рис. 1.23. Схема приложения крановых нагрузок на колонну

Поэтому силы D_{\max} и D_{\min} подкрановую часть колонны сжимают и передают на нее изгибающие моменты

$$\left. \begin{aligned} M_{\max} &= D_{\max} \cdot e_K; \\ M_{\min} &= D_{\min} \cdot e_K, \end{aligned} \right\} \quad (1.58)$$

где e_K – расстояние от оси подкрановой балки до оси, проходящей через центр тяжести сечения подкрановой части колонны, которое можно принять равным $(0,5 \dots 0,55) h_H$.

Расчетная горизонтальная сила T , передаваемая подкрановыми балками на колонну от сил T_K , определяется при том же положении мостовых кранов, что и для D_{\max} (D_{\min})

$$T = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum T_K^n \cdot y_i, \quad (1.59)$$

где T_K^n определяется по формулам (1.24) или (1.25). Сила T приложена к колонне в уровне верха подкрановой балки и может быть направлена как внутрь пролета, так и наружу. Расчетная схема рамы на крановые нагрузки показана на рис. 1.24.

Горизонтальная сила T учитывается только в совокупности с вертикальным давлением кранов и может быть приложена к любой колонне рамы независимо от расположения D_{\max} .

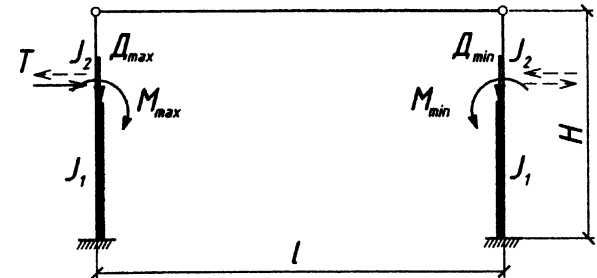


Рис. 1.24. Схема крановых нагрузок на раму

1.8. Определение приближенных значений жесткостей сечений подкрановой и надкрановой частей колонн

Поскольку поперечная рама цеха является статически неопределимой системой, то перед ее расчетом необходимо задать или приблизительно определить жесткости EJ , EA подкрановой и надкрановой частей колонн. Жесткости (изгибную и осевую) подкрановой части колонны можно приближенно определить по формулам:

$$EJ_1 \approx \frac{E \cdot (R_2 + 2 \cdot D_{\max}) \cdot h_H^2}{K_2 \cdot R_y}; \quad (1.60)$$

$$EA_1 \approx \frac{4 \cdot E \cdot J_1}{h_H^2}, \quad (1.61)$$

где R_2 – опорная реакция ригеля от расчетной постоянной и снеговой нагрузок;

$$R_2 = \frac{(q_{II} + q_{CH}) \cdot l}{2}; \quad (1.62)$$

K_2 – коэффициент, зависящий от шага колонн и их высоты;

$K_2 = 2,5 \dots 3,0$ – при шаге рам 6 м;

$K_2 = 3,2 \dots 3,8$ – при шаге рам 12 м. Меньшее значение K_2 следует принимать при кранах с малой грузоподъемностью ($Q \leq 32$ т) и при большей высоте колонн ($H > 15$ м). Промежуточные значения K_2 – по интерполяции.

Жесткости надкрановых частей колонн

$$EJ_2 \approx \frac{EJ_1}{K_1} \cdot \left(\frac{h_B}{h_H} \right)^2; \quad (1.63)$$

$$EA_2 \approx \frac{4 \cdot E \cdot J_2}{h_B^2}, \quad (1.64)$$

где h_B – высота сечения надкранового участка колонны; K_1 – коэффициент, учитывающий фактическое неравенство площадей и радиусов инерции поперечных сечений верхней (надкрановой) и нижней (подкрановой) частей колонны. При шарнирном сопряжении ригеля с колоннами $K_1 = 1,8 \dots 2,0$.

При расчете рамы на ЭВМ жесткости условных горизонтальных стержней, объединяющих подкрановые и надкрановые участки колонн, можно принимать на два-три порядка больше жесткости подкранового участка колонны.

1.9. Учет пространственной работы каркаса при расчете поперечных рам

Пространственная работа каркаса промышленного здания проявляется только от воздействия мостовых кранов. Продольные конструкции каркаса (кровельное покрытие, продольные связи по нижним поясам стропильных ферм), распределяя крановую нагрузку на все рамы, обеспечивают пространственную работу каркаса.

Нагрузки от мостовых кранов действуют лишь на несколько поперечных рам (обычно на три рамы). Остальные рамы, соединенные продольными конструкциями, создают отпор R , уменьшающий величину изгибающих моментов в наиболее нагруженной раме. При этом пространственный каркас заменяется плоской рамой (рис. 1.25).

Величина отпора R определяется по формуле

$$R = F \cdot \left[\alpha + \alpha' \cdot \left(\frac{n_0}{\sum y} - 1 \right) \right] = F \cdot K_{\text{ПР}}; \quad (1.65)$$

$$K_{\text{ПР}} = \alpha + \alpha' \cdot \left(\frac{n_0}{\sum y} - 1 \right); \quad (1.66)$$

коэффициенты α и α' определяются по табл. 1.7 в зависимости от параметра β , характеризующего соотношения жесткостей поперечной рамы и покрытия;

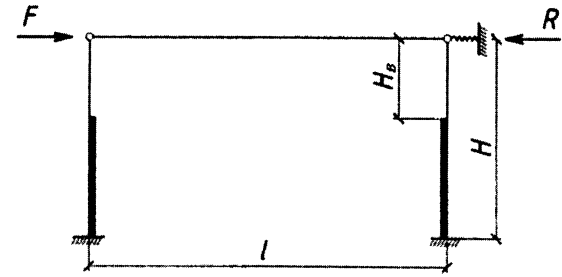


Рис. 1.25. Расчетная схема плоской рамы с учетом пространственной работы каркаса

$\sum y$ – сумма ординат линии влияния (рис. 1.22); n_0 – число колес кранов на одной нитке подкрановых балок;

$$\beta = \frac{B^3 \cdot \sum J_H \cdot d}{H^3 \cdot J_{\text{П}}};$$

B – шаг рам;

$\sum J_H = 2 \cdot J_1$, J_1 – по формуле (1.60).

$$d = \frac{n}{n + \lambda^3 \cdot (1 - n)};$$

$$n = \frac{J_2}{J_1}; \quad \lambda = \frac{H_B}{H};$$

$$J_{\text{П}} = J_{\text{СВ}} + J_{\text{КР}};$$

$J_{\text{СВ}}$ – момент инерции продольных связей по нижним поясам;

$J_{\text{СВ}} = 0,7 \cdot J$ – в случае крепления связей на сварке,

$J_{\text{СВ}} = 0,15 \cdot J$ – на болтах;

$J_{\text{КР}}$ – эквивалентный момент инерции кровли [14]; J – момент инерции поясов связей относительно центра тяжести связевой фермы.

При наличии продольного фонаря можно не учитывать влияние кровли на пространственную жесткость каркаса.

В курсовом проектировании можно принимать отношение $\frac{\sum J_H}{J_{\text{П}}}$ в следующих пределах:

- для покрытий железобетонными плитами $\frac{1}{40} \dots \frac{1}{100}$,
- для покрытий плоскими стальными листами (толщиной 3 мм) по прогонам $\frac{1}{5} \dots \frac{1}{10}$;
- для покрытий с профилированным настилом по прогонам (панелями из профнастила) $\frac{1}{2} \dots \frac{1}{6}$.

Меньшее значение $\sum J_H / J_{II}$ следует принимать в зданиях без фонарей пролетом 36 м с кранами малой грузоподъемности. В зданиях с кровлей из стальных листов или профнастила, где жесткость связей соизмерима с жесткостью кровли, необходимо учесть способ крепления связей – на болтах или на сварке. В случае крепления их на сварке принимают $\sum J_H / J_{II}$ не более $1/3$.

Таблица 1.7.

Коэффициенты α и α'

β	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,10	0,15	0,20	0,50
α	0,86	0,77	0,73	0,71	0,69	0,67	0,62	0,58	0,56	0,46
α'	-0,14	-0,20	-0,22	-0,24	-0,25	-0,25	-0,26	-0,26	-0,26	-0,26

При расчете рамы с учетом пространственной работы каркаса необходимо определять силу F , эквивалентную по перемещению ригеля рамы от здания с крановой нагрузкой.

Воздействие изгибающего момента M на левую колонну можно заменить сосредоточенной силой F_M в уровне ригеля (рис. 1.26), определяемой по формуле

$$F_M = \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{H} \cdot \frac{(1 - \lambda^2)}{\lambda_0}, \quad (1.67)$$

где $\lambda_0 = 1 + \lambda^3/n - \lambda^3$.

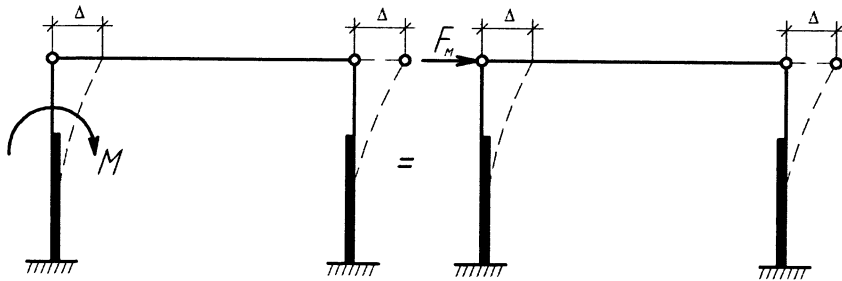


Рис. 1.26. Схема замены воздействия изгибающего момента сосредоточенной силой F_M в уровне ригеля

Аналогичным образом определяется сила F_T , заменяющая силу поперечного торможения кранов T (рис. 1.27).

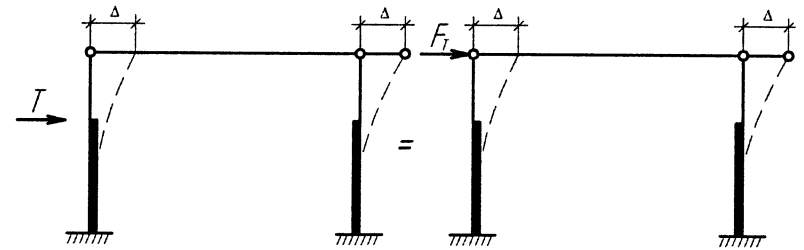


Рис. 1.27. Схема замены воздействия торможения кранов T сосредоточенной силой F_T в уровне ригеля

$$F_T = \frac{T}{2} \cdot \frac{\lambda_2}{\lambda_0}, \quad (1.68)$$

где $\lambda_2 = 2 - 3 \cdot \lambda + \lambda^3$.

Рассматриваемая рама легко рассчитывается вручную методом сил, как один раз статически неопределимая система. Для образования основной системы по методу сил следует разрезать ригель и ввести только одно неизвестное в виде продольной силы.

Обозначим через R_{\max} величину отпора при воздействии на левую колонну M_{\max} ; соответственно, через R_{\min} при воздействии на правую колонну M_{\min} . R_T – величина отпора от присутствия силы поперечного торможения. Значения отпоров определяются по формулам

$$R_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_{\max}}{H} \cdot \frac{(1 - \lambda^2) \cdot K_{PP}}{\lambda_0}; \quad (1.69)$$

$$R_{\min} = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_{\min}}{H} \cdot \frac{(1 - \lambda^2) \cdot K_{PP}}{\lambda_0}; \quad (1.70)$$

$$R_T = \frac{1}{2} \cdot T \cdot \frac{\lambda^2 \cdot K_{PP}}{\lambda_0}. \quad (1.71)$$

Раму следует рассчитывать при одновременном воздействии на нее M_{\max} на левой колонне, M_{\min} на правой колонне и соответствующих отпоров R_{\max} и R_{\min} . Такое положение крановой нагрузки на раму будем называть «груз слева». Соответственно, когда тележка с грузом располагается у правой колонны – «груз справа». При этом эпюры моментов при «грузе слева» будет зеркальным отображением эпюры моментов – «груз справа».

Эпюры моментов показаны на рис. 1.28.

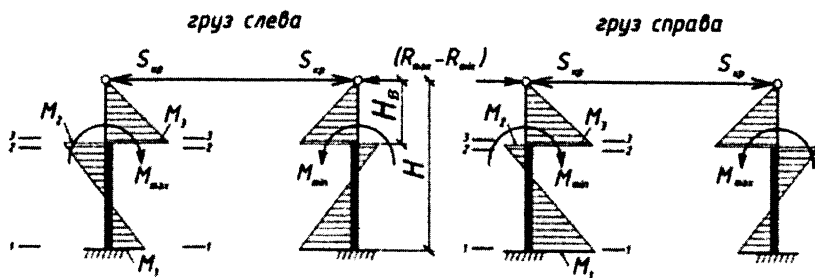


Рис. 1.28. Эпюры моментов от вертикального давления кранов

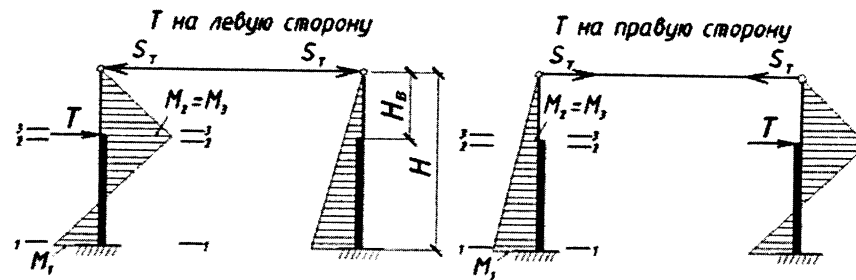


Рис. 1.29. Эпюры моментов от сил поперечного торможения кранов

Продольное усилие в ригеле рамы определяется по формуле

$$S_{KP} = \frac{3}{4} \cdot \frac{M_{\max}}{H} \cdot \frac{(1 - \lambda^2)}{\lambda_0} \cdot \left[(1 + K_{PP}) + \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \cdot (1 - K_{PP}) \right], \quad (1.72)$$

которое позволяет легко найти внутренние усилия в характерных сечениях стоек рамы.

Поскольку рассматривается симметричная рама, внутренние усилия определяются только для левой стойки (колонны).

Приведем готовые формулы для определения внутренних усилий в характерных сечениях левой колонны при загрузении рамы вертикальным давлением кранов.

Груз слева:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= S_{KP} \cdot H - M_{\max}; \\ M_2 &= S_{KP} \cdot \lambda \cdot H - M_{\max}; \\ M_3 &= S_{KP} \cdot \lambda \cdot H; \end{aligned} \right\} \quad (1.73)$$

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= N_2 = -D_{\max}; \\ N_3 &= 0; Q_1 = -S_{KP}, \end{aligned} \right\} \quad (1.74)$$

здесь и далее поперечную силу будем определять только в сечении 1-1 для расчета решетки подкрановой части колонны.

Груз справа:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= S_{KP} \cdot H - M_{\min}; \\ M_2 &= S_{KP} \cdot \lambda \cdot H - M_{\min}; \\ M_3 &= S_{KP} \cdot \lambda \cdot H; \end{aligned} \right\} \quad (1.75)$$

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= N_2 = -D_{\min}; \\ N_3 &= 0; Q_1 = -S_{KP}. \end{aligned} \right\} \quad (1.76)$$

Эпюры моментов от сил поперечного торможения кранов показаны на рис. 1.29.

Продольное усилие в ригеле рамы

$$S_T = \frac{1}{4} \cdot T \cdot \frac{\lambda_2}{\lambda_0} \cdot (1 + K_{TP}). \quad (1.77)$$

Внутренние усилия в характерных сечениях левой колонны определяются по формулам:

T на левую колонну:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \pm [S_T - T \cdot (1 - \lambda)] \cdot H; \\ M_2 &= M_3 = \pm S_T \cdot \lambda \cdot H; \end{aligned} \right\} \quad (1.78)$$

$$\left. \begin{aligned} N &= 0; \\ Q_1 &= \pm (T - S_T). \end{aligned} \right\} \quad (1.79)$$

T на правую колонну:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \pm S_T \cdot H; \\ M_2 &= M_3 = \pm S_T \cdot \lambda \cdot H; \end{aligned} \right\} \quad (1.80)$$

$$\left. \begin{aligned} N &= 0; \\ Q_1 &= \pm S_T. \end{aligned} \right\} \quad (1.81)$$

1.10. Определение внутренних усилий в колоннах от постоянной и снеговой нагрузок

Поскольку постоянная и снеговая нагрузки на ригель рамы прикладываются в виде равномерно распределенной (рис. 1.19), эпюры изгибающих моментов от M_n и $M_{сн}$ будут подобны (рис. 1.30).

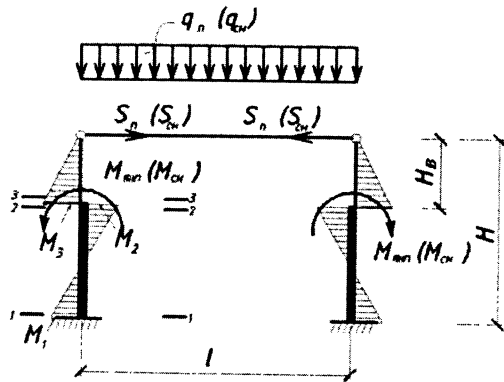


Рис. 1.30. Эпюра моментов от постоянной (снеговой) нагрузки

Продольное усилие в ригеле рамы

$$S_n(S_{ch}) = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_n(M_{ch})}{H} \cdot \frac{(1-\lambda^2)}{\lambda_0}. \quad (1.82)$$

Внутренние усилия в характерных сечениях левой колонны

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -S_n(S_{ch}) \cdot H + M_n(M_{ch}); \\ M_2 &= -S_n(S_{ch}) \cdot \lambda \cdot H + M_n(M_{ch}); \\ M_3 &= -S_n(S_{ch}) \cdot \lambda \cdot H; \end{aligned} \right\} \quad (1.83)$$

$$\left. \begin{aligned} N_3 = N_2 &= -\frac{q_n(q_{ch}) \cdot l}{2} - G_{кн}^g - G_2; \\ N_1 &= -N_2 - G_1; \end{aligned} \right\} \quad (1.84)$$

$$Q_1 = S_n(S_{ch}). \quad (1.85)$$

Обозначения в формулах (1.84) – см. рис. 1.18 и пояснения к нему.

1.11. Определение внутренних усилий в колоннах от ветровой нагрузки

Эпюра изгибающих моментов от ветровой нагрузки показана на рис. 1.31.

Продольное усилие в ригеле рамы

$$S_e = \frac{3}{16} \cdot q_e \cdot H \cdot \frac{\lambda_3}{\lambda_0} \cdot \left(1 - \frac{q'_e}{q_e}\right), \quad (1.86)$$

где $\lambda_3 = 1 - \lambda^4 + \frac{\lambda^4}{n}$.

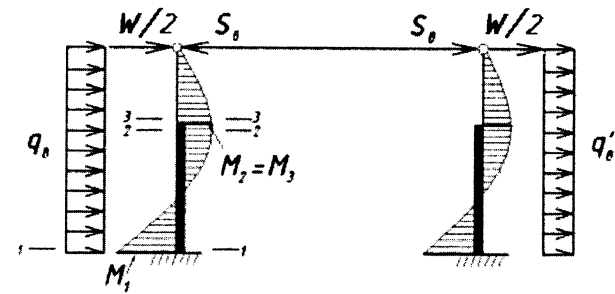


Рис. 1.31. Эпюра моментов от ветровой нагрузки (слева)

Внутренние усилия в характерных сечениях левой колонны – ветер слева:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= S_e \cdot H - q_e \cdot \frac{H^2}{2} - \frac{W \cdot H}{2}; \\ M_2 = M_3 &= \lambda \cdot H \cdot \left(S_e - q_e \cdot \frac{\lambda \cdot H}{2} - \frac{W}{2}\right); \end{aligned} \right\} \quad (1.87)$$

$$\left. \begin{aligned} N &= 0; \\ Q_1 &= q_e \cdot H - S_e + \frac{W}{2}, \end{aligned} \right\} \quad (1.88)$$

ветер справа:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= S_e \cdot H + q'_e \cdot \frac{H^2}{2} + \frac{W \cdot H}{2}; \\ M_2 = M_3 &= \lambda \cdot H \cdot \left(S_e + q'_e \cdot \frac{\lambda \cdot H}{2} + \frac{W}{2}\right); \end{aligned} \right\} \quad (1.89)$$

$$\left. \begin{aligned} N &= 0; \\ Q_1 &= -q'_e \cdot H - S_e - \frac{W}{2}. \end{aligned} \right\} \quad (1.90)$$

1.12. Определение расчетных усилий в характерных сечениях левой колонны

Результаты вычислений усилий в сечениях левой колонны рекомендуется свести в таблицу, форма которой приведена во второй главе для конкретной рамы и нагрузок. На основе этой таблицы составляется вторая таблица расчетных усилий в характерных сечениях левой колонны с учетом сочетания нагрузок.

В каждом характерном сечении определяют комбинацию нагрузок (реально возможную), которая дает наибольший положительный изгибающий момент и соответствующую этой комбинации продольную силу. При этом анализируют все возможные варианты загрузений с отвечающими им ко-

эффицентами сочетаний. Затем определяют наибольший по модулю отрицательный момент при соответствующей продольной силе. И, наконец, – наибольшую продольную силу при соответствующих (положительном и отрицательном) изгибающих моментах.

Для расчета анкерных болтов в сечении 1–1 составляют дополнительную комбинацию усилий, способных создать растяжение в анкерных болтах (обычно это сочетание постоянной и ветровой нагрузок). При этом постоянную нагрузку следует привести к нормативной и принять коэффициент $\gamma_f = 0,9$, так как постоянная нагрузка разгружает анкерные болты.

Для расчета решетки подкрановой части колонны в сечении 1–1 следует составить комбинацию нагрузок, дающую максимальную (по модулю) поперечную силу.

При заполнении второй таблицы следует учитывать правила:

- 1) под одной временной нагрузкой понимают снеговую, или ветровую, или крановые (вертикальное давление и поперечное торможение в совокупности);
- 2) если учитывается кроме постоянной одна временная, то последняя принимается без снижения, т.е. с коэффициентом сочетания $\psi = 1,0$;
- 3) постоянная нагрузка во всех сочетаниях учитывается при $\psi = 1,0$, т.е. без снижения;
- 4) если учитывается постоянная и две и более временных, то последние принимаются с коэффициентом сочетаний $\psi = 0,9$;
- 5) если учитывается сила поперечного торможения, то обязательно должны учитываться силы вертикального давления кранов (M_{\max} и M_{\min});
- 6) действие силы поперечного торможения T на одну из колонн не связано с вертикальным давлением (M_{\max}) для той же колонны;
- 7) если суммарный момент не набирается с соответствующим знаком, то в графе таблицы ставится прочерк.

Расчетные усилия в сечении 3–3 необходимы для подбора сечения надкрановой части колонны. Поскольку надкрановая часть колонны выполняется сплошного сечения, то для определения размеров этого сечения из таблицы расчетных усилий в сечении 3–3 выбирают наибольшее значение изгибающего момента по модулю и соответствующую величину продольной силы. Возможен случай, когда приходится выбирать из таблицы наибольшее значение продольной силы и соответствующий ей изгибающий момент. Следует заметить, что влияние изгибающего момента на величину сечения колонны существенно продольной силы. Если выбираемая пара внутренних усилий M и N не очевидна, то рекомендуется по одной паре M и N подобрать сечение и проверить его по второй паре.

По усилиям M и N в сечениях 1–1 и 2–2 подбирают сечения ветвей сквозной подкрановой части колонны. В этих сечениях выбирают две пары усилий M и N :

- 1) наибольшее значение момента со знаком плюс и соответствующую

- продольную силу – для подбора сечения наружной ветви колонны;
- 2) наибольшее значение момента со знаком минус и соответствующую продольную силу – для подбора сечения подкрановой ветви колонны.

Также из таблицы расчетных усилий в сечении 2–2 выбирается наибольшее значение по модулю продольной силы $N_{1,\max}$ и значение продольной силы N_2 в сечении 3–3 при том же сочетании нагрузок, что и для силы N_1 . Эти две продольные силы необходимы для определения расчетных длин частей колонн в плоскости рамы.

1.13. Определение расчетных длин колонн

Расчетные длины подкрановой и надкрановой частей колонны в плоскости рамы определяются по формулам:

$$l_{x,1} = \mu_1 \cdot l_1, \quad l_{x,2} = \mu_2 \cdot l_2, \quad (1.91)$$

где $l_1 = H - H_B$;

$$l_2 = H_B;$$

μ_1 и μ_2 – коэффициенты расчетных длин участков колонны.

Коэффициент μ_1 определяется по табл. 67 [11] в зависимости от параметров

$$n = \frac{J_2 \cdot l_1}{J_1 \cdot l_2} \quad \text{и} \quad \alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \cdot \sqrt{\frac{J_1}{J_2 \cdot \beta}}, \quad (1.92)$$

$$\text{где } \beta = \frac{N_{1,\max}}{N_2}.$$

Коэффициент μ_2 определяется по формуле

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} \leq 3,0. \quad (1.93)$$

Расчетные длины участков колонны из плоскости рамы принимают равными расстоянию между точками закрепления колонн от смещения вдоль здания, т.е. $\mu_{1,y} = \mu_{2,y} = 1,0$.

Расчетная длина подкрановой части колонны из плоскости рамы

$$l_{y,1} = H - H_B,$$

соответственно, надкрановой части

$$l_{y,2} = H_B - h_{n.б.},$$

где $h_{n.б.}$ – высота сечения подкрановой балки.

1.14. Подбор и проверка сечения надкрановой части колонны

Исходными данными для подбора сечения надкранового участка колонны являются:

$l_{x,2}$ – расчетная длина надкрановой части колонны в плоскости рамы;

$l_{y,2}$ – соответственно, из плоскости рамы;

h_e – высота сечения надкрановой части колонны;

$M_{расч}$ – расчетный изгибающий момент в сечении 3–3;

$N_{расч}$ – соответствующая расчетная продольная сила (в сечении 3–3);

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести для выбранной марки стали;

γ_c и γ_n – коэффициенты условия работы и надежности по назначению конструкции.

Для симметричного двутавра (рис. 1.32) принимают приближенные значения радиуса инерции i_x и ядрового расстояния по формулам:

$$\left. \begin{aligned} i_x &\approx 0,42 \cdot h_e, \\ \rho_x &\approx 0,35 \cdot h_e \end{aligned} \right\} \quad (1.94)$$

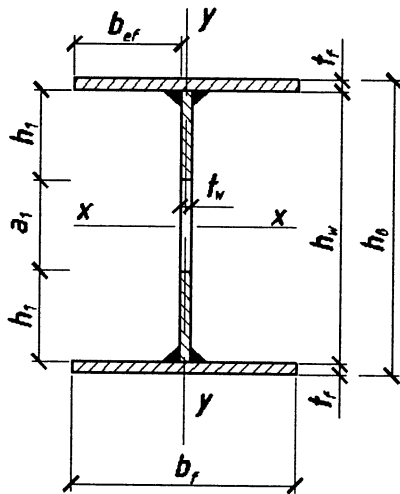


Рис. 1.32. Сечение надкрановой части колонны

Учитывая соотношение (1.94), можно определить условную гибкость

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{x,2}}{i_x} \cdot \sqrt{R_y/E} \approx \frac{l_{x,2}}{0,42 \cdot h_e} \cdot \sqrt{R_y/E} \quad (1.95)$$

и относительный эксцентриситет

$$m_x = \frac{M_{расч}}{N_{расч} \cdot \rho_x} \approx \frac{M_{расч}}{N_{расч} \cdot 0,35 \cdot h_e} \quad (1.96)$$

По полученным значениям m_x и $\bar{\lambda}_x$ по табл. 1.8 определяют коэффициент влияния формы сечения η .

Следует заметить, что в табл. 1.8 приведены значения коэффициента η только для симметричного двутавра при расположении эксцентриситета в плоскости стенки двутавра. Для других схем сечений значения коэффициента η следует определять по табл. 73 [11].

Коэффициент η зависит также от отношения площадей полки A_f к стенке A_w . В первом приближении можно принять $A_f/A_w = 0,5$.

Таблица 1.8.

Коэффициент влияния формы сечения η

Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Значение η при		
		$0 \leq \bar{\lambda}_x \leq 5$		$\bar{\lambda}_x > 5$
		$0,1 \leq m_x \leq 5$	$5 < m_x \leq 20$	$0,1 \leq m_x \leq 20$
	0,25	$(1,45 - 0,05 \cdot m_x) - 0,01 \cdot (5,0 - m_x) \cdot \bar{\lambda}_x$	1,2	1,2
	0,5	$(1,75 - 0,1 \cdot m_x) - 0,02 \cdot (5,0 - m_x) \cdot \bar{\lambda}_x$	1,25	1,25
	$\geq 1,0$	$(1,90 - 0,1 \cdot m_x) - 0,02 \cdot (6,0 - m_x) \cdot \bar{\lambda}_x$	$1,4 - 0,02 \cdot \bar{\lambda}_x$	1,3

Зная значения приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} = \eta \cdot m_x$ и условной гибкости $\bar{\lambda}_x$, по приложению 5 получим значение коэффициента φ_e , и требуемая площадь сечения

$$A_{mp} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (1.97)$$

По требуемой площади A_{mp} подбирают по сортаменту прокатный двутавр с параллельными гранями полок (типа Ш) или компонент сечение из трех листов, что более выгодно по расходу стали.

Если не допускается местная потеря устойчивости стенки, то ее условная гибкость $\bar{\lambda}_w$ не должна превышать предельной $\bar{\lambda}_{uw}$, т.е.

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw}, \quad (1.98)$$

где $h_{ef} = h_w$ – для сварных профилей;

$$\left. \begin{aligned} \bar{\lambda}_{uw} &= 1,3 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}_x^2 && \text{при } \bar{\lambda}_x < 2, \\ \bar{\lambda}_{uw} &= 1,2 + 0,35 \cdot \bar{\lambda}_x && \text{при } \bar{\lambda}_x \geq 2. \end{aligned} \right\} \quad (1.99)$$

Во всех случаях $\bar{\lambda}_w$ не должна превышать 3,1.

Толщина стенки из условий местной устойчивости получается достаточно большой. Поскольку переход стенки в критическое состояние (потеря местной устойчивости) еще не означает потерю несущей способности стержня, нормы допускают местную потерю устойчивости стенки, если принимать $\frac{h_w}{t_w} = 80 \dots 120$ ($t_w = 6; 8$ мм). В этом случае неустойчивую часть стенки h_1 (рис. 1.32) исключают из работы и в расчетное сечение колонны включают два крайних участка стенки шириной по

$$h_1 \approx (0,4 \dots 0,5) \cdot t_w \cdot \bar{\lambda}_{uw} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (1.100)$$

Исключение части стенки из расчетного сечения учитывается только при определении площади сечения A_{red} . Все прочие геометрические характеристики определяют для целого сечения.

Назначив толщину стенки t_w , определяют требуемую площадь сечения полки.

$$A_{f,mp} = \frac{A_{mp} - t_w \cdot h_w}{2}, \quad (1.101)$$

или с учетом ослабления стенки

$$A_{f,mp} = \frac{A_{mp} - 2 \cdot h_1 \cdot t_w}{2}. \quad (1.102)$$

Для обеспечения устойчивости колонны из плоскости действия момента ширина полки b_f принимается не менее $\left(\frac{1}{20} \dots \frac{1}{30}\right) \cdot I_{y,2}$. Толщину полки t_f назначают с учетом условия местной устойчивости ее. Следует помнить, что потеря местной устойчивости полки не допускается, т.е. необходимо учитывать условие

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq \left[\frac{b_{ef}}{t_f} \right] = \left[0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}_x - 0,01 \cdot (1,5 + 0,7 \cdot \bar{\lambda}_x) \cdot m_x \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (1.103)$$

Скомпоновав сечение колонны, проверяют ее на устойчивость в плоскости действия момента по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A(A_{red})} \leq \gamma_c \cdot \frac{R_y}{\gamma_n} \quad (1.104)$$

из плоскости действия момента по формуле

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq \gamma_c \cdot \frac{R_y}{\gamma_n}, \quad (1.105)$$

где c – коэффициент, определяемый по формулам:

при $\bar{m}_x \leq 5$

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot v \cdot \bar{m}_x}, \quad (1.106)$$

где α, β, v – коэффициенты, определяемые по табл. 1.9;

Таблица 1.9.

Коэффициенты α, β, v для двутаврового сечения

α при		β при		v
$\bar{m}_x \leq 1$	$1 < \bar{m}_x \leq 5$	$\lambda_y \leq \lambda_c$	$\lambda_y > \lambda_c$	
0,7	$0,65 + 0,05 \cdot \bar{m}_x$	1	$\sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}}$	$1 - \frac{\bar{\lambda}_y}{14} \cdot \left(2,12 - \frac{b_f}{h_g}\right)$

при $\bar{m}_x \geq 10$

$$c = \frac{1}{1 + \frac{\bar{m}_x \cdot \varphi_y}{\varphi_b}}, \quad (1.107)$$

где φ_b – коэффициент снижения расчетного сопротивления по пределу текучести при общей потере устойчивости балок; в данном случае можно принять $\varphi_b = 1,0$; при $5 < \bar{m}_x < 10$

$$c = c_5 \cdot (2 - 0,2 \cdot \bar{m}_x) + c_{10} \cdot (0,2 \cdot \bar{m}_x - 1), \quad (1.108)$$

где c_5 определяется по формуле (1.106) при $\bar{m}_x = 5$; c_{10} определяется по формуле (1.107) при $\bar{m}_x = 10$.

Относительный эксцентриситет \bar{m}_x при определении коэффициента c

вычисляется для расчетного момента, равного максимальной величине в пределах средней трети длины $l_{y,2}$, но не менее половины на этом участке, т.е. $\bar{M}_{расч} = \frac{2}{3} \cdot M_{расч}$.

Обозначения, принятые в табл. 1.9:

$$\varphi_c = \varphi_y \text{ при } \lambda_y = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \lambda_c;$$

$$\text{при } \frac{b_f}{h_s} < 0,3 \text{ следует принимать } \frac{b_f}{h_s} = 0,3.$$

Если сечение колонны определяется ее устойчивостью из плоскости действия момента, т.е. $c \cdot \varphi_y < \varphi_e$, то предельная гибкость стенки, зависящая от величины α_k , может быть повышена.

$$\alpha_k = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad (1.109)$$

где $\sigma_1 = \frac{N}{A} + M_{расч} \cdot \frac{h_w}{2 \cdot J_x}$ – наибольшее сжимающее напряжение в стенке;

$\sigma_2 = \frac{N}{A} - M_{расч} \cdot \frac{h_w}{2 \cdot J_x}$ – соответствующее напряжение у противоположного края стенки.

При $\alpha_k \leq 0,5$ предельная гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw}$ определяется по формулам (1.99). При $\alpha_k \geq 1,0$ $\bar{\lambda}_{uw}$ определяется по формуле

$$\lambda_{uw} = \left[\frac{h_w}{t_w} \right] = 4,35 \cdot \sqrt{\frac{(2 \cdot \alpha_k - 1) \cdot E}{\sigma_1 \cdot (2 - \alpha_k + \sqrt{\alpha_k^2 + 4\beta_k^2})}} \leq 3,8 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (1.110)$$

где $\beta_k = 1,4 \cdot (2 \cdot \alpha_k - 1) \cdot \frac{\tau}{\sigma_1}$; $\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w}$ – среднее касательное напряжение в сечении стенки.

При $0,5 < \alpha_k < 1,0$ $\bar{\lambda}_{uw}$ – по интерполяции между значениями $\bar{\lambda}_{uw}(\alpha_k = 0,5)$ и $\bar{\lambda}_{uw}(\alpha_k = 1,0)$. Если условие (1.110) соблюдается, то проверку устойчивости колонны из плоскости действия момента проводят по формуле (1.105) с учетом всей площади сечения. Если же условие (1.110) не выполняется, то в расчет вводится ослабленное сечение $A_{ред}$ (пояса и два участка стенки шириной h_1).

После проверки подобранного сечения в случае необходимости (при перенапряжении или недонапряжении более 5 %) проводят корректировку сечения в ту или иную сторону за счет изменения одного из размеров полков (b_f или t_f).

Стенку колонны при $\frac{h_w}{t_w} \geq 2,3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ нужно укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5 \dots 3,0) \cdot h_w$ друг от друга.

Для парного симметричного ребра ширину выступающей части b_h принимают не менее $\frac{h_w}{30} + 40$ мм; толщину ребра t_s – не менее $2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

1.15. Подбор и проверка сечения подкрановой сквозной части колонны

Исходными данными для подбора сечения подкрановой части колонны являются:

$l_{x,1}$ – расчетная длина подкрановой части колонны, как единого стержня, в плоскости рамы;

$l_{y,1}$ – расчетная длина подкрановой части колонны (тоже одной ветви) из плоскости рамы;

h_n – высота сечения колонны (принятая при компоновке рамы);

M_1 – расчетный отрицательный изгибающий момент в сечении 2–2 или 3–3 (из таблицы расчетных усилий);

N_1 – соответствующая моменту M_1 продольная сила (из таблицы расчетных усилий);

M_2 и N_2 – то же для расчетного положительного момента (в сечении 2–2 или 3–3);

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести для выбранной марки стали;

γ_c и γ_n – коэффициенты условия работы и надежности по назначению конструкции.

Решетчатая (сквозная) колонна состоит из подкрановой и наружной ветвей, раскосной решетки с распорками (рис. 1.33).

Подкрановую ветвь колонны обычно конструируют из балочного прокатного двутавра с параллельными гранями, наружную ветвь – в виде сварного швеллера.

Величиной z_0 предварительно задаются: $z_0 = 3 \dots 5$ см.

Ориентировочное положение центра тяжести сечения (оси $x-x$) определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} \cdot h_0 \\ y_2 &= h_0 - y_1 \end{aligned} \right\} \quad (1.111)$$

где $h_0 = h_H - z_0$.

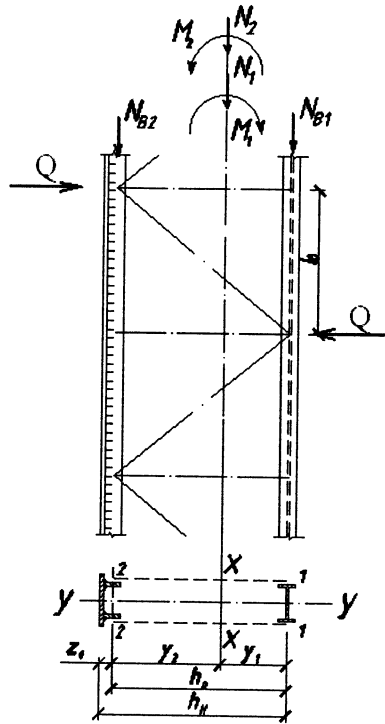


Рис. 1.33. К расчету подкрановой части колонны

Несущая способность решетчатой колонны может быть исчерпана в результате потери устойчивости какой-либо ветви (в плоскости или из плоскости рамы) или колонны в целом как единого сквозного стержня в плоскости рамы, поскольку расчетная длина подкрановой части колонны в плоскости рамы существенно больше ее геометрической длины.

Расчетные усилия в ветвях колонны определяются по формулам: в подкрановой ветви

$$N_{B1} = N_1 \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} \quad (1.112)$$

в наружной ветви

$$N_{B2} = N_2 \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} \quad (1.113)$$

Требуемые площади сечения ветвей определяются по формулам:

$$A_{B1}^{mp} = \frac{N_{B1}}{(0,7...0,9) \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad \text{и} \quad A_{B2}^{mp} = \frac{N_{B2}}{(0,7...0,9) \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (1.114)$$

Для подкрановой ветви по сортаменту подбирают балочный прокатный двутавр, у которого площадь сечения близка к значению A_{B1}^{mp} . Из сортамента следует выписать площадь сечения A_3 , i_x , i_y (радиусы инерции для принятых осей $i_y = i_x$, $i_1 = i_y$); найти гибкость

$$\lambda_{y,B1} = \frac{l_{y,1}}{i_y}$$

коэффициент продольного изгиба ветви φ_y и проверить принятый двутавр на устойчивость из плоскости рамы по формуле

$$\sigma_1 = \frac{N_{B1}}{\varphi_y \cdot A_3} \leq \frac{R_y}{\gamma_n} \cdot \gamma_c \quad (1.115)$$

При необходимости следует произвести корректировку сечения в ту или иную сторону и проверить по формуле (1.115) принятый двутавр.

Далее приступают к компоновке сечения наружной ветви (рис. 1.34), исходя из A_{B2}^{mp} .

Ширина стенки ветви

$$h_{cm} = h_3 + 20...30 \text{ мм.}$$

Толщину стенки t_{cm} рекомендуется принимать равной толщине полки t_f надкрановой части колонны. Размеры сечения стенки (t_{cm} и h_{cm}) становятся известными.

Требуемая площадь полки

$$A_n = \frac{A_{B2}^{mp} - t_{cm} \cdot h_{cm}}{2} \quad (1.116)$$

Может оказаться, что величина A_n малая или вообще отрицательная (не требуются полки). В этом случае из конструктивных соображений принимают ширину полки $b_n = 100$ мм, толщину полки t_n не менее 10 мм.

Установив размеры листов сечения, вычисляют геометрические характеристики его: A_{B2} ; z_0^ϕ ; J_2 ; J_y ; i_2 ; i_y .

Проверяют устойчивость наружной ветви из плоскости рамы

$$\sigma_1 = \frac{N_{B2}}{\varphi_y \cdot A_{B2}} \leq \frac{R_y}{\gamma_n} \cdot \gamma_c \quad (1.117)$$

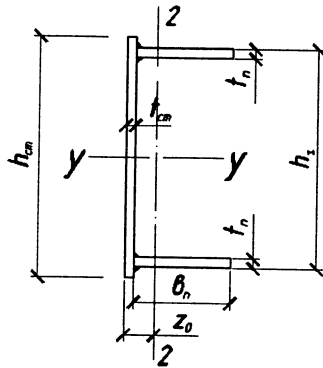


Рис. 1.34. Сечение наружной ветви колонны

Уточняют положение центра тяжести сечения

$$h_0^\phi = h_n - z_0^\phi; \quad y_1^\phi = A_{B2} \frac{h_0^\phi}{A_{B1} + A_{B2}}; \quad y_2^\phi = h_0^\phi - y_1, \text{ и усилия в ветвях:}$$

в подкрановой

$$N_{B1}^\phi = N_1 \cdot \frac{y_2^\phi}{h_0^\phi} + \frac{M_1}{h_0^\phi},$$

в наружной

$$N_{B2}^\phi = N_2 \cdot \frac{y_1^\phi}{h_0^\phi} + \frac{M_2}{h_0^\phi}.$$

Возможен случай, когда на этом этапе расчете усилие в подкрановой ветви увеличивается, т.е.

$$N_{B1}^\phi > N_{B1}.$$

Тогда следует проверить подкрановую ветвь на устойчивость из плоскости рамы. Если окажется перенапряжение, то необходимо изменить номер двутавра в сторону увеличения и принять желательно двутавр такой же, как прежней высоты сечения, но с увеличенной площадью, чтобы не менять сечение наружной ветви. В противном случае надо вновь рассчитать сечение наружной ветви.

Местная устойчивость полок и стенки обеспечиваются также, как и в центрально сжатых колоннах (стенка – см. табл. 27* [11]; полки – см. табл. 29* [11]).

Расстояние между узлами решетки определяют из условия равноустойчивости подкрановой ветви в плоскости и из плоскости рамы, т. е.

$$\lambda_{x1} = \frac{l_g}{i_1} = \lambda_y,$$

отсюда

$$l_g = \lambda_y \cdot i_1.$$

Для определения числа панелей решетки на подкрановой ветви надо из длины подкрановой части колонны $l_{y,1}$ вычесть размер по вертикали узла сопряжения надкрановой и подкрановой частей колонны, называемого траверсой, $h_{mp} = (0,5 \dots 0,8) \cdot h_n$, и 100 мм снизу от опорной плиты. Размер $l_n = l_{y,1} - h_{mp} - 100$ мм следует разделить на расстояние между узлами решетки l_g , получая требуемое число панелей, которое надо округлить в меньшую сторону до целого числа (можно до 0,5). Теоретическое число панелей

$$n_n = \frac{l_n}{l_g}. \quad (1.118)$$

Расстояние между узлами решетки уменьшится и станет равным

$$l_g^\phi = \frac{l_n}{n_n^\phi}. \quad (1.119)$$

Следует проверить гибкость наружной ветви в плоскости рамы относительно оси 2–2

$$\lambda_2 = \frac{l_g^\phi}{i_2} \leq \lambda_{y,B2}. \quad (1.120)$$

Раскосы решетки рассчитывают на поперечную силу, равную большей из двух величин: фактической или условной Q_{fsc} .

Усилие в раскосе

$$N_d = \frac{Q_{max}}{2 \cdot \sin \alpha}, \quad (1.121)$$

где α – угол между осями ветви и раскоса.

Раскосы рассчитывают как центрально сжатые, несмотря на эксцентricность продольного усилия в одиночном уголке

$$\sigma_d = \frac{N_d}{\varphi_{min} \cdot A_d} \leq \gamma_c \cdot R_y, \quad (1.122)$$

где φ_{min} определяется по максимальной гибкости уголка (по минимальному радиусу инерции уголка); $\gamma_c = 0,75$.

Проверка устойчивости подкрановой части колонны в плоскости рамы как единого стержня осуществляется по формуле (1.104), но коэффициент

φ_e определяют в зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ и относительного эксцентриситета

$$m_x = \frac{M \cdot A \cdot (y_2 + z_0)}{N \cdot J_x}, \quad (1.123)$$

где $A = A_{B1} + A_{B2}$;

$$\begin{aligned} J_x &= A_{B1} \cdot y_1^2 + A_{B2} \cdot y_2^2; \\ \lambda_{ef} &= \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \cdot \frac{A}{2 \cdot A_d}}; \\ \alpha &= 10 \cdot \frac{l_d^3}{h_0^2 \cdot l_e}; \end{aligned} \quad (1.124)$$

l_α, h_0, l_e – см. рис. 1.35.

Проверяется на устойчивость подкрановая часть, как единый стержень для двух комбинаций усилий:

- для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь;
- то же наружную ветвь.

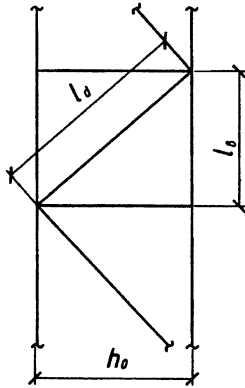


Рис. 1.35. К определению коэффициента α

Проверяется соотношение моментов инерции подкрановой и надкрановой частей колонны, сравнивая с заданным соотношением.

1.16. Расчет и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны (рис. 1.36)

Подкрановая часть колонны соединяется с надкрановой через траверсу, состоящую из стенки и двух горизонтальных ребер жесткости. Траверса

воспринимает усилия от надкрановой части колонны и давления подкрановых балок D_{\max} . Нижний конец надкрановой части соединяется с траверсой монтажными сварными швами ($ш1$ и $ш2$, рис. 1.36), которые подлежат расчету.

Монтажный стыковой шов $ш1$ располагается в пределах сечения наружной полки и стенки надкрановой части колонны. Внутренняя полка надкрановой части с помощью угловых швов $ш2$ соединяется через листовую накладку со стенкой траверсы. В целях упрощения расчетной схемы сопряжения стыковой шов $ш1$ можно считать и под внутренней полкой надкрановой части, условно заменяя угловые швы $ш2$ стыковыми. В запас прочности предполагаем, что продольное усилие N' в сечении 3-3 при расчете шва $ш1$ передается только через полки надкрановой части колонны, а соответствующий положительный момент – через все сечение. При этом напряжения в стыковом шве $ш1$ определяются от продольного усилия N' расчетной площадью сечения шва данной полки A'_f , от изгибающего момента M^+ – моментом сопротивления сечения надкрановой части колонны $W'_{x,e}$. При вычислении площади шва A'_f и момента сопротивления $W'_{x,e}$ следует учесть непровары в полках (ширина полки b_f уменьшается на $2 \cdot t_f$), т.е.

$$\left. \begin{aligned} A'_f &= t_f \cdot (b_f - 2 \cdot t_f); \\ W'_{x,e} &= \frac{2}{h_e} \cdot \left[t_w \cdot \frac{h_{ef}^3}{12} + 2 \cdot t_f \cdot (b_f - 2 \cdot t_f) \cdot \left(\frac{h_e}{2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right]. \end{aligned} \right\} \quad (1.125)$$

Прочность стыкового шва $ш1$ проверяется в крайней левой точке сечения надкрановой части для принятой конструкции монтажного стыка с накладкой (рис. 1.36)

$$\sigma_w = \frac{N'_n}{A'_f} + \frac{M^+}{W'_{x,e}} \leq \frac{R_{wy}}{\gamma_n}, \quad (1.125)$$

где N'_n и M^+ – усилия в сечении 3-3; $N'_n = N'/2$.

Если прочность шва $ш1$ недостаточна, то можно усилить шов с помощью листовой накладки на внешнюю поверхность полок колонны.

При расчете монтажного углового шва $ш2$ (рис. 1.36) допустимо считать в запас прочности, что усилия N и M (сечение 3-3) передаются только через полки надкрановой части колонны. Тогда на швы $ш2$ приходится сила

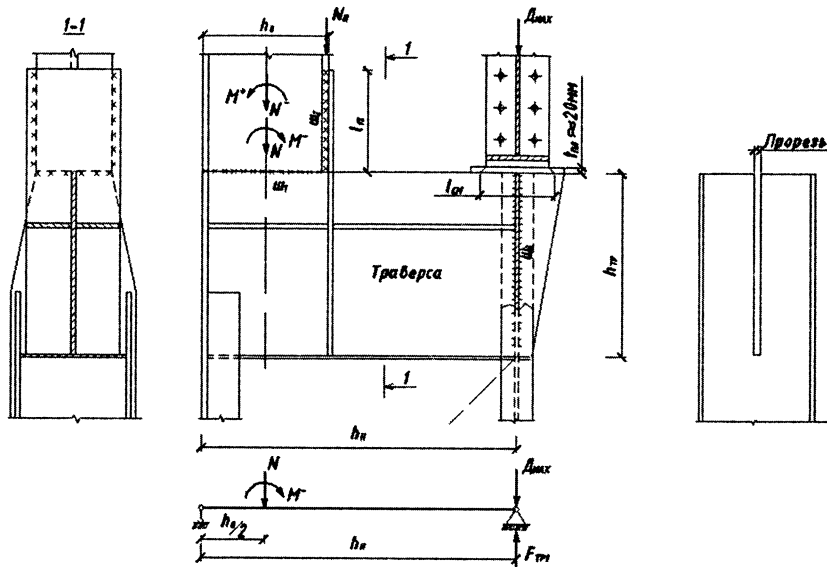


Рис. 1.36. К расчету узла сопряжения верхней и нижней частей колонны

$$N_{\Pi} = \frac{N}{2} + \frac{M^-}{h_e} \quad (1.126)$$

Длина нахлестки вертикального ребра траверсы l_{f2} определяется величиной силы N_{Π} по формуле

$$l_{f2} = \frac{N_{\Pi}}{2 \cdot \beta_f(\beta_z) \cdot K_f \cdot R_{wf} \cdot (R_{wz}) \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (1.127)$$

где β_f и β_z – соответственно, коэффициенты проплавления по металлу шва и по металлу границы сплавления; R_{wf} – расчетное сопротивление углового шва по металлу шва; R_{wz} – то же по металлу границы сплавления.

Усилие от кранов D_{\max} через плиту толщиной $t_{пл} = 20 \dots 25$ мм передается на стенку траверсы. При передаче усилия через фрезерованную поверхность стенка траверсы (верхняя грань ее) работает на смятие. Из этого условия можно определить толщину траверсы t_{TP} зная ширину сжимаемого участка траверсы $l_{см} = e_p + 2 \cdot t_{пл}$ (e_p – ширина сечения опорного ребра жесткости подкрановой балки)

$$t_{TP} = \frac{D_{\max}}{l_{см} \cdot R_p \cdot \gamma_c}, \quad (1.128)$$

где R_p – расчетное сопротивление стали торцевому смятию.

Траверса работает как балка-стенка (короткая балка) двутаврового се-

чения, нагруженная N , M^- и D_{\max} , с пролетом, равным ширине сечения подкрановой части колонны h_H . Наибольшая опорная реакция траверсы на подкрановой ветви колонны (M^- и N – в сечении 3–3)

$$F_{TP1} = |N| \cdot \frac{h_e}{2 \cdot h_H} + \frac{|M^-|}{h_H} + \psi \cdot D_{\max}, \quad (1.129)$$

где ψ – коэффициент, учитывающий две и более временные нагрузки в сочетании.

Величина опорной реакции F_{TP1} определяет высоту траверсы h_{TP}

$$h_{TP} = \frac{F_{TP1} \cdot \gamma_n}{2 \cdot t_{TP} \cdot R_S} + 1 \text{ см} \geq 0,5 \cdot h_H, \quad (1.130)$$

где R_S – расчетное сопротивление срезу фасонного проката; $R_S = 0,58 \cdot R_y$.

Сварные швы (ш3) крепления стенки траверсы к стенке подкрановой ветви следует проверить на усилие, определяемое по формуле (1.129)

$$\tau_f(\tau_z) = \frac{F_{TP1}}{4 \cdot K_f \cdot \beta_f \cdot (\beta_z) \cdot (h_{TP} - 1 \text{ см})} \leq R_{wf} \cdot (R_{wz}) \cdot \gamma_f \cdot (\gamma_z) \quad (1.131)$$

Сечение стенки траверсы необходимо проверить на срез в месте опирания ее на стенку подкрановой ветви колонны на максимальную поперечную силу, определяемую по формуле

$$Q_{TP, \max} = |N| \cdot \frac{h_e}{2 \cdot h_H} - \frac{M^-}{h_H} + \frac{\psi \cdot K \cdot D_{\max}}{2}, \quad (1.132)$$

где $K = 1,2$ – коэффициент, учитывающий неравномерную передачу усилия D_{\max} .

$$\tau_{TP} = \frac{Q_{TP, \max}}{t_{TP} \cdot h_{TP}} \leq \frac{R_S}{\gamma_n} \quad (1.133)$$

Если условие (1.133) не выполняется, то необходимо увеличить высоту траверсы или сделать более толстую вставку в стенке подкрановой ветви колонны.

1.17. Расчет и конструирование базы колонны

Под сквозные колонны при высоте сечения более 1 м устраивают, как правило, отдельные базы (под каждую ветвь – своя база) (рис. 1.37). Поскольку ветви сквозной колонны работают на продольные осевые силы, их базы рассчитывают и конструируют как базы центрально сжатых колонн.

Центр плиты базы должен быть совмещен с центром тяжести сечения ветви иначе появляется дополнительный момент в ветви, на который она не рассчитана.

Для расчета элементов базы из сводной таблицы расчетных усилий в сечении 1-1 выбирают расчетные комбинации усилий для наружной ветви положительный момент и соответствующую продольную силу M^+ и N ; для подкрановой ветви – отрицательный момент и соответствующую ему продольную силу M и N' .

Усилия в ветвях колонны N_{B1} и N_{B2} для сечения 1-1 определяются по формулам (1.112) и (1.113).

Рассмотрим расчет базы наружной ветви (рис. 1.37).

Требуемая площадь плиты

$$A_{пл.тр} = \frac{N_{B2}}{\psi \cdot R_{с,loc}} \quad (1.134)$$

где ψ – коэффициент, зависящий от характера распределения напряжений под плитой. При равномерном распределении напряжений под плитой (при центральном сжатии) $\psi = 1,0$;

$R_{с,loc} = \alpha \cdot K \cdot R_c$ – расчетное сопротивление бетона смятию;

$\alpha = 1,0$ – для бетонов класса прочности В25 и ниже;

$$K = \sqrt[3]{A_\phi / A_{пл}};$$

A_ϕ – площадь обреза фундамента под плитой;

R_c – расчетное сопротивление бетона сжатию.

Поскольку площадь плиты на этой стадии расчета неизвестна, то коэффициентом K следует задаться:

$K \leq 2,5$ – для бетонов класса прочности выше В7,5;

$K \leq 1,5$ – для бетонов класса прочности В3,5; В5; В7,5.

По конструктивным соображениям свес плиты C_2 должен быть не менее 40 мм. Тогда ширина плиты

$$B \geq B_k + 2 \cdot C_2, \quad (1.135)$$

где B_k – ширина сечения ветви колонны. Назначив ширину плиты B , находим требуемую длину плиты

$$L_{тр} \geq \frac{A_{пл.тр}}{B}, \quad (1.136)$$

величину которой следует уточнить по конструктивным соображениям (из условия размещения на плите элементов базы).

Фактическое значение размеров плиты в плане будет отличаться от требуемых теоретически. При этом среднее напряжение под плитой

$$\sigma_\phi = \frac{N_{B2}}{A_{пл,\phi}}, \quad (1.137)$$

где $A_{пл,\phi} = B_\phi \cdot L_\phi$.

Из условия симметричного расположения траверс относительно центра тяжести сечения ветви расстояние между траверсами в свету

$$l_{тр} = 2 \cdot (\epsilon_{пл} + t_w - z_0), \quad (1.138)$$

где $\epsilon_{пл}$, t_w – см. рис. 1.34.

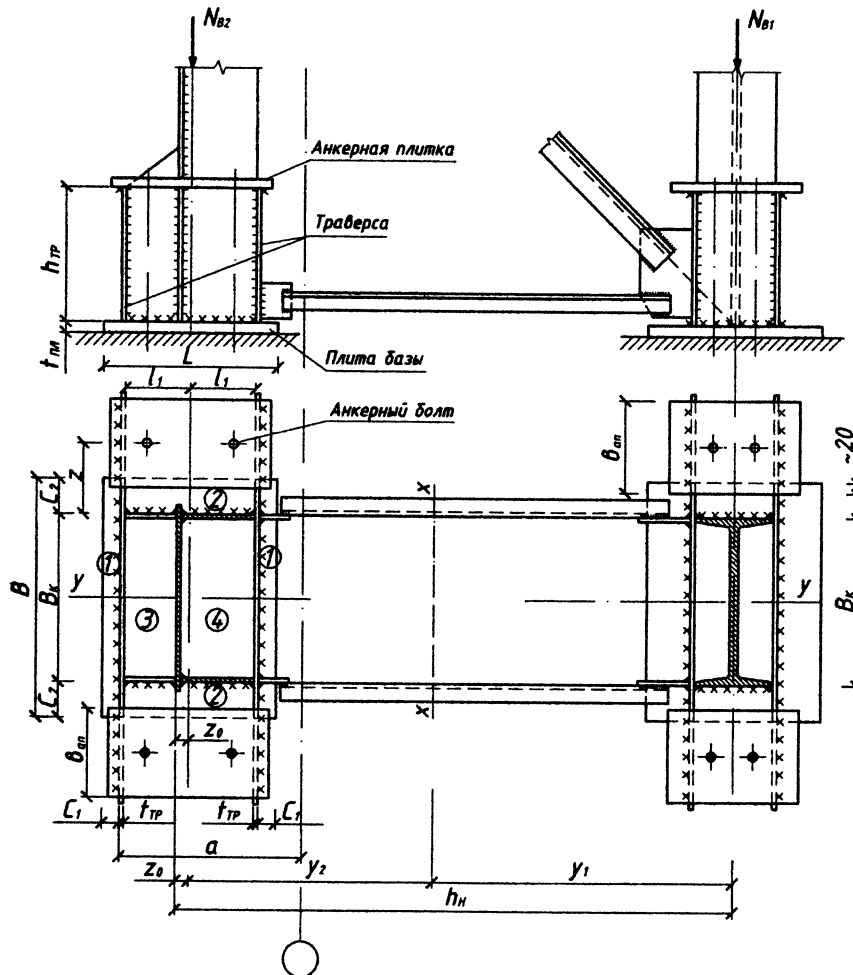


Рис. 1.37. Раздельная база сквозной колонны

Свес плиты в плоскости рамы

$$C_1 = \frac{L_\phi - l_{TP} - 2 \cdot t_{TP}}{2}, \quad (1.139)$$

где $t_{TP} = 10 \dots 14$ мм – толщина траверсы, которой надо задаться.

Определив размеры участков плиты в плане, вычисляют на каждом участке изгибающие моменты. По наибольшему изгибающему моменту определяют требуемую толщину плиты

$$t_{пл.тр.} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max} \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c}}, \quad (1.140)$$

где $\gamma_c = 1, 2$.

К требуемой толщине плиты добавляют 2 мм на строжку, если плита устанавливается на фундамент отдельно от колонны (при безвыверочном монтаже). Плиту рекомендуется принимать из стали марки ВСт3кп2 толщиной в пределах от 20 до 40 мм.

Высота траверсы определяется по длине шва крепления траверсы к ветви колонны. В запас прочности все усилие в ветви передается на траверсу через четыре угловых шва. Требуемая длина шва при заданном катете K_f

$$l_{f,TP} = \frac{N_{B2} \cdot \gamma_n}{4 \cdot K_f \cdot \beta_f (\beta_z) \cdot R_{wf} \cdot (R_{wz}) \cdot \gamma_{wf} \cdot (\gamma_{wz}) \cdot \gamma_c}. \quad (1.141)$$

Высота траверсы $h_{mp} = l_{f,mp} + 1 \dots 5$ см и не более $85 \cdot \beta_f \cdot k_f$.

Толщину траверсы находим из условия работы ее на изгиб, как двухконсольной балки, опертой шарнирно на полки наружной ветви колонны и на ребра жесткости, являющиеся продолжением полок на базе ветви (рис. 1.38).

Нагрузкой на траверсу является в рассматриваемом случае отпор фундамента, передающийся через плиту базы в виде условно принимаемой равномерно распределенной нагрузки q_{TP} . В действительности напряжения под плитой σ_ϕ неравномерные, определяемые по схеме – плита на упругом основании. В целях упрощения расчетов принимают σ_ϕ равномерно распределенными по подошве базы (плиты базы). Ошибка при этом не существенная.

$$\sigma_\phi = \frac{N_{B2}}{B \cdot L}. \quad (1.142)$$

Интенсивность нагрузки на траверсу

$$q_{TP} = \sigma_\phi \cdot (l_1 + t_{TP} + C_1), \quad (1.143)$$

где толщиной траверсы можно предварительно задаться $t_{TP} = 10 \dots 14$ мм.

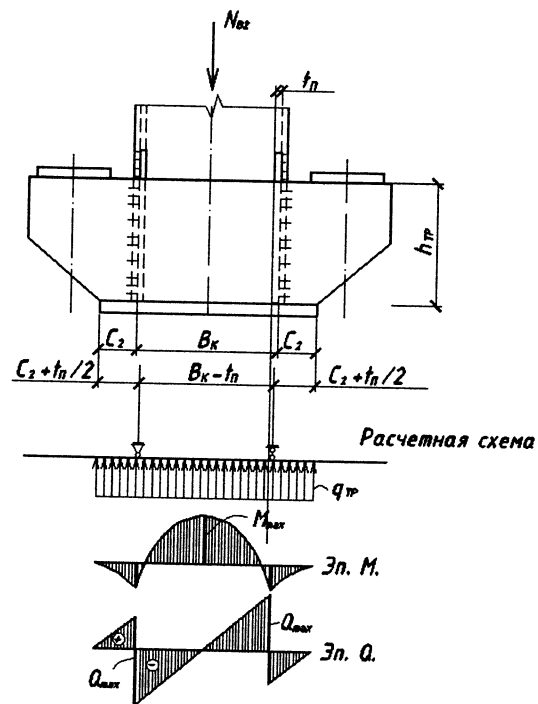


Рис. 1.38. К расчету траверсы на изгиб

Максимальный момент в среднем сечении траверсы

$$M_{\max} = \frac{q_{mp}}{2} \cdot \left[\frac{(B_K - t_n)^2}{4} - C_2^2 \right]. \quad (1.144)$$

Требуемая толщина траверсы

$$t_{TP} \geq \frac{6 \cdot M_{\max}}{h_{TP}^2 \cdot R_y \cdot \gamma_c}. \quad (1.145)$$

Швы, прикрепляющие ветви траверсы к опорной плите, рассчитывают на полное усилие, действующее в ветви, если база обычная (без фрезерованного торца ветви). Для баз с фрезерованным торцом ветви и верхней плоскости плиты эти швы не рассчитывают, а принимают конструктивно мини-

мальной высоты в зависимости от толщины плиты.

Сварные швы, прикрепляющие траверсу к ветви колонны, должны быть проверены на другое сочетание нагрузок в сечении 1–1, определяющее расчетное усилие в анкерных болтах.

Расчет анкерных болтов производится на сочетание нагрузок, дающее минимальное значение продольной силы в ветви и соответствующий изгибающий момент. В это сочетание нагрузок входят постоянная и ветровая нагрузки. Причем усилия M и N от постоянной нагрузки учитывают с коэффициентом 0,8, так как постоянная нагрузка улучшает условия работы анкерных болтов. Для этого необходимо перейти к нормативным нагрузкам, поделив расчетную нагрузку на среднее значение коэффициента надежности для постоянных нагрузок ($\gamma_{f,cp} = 1,1$) и приняв новый коэффициент надежности для постоянных нагрузок, равной 0,9, т.е.

$$\frac{0,9}{1,1} \approx 0,8 \cdot$$

Расчетные усилия в сечении 1–1 колонны для наружной ветви:

$$N_{\min}, M_{\text{соств}}^-$$

Усилие в анкерных болтах (рис. 1.39):

$$2 \cdot F_a = N_{B2}^b = \frac{(M_{\text{соств}}^- - N_{\min} \cdot \gamma_1)}{h_0} \quad (1.146)$$

Если по формуле (1.146) величина F_a получается отрицательной или малой, то анкерные болты принимают конструктивно, два болта на базу диаметром 20 мм.

Требуемая площадь сечения болтов

$$A_{\sigma,mp} = \frac{F_a \cdot \gamma_n}{R_{\sigma,a}} \quad (1.147)$$

где $R_{\sigma,a}$ – расчетное сопротивление анкерного болта растяжению (табл. 1.10).

По требуемому сечению болтов, принимая четное количество болтов для одной базы, определяют требуемый диаметр.

Сварные швы $ш_{TP}$, прикрепляющие ветви траверсы к ветви колонны, следует проверить на усилие F_a и момент от него

$$M_z = 1,1 \cdot F_a \cdot Z \quad (1.148)$$

где 1,1 – коэффициент, учитывающий случайный эксцентриситет продоль-

ной силы ветви колонны N_{B2}^b ;

$$z = C_2 + b_{an} / 2 - (2...3) \text{ см}, \quad (1.149)$$

где $b_{an} = (0,5...0,7) \cdot 2 \cdot l_1$ – ширина анкерной плитки.

Таблица 1.10.

Расчетные сопротивления анкерных болтов

Диаметр болта, мм	Расчетное сопротивление, МПа, болтов из стали марки		
	ВСт3кп2	09Г2С	10Г2С1
12...20	145	185	190
21...32	145	185	190
33...60	145	180	180
61...80	145	175	170

Напряжения в швах $ш_{TP}$:

от силы F_a

$$\left. \begin{aligned} \tau_F &= \frac{1,1 \cdot F_a}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f \cdot (h_{TP} - 1 \text{ см})}; \\ \tau_M &= \frac{6 \cdot M_z}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f \cdot (h_{TP} - 1 \text{ см})^2}; \end{aligned} \right\} \quad (1.150)$$

от момента M_z

результатирующее напряжение по металлу шва

$$\tau_f = \sqrt{\tau_F^2 + \tau_M^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \quad (1.152)$$

Аналогичные формулы можно записать и для проверки швов $ш2$ по металлу границы сплавления.

Если условие (1.152) не удовлетворяется, то следует увеличить высоту траверсы h_{TP} или катет шва K_f ($K_f \leq 1,2 \cdot t_{TP}$).

Усилие от анкерных болтов изгибают траверсу, как двухконсольную балку (рис. 1.39). Поэтому траверсу рекомендуется проверить на изгиб от M_z и на срез на опоре от Q .

Прочность траверсы на изгиб

$$\sigma = \frac{6 \cdot M_z}{2 \cdot t_{TP} \cdot h_{TP}^2} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (1.153)$$

на срез

$$\tau = \frac{1,5 \cdot 1,1 \cdot F_a}{2 \cdot t_{TP} \cdot h_{TP}} \leq R_S \cdot \gamma_c \quad (1.154)$$

Несоблюдение одного из условий (1.153) или (1.154) влечет за собой увеличение размеров сечения ветвей траверсы.

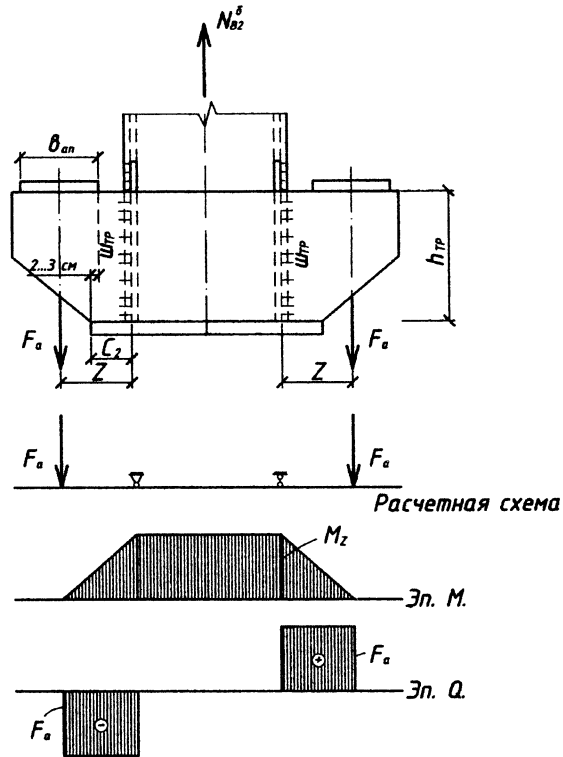


Рис. 1.39. К расчету траверсы на усилия от анкерных болтов

Рассмотрим расчет анкерной плитки. Плитка работает на изгиб, как свободно лежащая на ветвях траверсы балка, нагруженная сосредоточенными силами от анкерных болтов F_b (рис. 1.40).

Расчетный пролет анкерной плитки

$$l_{an} = 2 \cdot l_1 + t_{TP}, \quad (1.155)$$

Усилие на плитку от одного болта

$$F_b = \frac{F_a}{n_0^b}, \quad (1.156)$$

где n_0^b – число болтов с одной стороны базы ветви колонны.

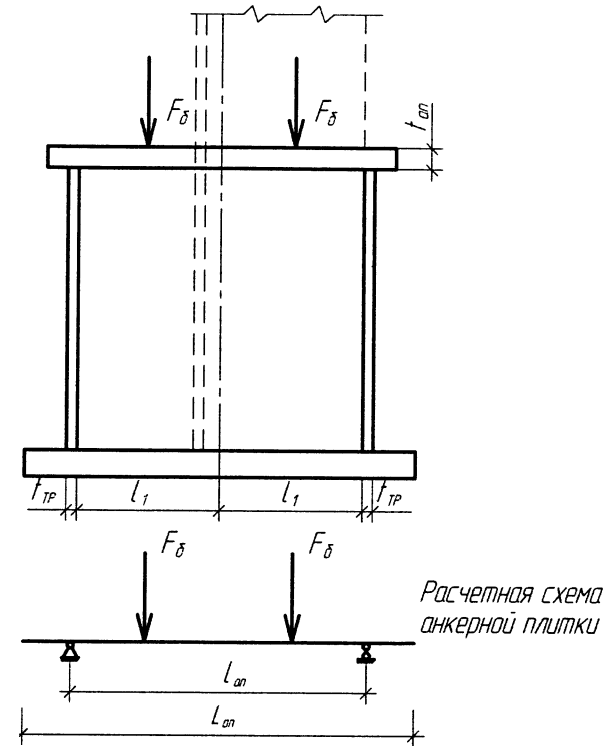


Рис. 1.40. К расчету анкерной плитки

Длину анкерной плитки можно принять равной

$$L_{an} = l_{an} + (5...6) \text{ см.} \quad (1.157)$$

Ширина анкерной плитки с учетом ослаблений отверстием

$$b_{an}^n = b_{an} - n_0^b \cdot d_{отв}. \quad (1.158)$$

Требуемую толщину плиты определяем из условия ее прочности на изгиб

$$t_{an} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{an}}{b_{an}^n \cdot R_y \cdot \gamma_c}} \geq 30 \text{ мм,} \quad (1.159)$$

где M_{an} – расчетный изгибающий момент в сечении анкерной плиты.

ГЛАВА II

ПРИМЕР РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ КАРКАСА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

2.1. Исходные данные

Цех однопролетный, бесфонарный; пролет – 30 м; длина здания – 108 м; шаг колонн – 12 м. Здание отапливаемое.

Цех оборудован двумя мостовыми опорными кранами грузоподъемностью $Q=80/20$ т с режимом работы 5К. Отметка головки кранового рельса – 11,5 м.

Район строительства III снеговой и II ветровой, тип местности В.

Класс ответственности здания – II.

Материал конструкций: сталь по ГОСТ 27772-88* в зависимости от группы конструкций.

2.2. Компоновка конструкций покрытия

Основным конструктивным элементом покрытия является стропильная ферма. Для рулонной кровли примем ферму с параллельными поясами уклоном 2,5 % и треугольной решеткой с дополнительными стойками, высотой по обухам 3150 мм (рис. 2.1). Опирание фермы на колонны примем шарнирное. Размер панели по верхнему поясу стропильной фермы – 3000 мм.

Горизонтальные связи покрытия (рис. 2.1) выбираем с крестовой решеткой, раскосы которой – из одиночных прокатных уголков; продольные элементы связей – из прокатных уголков крестового сечения. Вертикальные связи между фермами в связевых блоках принимаем аналогичной структуры и располагаем их в трех сечениях стропильной фермы: по торцам фермы и под коньком. Между связевыми блоками (по торцам здания и в средней части каркаса) вертикальные связи покрытия соединяются между собой горизонтальной парой распорок крестового сечения.

Поскольку шаг ферм составляет 12 м, прогоны принимаем сквозного сечения (рис. 1.1), опирающиеся в узлах верхнего пояса стропильной фермы с шагом 3 м. По прогонам располагаем стальной профилированный настил марки Н60-845-08 по ГОСТ 24045–86. Поверх профнастила укладывается слой пароизоляции (один слой рубероида). Поскольку кровля теплая примем утеплитель в виде минераловатных плит повышенной жесткости плотностью $\rho=200$ кг/м³ и толщиной 90 мм. По утеплителю укладываем цементную стяжку толщиной 20 мм, которая служит основанием для наклейки четырех слоев рубероида. Самый верхний слой кровли – битумная мастика с втопленным гравием толщиной 20 мм. Монтаж такой кровли осуществляется «россыпью», что несколько повышает трудоемкость монтажа, но при этом не требуются мощные монтажные механизмы.

2.3. Расчет сквозного прогона

Расчетная схема сквозного прогона представлена на рис. 1.3.

Расчет нагрузки на 1 м² приведен в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Постоянная и снеговая нагрузки на 1 м² покрытия

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Битумная мастика с втопленным гравием толщиной 20 мм	$2 \cdot 0,2=0,4$	1,3	0,52
Гидроизоляция (4 слоя рубероида)	0,2	1,3	0,26
Утеплитель ($\rho=200$ кг/м ³ ; $t=90$ мм)	$2 \cdot 0,09=0,18$	1,2	0,22
Пароизоляция	0,05	1,3	0,07
Стальной профнастил	0,11	1,05	0,12
Собственный вес прогонов	0,1	1,05	0,11
Снеговая нагрузка	$1,8 \cdot 0,7=1,26$	–	1,8

$$g^H = 2,3 \text{ кН/м}^2$$

$$g = 3,1 \text{ кН/м}^2$$

$$g_{nc} = 3,1 - 1,8 = 1,3 \text{ кН/м}^2$$

Интенсивность равномерно распределенной нагрузки на прогон

$$q = g \cdot a_{np} = 3,1 \cdot 3,0 = 9,3 \text{ кН/м},$$

где $a_{np} = 3,0$ м – шаг прогонов.

Узловая нагрузка на прогон

$$F_1 = q \cdot \frac{l_1}{2} = 9,3 \cdot \frac{3,75}{2} = 17,44 \text{ кН};$$

$$F_2 = q \cdot \frac{l_1 + l_2}{2} = 9,3 \cdot \frac{3,75 + 4,5}{2} = 38,36 \text{ кН},$$

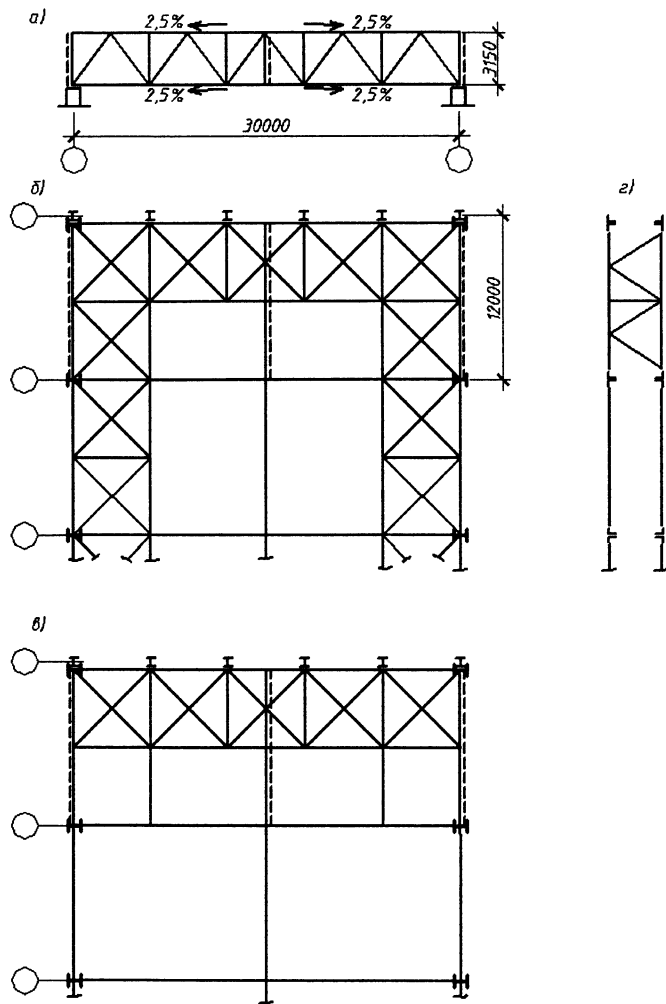


Рис. 2.1. Схема фермы и связей покрытия:

а) схема стропильной фермы; б) план связей по нижним поясам ферм; в) план связей по верхним поясам ферм; г) схема вертикальных связей

где $l_1 = 3,75$ м, $l_2 = 4,5$ м – размеры панелей прогона.

Опорные реакции прогона

$$R_A = R_B = F_1 + F_2 = 17,44 + 38,36 = 55,8 \text{ кН.}$$

Угол наклона нижнего пояса прогона с горизонталью

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{1500}{6000} = 0,25, \alpha_1 = 14^\circ, \sin \alpha_1 = 0,242, \cos \alpha_1 = 0,97.$$

Угол наклона раскоса с горизонталью

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{1500}{2250} = 0,667, \alpha_2 = 33,7^\circ, \cos \alpha_2 = 0,832.$$

Продольные усилия в стержнях прогона находим по формулам (1.3), (1.4) и (1.5).

$$N_1 = \frac{55,8 - 17,44}{0,242} = 158,5 \text{ кН;}$$

$$N_2 = -N_1 \cdot \cos \alpha_1 = -158,5 \cdot 0,97 = -153,7 \text{ кН;}$$

$$N_3 = \frac{-(R_A - F_1) \cdot 6 + F_2 \cdot \frac{l_2}{2}}{1,5} = \frac{-(55,8 - 17,44) \cdot 6 + 38,36 \cdot \frac{4,5}{2}}{1,5} = -95,9 \text{ кН;}$$

$$N_4 = \frac{-153,7 + 95,9}{0,832} = -69,5 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в верхнем поясе прогона определяем по формулам (1.6) – (1.8).

$$M_{on} = -\frac{9,3 \cdot (3,75^3 + 4,5^3)}{4 \cdot (2 \cdot 3,75 + 3 \cdot 4,5)} = -15,93 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$M_1 = \frac{9,3 \cdot 3,75^2}{8} - \frac{15,93}{2} = 8,39 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$M_2 = \frac{9,3 \cdot 4,5^2}{8} - 15,93 = 7,61 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

По найденным усилиям подберем сечения стержней прогона. Воспользуемся известными сечениями типового прогона и проверим их на полученные усилия.

Верхний пояс прогона работает на сжатие с изгибом. При этом неизвестно, какая панель верхнего пояса наиболее напряженная. Поэтому необходимо проверить панели: крайнюю (1–2) и среднюю (2–4).

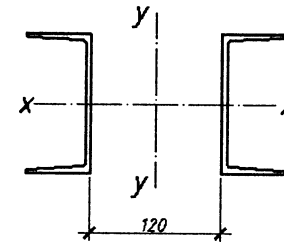


Рис. 2.2. Сечение верхнего пояса типового сквозного прогона

Сечение верхнего пояса типового прогона (рис. 2.2) выполнено из двух прокатных швеллеров № 12, расставленных друг от друга на 120 мм, соединенных между собой наклонными листовыми прокладками либо угловыми вставками.

Эти прокладки или вставки обеспечивают совместную работу швеллеров относительно оси $y - y$. Расстояние между прокладками устанавливается как для сжатого стержня, т.е. не более чем $40 \cdot i_y = 40 \cdot 1,53 = 61,2$ см; принято 60 мм; где i_y – радиус инерции одного швеллера № 12 относительно собственной вертикальной оси $y_0 - y_0$.

Геометрические характеристики:

$$A = 2 \cdot 13,3 = 26,6 \text{ см}^2; J_x = 2 \cdot 304 = 608 \text{ см}^4; W_x = 2 \cdot 50,6 = 101,2 \text{ см}^3; i_x = 4,78 \text{ см}; \rho_x = W_x / A = 101,2 / 26,6 = 3,8 \text{ см}.$$

Проверим сечение крайней панели (1–2) в месте действия максимального момента (опорного) $M_{on} = 15,93$ кН·м и продольной сжимающей силы $N_2 = -153,7$ кН. Коэффициент $\gamma_c = 1,0$. Материал прогонов – сталь С245, $R_y = 24$ кН/см².

Проверка на прочность при упругой работе стали

$$\sigma = \left| \frac{N_2}{A} - \frac{M_{on}}{W_x} \right| = \frac{153,7}{26,6} + \frac{15,93 \cdot 10^2}{101,2} = 21,5 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность крайней панели обеспечена.

Проверим крайнюю панель на устойчивость в плоскости действия момента; при этом $\gamma_c = 0,95$ и $l_{ef,x} = 375$ см. Максимальный момент в средней трети длины стержня 1–2 $M_1 = 8,39$ кН·м, но не менее $M_{on}/2$; продольное сжимающее усилие $N_2 = -153,7$ кН.

Условная гибкость

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{375,0}{4,78} \cdot \sqrt{\frac{24,0}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,68.$$

Относительный эксцентриситет

$$m = \frac{M_1}{|N_2| \cdot \rho_x} = \frac{8,39 \cdot 10^2}{153,7 \cdot 3,8} = 1,44.$$

Отношение площади полки к площади сечения стенки швеллера №12

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b \cdot t}{(h - 2 \cdot t) \cdot s} = \frac{5,2 \cdot 0,78}{(12,0 - 2 \cdot 0,78) \cdot 0,48} = 0,81.$$

По табл. 73 [11] при $\bar{\lambda}_x = 2,68 < 5,0$ и $m = 1,44 < 5$

$$\eta_{0,5} = (1,75 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (5 - m) \cdot \bar{\lambda}_x = (1,75 - 0,1 \cdot 1,44) - 0,02 \cdot (5 - 1,44) \cdot 2,68 = 1,415;$$

$$\eta_{1,0} = (1,90 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (6 - m) \cdot \bar{\lambda}_x = (1,90 - 0,1 \cdot 1,44) - 0,02 \cdot (6,0 - 1,44) \cdot 2,68 = 1,512;$$

По интерполяции при $\frac{A_f}{A_w} = 0,81$ $\eta = 1,47$.

Приведенный относительный эксцентриситет

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,47 \cdot 1,44 = 2,12.$$

При $m_{ef} = 2,12$ и $\bar{\lambda}_x = 2,68$ по табл. 74 [11] $\varphi_e = 0,334$.

$$\sigma = \frac{N_2}{\varphi_e \cdot A} = \frac{153,7}{0,334 \cdot 26,6} = 17,3 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y = 0,95 \cdot 24 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость крайней панели обеспечена.

Проверим сечение средней панели (2–4).

Наибольший момент в средней трети стержня 2–4 $M = M_2 = 7,61$ кН·м.

На опоре 2 $M_{on} = 15,93$ кН·м. $M_{on}/2 = 15,93/2 = 7,97$ кН·м $> M_2 = 7,61$ кН·м.

Следовательно, для проверки стержня 2–4 на устойчивость надо принять

$M = M_{on}/2 = 7,97$ кН·м; $l_{ef,x} = 450$ см; $N_3 = -95,9$ кН.

$$\bar{\lambda}_x = \frac{450,0}{4,78} \cdot \sqrt{\frac{24,0}{2,06 \cdot 10^4}} = 3,21; \quad m = \frac{7,97 \cdot 10^2}{95,9 \cdot 3,8} = 2,19; \quad \eta = 1,4;$$

$$m_{ef} = 1,4 \cdot 2,19 = 3,07; \quad \varphi_e = 0,293;$$

$$\sigma = \frac{95,9}{0,293 \cdot 26,6} = 12,3 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y = 22,8 \text{ кН/см}^2 - \text{устойчивость средней}$$

панели обеспечена.

Если уменьшить сечение верхнего прогона и принять из 2-х [10 ($A = 21,8$ см²; $W_x = 69,6$ см³), то прочность первой панели

$$\sigma = \frac{153,7}{21,8} + \frac{15,93 \cdot 10^2}{69,6} = 29,9 \text{ кН/см}^2 > \gamma_c \cdot R_y = 22,8 \text{ кН/см}^2 - \text{не обеспечена.}$$

Проверка устойчивости верхнего пояса из плоскости действия момента не требуется, так как она обеспечена стальным профнастилом, который крепится самонарезающими болтами к прогону через волну профнастила.

Решетка прогона принята из одиночных швеллеров №12 по ГОСТ 8240-93 ($A = 13,3$ см²; $i_y = 1,53$ см; $i_x = 4,78$ см).

Раскос 2–3 работает на сжатие: $N_4 = -69,5$ кН; $l_{ef} = l_4 = 270$ см;

$$\lambda_{\max} = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{270,0}{1,53} = 176; \quad \varphi = 0,205;$$

$$\sigma = \frac{69,5}{0,205 \cdot 13,3} = 25,5 \text{ кН/см}^2 > \gamma_c \cdot R_y = 22,8 \text{ кН/см}^2 - \text{устойчивость раскоса не}$$

обеспечена.

Примем сечение раскоса из гнутого С-образного равнополочного профиля по ГОСТ 8282-83*: 120×55×18×5.

Геометрические характеристики профиля:

$$A = 11,66 \text{ см}^2; \quad i_y = 1,91 \text{ см.}$$

Проверим новое сечение раскоса на устойчивость.

$$\lambda = \frac{270,0}{1,91} = 141; \quad \varphi = 0,311.$$

$$\sigma = \frac{69,5}{0,311 \cdot 11,66} = 19,2 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y = 22,8 \text{ кН/см}^2 - \text{устойчивость обеспечена.}$$

на.

Элемент 1-3 работает на растяжение: $N_1 = 158,5$ кН. Проверим сечение элемента 1-3 из прокатного [12 ($A = 13,3$ см²; $i_y = 1,53$ см; $i_x = 4,78$ см) по ГОСТ 8240-93.

$\sigma = \frac{158,5}{13,3} = 11,9 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y = 24 \text{ кН/см}^2$. Несмотря на большой запас по прочности, оставим сечение элемента 1-3 из [12 исходя из габаритных размеров сечения раскоса и принятой конструкции узлов прогона.

Проверим гибкость пояса прогона (при отсутствии кровли).

$$J_y = 2 \cdot \left[31,2 + 13,3 \cdot \left(\frac{12}{2} + 1,54 \right)^2 \right] = 1575 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{1575}{2 \cdot 13,3}} = 7,69 \text{ см}; \quad \lambda_y = \frac{1200}{7,69} = 156 < [\lambda] = 220.$$

Соединение элементов в узлах прогона проектируем на точечной контактной сварке.

Количество и диаметр сварных точек найдем по наибольшему усилию $N_1 = 158,5$ кН из рассмотрения узла (рис. 2.3). Оптимальное количество сварных точек в одном продольном ряду из условия их равномерной нагрузки – 2 шт.

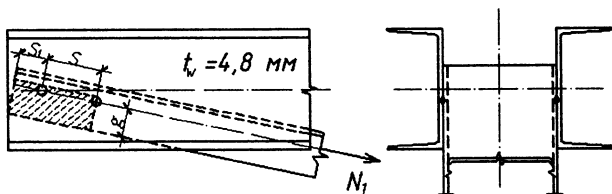


Рис. 2.3. К расчету соединения точечной сваркой

Если принять по две сварные точки на каждую полку швеллера нижнего пояса ($n_r = 4$ шт.), то на одну точку приходится усилие, равное

$$N_T = \frac{N_1}{4} = \frac{158,5}{4} = 40 \text{ кН.}$$

Расчетное сопротивление срезу сварной точки принимается равным

$$R_{ws} = R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 24,0 = 13,9 \text{ кН/см}^2.$$

Несущая способность одной сварной точки из условия среза

$$N_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot R_{ws} \cdot n_s,$$

где $n_s = 1$ – количество плоскостей среза. Отсюда требуемый диаметр сварных точек

$$d_{T,TP} = \sqrt{\frac{4 \cdot N_T}{\pi \cdot R_{ws}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 40}{3,14 \cdot 13,9}} = 1,91 \text{ см.}$$

Принимаем $d_T = 20$ мм.

Если расстояние между точками S определить из соотношения

$$d_T = 1,4 \cdot \sqrt{0,01 \cdot S^2 + S \cdot t_w} - 0,1 \cdot S, \quad (2.1)$$

то можно расчет точек производить только на срез. Из (2.1) получаем

$$S = -b + \sqrt{b^2 + 102 \cdot d_T^2}, \quad (2.2)$$

где $b = 100 \cdot (t_w - 0,102 \cdot d_T)$; t_w – минимальная толщина соединяемых деталей.

При $d_T = 20$ мм и $t_w = 4,8$ мм

$$b = 100 \cdot (4,8 - 0,102 \cdot 20) = 276 \text{ мм,}$$

$$S = -276 + \sqrt{276^2 + 102 \cdot 20^2} = 66 \text{ мм.}$$

Принимаем $S = 65$ мм, до торца швеллера

$$S_1 = 1,5 \cdot d_T = 1,5 \cdot 20 = 30 \text{ мм.}$$

Для крепления элемента 2-3 (раскос) к верхнему поясу и в нижнем узле 3 принимаем также 4 сварные точки $d_T = 20$ мм. Конструкция узлов представлена на рис. 2.5.

Проверим полку швеллера нижнего пояса на вырывание участка полки (заштрихованного на рис. 2.3). На полку приходится усилие

$$N_n = \frac{N_1}{2} = \frac{158,5}{2} = 79,3 \text{ кН.}$$

Проверка полки на сложное разрушение производится по формуле

$$\frac{N_n}{[0,58 \cdot (S_1 + S) + 0,5 \cdot d_T + g] \cdot t_f} \leq 0,8 \cdot R_y, \quad (2.3)$$

где $t_f = 7,8$ мм – толщина полки швеллера; $g = b_f - z_0 = 5,2 - 1,54 = 3,66$ см, $S_1 = 3$ см; $S = 6,5$ см; $b_f = 52$ мм – ширина полки [12; z_0 – расстояние от центра тяжести сечения до внешней грани стенки.

$\frac{79,3}{[0,58 \cdot (3,0 + 6,5) + 0,5 \cdot 2,0 + 3,66] \cdot 0,78} = 10,0$ кН/см² < 19,2 кН/см² – прочность полки обеспечена.

Проверим прочность фасонки на внецентренное растяжение в узле 3 (рис. 2.4, сечение 1-1).

Растягивающее усилие в фасонке

$$N_\phi = N_1 \cdot \cos \alpha_1 - N_4 \cdot \cos \alpha_2 = 158,5 \cdot 0,97 - 69,5 \cdot 0,832 = 96 \text{ кН.}$$

Эксцентриситет приложения силы N_ϕ относительно середины сечения фасонки $e = 75$ мм.

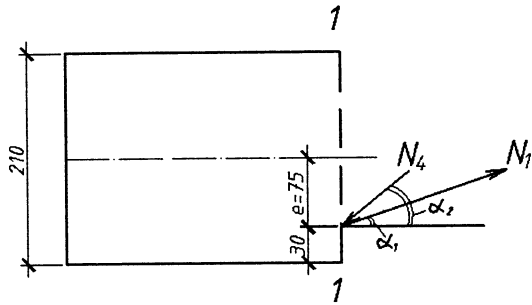


Рис. 2.4. К расчету фасонки узла 3

Изгибающий момент от переноса сил в центр тяжести сечения фасонки

$$M = N_\phi \cdot e = 96 \cdot 7,5 = 720 \text{ кН·см.}$$

Геометрические характеристики сечения двух фасонки толщиной по 5 мм каждая:

$$A_\phi = 2 \cdot 0,5 \cdot 21,0 = 21 \text{ см}^2; \quad W = \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 21,0^2}{6} = 73,5 \text{ см}^3.$$

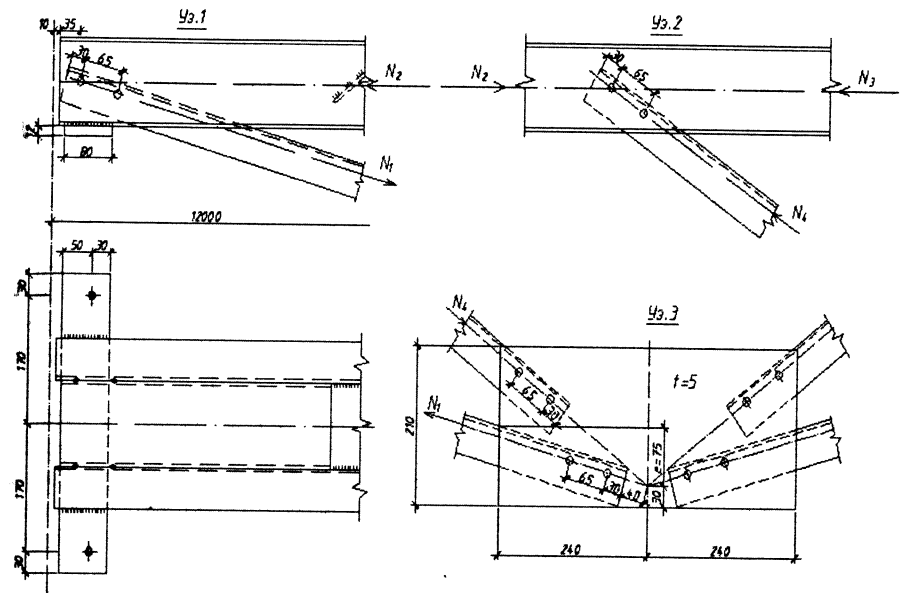


Рис. 2.5. Узлы сквозного прогона

$$\sigma_\phi = \frac{N_\phi}{A_\phi} + \frac{M}{W} = \frac{96}{21} + \frac{720,0}{73,5} = 14,4 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y.$$

Прочность фасонки обеспечена.

2.4. Расчет стропильной фермы

2.4.1. Выбор типа фермы

Исходные данные:

Пролет фермы – 30 м. Шаг ферм – 12 м.

Материал конструкций: сталь С245, С255, С345 (для фланцев нижнего пояса) по ГОСТ 27772-88*.

Заводская сварка – полуавтоматическая в среде углекислого газа сварочной проволокой Св-08А (ГОСТ 2246-70*) диаметром 2 мм. Фермы не подвержены непосредственно динамическим нагрузкам. Внутрифермовая среда не агрессивная.

Опираие ферм на колонны – шарнирное.

Существенным моментом при конструировании ферм является выбор сечений стержней фермы и конструктивных решений узлов.

До последнего времени стропильные фермы проектировались в основном из стержней в виде парных горячекатаных уголков, образующих тавровое сечение. По своим конструктивным особенностям их можно применять во всех климатических районах при пролетах 18 – 42 м. Однако из-за наличия узловых фасонки, прокладок они многодельны, материалоемки, требуют по-

вышенной трудоемкости изготовления и могут применяться только в обособленных случаях.

Наиболее эффективными по расходу металла и коррозионной стойкости являются стержни ферм трубчатого сечения. Но конструктивные трудности узлов сопряжений трубчатых элементов, высокая стоимость труб ограничивают их применение.

Фермы из замкнутых гнutosварных прямоугольных и квадратных труб обладают теми же преимуществами, что и трубчатые и при этом позволяют упростить узлы сопряжения стержней. Однако такие фермы также не лишены недостатков. Из-за пониженной ударной вязкости в местах изгибов не допускается применение их при расчетной температуре окружающего воздуха ниже минус 40°C. Требуют высокой точности изготовления при бесфасоночных узлах. Снижается их эффективность при больших нагрузках и пролетах.

Бесфасоночный тип узлов ферм из сварных гнutosамкнутых профилей требует примыкания к поясу не более двух элементов решетки. Этому условию отвечают раскосный и треугольный типы решеток. Последний более экономичен в сравнении с раскосным типом решетки. Однако треугольный тип решетки ограничивает высоту фермы h_ϕ . Известно, что рациональный угол наклона раскоса с поясом составляет $\alpha = 40...50^\circ$. Тогда при заданном размере панели по верхнему поясу высота фермы (рис. 2.6)

$$h_\phi = \frac{d}{2} \cdot \operatorname{tg} \alpha. \quad (2.4)$$

Если принять типовой размер панели $d=3$ м, то при $\alpha = 50^\circ$

$$h_\phi = \frac{3}{2} \cdot \operatorname{tg} 50^\circ = 1,8 \text{ м.}$$

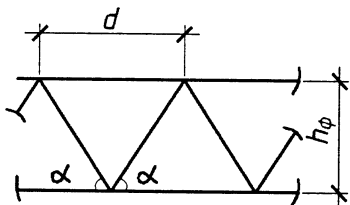


Рис. 2.6. К определению высоты фермы

При больших нагрузках на ферму (когда шаг ферм более 6 м и снеговая нагрузка для III и выше климатических районов), если сохранять размер панели 3 м, то резко возрастают усилия в поясах, а следовательно, и сечения поясов. Фермы становятся нерациональными. Поэтому такие фермы рекомендуется применять для пролетов до 24 м при шаге ферм до 6 м и до пролетов 30 м при шаге ферм до 4 м. В нашем случае шаг ферм равен 12 м. Следо-

вательно, этот тип ферм для рассматриваемого примера неприемлем.

Фермы из одиночных уголков по расходу стали и трудоемкости изготовления малоэффективны. Поэтому не рекомендуют их для широкого применения.

В настоящее время достаточно часто сечения элементов фермы принимаются из разного вида профилей: пояса из двутавров, решетка из гнutosамкнутых профилей. Фермы с поясами из широкополочных двутавров в достаточной степени эффективны при больших нагрузках и пролетах 30 м и более. При этом большая часть металла приходится на пояса и фермы получаются достаточно тяжелыми. Основной причиной такого обстоятельства является особенность работы верхнего пояса. Радиусы инерции двутаврового сечения совершенно не соответствуют расчетным длинам верхнего пояса в плоскости и из плоскости фермы для соблюдения равноустойчивости пояса. С этой точки зрения гораздо эффективнее располагать в верхнем поясе двутавр горизонтально. Но при этом усложняется конструктивное решение узлов, опирающие прогоны и создаются условия для коррозии.

По этим причинам такой вариант фермы также не годится для рассматриваемого примера.

Фермы с поясами из тавров и решеткой из горячекатаных уголков являются одним из самых рациональных конструктивных решений универсального назначения. Масса таких ферм на 10...12 % меньше в сравнении с фермами полностью из уголков.

Из рассмотренных типов ферм наиболее приемлемым является последний: пояса – из тавров, решетка – треугольная с дополнительными стойками из парных уголков.

2.4.2. Статический расчет фермы

Стропильная ферма при расчете рамы заменяется ригелем сплошного сечения, который является элементом поперечной рамы. При этом продольное усилие в ригеле рамы (распор) считается приложенным к нижнему поясу. Однако эти силы, как правило, невелики. Они могут оказать существенное влияние на работу фермы при малых пролетах и при очень легкой кровле. Поэтому при расчете фермы не будем учитывать воздействие на нее рамного распора.

Расчетная узловая нагрузка на ферму – две опорных реакции прогонов (см. рис. 1.3 и п. 2.3).

$$F = 2 \cdot R'_A = 2 \cdot (F_1 + F_2) = 2 \cdot (17,44 + 38,36) = 111,6 \text{ кН.}$$

При определении усилий в стержнях фермы уклоном поясов будем пренебрегать (рис. 2.7).

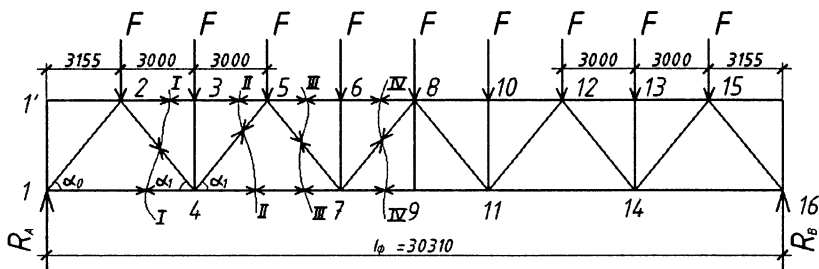


Рис. 2.7. Загрузка фермы узловой нагрузкой по всему пролету

Размер пролета фермы l_ϕ будет отличаться от заданного пролета цеха $l = 30$ м и зависит от конструкции опирания фермы на колонну (рис. 2.8).

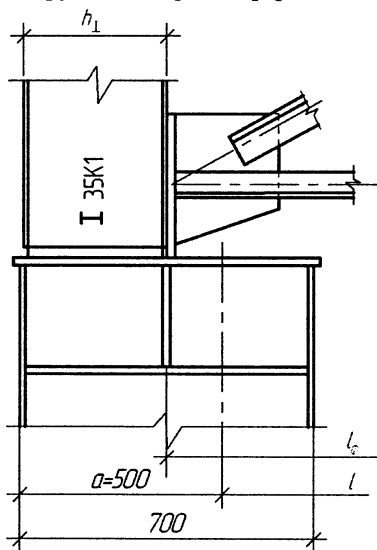


Рис. 2.8. Узел опирания фермы на колонну (сварные швы условно не показаны)

Пролет фермы

$$l_\phi = l + 2 \cdot a - 2 \cdot h_3 = 30000 + 2 \cdot 500 - 2 \cdot 345 = 30310 \text{ мм.}$$

Чтобы реакцию от стропильной фермы передать на оголовок колонны с минимальным эксцентриситетом для надкрановой части колонны, надо принять надколонник из прокатного колонного двутавра 35K1 ($h_3 = 345$ мм – высота сечения двутавра).

$$h_3 \approx \frac{700}{2} = 350 \text{ мм.}$$

Высоту сечения фермы на опоре по обухам профилей поясов примем

типовой и равной 3150 мм. Тогда расстояние между осями поясов

$$h_0 = 3150 - 2 \cdot z_0 \approx 3150 - 2 \cdot 50 = 3050 \text{ мм.}$$

Углы наклона раскосов фермы

$$\operatorname{tg} \alpha_0 = 3050/3155 = 0,9667, \text{ что соответствует } \alpha_0 = 44^\circ;$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = 3050/3000 = 1,0167 - \alpha_1 = 45,5^\circ.$$

Величины опорных реакций фермы

$$R_A = R_B = \frac{9 \cdot F}{2} = \frac{9 \cdot 111,6}{2} = 502 \text{ кН.}$$

Усилия в стержнях фермы определяем методом сечений, который в данном случае в отличие от метода вырезания узлов (и диаграммы Максвелла – Кремоны) дает более точные результаты.

В стержнях, примыкающих к узлу 1, усилия можно определить, вырезая этот узел (рис. 2.9)

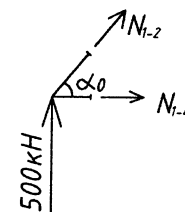


Рис. 2.9. Схема узла 1

Проекция всех сил в узле 1 на вертикаль

$$502 + N_{1-2} \cdot \sin \alpha_0 = 0; N_{1-2} = -\frac{502,0}{\sin \alpha_0} = -\frac{502,0}{0,695} = -722 \text{ кН.}$$

Проекция всех сил в узле 1 на горизонталь

$$N_{1-4} - N_{1-2} \cdot \cos \alpha_0 = 0; N_{1-4} = N_{1-2} \cdot \cos \alpha_0 = 722 \cdot 0,719 = 519 \text{ кН,}$$

знак минус N_{1-2} учтен направлением.

Усилия в остальных стержнях фермы находим методом сечений.

Сечение I-I (рис. 2.7) дает возможность определить усилия N_{2-4} , N_{2-3} .

Усилие в раскосе 2-4:

$$R_A - F - N_{2-4} \cdot \sin \alpha_1 = 0; N_{2-4} = \frac{R_A - F}{\sin \alpha_1} = \frac{502,0 - 111,6}{0,713} = 547,5 \text{ кН.}$$

Усилие в верхнем поясе 2-3 находим, используя моментную точку – узел

4.

$$R_A \cdot (3,0 + 3,155) - F \cdot 3,0 + N_{2-3} \cdot h_0 = 0;$$

$$N_{2-3} = \frac{F \cdot 3,0 - R_A \cdot (3,0 + 3,155)}{h_0} = \frac{111,6 \cdot 3,0 - 502,0 \cdot 6,155}{3,05} = -903,3 \text{ кН};$$

$$N_{3-5} = N_{2-3} = -903,3 \text{ кН}.$$

Сечение II-II (рис. 2.7) – для определения усилий N_{4-5} , N_{4-7} .

$$N_{4-5} \cdot \sin \alpha_1 + R_A - 2 \cdot F = 0;$$

$$N_{4-5} = \frac{2 \cdot F - R_A}{\sin \alpha_1} = \frac{2 \cdot 111,6 - 502,0}{0,713} = -391 \text{ кН}.$$

$$\sum M_5 = 0: R_A \cdot (3,155 + 2 \cdot 3,0) - F \cdot (6,0 + 3,0) - N_{4-7} \cdot h_0 = 0;$$

$$N_{4-7} = \frac{R_A \cdot (3,155 + 2 \cdot 3,0) - F \cdot (6,0 + 3,0)}{h_0} = \frac{502,0 \cdot 9,155 - 111,6 \cdot 9,0}{3,05} = 1177,5 \text{ кН}.$$

Аналогичным образом определяем усилия в остальных стержнях фермы.
 $N_{5-6} = N_{6-8} = -1342 \text{ кН}$; $N_{7-9} = N_{9-11} = 1397 \text{ кН}$; $N_{5-7} = 234,5 \text{ кН}$; $N_{7-8} = -78 \text{ кН}$; $N_{8-9} = 0$.

Усилия в стойках фермы равны местной узловой нагрузке.

$$N_{3-4} = N_{6-7} = -111,6 \text{ кН}.$$

На правой половине фермы усилия в стержнях будут симметричны левой половине.

Для определения расчетных усилий в средних раскосах фермы (N_{7-8} и N_{8-11}) следует рассмотреть вариант загрузки снегом на половине пролета фермы (рис. 2.10).

Узловая нагрузка от снега

$$F_s = S \cdot B \cdot d = 1,8 \cdot 12,0 \cdot 3,0 = 64,8 \text{ кН},$$

где $B = 12 \text{ м}$ – шаг ферм; $d = 3 \text{ м}$ – размер панели по верхнему поясу.

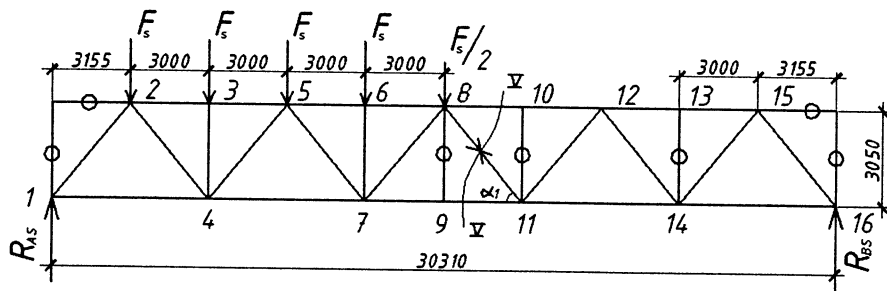


Рис. 2.10. Схема загрузки фермы снеговой нагрузкой на половине пролета (кружочками обозначены «нулевые» стержни)

Вычислим опорные реакции фермы от снеговой нагрузки на левой половине пролета

$$R_{AS} = \frac{64,8 \cdot \frac{30,31}{2} + 64,8 \cdot \left(\frac{30,31}{2} + 3,0 + 21,155 + 24,155 + 27,155 \right)}{30,31} = 209,9 \text{ кН},$$

$$R_{BS} = 4,5 \cdot 64,8 - 209,9 = 81,7 \text{ кН}.$$

Невыгодное нагружение снегом половины пролета фермы является для стержней 7-8 и 8-11. При нагружении снегом левой половины пролета следует определить усилие в раскосе 8-11, используя сечение V-V.

$$R_{BS} + N_{8-11}^S \cdot \sin \alpha_1 = 0; N_{8-11}^S = -\frac{R_{BS}}{\sin \alpha_1} = -\frac{81,7}{0,713} = -114,6 \text{ кН}.$$

Усилие в стержне 8-11 от постоянной нагрузки

$$N_{8-11}^{nc} = -78,0 \cdot \frac{1,3}{3,1} = -32,7 \text{ кН}.$$

Суммарное усилие в стержне 8-11 от постоянной и снеговой нагрузок на половине пролета

$$N'_{8-11} = N_{8-11}^{nc} + N_{8-11}^S = -32,7 - 114,6 = -147,3 \text{ кН}.$$

$|N'_{8-11}| = |-147| > |N_{8-11}| = |-78| \text{ кН}$, что и следовало ожидать. Еще раз подчеркнем, что для средних раскосов необходимо рассматривать вариант загрузки снеговой нагрузкой половины пролета фермы. В остальных стержнях фермы расчетные усилия определяются полным нагружением снеговой нагрузкой. Результаты статического расчета стропильной фермы приведены в табл. 2.2.

Геометрические длины стержней фермы с учетом наклона поясов показаны на рис. 2.11.

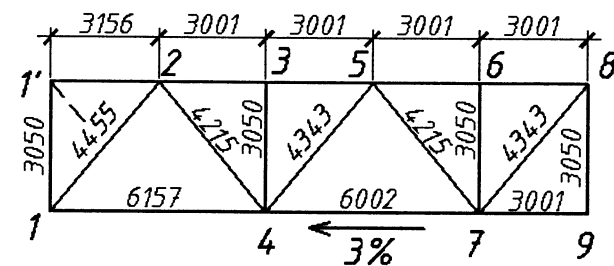


Рис. 2.11. Длины стержней фермы

Таблица 2.2

Расчетные усилия в стержнях фермы

Элемент фермы	Обозначение стержня	Расчетные усилия, кН	
		сжатие	растяжение
Верхний пояс	1'-2	0	0
	2-3, 3-5	-903,3	
	5-6, 6-8	-1342,0	
Нижний пояс	1-4		519,0
	4-7		1177,5
	7-9, 9-11		1397,0
Раскосы	1-2	-722,0	
	2-4		547,5
	4-5	-391,0	
	5-7		234,5
	7-8, 8-11	-147,3	
Стойки	3-4	-111,6	
	6-7	-111,6	
	8-9	0	0

2.4.3. Подбор сечений стержней стропильной фермы

Для подбора сечений сжатых стержней и проверки по предельной гибкости всех стержней фермы требуется установить их расчетные длины в плоскости фермы и из ее плоскости.

Расчетная длина стержней верхнего пояса в плоскости фермы равна расстоянию между узлами фермы, т.е. $l_{ef,x} = 3001$ мм. Из плоскости фермы расчетная длина стержней верхнего пояса определяется расстоянием между точками (узлами) закрепления горизонтальными поперечными связями по верхним поясам ферм (рис. 2.1 в) в соответствии с п.6.2 [11].

Для стержня 2-3 из плоскости фермы

$$l_{ef,y} = (3156 + 3001) \cdot \left(0,75 + 0,25 \cdot \frac{0}{N_{2-3}} \right) = 6157 \cdot 0,75 = 4618 \text{ мм.}$$

Для стержней 3-5 и 5-6

$$l_{ef,y} = 6002 \cdot \left(0,75 + 0,25 \cdot \frac{903,3}{1342,0} \right) = 5512 \text{ мм.}$$

Расчетные длины стержней нижнего пояса:

для стержня 1-4: $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 6157$ мм;

для стержня 4-7: $l_{ef,x} = 6002$ мм, $l_{ef,y} = 9003$ мм;

для стержня 7-9: $l_{ef,x} = 3001$ мм, $l_{ef,y} = 9003$ мм – определяется горизонтальными связями по нижним поясам ферм (рис. 2.1 б).

Опорный раскос 1-2 имеет одинаковые расчетные длины в плоскости и из плоскости фермы и равные геометрической длине. Тавровое сечение из двух равнополочных прокатных уголков имеет разные величины радиусов инерции: $i_y \approx 1,5 \cdot i_x$. Поэтому целесообразно для опорного раскоса уменьшить расчетную длину в плоскости фермы путем введения шпренгеля из узла 1' в середину длины раскоса. На рис. 2.11 шпренгель показан пунктиром.

Остальные раскосы и стойки из плоскости фермы имеют расчетные длины, равные геометрической длине. В плоскости фермы $l_{ef,x} = 0,8 \cdot l$, так как, как правило, стержни решетки (кроме опорного раскоса) имеют гибкость больше 60.

В связи с резким изменением по длине продольного усилия в стержнях верхнего пояса ($N_{3-5} = -903,3$ кН; $N_{5-6} = -1342,0$ кН) рекомендуется менять сечение в одном месте на половине фермы. Примем место изменения сечения верхнего пояса в узле 5 (слева от узла; рис. 2.11).

Подбор сечения поясов фермы начинают со стержней с наибольшими усилиями в них. В верхнем поясе наиболее нагруженными являются стержни (на половине длины фермы) 5-6 и 6-8: $N_{5-6} = N_{6-8} = -1342$ кН. Из них расчету подлежит стержень 5-6, так как для него расчетная длина из плоскости фермы больше, чем у стержня 6-8, и равна $l_{ef,y} = 5512$ мм. В плоскости фермы $l_{ef,x} = 3001$ мм.

Пояса проектируем из широкополочных тавров. Задаемся гибкостью $\lambda = 70$, по [11, табл. 72] $\varphi = 0,754$ при $R_y = 24$ кН/см² для стали С245 по ГОСТ 27772-88.

Требуемая площадь сечения

$$A_{mp} = \frac{N_{5-6}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1342,0}{0,754 \cdot 24 \cdot 0,95} = 78 \text{ см}^2.$$

Принимаем колонный тавр 20КТ1 ($A_k = 175,8/2 = 87,9$ см²; $i_y = 10,0$ см; $i_{x1} = 4,68$ см), у которого отношение радиусов инерции из плоскости фермы и в плоскости $\frac{i_y}{i_{x1}} \approx 2,0$, что примерно соответствует аналогичному соотношению расчетных длин стержня 5-6.

Гибкость стержня

$$\lambda_{x1} = \frac{l_{ef,x}}{i_{x1}} = \frac{3001,0}{46,8} = 64; \varphi_x = 0,785;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{5512,0}{100,0} = 55; \varphi_x = 0,829.$$

Проверка стержня 5–6 на устойчивость

$$\sigma = \frac{N_{5-6}}{\varphi_{x1} \cdot A_b} = \frac{1342,0}{0,785 \cdot 87,9} = 19,45 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y = 0,95 \cdot 24 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

$$\text{Имеем недонапряжение } \frac{22,8 - 19,45}{22,8} \cdot 100\% = 14,7\% > 5\%.$$

Уменьшать полученное сечение стержня 5–6 не следует, так как предыдущий номер тавра 17,5КТ2 дает перенапряжение.

Проверим подобранное сечение по предельной гибкости

$$\alpha_x = \frac{N_{5-6}}{\varphi_x \cdot A_b \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1342,0}{0,785 \cdot 87,9 \cdot 24,0 \cdot 0,95} = 0,85;$$

$$[\lambda]_x = 180 - 60 \cdot \alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,85 = 129 > \lambda_{x1} = 64;$$

$$\alpha_y = \frac{N_{5-6}}{\varphi_y \cdot A_b \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1342,0}{0,829 \cdot 87,9 \cdot 24,0 \cdot 0,95} = 0,81;$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60 \cdot \alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,81 = 131 > 55.$$

Принятое сечение удовлетворяет с большим запасом требованиям по предельной гибкости. Этого следовало ожидать, поскольку пояса ферм являются наиболее нагруженными элементами и их сечения получаются достаточно жесткими.

Сечение стержня 6–8 принимаем таким же.

Выполнять проверку стенки тавра на местную устойчивость не следует, так как отношение $\frac{e}{h_{ef,w}} > 2,0$, где $e = 400$ мм – ширина полки тавра; $h_{ef,w}$ – расчетная высота сечения стенки тавра;

$$h_{ef,w} = h_b - t_f - R,$$

где $h_b = \frac{h_3}{2} = \frac{393}{2} = 196,5$ мм; $t_f = 16,5$ мм – толщина полки тавра; $R = 22$ мм – радиус закругления перехода полки в стенку;

$$h_{ef,w} = 196,5 - 16,5 - 22,0 = 158 \text{ мм};$$

$$\frac{e}{h_{ef,w}} = \frac{400}{158} = 2,5 > 2,0.$$

Для остальных стержней верхнего пояса 1'–2, 2–3 и 3–5 выбираем в качестве расчетного стержень 3–5, так как он имеет наибольшие значения усилия $N_{3-5} = -903,3$ кН и расчетной длины из плоскости фермы $l_{ef,y} = 5512$ мм.

Предварительно выберем сечение для стержня 3–5 колонный тавр.

Задаемся гибкостью $\lambda = 90$, чему соответствует $\varphi = 0,612$.

Требуемая площадь сечения

$$A_{mp} = \frac{N_{5-6}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{903,3}{0,612 \cdot 24,0 \cdot 0,95} = 64,74 \text{ см}^2.$$

Принимаем тавр 15КТ2 ($A_b = 122,7/2 = 61,35 \text{ см}^2$; $i_y = 7,54$ см; $i_{x1} = 3,5$ см).

Гибкости стержня

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_{x1}} = \frac{3001,0}{35,0} = 85,7, \text{ чему соответствует } \varphi_x = 0,644;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{5512,0}{75,4} = 73,1; \quad \varphi_x = 0,733.$$

Проверка стержня на устойчивость

$$\sigma = \frac{N_{3-5}}{\varphi_{min} \cdot A_b} = \frac{903,3}{0,644 \cdot 61,35} = 22,86 \text{ кН/см}^2 \approx R_y \cdot \gamma_c.$$

Проверка стенки тавра на устойчивость не требуется, так как

$$\frac{e}{h_{ef,w}} = \frac{300,0}{116,5} > 2,0,$$

где $e = 300$ мм – ширина полки тавра;

$$h_{ef,w} = h_b - t_f - R = 150,0 - 15,5 - 18,0 = 116,5 \text{ мм}.$$

Подбор сечений стержней нижнего пояса.

Наиболее нагруженным является стержень 7–9: $N_{7-9} = 1397$ кН;

$$l_{ef,x} = 3001 \text{ мм}, l_{ef,y} = 9003 \text{ мм}.$$

Требуемая площадь сечения

$$A_{mp} = \frac{N_{7-9}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1397,0}{24,0 \cdot 0,95} = 61,27 \text{ см}^2.$$

Требуемые радиусы инерции

$$i_{x,mp} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]} = \frac{300,1}{400} = 0,75 \text{ см},$$

$$i_{y,mp} = \frac{l_{ef,y}}{[\lambda]} = \frac{900,3}{400} = 2,25 \text{ см}.$$

Принимаем сечение из колонного тавра 15КТ2 ($A_b = 61,35 \text{ см}^2 > A_{mp}$; $i_{x1} = 3,5 \text{ см} > i_{x,mp}$; $i_y = 7,54 \text{ см} > i_{y,mp}$). Такое же сечение принимаем и для стержня 4–7.

Стержень 1–4 требует меньшего сечения при $N_{1-4} = 519$ кН и $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 6157$ мм.

Требуемая площадь сечения

$$A_{mp} = \frac{N_{1-4}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{519,0}{24,0 \cdot 0,95} = 22,76 \text{ см}^2.$$

Требуемые радиусы инерции

$$i_{x,mp} = i_{y,mp} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]} = \frac{615,7}{400} = 1,54 \text{ см.}$$

Требуемым величинам площади сечения и радиусов инерции соответствует колонный тавр 10КТ1 ($A_b = 26,46 \text{ см}^2 > A_{mp} = 22,76 \text{ см}^2$; $i_{x1} > i_{x,mp}$; $i_y > i_{y,mp}$). Однако этот тавр имеет толщину стенки $t_w = 6,5 \text{ мм}$. А сечение стержня 1'-2, (2-3 и 3-5) принято из колонного тавра 15КТ2, у которого толщина стенки $t_w = 10 \text{ мм}$. Со стенками тавров в опорных узлах фермы стыкуются фасонки для крепления элементов решетки, толщину которых рекомендуется назначать равной толщине стенки тавра. Разница толщин фасонки должна быть не более 2 мм. Из этих соображений следует увеличить сечение стержня 1-4 и принять колонный тавр 11,5КТ2 ($A_b = 37,9 \text{ см}^2$; $t_w = 8 \text{ мм}$).

Подбор сечений стержней решетки фермы

Сечения стержней решетки назначаем из двух прокатных уголков в тавр. Толщину фасонки принимаем в зависимости от толщин стенок тавров: в узле 1 толщину фасонки примем равной 8 мм; в остальных узлах – $t_\phi = 10 \text{ мм}$.

Опорный раскос (1-2). Для уменьшения расчетной длины опорного раскоса в плоскости фермы из узла 1' в середину длины раскоса 1-2 устанавливаем шпренгель из одиночного прокатного уголка (на рис. 2.11 шпренгель показан пунктиром).

Стержни решетки проектируем из стали марки С245 по ГОСТ 27772-88* в соответствии с рекомендациями норм [10] для конструкции, относящейся ко II-ой группе.

Опорный раскос испытывает расчетное сжимающее усилие $N_{1-2} = -722 \text{ кН}$ и имеет расчетные длины:

$$\text{в плоскости фермы } l_{ef,x} = \frac{445,5}{2} = 223 \text{ см;}$$

$$\text{из плоскости фермы } l_{ef,y} = 445,5 \text{ см.}$$

Задаемся гибкостью $\lambda = 80$, для которой $\varphi = 0,686$ при $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$.

Требуемая площадь сечения стержня 1-2:

$$A_{mp} = \frac{N_{1-2}}{\varphi \cdot \gamma_c \cdot R_y} = \frac{722,0}{0,686 \cdot 0,95 \cdot 24,0} = 46,16 \text{ см}^2.$$

Требуемый радиус инерции:

$$\text{в плоскости фермы } i_{mp,x} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda} = \frac{223}{80} = 2,79 \text{ см;}$$

$$\text{из плоскости фермы } i_{mp,y1} = \frac{l_{ef,y}}{\lambda} = \frac{445,5}{80,0} = 5,57 \text{ см.}$$

Принимаем 2Л 125×10 по ГОСТ 8509-93 ($A = 2 \cdot 24,33 = 48,66 \text{ см}^2 > A_{mp}$; $i_x = 3,85 \text{ см} > i_{mp,x}$; $i_y = 5,52 \text{ см} > i_{mp,y1}$).

Гибкости стержня

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{223,0}{3,85} = 57,9; \varphi_x = 0,805;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_{y1}} = \frac{445,5}{5,52} = 80,7; \varphi_y = 0,681 = \varphi_{\min}.$$

Предельные гибкости

$$[\lambda]_x = 180 - 60 \cdot \alpha_x,$$

$$\text{где } \alpha_x = \frac{N_{1-2}}{\varphi_x \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{722,0}{0,805 \cdot 48,66 \cdot 24,0 \cdot 0,95} = 0,808;$$

$$[\lambda]_x = 180 - 60 \cdot 0,808 = 131,5 > \lambda_x = 57,9;$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60 \cdot \alpha_y,$$

$$\text{где } \alpha_y = \frac{N_{1-2}}{\varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{722,0}{0,681 \cdot 48,66 \cdot 24,0 \cdot 0,95} = 0,956;$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60 \cdot 0,956 = 122,6 > \lambda_y = 80,7.$$

Проверка опорного раскоса на устойчивость

$$\sigma = \frac{N_{1-2}}{\varphi_{\min} \cdot A} = \frac{722,0}{0,681 \cdot 48,66} = 21,8 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость раскоса обеспечена.

Недонапряжение составляет

$$\frac{22,8 - 21,8}{22,8} \cdot 100\% = 4,4\% < 5,0\%.$$

Подбор сечения растянутого раскоса 2-4.

$$N_{2-4} = 547,5 \text{ кН; } l_{ef,x} = 0,8 \cdot 421,5 = 337,2 \text{ см; } l_{ef,y} = 421,5 \text{ см (рис. 2.11).}$$

Требуемая площадь сечения

$$A_{mp} = \frac{N_{2-4}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{547,5}{24,0 \cdot 0,95} = 24,0 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2 \perp 90 \times 7$ ($A = 2 \cdot 12,28 = 24,56 \text{ см}^2 > A_{mp} = 24,0 \text{ см}^2$; $i_x = 2,77$ см; $i_y = 4,06$ см).

Проверка раскоса 2–4 по предельной гибкости $[\lambda] = 400$.

$$\lambda_x = \frac{\ell_{ef,x}}{i_x} = \frac{337,2}{2,77} = 122 < 400;$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_{ef,y1}}{i_{y1}} = \frac{421,5}{4,06} = 104 < 400.$$

Условия по предельной гибкости выполняются.

Подбор сечения сжатого раскоса 4–5.

$N_{4-5} = -391$ кН; $\ell_{ef,x} = 0,8 \cdot 434,3 = 347,4$ см; $\ell_{ef,y1} = 434,3$ см (рис. 2.11).

Задаемся гибкостью $\lambda = 85$, для которой $\varphi = 0,649$.

Требуемая площадь сечения

$$A_{mp} = \frac{N_{4-5}}{\varphi \cdot \gamma_c \cdot R_y} = \frac{391,0}{0,649 \cdot 0,95 \cdot 24,0} = 31,38 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_c = 0,8$ при $\lambda \geq 60$.

Требуемый радиус инерции:

в плоскости фермы $i_{mp,x} = \frac{\ell_{ef,x}}{\lambda} = \frac{347,4}{85} = 4,09$ см;

из плоскости фермы $i_{mp,y1} = \frac{\ell_{ef,y1}}{\lambda} = \frac{434,3}{85} = 5,11$ см.

Принимаем $2 \perp 125 \times 8$ ($A = 2 \cdot 19,69 = 39,38 \text{ см}^2 > A_{mp}$; $i_x = 3,87$ см $< i_{mp,x}$; $i_y = 5,46$ см $> i_{mp,y1}$).

Гибкости стержня 4–5

$$\lambda_x = \frac{\ell_{ef,x}}{i_x} = \frac{347,4}{3,87} = 90; \varphi_x = 0,612 = \varphi_{\min};$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_{ef,y1}}{i_{y1}} = \frac{434,3}{5,46} = 79,5; \varphi_y = 0,689.$$

Предельные гибкости

$$\alpha_x = \frac{N_{4-5}}{\varphi_x \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{391,0}{0,612 \cdot 39,38 \cdot 24,0 \cdot 0,8} = 0,845;$$

$$[\lambda]_x = 210 - 60 \cdot \alpha_x = 210 - 60 \cdot 0,845 = 159 > \lambda_x = 90;$$

$$\alpha_y = \frac{N_{4-5}}{\varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{391,0}{0,689 \cdot 39,38 \cdot 24,0 \cdot 0,8} = 0,75;$$

$$[\lambda]_y = 210 - 60 \cdot \alpha_y = 210 - 60 \cdot 0,75 = 165 > \lambda_y = 79,5.$$

Проверка стержня на устойчивость

$$\sigma = \frac{N_{4-5}}{\varphi_{\min} \cdot A} = \frac{391,0}{0,612 \cdot 39,38} = 16,2 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y = 0,8 \cdot 24,0 = 19,2 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость раскоса обеспечена.

Недонапряжение составляет

$$\frac{19,2 - 16,2}{19,2} 100\% = 15,6\% > 5,0\%.$$

Несмотря на существенное недонапряжение в стержне 4–5, уменьшить сечение из прокатных равнополочных уголков не представляется возможным, поскольку ближайшие снизу номера уголков дают перенапряжение.

Сечение растянутого раскоса 5–7 подбирается по той же методике, что и раскоса 2–4. При расчетном усилии $N_{5-7} = 234,5$ кН получим сечение из $2 \perp 63 \times 5$.

Подбор сечений сжатого раскоса 7–8 и стоек 3–4 и 6–7 ($N_{7-8} = -147,3$ кН; $N_{3-4} = N_{6-7} = -111,6$ кН) производится по методике подбора сечения сжатого раскоса 4–5.

Напомним, что расчетная длина стержня решетки (раскосов и стоек кроме опорных) в плоскости фермы равна $0,8$ геометрической длины, а из плоскости – равна геометрической длине для рассматриваемого типа сечений; коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,8$ для сжатых стержней решетки (кроме опорных) при $\lambda \geq 60$.

После соответствующих вычислений имеем:

раскос 7–8 из $2 \perp 90 \times 7$;

стойки 3–4 и 6–7 из $2 \perp 70 \times 5$.

Ранее подобранные сечения остальных стержней фермы:

верхний пояс – 15КТ2 и 20КТ1;

нижний пояс – 11,5КТ2 и 15КТ2;

раскосы: 1–2 – $2 \perp 125 \times 10$;

2–4 – $2 \perp 90 \times 7$;

4–5 – $2 \perp 125 \times 8$;

5–7 – $2 \perp 63 \times 5$;

стойка 8–9 – $2 \perp 63 \times 5$ – с нулевым расчетным усилием.

В итоге имеем 9 различных типоразмеров профилей. А допускается не более бти для одной стропильной фермы. Поэтому увеличиваем сечения некоторых стержней и принимаем раскос 4–5 из $2 \perp 125 \times 10$; раскос 5–7 из $2 \perp 70 \times 6$.

В результате получаем 6 типопрофилей (табл. 2.3).

Таблица 2.3

Результаты подбора сечений стержней фермы

Элемент фермы	Обозначение стержня	Расчетные усилия, кН	Сечение	Площадь сечения, см ²		Расчетная длина, см		Радиус инерции, см		Гибкость		Предельная гибкость		Проверка сечений, кН/см ²	
				φ _{min}	γ _c	λ _x	λ _y	[λ _x]	[λ _y]	на проч-ность	на устой-чивость				
												l _{ef,x}	l _{ef,y}	i _x	i _y
Верхний пояс	2-3	-903,3	T15KT2	61,35	300	462	3,50	7,54	85,7	61,3	120	132	0,644	0,95	22,86 ≈ R _y · γ _c
	3-5	-903,3	T15KT2	61,35	300	551	3,50	7,54	85,7	73,1	120	127	0,644	0,95	-//-
	5-6	-1342,0	T20KT1	87,90	300	551	4,68	10,00	64,1	55,1	129	131	0,784	0,95	19,5 < 22,8
	6-8	-1342,0	T20KT1	87,90	300	300	4,68	10,00	64,1	30,1	129	137	0,784	0,95	-//-
Нижний пояс	1-4	519,0	T11,5KT2	37,89	616	616	2,65	6,04	232,5	102,0	400	400	-	0,95	13,7 < 22,8
	4-7	1177,5	T15KT2	61,35	600	900	3,50	7,54	171,4	119,4	400	400	-	0,95	19,2 < 22,8
	7-9	1397,0	T15KT2	61,35	300	900	3,50	7,54	85,7	119,4	400	400	-	0,95	22,8 = R _y · γ _c
Раскосы	1-2	-722,0	γ125×10	48,66	223	446	3,85	5,52	57,9	80,7	132	123	0,681	0,95	21,8 < 22,8
	2-4	547,5	γ90×7	24,56	338	422	2,77	4,06	122,0	103,9	400	400	-	0,95	22,3 < 22,8
	4-5	-391,0	γ125×10	48,66	347	434	3,85	5,52	90,1	78,7	175	180	0,610	0,80	13,2 < 19,2
	5-7	234,5	γ70×6	16,30	338	422	2,15	3,25	157,2	129,9	400	400	-	0,95	14,4 < 22,8
	7-8	-147,3	γ90×7	24,56	347	434	2,77	4,06	125,0	107,0	170	178	0,392	0,80	15,3 < 19,2
Стойки	3-4	-111,6	γ70×6	16,30	244	305	2,15	3,25	113,5	93,9	171	179	0,457	0,80	15,0 < 19,2
	6-7	-111,6	γ70×6	16,30	244	305	2,15	3,25	113,5	93,9	171	179	0,457	0,80	-//-

Следует заметить, что для ферм, у которых рекомендуется менять сечения поясов по длине, следует принимать для поясов не более трех типоразмеров. Тогда на стержни решетки остается три типоразмера.

2.4.4. Конструирование и расчет стыков поясов в узлах 4 и 5

Стыкование тавровых сечений осуществляется с помощью стыковых швов и дополнительных стыковых накладок на полки тавров.

В узле 4 соединяемые стержни нижнего пояса работают на растяжение, а в узле 5 верхнего пояса – на сжатие. Несущая способность растянутого стыкового шва при обычных способах контроля ниже сжатого. Поэтому в узле 4 примем соединение стенок стержней нижнего пояса через листовую прокладку, а полок – с помощью листовой накладки (рис. 2.12), сечение которой должно быть не ниже сечения полок тавра 11,5KT2 ($A_f = 24,0 \cdot 1,2 = 28,8 \text{ см}^2$). Полное сечение тавра 11,5KT2 $A_b = 37,89 \text{ см}^2$. Примем сечение накладок $320 \times 10 \text{ мм}$ ($A_n = 32 \text{ см}^2 > A_f = 28,8 \text{ см}^2$).

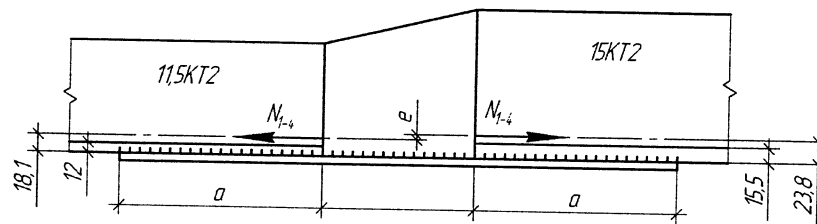


Рис. 2.12. Стык нижнего пояса

Усилие $N_{1-4} = 519 \text{ кН}$ в тавре распределится между стенкой и полкой пропорционально их площадям сечений.

На полку тавра 11,5KT2 приходится усилие

$$N_f = N_{1-4} \cdot \frac{A_f}{A_b} = 519,0 \cdot \frac{28,8}{37,89} = 394,5 \text{ кН.}$$

Для образования сварных швов применяется полуавтоматическая сварка под флюсом проволокой Св-08А диаметром 2 мм (ГОСТ 2246-70*).

Коэффициенты и расчетные сопротивления по металлу шва:

$$\beta_f = 0,9; \gamma_{wf} = 1,0; R_{wf} = 18,0 \text{ кН/см}^2 \text{ табл. 56 [11];}$$

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 0,9 \cdot 18,0 = 16,2 \text{ кН/см}^2;$$

по металлу границы сплавления:

$$\beta_z = 1,05; \gamma_{wz} = 1,0; R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2,$$

где $R_{un} = 370 \text{ МПа} = 37 \text{ кН/см}^2$ табл. 51* [11];

$$\beta_z \cdot R_{wz} = 1,05 \cdot 16,65 = 17,48 \text{ кН/см}^2 > \beta_f \cdot R_{wf} = 16,2 \text{ кН/см}^2.$$

Расчет следует вести по металлу шва.

Принимаем катет шва $K_f = 8 \text{ мм} < t_n = 10 \text{ мм}$.

Длина нахлестки листовой накладки определяется по формуле

$$a = \frac{1,2 \cdot N_f}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}} + 1 \text{ см} = \frac{1,2 \cdot 394,5}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 18,0 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 20 \text{ см},$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий возможный перекосяк накладок.

Листовая вставка должна быть соединена стыковыми швами со стенками тавров с полным проваром и двусторонней сваркой.

Проверим на прочность вертикальный стыковой шов, соединяющий стенку тавра 11,5КТ2 со вставкой (рис. 2.12).

На стенку тавра приходится расчетное усилие, равное

$$N_w = N_{1-4} - N_f = 519,0 - 394,5 = 124,5 \text{ кН}.$$

Расчетное сечение стыкового шва

$$\sigma_w = \frac{N_w}{A_{wy}} = \frac{124,5}{7,0} = 17,8 \text{ кН/см}^2 < R_{wy} = 0,85 \cdot R_y = 20,4 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность стыкового шва обеспечена.

В рассматриваемом узле 4 стержень 1–4 стыкуется со стержнем 4–7 с эксцентриситетом (рис. 2.12) $e = 23,8 - 18,1 = 5,7 \text{ мм} = 0,57 \text{ см}$.

В результате чего в узле 4 появляется дополнительный изгибающий момент $M_4 = N_{1-4} \cdot e = 519,0 \cdot 0,57 = 296 \text{ кН}\cdot\text{см}$.

Эксцентриситет e по отношению к высоте сечения тавра 15КТ2 составляет в процентах

$$\frac{e}{h} 100\% = \frac{5,7}{150,0} 100\% = 3,8\% > 1,5\%.$$

Требуется учесть влияние изгибающего момента M_4 на прочность стержней, сходящихся в узле 4.

Момент инерции сечения тавра 15КТ2 относительно горизонтальной оси

$$J_x = 745 \text{ см}^4.$$

Момент M_4 будет догружать растяжением нижние волокна тавра. Тогда момент сопротивления сечения тавра для нижних волокон

$$W_x = \frac{J_x}{z_0} = \frac{745,0}{2,38} = 313 \text{ см}^3.$$

Если момент M_4 в запас прочности полностью передать на стержень 4–7, то прочность по нормальным напряжениям стержня 4–7

$$\sigma = \frac{N_{4-7}}{A_b} + \frac{M_4}{W_x} = \frac{1177,5}{61,35} + \frac{296,0}{313,0} = 20,1 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y = 22,8 \text{ кН/см}^2 - \text{обеспечена}.$$

Стык стержней верхнего пояса в узле 5, работающих на сжатие, проектируем без листовой вставки, но с применением листовой накладки на стыкуемые полки тавров (рис. 2.13) для повышения надежности работы стыкового шва в пределах полок стыкуемых тавров на период транспортных и монтажных работ со стропильными фермами.

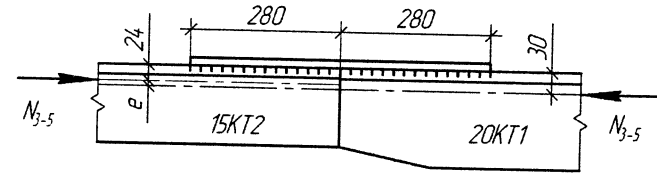


Рис. 2.13. Стык верхнего пояса

Проверим прочность стыкового шва между полками стыкуемых тавров. Из-за значительных толщин полок (15,5 и 16,5 мм) стыкуемых тавров и возможного неполного провара стыкового шва рекомендуется принимать пониженное расчетное сопротивление стыкового шва на сжатие

$$R_{wy} = 0,7 \cdot R_y = 0,7 \cdot 24,0 = 16,8 \text{ кН/см}^2 \text{ (п.2.3 [15])}.$$

Усилие, приходящееся на полку тавра 15КТ2

$$N_f = N_{3-5} \frac{A_f}{A_b} = 903,3 \cdot \frac{46,5}{61,35} = 685 \text{ кН},$$

где $A_f = 30,0 \cdot 1,55 = 46,5 \text{ см}^2$ – площадь сечения полки тавра 15КТ2;

$A_b = 61,35 \text{ см}^2$ – полная площадь сечения тавра 15КТ2.

$$\sigma_{wy} = \frac{N_f}{A_{wf}} = \frac{685,0}{41,7} = 16,4 \text{ кН/см}^2 < R_{wy} = 16,8 \text{ кН/см}^2,$$

где $A_{wf} = t_f \cdot (b - 2 \cdot t_f) = 1,55 \cdot (30,0 - 2 \cdot 1,55) = 41,7 \text{ см}^2$ – расчетная площадь сечения стыкового шва.

Прочность стыкового шва обеспечена. Листовую накладку устанавливаем конструктивно.

Из-за смещения осей стыкуемых тавров на величину $e = 30,0 - 23,8 = 6,2 \text{ мм}$ появляется в узле 5 изгибающий момент

$$M_5 = N_{3-5} \cdot e = 903,3 \cdot 0,62 = 560 \text{ кН}\cdot\text{см},$$

который распределяется между стержнями, сходящимися в узле 5, пропорционально погонным жесткостям этих стержней.

Погонная жесткость стержня

$$\bar{J}_{xi} = \frac{J_{xi}}{\ell_i},$$

где ℓ_i – длина стержня.

$$\text{Для стержней: } 5-6 \quad \bar{J}_{x,5-6} = \frac{1920}{300} = 6,4 \text{ см}^4/\text{см};$$

$$4-5 \quad \bar{J}_{x,4-5} = \frac{360,0 \cdot 2}{427,8} = 1,68 \text{ см}^4/\text{см};$$

$$5-7 \quad \bar{J}_{x,5-7} = \frac{37,6 \cdot 2}{427,8} = 0,18 \text{ см}^4/\text{см}.$$

Стержни 4–5 и 5–7 не следует проверять с учетом дополнительного момента, поскольку их сечения увеличены по сравнению с требуемыми. Остается стержень 5–6, для которого

$$M_{5-6} = M_5 \frac{\bar{J}_{x,5-6}}{\sum \bar{J}_x},$$

где $\sum \bar{J}_x = \bar{J}_{x,5-6} + \bar{J}_{x,4-5} + \bar{J}_{x,5-7} = 6,4 + 1,68 + 0,18 = 8,26 \text{ см}^4/\text{см};$

$$M_{5-6} = 560 \cdot \frac{6,4}{8,26} = 434 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Изгибающий момент M_{5-6} будет догружать сжатием верхние волокна сечения. Тогда момент сопротивления верхних крайних волокон

$$W_{x1} = \frac{J_{x,5-6}}{z_0} = \frac{1930,0}{3,0} = 640 \text{ см}^3.$$

Относительный эксцентриситет

$$m = \frac{M_{5-6} \cdot A_{5-6}}{N_{5-6} \cdot W_{x1}} = \frac{434,0 \cdot 87,9}{1342 \cdot 640} = 0,044 < 0,1 \text{ – не требуется проверка на устойчивость стержня 5–6 с учетом момента } M_{5-6}.$$

2.4.5. Конструирование и расчет монтажных стыков стропильной фермы (узлы 8 и 9)

В монтажных стыках ферм с поясами из тавров рекомендуется применять фланцевые соединения в виде толстых пластин, приваренных к торцам тавров, и болтов.

Конструктивные решения растянутых и сжатых стыков и их расчет принципиально различаются между собой. Работа растянутого фланцевого

соединения достаточно сложна, и требуется повышенное внимание к расчету и конструированию такого соединения.

Рассмотрим методику проектирования и расчета растянутого фланцевого соединения на примере монтажного стыка нижнего пояса фермы (узел 9).

Прежде всего следует заметить, что болты растянутых фланцевых соединений при стыковании стержней с тавровым сечением воспринимают не одинаковые усилия, т.е. работают неравномерно. Различают болты внутренней и внешней зон фланца (рис. 2.14).

Болты внутренней зоны элементами профилей и ребрами жесткости ограничены с двух и более сторон, а болты наружных зон ограничены только с одной стороны. Характер работы и расчет болтов в этих зонах различны. Болты внутренней зоны более нагружены в сравнении с болтами наружных зон. Это обстоятельство связано с различной изгибной жесткостью участков фланцев.

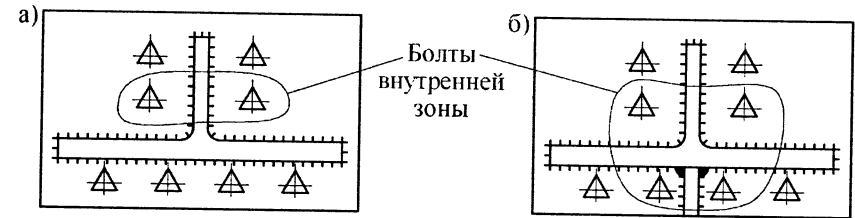


Рис. 2.14. Варианты расположения зон болтов

Фланцевое соединение, подверженное центральному растяжению, следует применять для стыкования стержней фермы с тавровым сечением для передачи усилия, не превышающего 2500 кН. В рассматриваемом примере расчетное усилие в нижнем поясе фермы в месте фланцевого соединения

$$N_{7-9} = 1397 \text{ кН} < 2500 \text{ кН} \text{ – условие соблюдается.}$$

Принимаем материал фланцев сталь марки 09Г2С-15 (по ТУ 14-1-3765-84) с $R_y = 29 \text{ кН}/\text{см}^2$, высокопрочные болты диаметром 24 мм (М24) из стали 40Х «Селект» (по ГОСТ 22353-77*) с временным сопротивлением $R_{bun} = 110 \text{ кН}/\text{см}^2$; площадь сечения болта «нетто» $A_{bn} = 3,52 \text{ см}^2$; диаметр отверстий $d_{ome} = 28 \text{ мм}$; диаметр шайб $d_{ш} = 56 \text{ мм}$. Принятый диаметр высокопрочного болта $d_b = 24 \text{ мм}$ сочетается с толщиной фланца $t_\phi = 25 \text{ мм}$.

Для фланцевых соединений элементов стальных конструкций следует применять высокопрочные болты диаметром 24 мм; использование болтов М20 и М27 можно допускать в тех случаях, когда постановка болтов М24 невозможна или нерациональна. Для болтов М24 номинальный диаметр отверстия 27 или 28 мм (табл. 3.19. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Общая часть (Справочник проектировщика) / Под ред. В.В. Кузнецова. – М.: изд-во АСВ, 1998. – 576 с.).

Несущая способность болта внутренней зоны определяется по формуле

$$N_{\text{бв}} = \gamma_b \cdot R_{bh} \cdot A_{bn}, \quad (2.5)$$

где $\gamma_b = 0,9$ – коэффициент, учитывающий релаксацию напряжений в болте; $R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun} = 0,7 \cdot 110 = 77$ кН/см² – расчетное сопротивление высокопрочного болта растяжению.

$$N_{\text{бв}} = 0,9 \cdot 77,0 \cdot 3,52 = 244 \text{ кН.}$$

Несущая способность болта наружной зоны

$$N_{\text{бн}} = \frac{N_{\text{бв}}}{K} = \frac{244,0}{1,8} = 135,6 \text{ кН,}$$

где K – коэффициент, учитывающий неравномерную работу болтов разных зон, принимаемый по табл. 79 [12].

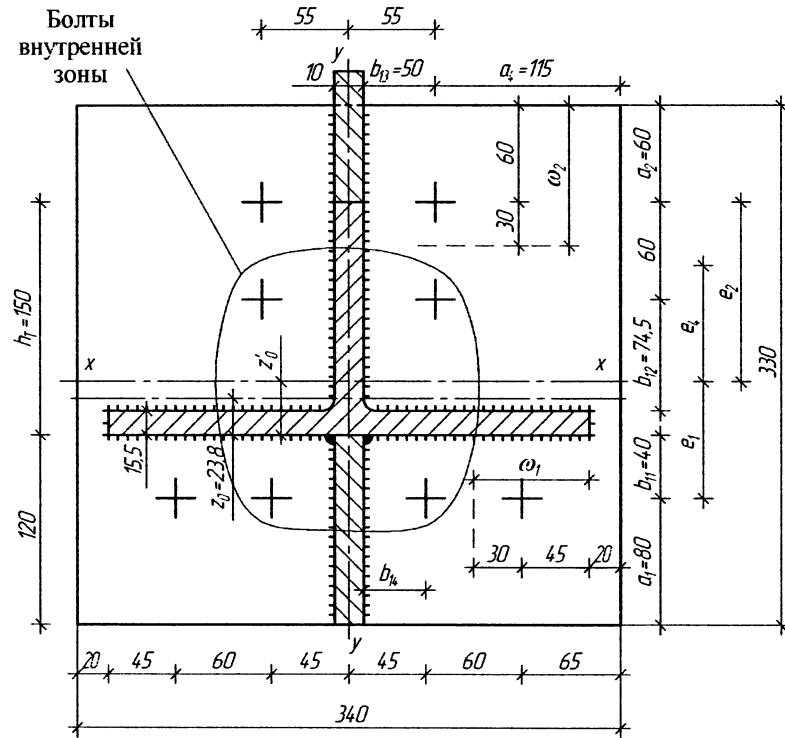


Рис. 2.15. Размещение болтов на фланце

Для внутренней зоны принимаем 4 болта ($n_e = 4$) при $N_{7-9} = 1379$ кН > 1000 кН (ориентировочно). При $N < 1000$ кН достаточно двух болтов внутренней зоны.

Количество болтов для наружной зоны предварительно назначаем из условия

$$n_n = \frac{N_{7-11} - n_e \cdot N_{\text{бв}}}{N_{\text{бн}}} = \frac{1397,0 - 4 \cdot 244,0}{135,6} = 3,1,$$

принимаем 4 болта.

Болты на фланцах следует располагать безмоментно относительно центра тяжести сечения соединяющего элементы с учетом неравномерности распределения внешних усилий между болтами наружной и внутренней зон, как можно ближе к элементам профиля. Вертикальная ось y - y фланца является осью симметрии. Существенное значение для получения безмоментного состояния фланцевого соединения имеет размещение болтов относительно горизонтальной оси x - x (рис. 2.15).

На рис. 2.15 отмечены болты внутренней зоны, остальные – болты внешней зоны, и обозначения

b_{1j} – расстояние от грани элемента сечения до оси болта внутренней зоны;

ω_j – ширина фланца, приходящаяся на j -й болт наружной зоны;

a_j – расстояние от оси болта наружной зоны до края фланца.

Болты следует располагать по возможности равномерно по контуру, соблюдая условия

$$\left. \begin{aligned} K_f + \frac{d_w}{2} + 2 \leq b_{1j} \leq 3,5 \cdot d_6; \\ a_j \geq 2 \cdot d_6; \\ b_{1j} \leq 5 \cdot d_6, \end{aligned} \right\} \quad (2.6)$$

где d_6 – диаметр болта.

Задаемся катетом шва $K_f = 8$ мм > $K_{f,\text{min}} = 7$ мм для толщины фланца $t_\phi = 25$ мм.

Проверим условия (2.6) для принятых размеров на рис. 2.15 при $K_f = 8$ мм, $d_w = 56$ мм и $d_6 = 24$ мм. Обозначим

$$l_1 = K_f + \frac{d_w}{2} + 2 = 8 + \frac{56}{2} + 2 = 38 \text{ мм;}$$

$$l_2 = 3,5 \cdot d_6 = 3,5 \cdot 24,0 = 84 \text{ мм;}$$

$$l_3 = 2 \cdot d_6 = 2 \cdot 24 = 48 \text{ мм;}$$

$$l_4 = 5 \cdot d_6 = 5 \cdot 24 = 120 \text{ мм;}$$

$$l_1 < b_{11} = 40 \text{ мм} < l_2 = 84 \text{ мм;}$$

$$l_1 < b_{12} = 74,5 \text{ мм} < l_2;$$

$$l_1 < b_{13} = 50 \text{ мм} < l_2;$$

$$\begin{aligned} \ell_1 < b_{14} = 45 \text{ мм} < \ell_2; \\ a_1 = 80 \text{ мм} > \ell_3 = 48 \text{ мм}; \\ a_2 = 60 \text{ мм} > \ell_3; \\ a_3 = 65 \text{ мм} > \ell_3; \\ \omega_1 = 30 + 45 + 8 = 83 \text{ мм} < \ell_4 = 120 \text{ мм}; \\ \omega_2 = 30 + 60 = 90 \text{ мм} < \ell_4. \end{aligned}$$

Все условия (2.6) соблюдаются.

После определения усилий в болтах следует проверить условие безмоментности фланцевого соединения относительно оси $x-x$ и при необходимости откорректировать некоторые размеры по вертикали фланца.

Определяем положение оси $x-x$

$$z'_0 = \frac{\sum S_i}{\sum A_i}, \quad (2.7)$$

где $\sum S_i$ – сумма статических моментов элементов сечения относительно оси, проходящей по нижней кромке тавра;

$\sum A_i$ – соответственно, сумма площадей элементов сечения.

$$z'_0 = \frac{61,35 \cdot 2,38 + 6 \cdot 1 \cdot \left(15 + \frac{6}{2}\right) - 12 \cdot 1 \cdot \frac{12}{2}}{61,35 + 6,0 - 12,0} = 3,29 \text{ см} \approx 33 \text{ мм}.$$

Смещение центра тяжести сечения по вертикали относительно середины фланца составляет

$$\delta h = \frac{h_{\phi n}}{2} - (a_1 + b_{11} + z'_0) = \frac{330}{2} - (80,0 + 40,0 + 33,0) = 12 \text{ мм},$$

что составляет $\frac{12}{330} \cdot 100\% = 3,6\%$ – в пределах точности вычислений. Момент из-за смещения осей можно не учитывать.

Прочность фланцевого соединения считается обеспеченной, если

$$N_{7-11} \leq n_{\delta\sigma} \cdot N_{\delta\sigma} + \sum_{j=1}^{n_{\delta n}} N_j, \quad (2.8)$$

где $n_{\delta\sigma} = 4$ – количество болтов внутренней зоны; $N_{\delta\sigma} = 0,9 \cdot R_{bh} \cdot A_{bn} = 244 \text{ кН}$ – расчетное усилие на растяжение болта внутренней зоны; $n_{\delta n} = 4$ – количество болтов наружной зоны; N_j – расчетное усилие в j -м болте наружной зоны, равное $N_j = \min(N_{\delta n j}, N_{\delta\phi j})$; $N_{\delta n j}$ – расчетное усилие в j -м болте, определяемое из условия прочности соединения по болтам

$$N_{\delta n j} = (\alpha - \beta \cdot \ell_g \cdot \chi_j) \cdot B_p, \quad (2.9)$$

где $B_p = R_{bh} \cdot A_{bn} = 77,0 \cdot 3,52 = 271 \text{ кН}$; α, β – коэффициенты, принимаемые по [12, табл. 80] в зависимости от отношения толщины фланца t_ϕ к диаметру болта d_6 ;

при $t_\phi/d_6 = 25/24 = 1,04$ $\alpha = 0,388$; $\beta = 0,257$;

χ_j – параметр жесткости j -го болта, определяемый по формуле

$$\chi_j = \frac{d_6^2}{\omega_j \cdot \left(t_\phi + \frac{d_6}{2}\right)} \cdot \left(\frac{b_j}{t_\phi}\right)^3, \quad (2.10)$$

где ω_j – ширина j -го участка фланца, приходящегося на один болт наружной зоны; $\omega_1 = 83 \text{ мм}$; $\omega_2 = 90 \text{ мм}$; b_j – расстояние от оси j -го болта наружной зоны до края сварного шва;

$$b_1 = b_{11} - K_f = 40 - 8 = 32 \text{ мм}; \quad b_2 = b_{13} - K_f = 50 - 8 = 42 \text{ мм}.$$

Вычисляем по формуле (2.10) параметры жесткости болтов ниже оси $x-x$ χ_1 и выше оси $x-x$ χ_2 .

$$\chi_1 = \frac{2,4^2}{8,3 \cdot \left(2,5 + \frac{2,4}{2}\right)} \cdot \left(\frac{3,2}{2,5}\right)^3 = 0,393; \quad \lg \chi_1 = -0,406;$$

$$\chi_2 = \frac{2,4^2}{9,0 \cdot \left(2,5 + \frac{2,4}{2}\right)} \cdot \left(\frac{4,2}{2,5}\right)^3 = 0,82; \quad \lg \chi_2 = -0,086.$$

По формуле (2.9)

$$N_{\delta n 1} = [0,388 - 0,257 \cdot (-0,406)] \cdot 271 = 133,4 \text{ кН};$$

$$N_{\delta n 2} = [0,388 - 0,257 \cdot (-0,086)] \cdot 271 = 111,1 \text{ кН}.$$

$N_{\delta\phi j}$ – расчетное усилие на j -й болт, определяемый из условия прочности фланца на изгиб;

$$N_{\delta\phi j} = 1,3 \cdot \frac{\left(1 + \frac{1}{\gamma_j}\right) \cdot B_p}{\mu_j}, \quad (2.11)$$

где μ_j – параметр, определенный по формуле

$$\mu_j = \frac{5,4 \cdot B_j \cdot b_j}{R_y \cdot \omega_j \cdot t_\phi^2};$$

γ_j – параметр, определяемый по [12, табл. 81] в зависимости от пара-

метра жесткости болта χ_j и параметра μ_j .

$$\mu_1 = \frac{5,4 \cdot 271,0 \cdot 3,2}{30,0 \cdot 8,3 \cdot 2,5^2} = 3,009;$$

$$\mu_2 = \frac{5,4 \cdot 271,0 \cdot 4,2}{30,0 \cdot 9,0 \cdot 2,5^2} = 3,612.$$

По табл. 81 [12] при $\chi_1 = 0,393$ и $\mu_1 = 3,009$ $\gamma_1 = 1,48$; при $\chi_2 = 0,82$ и $\mu_2 = 3,642$ $\gamma_2 = 1,38$.

Расчетные усилия в болтах наружной зоны по формуле (2.11)

$$N_{\text{бф}1} = 1,3 \cdot \frac{\left(1 + \frac{1}{1,48}\right) \cdot 271}{3,009} = 151 \text{ кН};$$

$$N_{\text{бф}2} = 1,3 \cdot \frac{\left(1 + \frac{1}{1,38}\right) \cdot 271}{3,642} = 128,3 \text{ кН}.$$

Имеем $N_{\text{бн}j} < N_{\text{бф}j}$, следовательно, несущая способность фланцевого соединения определяется прочностью болтов

$$N_{\text{бн}1} = 133,4 \text{ кН}; N_{\text{бн}2} = 111,1 \text{ кН}.$$

При этом не требуется проверка прочности фланца на изгиб.

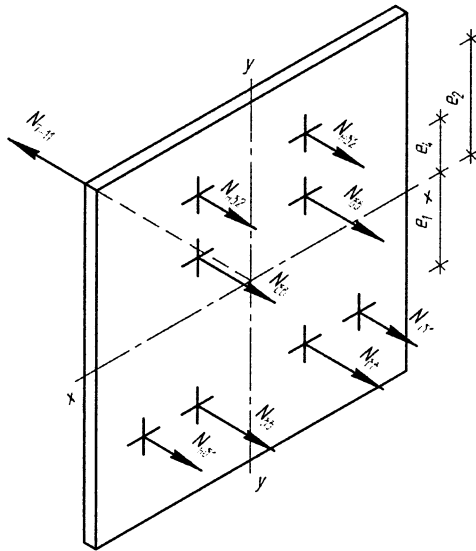


Рис. 2.16. Схема расположения усилий в болтах

Проверка соединения на прочность (по болтам) осуществляется по формуле

$$n_{\text{бс}} \cdot N_{\text{бс}} + \sum_{j=1}^2 N_{\text{бн}j} \geq N_{7-11}, \quad (2.12)$$

где слева от неравенства – суммарная несущая способность всех болтов; $4 \cdot 244 + 2 \cdot (133,4 + 111,1) = 1465 \text{ кН} > 1397 \text{ кН}$ – несущая способность обеспечена.

Следует заметить, что усилия в болтах наружной зоны выше и ниже оси $x-x$ получились не одинаковыми.

Проверим фланцевые соединения на требование безмоментности с учетом неравномерности распределения внешних усилий между болтами из условия равенства моментов от усилий в болтах относительно оси $x-x$ (рис. 2.16).

Вычисляем плечи усилий в болтах относительно оси $x-x$

$$e_1 = b_{11} + z'_0 = 40 + 33 = 73 \text{ мм};$$

$$e_4 = b_{12} + t_f - z'_0 = 74,5 + 15,5 - 33,0 = 57 \text{ мм};$$

$$e_2 = e_4 + 60 \text{ мм} = 57 + 60 = 117 \text{ мм}.$$

Момент сил, расположенных ниже оси $x-x$

$$M_1 = 2 \cdot (N_{\text{бн}1} + N_{\text{бс}}) \cdot e_1 = 2 \cdot (133,4 + 244,0) \cdot 7,3 = 5510 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

выше оси $x-x$

$$M_2 = 2 \cdot (N_{\text{бн}1} \cdot e_2 + N_{\text{бс}} \cdot e_4) = 2 \cdot (111,1 \cdot 11,7 + 244,0 \cdot 5,7) = 5381 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Разница в величинах моментов составляет

$$\frac{M_1 - M_2}{M_1} 100\% = \frac{5510 - 5381}{5510} 100\% = 2,3\% < 3\%.$$

Если потребовалось бы уменьшить разницу моментов, то в данном случае следовало бы увеличить плечо e_4 и заново определить усилия в болтах верхней наружной зоны $N_{\text{бн}2}$. При этом усилие $N_{\text{бн}2}$ несколько уменьшится (за счет снижения значения ω_2); плечо e_2 останется без изменения. Поскольку усилия в болтах внутренней зоны $N_{\text{бс}}$ примерно в 1,8 раза больше усилия в болтах $N_{\text{бн}}$, то в целом момент M_2 возрастает.

Проверка фланцевого стыка на сдвигающее усилие (в виде местной поперечной силы).

Поперечная сила в середине пролета фермы может быть при загрузении снегом на половине пролета

$$Q_s = R_{B,s} = 81,7 \text{ кН}.$$

При распределении величины Q_s между узлами верхнего и нижнего

поясов фермы поровну на стык нижнего пояса приходится

$$Q_{s,n} = \frac{81,7}{2} \approx 41 \text{ кН.}$$

Условное значение поперечной силы

$$Q_{loc} = 0,1 \cdot \mu \cdot N_{7-11}, \quad (2.13)$$

где μ – коэффициент трения, принимаемый по табл. 36* [11].

Принимая соединяемые фланцы без обработки поверхностей, $\mu = 0,25$ и условное значение поперечной силы составит

$$Q_{loc} = 0,1 \cdot 0,25 \cdot 1397,0 = 35 \text{ кН} < Q_{s,n} = 41 \text{ кН.}$$

Прочность фланцевого соединения на сдвиг проверяется по формуле

$$Q_{s,n} \leq \mu \cdot \sum_{j=1}^2 R_j, \quad (2.14)$$

где $R_j = B_p - 1,2 \cdot N_{бнj}$.

При $B_p = 271 \text{ кН}$, $N_{бн1} = 133,4 \text{ кН}$, $N_{бн2} = 111,1 \text{ кН}$

$$R_1 = 271,0 - 1,2 \cdot 133,4 = 110,9 \text{ кН;}$$

$$R_2 = 271,0 - 1,2 \cdot 111,1 = 137,7 \text{ кН.}$$

$\mu \cdot \sum_{j=1}^2 R_j = 0,25 \cdot (110,9 + 137,7) = 62,2 \text{ кН} > Q_{s,n} = 41 \text{ кН}$. Условие выполняется.

Проверка на прочность сварных швов фланцевого соединения.

Сварное соединение фланца с профилем – тавровое с двухсторонними угловыми швами без разделки кромок и неполным проваром. Расчет прочности сварных швов соединения выполняется с учетом глубины проплавления корня шва на 2 мм по трем сечениям (рис. 2.17) (сварка полуавтоматическая); по металлу шва (сеч. 1), по металлу границы сплавления (сеч. 2) и по металлу границы сплавления с фланцем в направлении толщины проката (сеч. 3).

Проверка сварных швов по сечению 3 не имеет смысла, так как прочность металла фланца (С345) выше прочности металла тавра (С245; $R_{wt} = 36 \text{ кН/см}^2$).

Площадь сечения нижнего пояса фермы с учетом ребра жесткости и части фасонки в пределах фланца (см. рис. 2.15)

$$A' = 6,12 + 12,0 \cdot 1,0 + 6,0 \cdot 1,0 = 79,2 \text{ см}^2.$$

Нормальные напряжения по площади A'

$$\sigma' = \frac{N_{7-11}}{A'} = \frac{1397,0}{79,2} = 17,64 \text{ кН/см}^2.$$

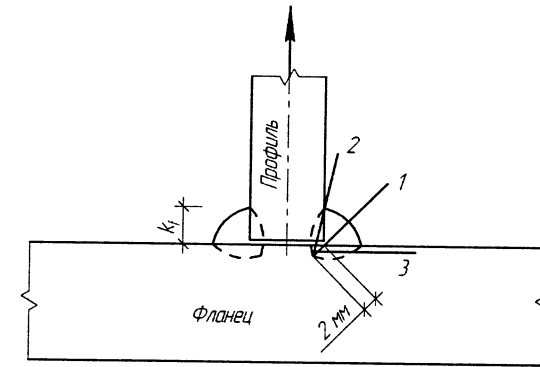


Рис. 2.17. Расчетное сечение сварного соединения

Погонные усилия:

в стенке тавра и ребре жесткости

$$P_w = \sigma' \cdot t_w = 17,64 \cdot 1,0 = 17,64 \text{ кН/см;}$$

в полке тавра

$$P_f = \sigma' \cdot t_f = 17,64 \cdot 1,55 = 27,34 \text{ кН/см}^2 > 17,64 \text{ кН/см.}$$

Следовательно, надо проверить только швы, прикрепляющие полку тавра к фланцу.

Для полуавтоматической сварки примем

$$\beta_f = 0,9; \beta_z = 1,05; R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2 \text{ (табл. 34* [11]);}$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{wt} = 0,45 \cdot 36,0 = 16,2 \text{ кН/см}^2 \text{ (табл. 56 [11]).}$$

Устанавливаем расчетное сечение сварного соединения

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 0,9 \cdot 18,0 = 16,2 \text{ кН/см}^2 < \beta_z \cdot R_{wz} = 1,05 \cdot 16,2 = 17,01 \text{ кН/см}^2.$$

Расчет следует вести по металлу шва.

Для швов полки тавра при $K_f = 8 \text{ мм}$, $\gamma_{wf} = \gamma_c = 1,0$

$$\tau_f = \frac{P_f}{2 \cdot \beta_f \cdot (K_f + 0,2)} = \frac{27,34}{2 \cdot 0,9 \cdot (0,8 + 0,2)} = 15,2 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = 18,0 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность сварных швов фланцевого соединения обеспечена.

На этом заканчивается расчет монтажного стыка фланцевого типа нижнего пояса стропильной фермы.

Расчет монтажного стыка фланцевого типа верхнего пояса фермы (узел 8).

Фланцы сжатых элементов стальных конструкций следует изготавливать из листовой стали по ГОСТ 19903-74* С245. Примем толщину фланца $t_\phi = 20$ мм; болты конструктивно М20, класса прочности 5.6, класса точности В в количестве четырех штук. Размещение болтов осуществляется с соблюдением конструктивных требований в соответствии с табл. 39 [11]. Для болтов М20 принимаем диаметр отверстий $d_{oms} = 23$ мм, диаметр шайб $d_w = 50$ мм. По оси стенки профиля (тавра) установим ребро жесткости толщиной 10 мм, близкой к толщине стенки тавра ($t_w = 11$ мм). Можно было бы принять ребро жесткости толщиной 11 мм. Однако это увеличило бы количество разных толщин листовых деталей фермы. Катет сварных швов принимаем таким же, как и для стыка нижнего пояса, т.е. $K_f = 8$ мм.

Обозначим размеры (рис. 2.18)

a – расстояние от оси болта до края фланца;

$a_{\min} = 2 \cdot d_{oms} = 2 \cdot 23 = 46$ мм; примем $a_{\min} = 60$ мм;

$a_{\max} = 4 \cdot d_{oms}$ или $8 \cdot t_\phi$; $4 \cdot 23 = 92$ мм $< 8 \cdot 20 = 160$ мм; примем $a = 90$ мм;

b_1, b_2 – соответственно, расстояния по горизонтали и вертикали от оси элемента тавра до оси болта;

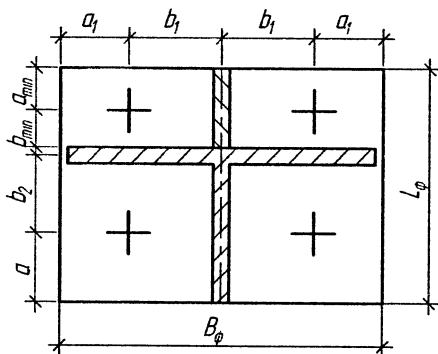


Рис. 2.18. Размеры расположения болтов на фланцах

$$b_{\max} = 8 \cdot d_{oms} \text{ или } 12 \cdot t_\phi;$$

$$8 \cdot 23 = 184 \text{ мм} < 12 \cdot 20 = 240 \text{ мм}.$$

$$\text{Примем } b_1 = \frac{(B_\phi - 2 \cdot a)}{2} = \frac{(420 - 2 \cdot 90)}{2} = 120 \text{ мм} < b_{\max},$$

где $B_\phi = b_f + 20$ мм $= 400 + 20 = 420$ мм, b_f – ширина полки тавра; b_{\min} – минимальное расстояние от оси болта до грани полки профиля с учетом размещения шайбы, сварного шва и дополнительно 2 мм,

$$b_{\min} = \frac{d_w}{2} + K_f + 2 \text{ мм} = \frac{50}{2} + 8 + 2 = 35 \text{ мм};$$

а также с учетом удобства заворачивания гаек

$$b_{\min} = 2,5 \cdot d_{oms} = 2,5 \cdot 23,0 = 57,5 \text{ мм};$$

принимаем $b_{\min} = 60$ мм.

Длина фланца определяется высотой сечения тавра $h_b = 197$ мм, b_{\min}, a_{\min} (рис. 2.18) и дополнительно 10...15 мм на сварной шов у торца стенки тавра

$$L_\phi = h_b + b_{\min} + a_{\min} + 10 \dots 15 \text{ мм} = 197 + 60 + 60 + 13 = 330 \text{ мм}.$$

Размер

$$b_2 = L_\phi - a - a_{\min} - b_{\min} - \frac{t_\phi}{2} = 330 - 90 - 60 - 60 - \frac{16,5}{2} = 112 \text{ мм} < 8 \cdot d_{oms} = 184 \text{ мм}.$$

Размещение болтов на фланцах монтажного стыка верхнего пояса показано на рис. 2.19.

Болты и фланцы сжатых стыков не рассчитываются. Проверке на прочность подлежат сварные швы, прикрепляющие фланцы к элементам профиля и ребрам жесткости.

Суммарная расчетная длина угловых швов

$$\sum \ell_f = 2 \cdot [(12 - 1 - 3) + (18 + 1,4 - 1,0) + 2 \cdot (19,5 - 1 - 3)] = 115 \text{ см}.$$

Проверка на прочность по металлу шва

$$\tau_f = \frac{N_{5-8}}{\beta_f \cdot K_f \cdot \sum \ell_f} = \frac{1342,0}{0,9 \cdot 0,8 \cdot 115,0} = 16,2 \text{ кН/см}^2 < 18 \text{ кН/см}^2.$$

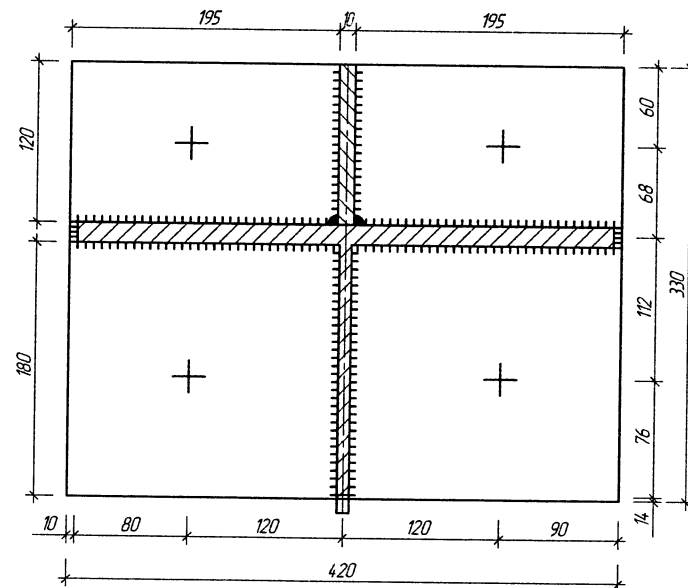


Рис. 2.19. Размещение болтов на фланцах верхнего пояса

Прочность сварных швов обеспечена при условии равномерной работы сварных швов по периметру сечения, т.е. при отсутствии эксцентриситета продольной силы верхнего пояса N_{5-8} .

Определим положение центра тяжести сечения сварных угловых швов относительно верхней кромки фланца (рис. 2.20).

$$z_{св.шв} = \frac{\sum S_{i,f}}{\sum A_{i,f}} = \frac{10,3 \cdot 0,72 \cdot \left(10,3 \frac{1}{2} + 1,0\right) + 16,3 \cdot 0,72 \cdot \left(16,3 \frac{1}{2} + 2 \cdot 0,72 + 1,65 + 10,3 + 1,0\right) + 18,5 \cdot 0,72 \cdot \left(2 \cdot 1,0 + 2 \cdot 10,3 + \frac{0,72}{2} + 0,72 + 1,65 + \frac{0,72}{2}\right) + 10,3 \cdot 0,72 + 16,3 \cdot 0,72 + 2 \cdot 18,5 \cdot 0,72}{10,3 \cdot 0,72 + 16,3 \cdot 0,72 + 2 \cdot 18,5 \cdot 0,72 + 10,3 \cdot 0,72 + 16,3 \cdot 0,72 + 2 \cdot 18,5 \cdot 0,72} = 14,25 \text{ см},$$

где $0,72 \text{ см} = \beta_f \cdot K_f = 0,9 \cdot 0,8$.

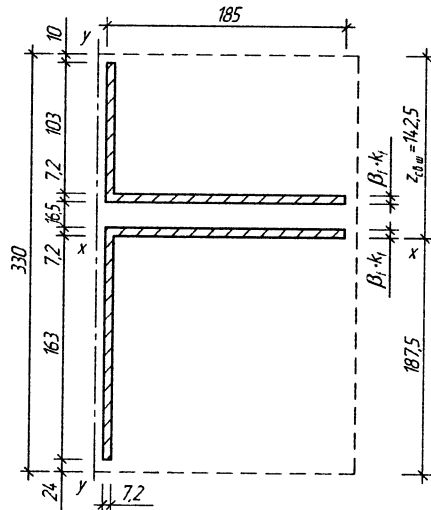


Рис. 2.20. Расчетные сечения сварных швов по металлу шва на половине фланца

Центр тяжести тавра 20КТ1 располагается на расстоянии $z = 120 + 30 = 150$ мм от верхней грани фланца. Эксцентриситет центра тяжести сварных швов по отношению к центру тяжести тавра

$$e = z - z_{св.шв} = 150,0 - 142,5 = 7,5 \text{ мм}.$$

Изгибающий момент от усилия N_{5-8} по отношению к центру тяжести сварных швов

$$M_e = N_{5-8} \cdot e = 1342,0 \cdot 0,75 = 1006,5 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

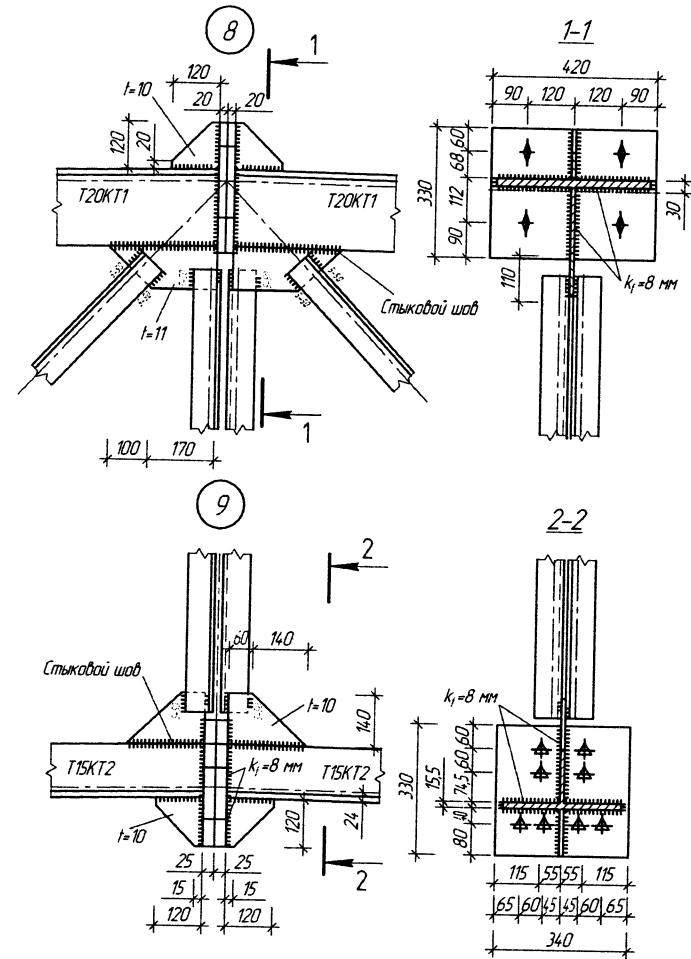


Рис. 2.21. Монтажные узлы стропильной фермы

Момент инерции сечения сварных швов относительно оси $x-x$, проходящей через центр тяжести сечения швов (на половине фланца)

$$J_{f,x} = \frac{0,72 \cdot 10,3^3}{12} + 0,72 \cdot 10,3 \cdot \left(14,25 - 1,0 - \frac{10,3}{2}\right)^2 + \frac{0,72 \cdot 16,3^3}{12} + 0,72 \cdot 16,3 \cdot \left(33,0 - 2,4 - \frac{16,3}{2} - 14,25\right)^2 + 0,72 \cdot 18,5 \cdot \left(14,25 - 1,0 - 10,3 - 0,72 - 1,65 - \frac{0,72}{2}\right)^2 + 0,72 \cdot 18,5 \cdot \left(14,25 - 1,0 - 10,3 - \frac{0,72}{2}\right)^2 = 1691 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления верхнего волокна фланца

$$W_a = \frac{J_{f,x}}{h_a} = \frac{1691,0}{14,25} = 118,7 \text{ см}^3,$$

где $h_a = z_{св,ш} = 14,25$ см.

Проверка швов на прочность по металлу шва

$$\tau_f = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{N_{5-8}}{\sum A_{i,f}} + \frac{M_e}{W_a} \right) = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1342,0}{45,8} + \frac{1006,5}{118,7} \right) = 18,9 \text{ кН/см}^2 > \gamma_c \cdot \gamma_{wf} \cdot R_{wf} = 18,0 \text{ кН/см}^2,$$

где $\sum A_{i,f} = 0,72 \cdot (10,3 + 16,3 + 2 \cdot 18,5) = 45,8$ см.

Следует принять сварочную проволоку марки Св-08ГА, для которой $R_{wf} = 20$ кН/см² (табл. 56 [11]).

Монтажные узлы стропильной фермы изображены на рис. 2.21.

2.4.6. Расчет сварных швов прикрепления стержней решетки фермы

Стержни решетки фермы крепятся в узлах либо непосредственно к стенке тавра, либо к фасонке и стенке тавра. Листовые фасонки крепятся к стенке тавра стыковым швом. Толщина фасонки определяется стенкой тавра t_w .

В соответствии с толщинами стенок тавров поясов приняты две толщины фасонки: в узлах 1', 1, 2, 4, 7, 9 $t_\phi = 10$ мм; в узлах 5 и 8 $t_\phi = 11$ мм.

Для присоединения стержней решетки примем полуавтоматическую сварку в среде углекислого газа проволокой Св-08А.

Параметры сварных швов

$$\beta_f = 0,9; \gamma_{wf} = \gamma_{wz} = \gamma_c = 1,0; R_{wf} = 18,0 \text{ кН/см}^2;$$

$$\beta_z = 1,05; R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37,0 = 16,65 \text{ кН/см}^2;$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 36,0 = 16,2 \text{ кН/см}^2,$$

где $R_{un} = 37,0$ кН/см² для стали С255 при $t = 4 \dots 10$ мм;

$$R_{un} = 36,0 \text{ кН/см}^2 \text{ для стали С255 при } t = 11 \dots 20 \text{ мм};$$

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 0,9 \cdot 18,0 = 16,2 \text{ кН/см}^2;$$

$$\beta_z \cdot R_{wz} = 1,05 \cdot 16,2 = 17,0 \text{ кН/см}^2 > \beta_f \cdot R_{wf}.$$

Расчет угловых швов следует вести по металлу шва.

Требуемая длина одного углового шва

$$\ell_f = \frac{N_f}{\beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (2.15)$$

где N_f – расчетное усилие, приходящееся на сварной шов.

Катет сварного шва K_f должен быть в пределах

$$K_{f,\min} \leq K_f \leq K_{f,\max},$$

где $K_{f,\min}$ – минимальный катет, определяемый по табл. 38* [11] в зависимости от толщины свариваемых элементов и вида сварки; $K_{f,\max}$ вдоль обушка уголка равен $1,2 \cdot t_{ye}$; $K_{f,\max}$ вдоль пера уголка равен $t_{ye} - 1$ мм при $t_{ye} \leq 6$ мм; и $t_{ye} - 2$ мм при $t_{ye} = 7 \dots 16$ мм; t_{ye} – толщина полки уголка.

Максимальная длина флангового шва

$$\ell_{f,\max} = 85 \cdot \beta_f \cdot K_f;$$

минимальная длина

$$\ell_{f,\min} = 4 \cdot K_f \text{ или } 40 \text{ мм, что больше.}$$

Число различных по толщине швов на всю ферму не должно быть более четырех. Фактическая длина сварного шва должна быть кратной 10 мм.

Опорный раскос 1-2 и раскос 4-5 приняты сечением из двух прокатных равнополочных уголков 125×10 ($z_0 = 3,45$ см), для которых $K_{f,\max} = 10 - 2 = 8$ мм по перу. Примем $K_f = K_{f,\max} = 8$ мм в целях сокращения длины швов и размеров фасонки. Такой же катет шва принят и для фланцев монтажных узлов.

Таблица 2.4

Размеры сварных швов

Номер стержня	Сечение	N_i , кН	Шов по обушку		Шов по перу	
			$K_f^{об}$, мм	$\ell_f^{об}$, мм	K_f^n , мм	ℓ_f^n , мм
1-2	Г 125×10	722	8	210	8	90
2-4	Г 90×7	548	8	170	5	100
4-5	Г 125×10	391	8	120	8	60
5-7	Г 70×6	235	5	120	5	50
7-8	Г 90×7	147	5	80	5	50
3-4, 6-7	Г 70×6	112	5	60	5	50
8-9	Г 70×6	0	5	50	5	50

Требуемая длина шва для крепления опорного раскоса 1-2 по обушку

$$\ell_f^{об} = \frac{N_{1-2} \cdot (b - z_0)}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{722,0 \cdot (12,5 - 3,45)}{2 \cdot 12,5 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 18,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0} + 1 \text{ см} = 21,0 \text{ см},$$

по перу

$$\ell_f^n = \frac{N_{1-2} \cdot z_0}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{722,0 \cdot 3,45}{2 \cdot 12,5 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 18,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0} + 1 \text{ см} = 6,0 \text{ см}.$$

Аналогичным образом определяются длины сварных швов в остальных стержнях решетки, для которых принят катет шва $K_f = 7 - 2 = 5$ мм. Результаты расчета длин швов приведены в табл. 2.4.

Проверка стыковых швов, соединяющих фасонки со стенками тавров.

Элементы решетки в узлах фермы 1, 2, 4 и 7 крепятся угловыми швами к фасонкам и стенке тавров. Стыковой шов, соединяющий фасонку со стенкой тавра, воспринимает часть усилий от примыкающих к узлу стержней решетки, пропорционально несущей способности угловых швов, расположенных на фасонке.

Для примера рассмотрим наиболее напряженный узел 2 верхнего пояса фермы (рис. 2.22).

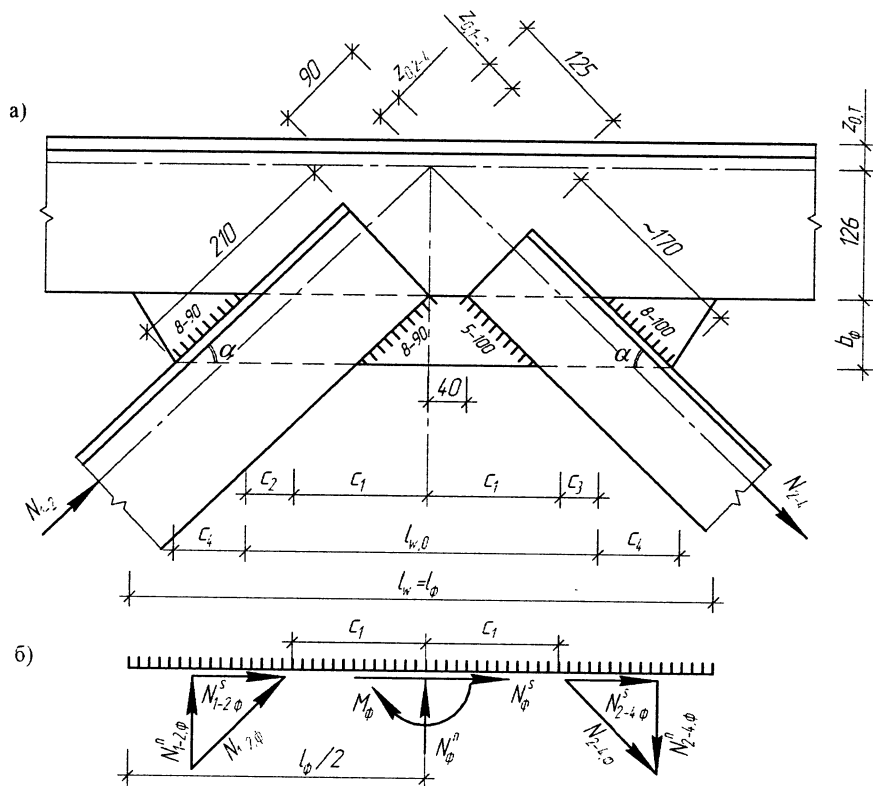


Рис. 2.22. К расчету стыкового шва фасонки со стенкой тавра: а) схема узла; б) расчетная схема стыкового шва

Из-за малого уклона верхнего пояса фермы будем считать углы наклона раскосов 1-2 и 2-4 с горизонталью одинаковыми и равными $\alpha = 44^\circ$.

На рис. 2.22 обозначены только те угловые швы, которые передают усилия со стержней 1-2 и 2-4 на фасонку.

Несущая способность сварных угловых швов раскоса 1-2 в узле 2 по металлу швов

$$N_{f,1-2} = \beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf} \cdot \sum \ell_f = 0,9 \cdot 0,8 \cdot 18,0 \cdot 2 \cdot (21,0 + 9,0 - 2 \text{ см}) = 726,0 \text{ кН.}$$

Соответственно, несущая способность швов, прикрепляющих раскос 1-2 к фасонке (по металлу шва)

$$N'_{f,1-2} = 0,9 \cdot 0,8 \cdot 18,0 \cdot 2 \cdot (9 + 9 - 2 \text{ см}) = 415 \text{ кН.}$$

Усилие, которое передает раскос 1-2 на фасонку

$$N_{1-2,\phi} = N_{1-2} \cdot \frac{N'_{f,1-2}}{N_{f,1-2}} = 722 \cdot \frac{415}{726} = 413 \text{ кН.}$$

Аналогичным образом определяем усилие на фасонку со стороны раскоса 2-4. Обращаем внимание на то, что у раскоса разные катеты швов вдоль обушка и пера.

$$N_{f,2-4} = 0,9 \cdot 18,0 \cdot 2 \cdot [0,8 \cdot (17 - 1) + 0,5 \cdot (10 - 1)] = 560 \text{ кН,}$$

$$N'_{f,2-4} = 0,9 \cdot 18,0 \cdot 2 \cdot [0,8 \cdot (10 - 1) + 0,5 \cdot (10 - 1)] = 379 \text{ кН,}$$

усилие на фасонку

$$N_{2-4,\phi} = N_{2-4} \cdot \frac{N'_{f,2-4}}{N_{f,2-4}} = 547,5 \cdot \frac{379,0}{560,0} = 370 \text{ кН.}$$

Определяем геометрические размеры узла 2 (рис. 2.22)

$$c_1 = \frac{126,0}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{126,0}{0,966} \approx 130 \text{ мм;}$$

$$c_2 = \frac{z_{0,1-2}}{\sin \alpha} = \frac{34,5}{0,695} \approx 50 \text{ мм;}$$

$$c_3 = \frac{z_{0,2-4}}{\sin \alpha} = \frac{24,7}{0,695} \approx 36 \text{ мм.}$$

Ширину фасонки b_{ϕ} принимаем равной 70 мм с таким расчетом, чтобы на фасонке и стенке тавра уместить требуемые по расчету длины угловых швов раскосов и обеспечить зазор между углами торцов уголков не менее 40 мм.

$$\text{Тогда } c_4 = \frac{b_{\phi}}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{70,0}{0,966} \approx 73 \text{ мм.}$$

Длина фасонки $\ell_{\phi} > 2 \cdot (c_1 + c_4) + c_2 + c_3 = 2 \cdot (130 + 73) + 50 + 36 = 492$ мм и устанавливается методом попыток по прочности стыкового шва.

Усилия на стыковой шов со стороны фасонки от раскосов 1-2 и 2-4 рас-

кладываем на две составляющие: вдоль стыкового шва с индексом «с» и перпендикулярно шву с индексом «н» (рис. 2.22 б).

$$N_{1-2,\phi}^s = N_{1-2,\phi} \cdot \cos \alpha = 413,0 \cdot 0,719 = 297 \text{ кН};$$

$$N_{1-2,\phi}^n = N_{1-2,\phi} \cdot \sin \alpha = 413,0 \cdot 0,695 = 287 \text{ кН};$$

$$N_{2-4,\phi}^s = N_{2-4,\phi} \cdot \cos \alpha = 370,0 \cdot 0,719 = 266 \text{ кН};$$

$$N_{2-4,\phi}^n = N_{2-4,\phi} \cdot \sin \alpha = 370,0 \cdot 0,695 = 257 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент на стыковой шов

$$M_\phi = (N_{1-2,\phi}^n + N_{2-4,\phi}^n) \cdot c_1 = (287 + 257) \cdot 13 = 7072 \text{ кН·см}.$$

Суммарное сдвигающее усилие на стыковой шов

$$N_\phi^s = N_{1-2,\phi}^s + N_{2-4,\phi}^s = 297 + 266 = 563 \text{ кН}$$

и суммарное нормальное усилие на шов

$$N_\phi^n = N_{1-2,\phi}^n - N_{2-4,\phi}^n = 287 - 257 = 30 \text{ кН},$$

где знак минус учитывает разные направления вертикальных составляющих сил.

Примем длину фасонки $l_\phi = 570$ мм и совместим середину длины фасонки с центром узла 2 (рис. 2.22 б).

Проверяем прочность стыкового шва по приведенным напряжениям

$$\sigma_{w,пр} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3 \cdot \tau_w^2} \leq 1,15 \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c, \quad (2.16)$$

$$\text{где } \sigma_w = \frac{N_\phi^n}{t_\phi \cdot l_w} + \frac{6 \cdot M_\phi}{t_\phi \cdot l_w^2}; \quad \tau_w = \frac{N_\phi^s}{t_\phi \cdot l_w}; \quad l_w = l_\phi - 2 \cdot t_\phi = 570 - 2 \cdot 10 = 550 \text{ мм};$$

$$\gamma_c = 1,0;$$

$$R_{wy} = 0,85 \cdot R_y = 0,85 \cdot 24,0 = 20,4 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma_w = \frac{30}{1 \cdot 55} + \frac{6 \cdot 7072}{1 \cdot 55^2} = 14,58 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_w = \frac{563}{1 \cdot 55} = 10,24 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{w,пр} = \sqrt{14,58^2 + 3 \cdot 10,24^2} = 23,27 \text{ кН/см}^2 < 1,15 \cdot R_{wy} = 23,46 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность стыкового шва узла 2 обеспечена.

Сварные швы остальных узлов фермы рассчитываются аналогичным образом.

На рис. 2.23 показаны опорные узлы стропильной фермы. В узле 1 меньшая длина фасонки (260 мм) получена из условия размещения угловых швов для крепления опорного раскоса 1–2. Большая длина фасонки (400 мм) определена из условия прочности стыкового шва, которая и является оконча-

тельной.

Заметим, что если стержень решетки крепится только к фасонке, то расчет стыкового шва следует проводить на усилие в этом стержне.

Промежуточные узлы фермы показаны на рис. 2.24 и 2.25.

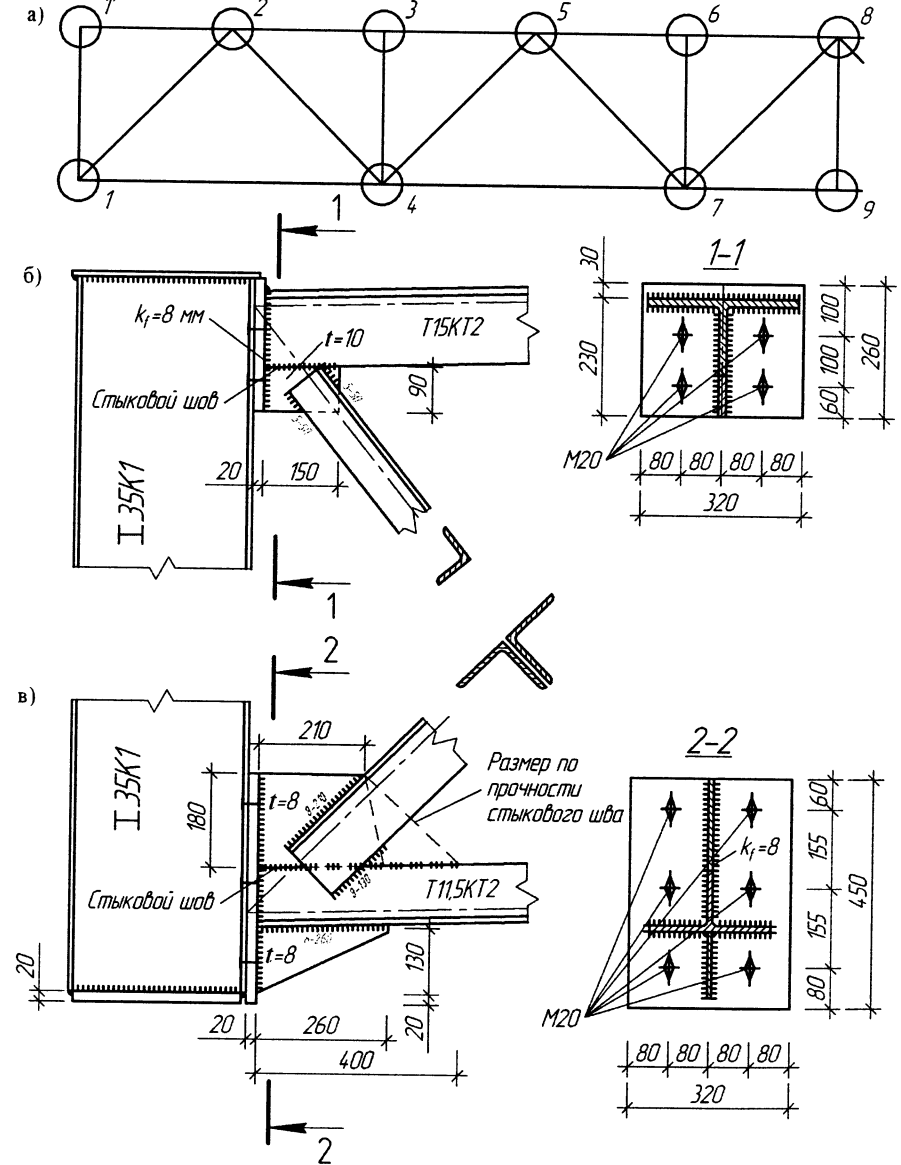


Рис. 2.23. Опорные узлы стропильной фермы: а) схема фермы; б) узел 1'; в) узел 1

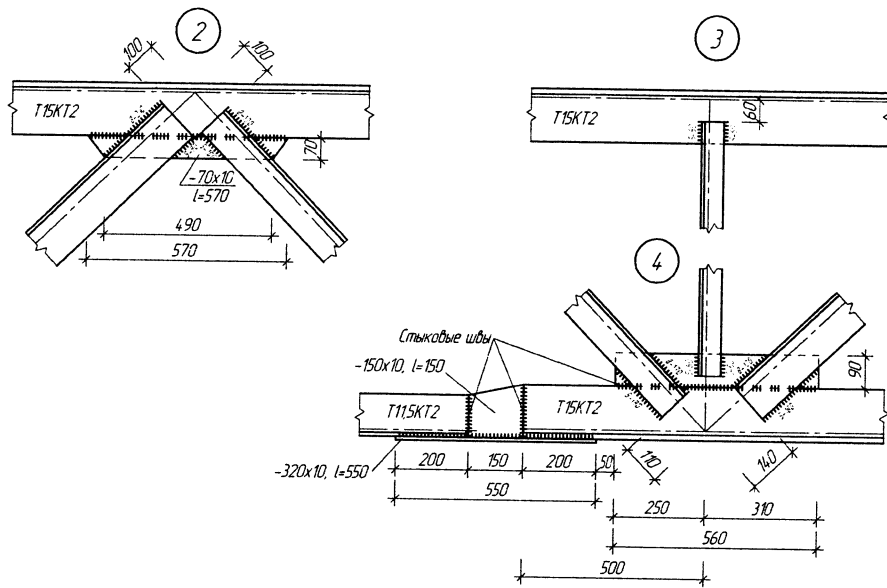


Рис. 2.24. Узлы стропильной фермы

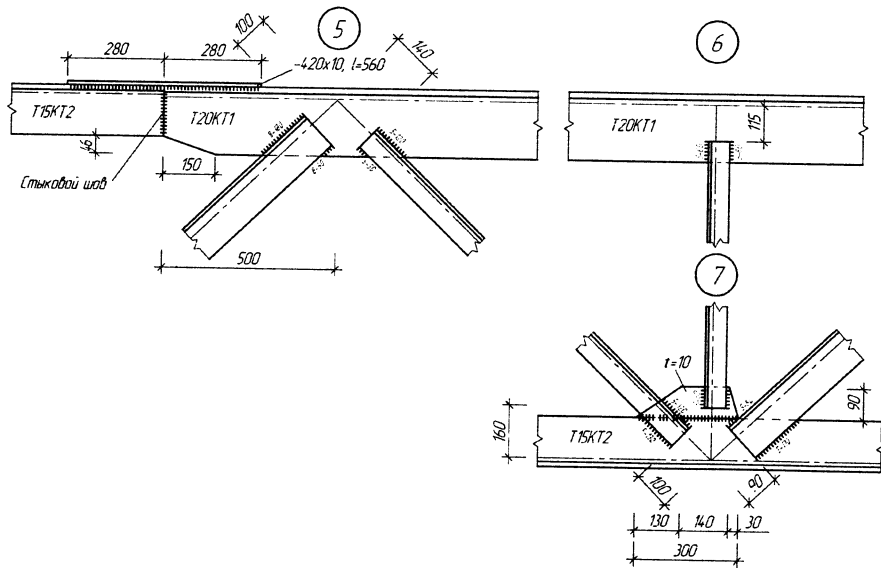


Рис. 2.25. Узлы стропильной фермы

2.5. Расчет и конструирование подкрановой балки

2.5.1. Нагрузки на подкрановую балку

Для крана грузоподъемностью $Q = 80/20$ т вертикальные нормативные усилия на колесах крана по табл. прил. 2

$F_{k1}^n = 373$ кН; $F_{k2}^n = 402$ кН – для крана пролетом 28 м, что соответствует

пролету цеха 30 м.

Вес тележки $G_T = 323$ кН.

Количество колес с одной стороны крана $n_0 = 4$.

Размеры крана:

$H_k = 4000$ мм – высота крана над уровнем головки рельса;

$B = 9100$ мм – ширина крана;

$K = 4350$ мм – база крана;

$B_1 = 400$ мм – свес крана за ось рельса;

КР 100 – тип кранового рельса;

$h_p = 150$ мм – высота сечения рельса КР 100 по прил. 3.

Расчетные значения вертикальных и горизонтальных сил по формулам (1.13).

$$F_{k1} = K_1 \cdot \gamma_f \cdot F_{k1}^n = 1 \cdot 1,1 \cdot 373 = 410 \text{ кН};$$

$$F_{k2} = K_2 \cdot \gamma_f \cdot F_{k2}^n = 1 \cdot 1,1 \cdot 402 = 442 \text{ кН};$$

$$T_k = K_2 \cdot \gamma_f \cdot T_k^n,$$

где T_k^n определяется по формуле (1.14)

$$T_k^n = 0,05 \cdot (80,0 \cdot 9,81 + 323) / 4 = 13,85 \text{ кН};$$

$$T_k = 1 \cdot 1,1 \cdot 13,85 = 15 \text{ кН},$$

где $K_1 = K_2 = 1,0$ (табл. 1.1.)

Вычисляем минимальные значения усилий на катках крана, используя соотношения между F_{k1}^n и F_{k2}^n .

$$F_{k2}^n / F_{k1}^n = 402 / 373 = 1,078,$$

т.е. $F_{k2,\min}^n = 1,078 \cdot F_{k1,\min}^n$ и $F_{k1,\min}^n + F_{k2,\min}^n = 2,078 \cdot F_{k1,\min}^n$.

Проектируя все вертикальные воздействия крана на вертикаль, получим

$$2 \cdot (F_{k1,\min}^n + F_{k2,\min}^n) + 2 \cdot (F_{k1}^n + F_{k2}^n) = Q + G_{кр},$$

где $G_{кр} = 1176$ кН – вес крана с тележкой, принимаемый по прил. 2;

$$Q = 80,0 \cdot 9,81 = 785 \text{ кН}.$$

Отсюда получаем

$$F_{k1,\min}^n = \frac{Q + G_{кр}}{2 \cdot 2,078} - \frac{F_{k1}^n + F_{k2}^n}{2,078} = \frac{1}{2,078} \left(\frac{785 + 1176}{2} - 373 - 402 \right) = 99 \text{ кН};$$

$$F_{k2,min}^n = 1,078 \cdot 99 = 107 \text{ кН.}$$

Расчетные значения минимальных давлений катков крана

$$F_{k1,min} = \gamma_f \cdot F_{k1,min}^n = 1,1 \cdot 99,0 = 109 \text{ кН;}$$

$$F_{k2,min} = \gamma_f \cdot F_{k2,min}^n = 1,1 \cdot 107,0 = 118 \text{ кН.}$$

2.5.2. Определение расчетных усилий

Для определения максимального момента загружаем линию влияния момента в среднем сечении, устанавливая краны невыгодным образом (рис. 2.26) для балки

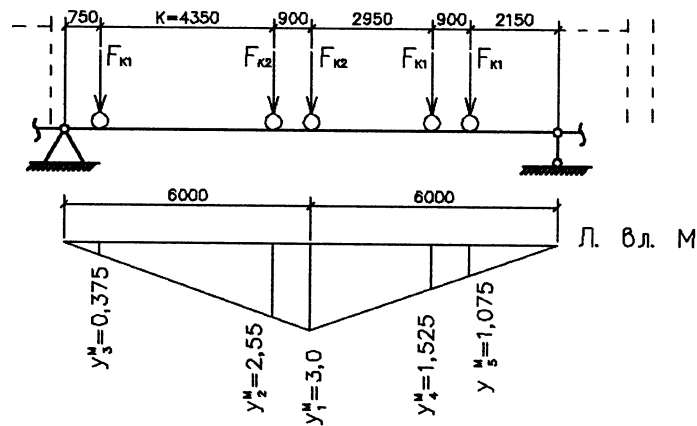


Рис. 2.26. Загрузка кранами линии влияния момента

Ордината линии влияния для сечения в середине пролета балки

$$y_1 = l_{ng} / 4 = 12 / 4 = 3,0.$$

Остальные ординаты линии влияния под колесами кранов определяются из подобия треугольников.

Максимальные значения изгибающего момента по формуле (1.16)

$$M_x = M_{max} = 1,05 \cdot 0,85 \cdot [410 \cdot (0,375 + 1,525 + 1,075) + 442 \cdot (2,55 + 3,0)] = 3275 \text{ кН}\cdot\text{м,}$$

где $\alpha = 1,05$; $\psi = 0,85$; $F_{k1} = 410$ кН; $F_{k2} = 442$ кН.

Максимальное значение поперечной силы определяется по линии влияния опорной реакции балки (рис. 2.27).

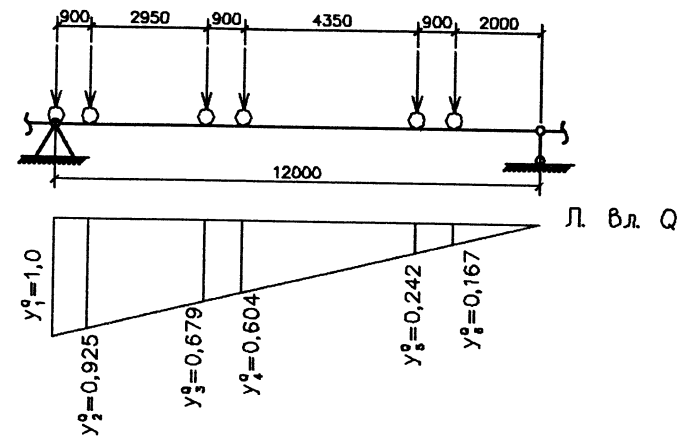


Рис. 2.27. Загрузка кранами линии влияния поперечной силы

Максимальное значение поперечной силы по формуле (1.17)

$$Q_{max} = Q_x = 1,05 \cdot 0,85 \cdot [442 \cdot (1,0 + 0,925 + 0,242 + 0,167) + 410 \cdot (0,679 + 0,604)] = 1390 \text{ кН.}$$

Расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы от поперечного торможения кранов по формулам (1.18)

$$M_T = M_y = 0,85 \cdot 15 \cdot (0,375 + 1,525 + 1,075 + 2,55 + 3,0) = 108,7 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$Q_y = 0,85 \cdot 15 \cdot (1,0 + 0,925 + 0,679 + 0,604 + 0,242 + 0,167) = 46,1 \text{ кН.}$$

2.5.3. Подбор сечения балки

Принимаем подкрановую балку симметричного сечения из стали С255 с тормозной балкой в виде рифленной стали $t=6$ мм и швеллера № 36 (при наличии стойки стенового фахверка и крепления к ней тормозной конструкции).

Значение коэффициента β определяем по формуле (1.36), принимая

$$h_b \approx \frac{1}{10} B = \frac{12}{10} = 1,2 \text{ м и } h_T \approx h_n = 1,5 \text{ м,}$$

$$\beta = 1 + 2 \cdot \frac{108,7 \cdot 1,2}{3275,0 \cdot 1,5} = 1,053.$$

При отсутствии тормозной балки значения β можно принимать: при $Q = 5$ т $\beta = 1,2$; при $Q = 12,5$ т $\beta = 1,25$; при $Q = 20$ т $\beta = 1,35$; при $Q = 32$ т $\beta = 1,45$.

Требуемый момент сопротивления сечения балки

$$W_{x,mp} = \frac{M_x \cdot \beta \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3275,0 \cdot 10^2 \cdot 1,053 \cdot 0,95}{24,0 \cdot 1,0} = 13651 \text{ см}^3,$$

где $\gamma_n = 0,95$; $\gamma_c = 1,0$; $R_y = 24,0$ кН/см² – для стали С255.

Задаемся $\lambda_w = h_{ef}/t_w = 120$,

где h_{ef} и t_w – высота сечения и толщина стенки балки.

Оптимальная высота сечения балки

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot \lambda_w \cdot W_{x,mp}} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot 120 \cdot 13651} = 135 \text{ см.}$$

Минимальная высота сечения балки по формуле (1.38") при $l_0 = 12 \text{ м}$; $[f/l_0] = 1/400$; $b = l_0/2 - 900 \text{ мм} = 12000/2 - 900 = 5100 \text{ мм}$,

$$R_y = 24 \text{ кН/см}^2 \text{ и } W_{x,mp} = \frac{M_x \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3275,0 \cdot 10^2 \cdot 0,95}{24,0 \cdot 1} = 12963 \text{ см}^3;$$

$$h_{min} = \frac{402,0 \cdot 12^2 \cdot 10^4 \cdot 400}{24 \cdot 2,03 \cdot 10^4 \cdot 12963} \cdot \left\{ \frac{5100}{12000} \cdot \left[3 - 4 \cdot \left(\frac{5100}{12000} \right)^2 \right] + 1 \right\} = 71 \text{ см.}$$

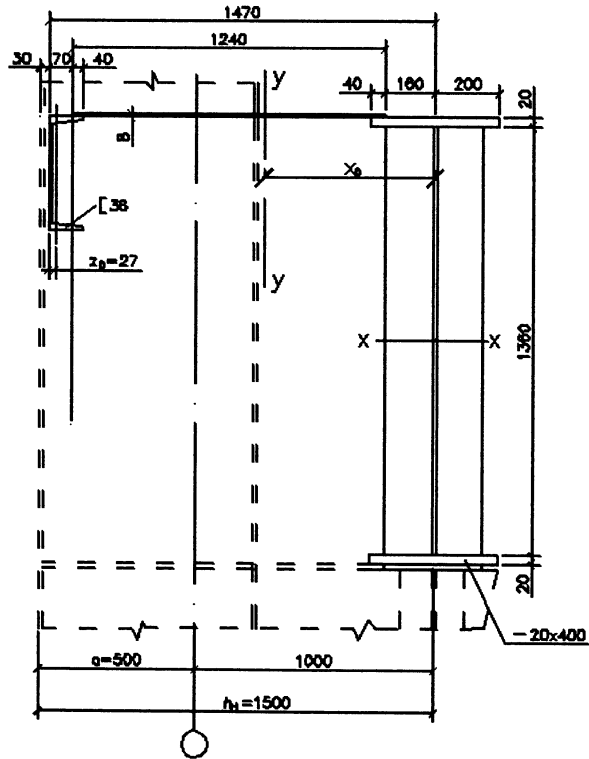


Рис. 2.28. Сечения подкрановой и тормозной балок

Принимаем $h_0 = 140 \text{ см}$ (кратной 10 см), близкой к оптимальной и боль-

ше минимальной высоты сечения. Предварительно примем толщину поясов $t_f = 2 \text{ см}$. Тогда высота сечения стенки составит

$$h_w = h_0 - 2 \cdot t_f = 140 - 2 \cdot 2 = 136 \text{ см.}$$

Толщина стенки из условий среза:

$$t_w \geq \frac{1,5 \cdot \gamma_n \cdot Q_x}{h_{ef} \cdot R_s} = \frac{1,5 \cdot 0,95 \cdot 1390,0}{136,0 \cdot 13,92} = 1,046 \text{ см,}$$

где $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 24,0 = 13,92 \text{ кН/см}^2$.

Принимаем стенку толщиной 1,1 см; отношение $h_{ef}/t_w = 136,0/1,1 = 123,6$, что близко к 120.

Размеры поясных листов определяем по формулам:

$$J_{x,mp} = W_{x,mp} \cdot h_0/2 = 13793 \cdot 140/2 = 965510 \text{ см}^4; \quad J_w = 1,1 \cdot 136,0^3/12 = 230583 \text{ см}^4;$$

$$A_{f,mp} = \frac{J_{x,mp} - J_w}{2 \cdot \left(h_w/2 + t_f/2 \right)^2} = \frac{965510 - 230583}{2 \cdot \left(\frac{136}{2} + \frac{1,1}{2} \right)^2} = 78,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем пояс из полосы сечением 20×400 мм, $A_f = 80 \text{ см}^2 > 78,5 \text{ см}^2$.

Отношение $b_f/h_0 = 400/1400 = 1/3,5$, что в пределах рекомендуемого интервала 1/3...1/5.

Местная устойчивость пояса обеспечена, так как

$$b_f/t_f = (b_f - t_w)/(2 \cdot t_f) = (40,0 - 1,1)/(2 \cdot 2) = 9,7 < 0,5 \cdot \sqrt{E/R_y} = 0,5 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4/24,0} = 14,65.$$

Компоуем сечения подкрановой и тормозной балок (рис. 2.28). Примем стенку тормозной балки из рифленого листа толщиной 8 мм, окаймляющий швеллер (пояс тормозной балки) № 36; привязку $a = 500 \text{ мм}$; $h_u = 1500 \text{ мм}$.

Проверим скомпонованное сечение на прочность. Определяем геометрические характеристики сечения подкрановой балки относительно собственной оси x-x:

$$J_x = \frac{1,1 \cdot 136,0^3}{12} + 2 \cdot 80 \cdot \left(\frac{136}{2} + \frac{2}{2} \right)^2 = 992344 \text{ см}^4;$$

$$W_x^A = \frac{2 \cdot J_x}{h_0} = \frac{2 \cdot 992344}{140} = 14176 \text{ см}^3,$$

затем геометрические характеристики тормозной балки относительно своей оси y-y:

расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести тормозной балки

$$x_0 = \frac{124,0 \cdot 0,8 \cdot (124/2 + 16) + 53,4 \cdot (147,0 - 2,7)}{124,0 \cdot 0,8 + 53,4 + 2 \cdot 40} = 66,4 \text{ см,}$$

где $A_{ю} = 53,4 \text{ см}^2$; $z_0 = 2,7 \text{ см}$,

момент инерции сечения тормозной балки относительно оси $y-y$

$$J_y = 0,8 \cdot 124,0^3 / 12 + 0,8 \cdot 124,0 \cdot (124,0/2 + 16,0 - 66,4)^2 + 513,0 +$$

$$+ 53,4 \cdot (147,0 - 2,7 - 66,4)^2 + 2,0 \cdot 40,0^3 / 12 + 2,0 \cdot 40,0 \cdot 66,4^2 = 828406 \text{ см}^4,$$

где $J_{y,ю} = 513 \text{ см}^4$;

момент сопротивления

$$W_y^A = \frac{J_y}{x_A} = \frac{828406}{66,4 + 20,0} = 9588 \text{ см}^3.$$

Проверим нормальные напряжения в точке А по формуле (1.19):

$$\begin{aligned} \sigma_x^A &= M_x / W_x^A + M_y / W_y^A = 3275 \cdot 10^2 / 14176 + 108,7 \cdot 10^2 / 9588 = \\ &= 24,2 \text{ кН/см}^2 < R_y / \gamma_n = 24,0 / 0,95 = 25,3 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Прочность стенки на опоре обеспечена, так как принятая толщина стенки ($t_w = 1,1 \text{ см}$) больше требуемой из условия среза ($t_w^{mp} = 1,046 \text{ см}$).

Жесткость балки также обеспечена, поскольку принятая высота сечения балки ($h_6 = 140 \text{ см}$) больше минимальной ($h_{\min} = 71 \text{ см}$).

Проверим прочность стенки балки от действия местных напряжений под колесом крана по формуле (1.21).

Для крана грузоподъемностью $Q = 80/20 \text{ т}$ следует принять тип кранового рельса КР 100 (см. прил. 2), для которого момент инерции сечения $J_{x,кр} = 2805,9 \text{ см}^4$ (см. прил. 3). Сумма собственных моментов инерций пояса балки и кранового рельса

$$J_{1f} = J_f + J_{x,кр} = 40,0 \cdot 1,1^3 / 12 + 2805,9 = 2810 \text{ см}^4.$$

Расчетная длина распределения местных напряжений

$$l_{ef} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{J_{1f} / t_w} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{2810,0 / 1,1} = 44,4 \text{ см.}$$

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} \cdot F'_{k2}}{t_w \cdot l_{ef}} = \frac{1,1 \cdot 402 \cdot 1,1}{1,1 \cdot 44,4} = 10,0 \text{ кН/см}^2 < R_y / \gamma_n.$$

Прочность стенки под колесом обеспечена.

Проверим стенку балки на совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений на уровне верхних поясных швов в среднем сечении при загрузке кранами на M_{\max} (рис. 2.2б) по формуле (1.23) при $M_x = 3275 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Для определения поперечной силы в этом сечении находим величину правой опорной реакции балки (рис. 2.2б):

$$R_{np} = \frac{410,0 \cdot (0,75 + 8,95 + 9,85) + 442,0 \cdot (5,1 + 6,0)}{12,0} = 1077 \text{ кН.}$$

Поперечная сила в среднем сечении балки

$$Q_{cp} = R_{np} - 2 \cdot F_{k1} = 1077 - 2 \cdot 410 = 257 \text{ кН.}$$

Статический момент пояса балки относительно оси $x-x$

$$S_f = t_f \cdot b_f \cdot (h_6 / 2 - t_f / 2) = 2 \cdot 40 \cdot (140,0 / 2 + 2,0 / 2) = 5520 \text{ см.}$$

Нормальное напряжение в стенке балки на уровне поясного шва

$$\sigma_x = \frac{M_x \cdot h_{ef}}{2 \cdot J_x} = \frac{3275 \cdot 10^2 \cdot 136}{2 \cdot 992344} = 22,44 \text{ кН/см}^2.$$

Касательное напряжение в том же уровне

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{cp} \cdot S_f}{J_x \cdot t_w} = \frac{257 \cdot 5520}{992344,0 \cdot 1,1} = 1,3 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка результирующего напряжения

$$\begin{aligned} \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc,y}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_{loc,y} + 3 \cdot \tau_{xy}^2} &= \sqrt{22,44^2 + 10,0^2 - 22,44 \cdot 10,0 + 3 \cdot 1,3^2} = \\ &= 19,6 \text{ кН/см}^2 < 1,15 \cdot R_y = 1,15 \cdot 24,0 = 27,6 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Общая устойчивость подкрановой балки обеспечена, так как ширина сечения тормозной балки

$$h_i = 1220 + 200 = 1420 \text{ мм} > \frac{l_6}{16} = \frac{12000}{16} = 750 \text{ мм.}$$

2.5.4. Проверка стенки балки на местную устойчивость

Условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{136,0}{1,1} \cdot \sqrt{\frac{24,0}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,22 > 2,2 \text{ - требуется укрепление}$$

стенки балки поперечными ребрами жесткости.

Принимаем расстояние между ребрами жесткости $a_p = 2400 \text{ мм}$, что $< 2 \cdot h_{ef} = 2 \cdot 1360 = 2720 \text{ мм}$. При $a_p = 2,4 \text{ м}$ количество ребер жесткости на балке

$$l_6 / a_p = 12,0 / 2,4 = 5 \text{ шт.}$$

Ширина ребра жесткости

$$b_p = h_{ef} / 30 + 40 \text{ мм} = 1360 / 30 + 40 = 85,3 \text{ мм.}$$

Принимаем $b_p = 100 \text{ мм} > 90 \text{ мм}$ (требование для подкрановых балок).

Толщина ребра

$$t_p = 2 \cdot b_p \cdot \sqrt{R_y / E} = 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{24,0 / 2,06 \cdot 10^4} = 0,68 \text{ см.}$$

Принимаем $t_p = 8 \text{ мм}$.

У подкрановых балок поперечные ребра жесткости не следует приваривать к поясам балки (рис. 2.29).

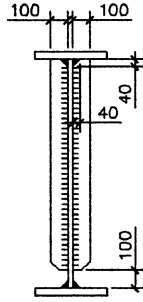


Рис. 2.29. Поперечное сечение подкрановой балки с промежуточными ребрами жесткости

Проверим местную устойчивость стенки балки в наиболее напряженном отрезе в среднем сечении по формуле (1.35) при расположении кранов для M_{\max} , используя ранее полученные значения для напряжений:

$$\sigma_x = 22,44 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma_{loc,y} = 10,0 \text{ кН/см}^2.$$

Среднее касательное напряжение в этом сечении

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{cp}}{t_w \cdot h_{ef}} = \frac{257,0}{1,1 \cdot 136,0} = 1,72 \text{ кН/см}^2.$$

В соответствии с п. 9.5.3 [16] устойчивость стенки балки, укрепленной только поперечными ребрами жесткости, при условной гибкости стенки

$$\bar{\lambda}_w \leq 6 \cdot \sqrt{R_y / \sigma_x} \quad (2.17)$$

считают обеспеченной, если выполняется условие (1.35)

В нашем случае $\bar{\lambda}_w = 4,22 < 6 \cdot \sqrt{24,0 / 22,44} = 6,2$ условие соблюдается.

Согласно п. 9.5.5, б [16] при отношении

$$a_p / h_{ef} = 2400 / 1360 = 1,76 > 0,8$$

проверку по формуле (1.35) необходимо выполнить дважды.

1) Вычисляют σ_{cr} по формуле

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot R_y / \bar{\lambda}_w^2, \quad (2.18)$$

также, как и при отсутствии местных напряжений.

Критическое местное напряжение определяется по формуле

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 \cdot c_2 \cdot R_y / \bar{\lambda}_w^2. \quad (2.19)$$

В формуле (2.18) коэффициент c_{cr} определяется в данном случае по табл. 2.5 для сварных балок в зависимости от коэффициента δ , вычисляемого по формуле

$$\delta = \beta \cdot (b_f / h_{ef}) \cdot (t_f / t_w)^3, \quad (2.20)$$

где $\beta = 2,0$, если крановые рельсы не приварены.

Таблица 2.5

Значения коэффициента c_{cr}

δ	≤ 8	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geq 30,0$
c_{cr}	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

Коэффициенты c_1 и c_2 в формуле (2.19) определяются по табл. 2.6 и 2.7. При определении коэффициентов c_1 и c_2 вместо размера a_p необходимо принять $a_1 = 0,5 \cdot a_p$ при $0,8 \leq a_p / h_{ef} \leq 1,33$ и $a_1 = 0,67 \cdot h_{ef}$ при $a_p / h_{ef} > 1,33$.

В рассматриваемом примере

$\delta = 2,0 \cdot (40 / 136) \cdot (2,0 / 1,1)^3 = 3,54$, что соответствует значению $c_{cr} = 34,3$ (табл. 2.5).

Таблица 2.6

Значения коэффициента c_1

ρ	c_1 при a_p / h_{ef} (a_1 / h_{ef})									
	0,50	0,60	0,67	0,80	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	≥ 2
0,10	56,7	46,6	41,8	34,9	28,5	24,5	21,7	19,5	17,7	16,2
0,15	38,9	31,3	27,9	23,0	18,6	16,2	14,6	13,6	12,7	12,0
0,20	33,9	26,7	23,5	19,2	15,4	13,3	12,1	11,3	10,7	10,2
0,25	30,6	24,9	20,3	16,2	12,9	11,1	10,0	9,4	9,0	8,7
0,30	28,9	21,6	18,5	14,5	11,3	9,6	8,7	8,1	7,8	7,6
0,35	28,0	20,6	17,4	13,4	10,2	8,6	7,7	7,2	6,9	6,7
0,40	27,4	20,0	16,8	12,7	9,5	7,9	7,0	6,6	6,3	6,1

Таблица 2.7

Значения коэффициента c_2

δ	c_2 при a_p/h_{ef} (a_1/h_{ef})							
	0,50	0,60	0,67	0,80	1,00	1,20	1,40	$\geq 1,60$
≤ 1	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56
2	1,64	1,64	1,64	1,67	1,76	1,82	1,84	1,85
4	1,66	1,67	1,69	1,75	1,88	2,01	2,09	2,12
6	1,67	1,68	1,70	1,77	1,92	2,08	2,19	2,26
10	1,68	1,69	1,71	1,78	1,96	2,14	2,28	2,38
≥ 30	1,68	1,70	1,72	1,80	1,99	2,20	2,38	2,52

По формуле (2.18)

$$\sigma_{cr} = 34,3 \cdot 24,0 / 4,22^2 = 46,2 \text{ кН/см}^2.$$

Отношение $a_p/h_{ef} = 1,76 > 1,33$, следовательно, $a_1 = 0,67 \cdot h_{ef} = 0,67 \cdot 136,0 = 91,1$ см.

Коэффициент ρ определяется по формуле

$$\rho = 1,04 \cdot l_{ef} / h_{ef}.$$

Вычисляем значения:

$$\rho = 1,04 \cdot 44,4 / 136,0 = 0,34 \text{ и } a_1/h_{ef} = 91,1 / 136,0 = 0,67.$$

По табл. 2.6 для $\rho = 0,34$ и $a_1/h_{ef} = 0,67$ $c_1 = 17,62$, а по табл. 2.7 $c_2 = 1,68$ при $\delta = 3,54$ и $a_1/h_{ef} = 0,67$.

По формуле (2.19)

$$\sigma_{loc,cr} = 17,62 \cdot 1,68 \cdot 24,0 / 4,22^2 = 39,89 \text{ кН/см}^2.$$

Касательное критическое напряжение определяется по формуле

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot (1 + 0,76/\mu^2) \cdot R_s \cdot \bar{\lambda}_d^2, \quad (2.21)$$

где μ – отношение большей стороны отсека стенки к меньшей;

$$\mu = a_p/h_{ef} = 240/136 = 1,764;$$

$$\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

 d – меньшая из сторон отсека; $d = h_{ef} = 136$ см

$$\bar{\lambda}_d = \frac{136,0}{1,1} \cdot \sqrt{24,0 / 2,06 \cdot 10^4} = 4,22 = \bar{\lambda}_w;$$

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 24,0 = 13,92 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot (1 + 0,76/1,764^2) \cdot 13,92 / 4,22^2 = 10,0 \text{ кН/см}^2.$$

По формуле (1.35)

$$\sqrt{\left(\frac{22,44}{46,2} + \frac{10,0}{39,89}\right)^2 + \left(\frac{1,72}{10,0}\right)^2} = 0,756 < \gamma_c = 1,0.$$

2) При вычислении σ_{cr} значение коэффициента c_{cr} следует принимать по табл. 2.8 в зависимости от отношения a_p/h_{ef} , если $a_p/h_{ef} \leq 2,0$; при $a_p/h_{ef} > 2,0$ следует принимать $a_p/h_{ef} = 2,0$.

$$\text{При } a_p/h_{ef} = 1,76 \text{ по табл. 2.8 } c_{cr} = 70,48 \text{ и } \sigma_{cr} = \frac{70,48 \cdot 24,0}{4,22^2} = 95,0 \text{ кН/см}^2.$$

Значения коэффициентов c_1 и c_2 принимаются по табл. 2.6 и 2.7 по фактическому отношению сторон отсека стенки.

$$a_p/h_{ef} = 1,76.$$

По табл. 2.6 при $\rho = 0,34$ и $a_p/h_{ef} = 1,76$ $c_1 = 7,14$; по табл. 2.7 при $\delta = 3,54$ и $a_p/h_{ef} = 1,76$ $c_2 = 1,91$.

Таблица 2.8

Значения коэффициента c_{cr}

Значение c_{cr} при a_p/h_{ef} или 2,0							
$\leq 0,8$	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
По табл. 2.5	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

По формуле (2.19)

$$\sigma_{loc,cr} = 7,14 \cdot 1,91 \cdot 24,0 / 4,22^2 = 18,38 \text{ кН/см}^2.$$

Величина касательного критического напряжения остается прежней, т.е. $\tau_{xy,cr} = 10,0$ кН/см².

Проверка стенки балки по формуле (1.35)

$$\sqrt{\left(\frac{22,44}{95,0} + \frac{10,0}{18,38}\right)^2 + \left(\frac{1,72}{10,0}\right)^2} = 0,8 < \gamma_c = 1,0.$$

Местная устойчивость стенки в среднем отсеке обеспечена. Для окончательного вывода об устойчивости стенки необходимо проверить и другие отсеки при различном расположении колес крана на подкрановой балке.

2.5.5. Расчет опорного ребра жесткости

Опорное ребро жесткости передает нагрузку от кранов на колонну. Сечение опорного ребра подбирают и проверяют по наибольшему значению поперечной силы подкрановой балки, т.е. по $Q_x = 1390$ кН.

Примем конструкцию опирания балки на колонну, как показано на рис. 2.30.

Требуемая площадь смятия торца ребра

$$A_p^{mp} = Q_x / R_p = 1390 / 36 = 38,61 \text{ см}^2,$$

где $R_p = R_u$ – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности.

Принимаем ребро шириной, равной ширине пояса балки, т.е. $b_p = b_f = 400$ мм.

Требуемая толщина опорного ребра из условия смятия торцевой поверхности

$$t_p^{mp} = A_p^{mp} / b_p = 38,61 / 40,0 = 0,97 \text{ см.}$$

Принимаем толщину ребра равную толщине стенки балки: $t_p = t_w = 1,1$ см.

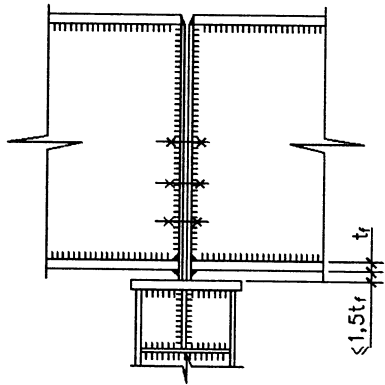


Рис. 2.30. Опирание подкрановых балок на колонну

Проверим опорное ребро на местную устойчивость

$$\frac{b_{ef,p}}{t_p} \leq \left[\frac{b_{ef,p}}{t_p} \right], \quad (2.22)$$

где $b_{ef,p} = \frac{b_p - t_w}{2}$ – свес ребра;

$$\left[\frac{b_{ef,p}}{t_p} \right] = (0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}_{on}) \cdot \sqrt{E/R_y} - \text{наибольшее отношение свеса ребра к}$$

его толщине (см. табл. 29* [11]);

$\bar{\lambda}_{on}$ – условная гибкость опорной стойки, в состав которой входит опорное ребро и примыкающая к нему часть стенки балки шириной $b_w = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E/R_y} = 0,65 \cdot 1,1 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24,0} = 20,95$ (рис. 2.31), определяемая по формуле $\bar{\lambda}_c = \frac{h_{ef}}{i_z} \cdot \sqrt{R_y/E}$.

Площадь сечения опорной стойки

$$A_{on} = A_p + t_w \cdot b_w = 1,1 \cdot 40,0 + 1,1 \cdot 20,95 = 67,1 \text{ см}^2.$$

Момент инерции сечения опорной стойки относительно оси $Z - Z$

$$J_z^{on} = \frac{1,1 \cdot 40,0^3}{12} + \frac{20,95 \cdot 1,1^3}{12} = 5869 \text{ см}^4.$$

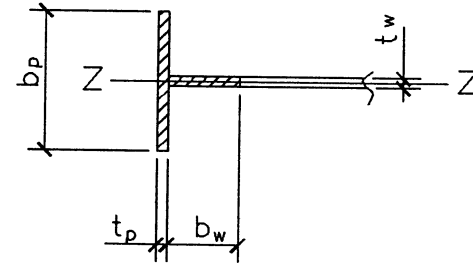


Рис. 2.31. Сечение опорной стойки

Радиус инерции сечения опорной стойки

$$i_z = \sqrt{J_z^{on} / A_{on}} = \sqrt{5869,0 / 67,1} = 9,35 \text{ см.}$$

Условная гибкость опорной стойки

$$\bar{\lambda}_{on} = \frac{h_{ef}}{i_z} \cdot \sqrt{R_y/E} = \frac{136,0}{9,35} \cdot \sqrt{24,0 / 2,06 \cdot 10^4} = 0,5 < 0,8,$$

в формулу для $\left[\frac{b_{ef,p}}{t_p} \right]$ следует подставлять $\bar{\lambda}_{on} = 0,8$.

$$\left[\frac{b_{ef,p}}{t_p} \right] = (0,36 + 0,1 \cdot 0,8) \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24,0} = 12,9 < \frac{b_{ef,p}}{t_p} = \frac{b_p - t_w}{2 \cdot t_p} = \frac{40,0 - 1,1}{2 \cdot 1,1} = 17,7$$

– местная устойчивость опорного ребра не обеспечена.

Следует увеличить толщину опорного ребра жесткости. При увеличении толщины ребра величина условной гибкости опорной стойки практически не

изменяется. Поэтому требуемую толщину ребра можно определить исходя из предельного значения отношения свеса ребра к его толщине $[b_{ef,p}/t_p]=12,9$.

$$\text{Приравняем } \frac{b_{ef,p}}{t_p} = \frac{b_p - t_w}{2 \cdot t_p} = 12,9.$$

$$\text{Отсюда } t_p^{mp} = \frac{b_p - t_w}{2 \cdot 12,9} = \frac{40,0 - 1,1}{2 \cdot 12,9} = 1,51 \text{ см.}$$

Примем $t_p = 1,6$ см.

Проверяем опорную стойку на устойчивость относительно оси z-z. Вычисляем геометрические характеристики опорной стойки:

$$A_{on} = 1,6 \cdot 40,0 + 1,1 \cdot 20,95 = 87,0 \text{ см}^2;$$

$$J_z^{on} = \frac{1,6 \cdot 40,0^3}{12} + \frac{20,95 \cdot 1,1^3}{12} = 8563 \text{ см}^4;$$

$$i_z = \sqrt{8563/87} = 9,9 \text{ см};$$

$$\lambda_{on} = \frac{h_{ef}}{i_z} = \frac{136,0}{9,9} = 13,7 - \text{ чему соответствует } \varphi = 0,976 \text{ при } R_y = 24 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma = \frac{Q_x}{\varphi \cdot A_{on}} = \frac{1390,0}{0,976 \cdot 87,0} = 16,4 \text{ кН/см}^2 < 24,0 \text{ кН/см}^2.$$

Рассчитываем прикрепление опорного ребра к стенке балки двусторонними швами с помощью полуавтоматической сварки проволокой Св-08А.

Параметры сварных швов:

$$R_{wf} = 18,0 \text{ кН/см}^2 \text{ (по табл. 56[11]);}$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37,0 = 16,65 \text{ кН/см}^2;$$

по табл. 34* [11] $\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$.

Определяем расчетное сечение сварного шва.

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 0,9 \cdot 18,0 = 16,2 \text{ кН/см}^2 < \beta_z \cdot R_{wz} = 1,05 \cdot 16,65 = 17,48 \text{ кН/см}^2 - \text{ расчет ведем по металлу шва.}$$

Требуемый катет шва

$$K_f^{mp} = \frac{1}{\beta_f} \cdot \sqrt{\frac{Q_x}{2 \cdot 85 \cdot R_{wf}}} = \frac{1}{0,9} \cdot \sqrt{\frac{1390,0}{2 \cdot 85 \cdot 18,0}} = 0,75 \text{ см.}$$

Принимаем шов $K_f = 8$ мм, что больше $K_{f,min} = 7$ мм (см. табл. 38* [11]). Проверяем расчетную длину части шва

$$l_f = 85 \cdot \beta_f \cdot K_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2 \text{ см} < h_{ef} = 136 \text{ см.}$$

Ребро привариваем к стенке по всей высоте h_{ef} сплошными швами.

2.5.6. Расчет поясных швов

Требуемый катет поясного шва верхнего пояса определяем по формуле (1.40).

Для поясных швов применяем автоматическую сварку под слоем флюса марки АН-348-А сварочной проволокой марки Св-08ГА, для которой $R_{wf} = 20$ кН/см² (табл. 56 [11]); положение шва при сварке – в лодочку: $\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$ (табл. 34* [11]); $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37,0 = 16,65$ кН/см², где $R_{un} = 37$ кН/см² – при толщине проката от 10 до 20 мм (табл. 51* [11]).

Определяем расчетное сечение сварного шва $\beta_f \cdot R_{wf} = 0,9 \cdot 20,0 = 18,0$ кН/см² $> \beta_z \cdot R_{wz} = 1,05 \cdot 16,65 = 17,48$ кН/см². Расчет шва следует вести по металлу границы сплавления.

Необходимые величины, входящие в формулу (1.40): $Q_x = 1390$ кН; $S_f = 5526$ см³ (см. п. 2.5.3); $J_x = 992344$ см⁴; $\gamma_{f1} = 1,1$; $F'_{k2} = \gamma_f \cdot F_{k2}^n = 1,1 \cdot 402 = 442$ кН; $l_{ef} = 44,4$ см; $\gamma_{wz} = \gamma_c = 1,0$.

$$K_f = \frac{1}{2 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 16,65 \cdot 1} \cdot \sqrt{\left(\frac{1390 \cdot 5526}{992344}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \cdot 442,0}{44,4}\right)^2} = 0,35 \text{ см.}$$

Принимаем $K_f = 6$ мм = $K_{f,min}$ при $t_f = 20$ мм (табл. 38* [11]).

2.6. Компоновка поперечной рамы цеха

Исходные данные – см. п. 2.1 и п. 2.5.1. Схема поперечной рамы показана на рис. 1.1.

Размеры рамы по вертикали:

$$H_2 \geq H_k + 100 + f = 4000 + 100 + 300 = 4400 \text{ мм,}$$

где принято $f = 300$ мм.

Принимаем $H_2 = 4400$ мм.

$$H_0 = H_1 + H_2 = 11500 + 4400 = 15900 \text{ мм.}$$

Ближайший размер, кратный 600 мм и больший 15900 мм, – 16200 мм. Принимаем $H_0 = 16200$ мм. В связи с изменением величины H_0 увеличим отметку головки кранового рельса и примем

$$H_1 = H_0 - H_2 = 16200 - 4400 = 11800 \text{ мм.}$$

Высота верхней части колонны

$$H_e = H_2 + h_6 + h_p = 4400 + 1400 + 150 = 5950 \text{ мм.}$$

Примем $H_e = 6000$ мм (увеличим f до 350 мм). Тогда $H_2 = 4400 + 50 = 4450$ мм и $H_1 = 16200 - 4450 = 11750$ мм.

При заглублении базы колонны на 800 мм ниже нулевой отметки

$$H_n = H_0 - H_e + 800 = 16200 - 6000 + 800 = 11000 \text{ мм.}$$

Полная высота колонны (рамы)

$$H = H_e + H_n = 6000 + 11000 = 17000 \text{ мм.}$$

Назначаем размеры рамы по горизонтали.

Примем высоту сечения верхней части колонны $h_e = 700$ мм

$$> \frac{1}{12} H_e = \frac{1}{12} \cdot 6000 = 500 \text{ мм, привязку } a = 500 \text{ мм (для крана } Q = 80/20 \text{ т).}$$

Высота сечения нижней части колонны по формуле (1.8)

$$h_n \geq h_e + B_1 + 75 \text{ мм} = 700 + 400 + 75 = 1175 \text{ мм.}$$

Расстояние от оси колонны до оси подкрановой балки по формуле (1.7)

$$l_1 = 400 + (700 - 500) + 75 = 675 \text{ мм.}$$

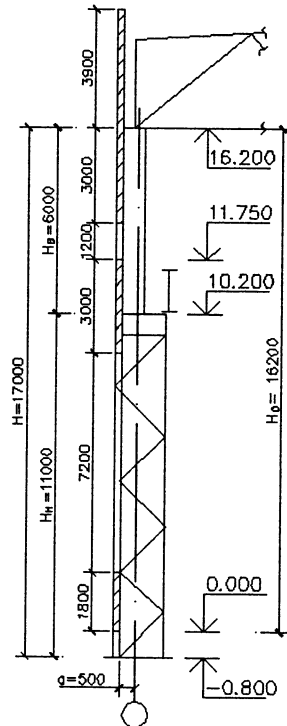


Рис. 2.32. Размеры рамы по высоте

Для пролета цеха $l = 30$ м по ГОСТу пролет крана ($Q = 80/20$ т) $l_k = 28$ м. Тогда

$$l_1 = \frac{l - l_k}{2} = \frac{30 - 28}{2} = 1 \text{ м} = 1000 \text{ мм} > 675 \text{ мм.}$$

При этом высота сечения нижней части колонны

$$h_n = a + l_1 = 500 + 1000 = 1500 \text{ мм;}$$

$$h_n = 1500 \text{ мм} > \frac{1}{20} \cdot H = \frac{1}{20} \cdot 17000 = 850 \text{ мм.}$$

Требование (1.10) выполняется.

Результаты компоновки рамы (рис. 2.32)

$H = 17000$ мм; $H_e = 6000$ мм; $H_n = 11000$ мм; $h_e = 700$ мм; $h_n = 1500$ мм; $a = 500$ мм; $H_1 = 11750$ мм.

2.7. Нагрузка на поперечную раму

2.7.1. Постоянная нагрузка

Расчетная нагрузка на 1 м^2 покрытия (табл. 2.1) с учетом собственного веса стропильной фермы со связями ($g_{\phi} = 1,05 \cdot 0,3 = 0,32 \text{ кН/м}^2$)

$$g = 0,52 + 0,26 + 0,22 + 0,07 + 0,12 + 0,11 + 0,32 = 1,62 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетная равномерно распределенная нагрузка на ригель рамы

$$q_n = g \cdot B = 1,62 \cdot 12,0 = 19,44 \text{ кН/м.}$$

Примем расход стали на колонну, приходящийся на 1 м^2 пола цеха $g_{кн} = 50 \text{ кг/м}^2 = 0,5 \text{ кН/м}^2$ (при $Q = 80/20 \text{ т} < 100 \text{ т}$).

Приблизительно собственный вес колонны по формуле (1.45)

$$G_{кн} = 1,05 \cdot 0,5 \cdot 12 \cdot \frac{30}{2} = 95 \text{ кН.}$$

Распределяя этот вес между надкрановой и подкрановой частями колонны, получим по формуле (1.46)

$$G_{кн}^e = 0,3 \cdot 95 = 28 \text{ кН и } G_{кн}^n = 0,7 \cdot 95 = 67 \text{ кН.}$$

Пусть поверхностная масса стен 200 кг/м^2 , переплетов с остеклением – 35 кг/м^2 [1]. При этом получаем вес стены и остекления в верхней части колонны

$$G_{2,n} = 1,2 \cdot 2,0 \cdot (3,0 + 3,9) \cdot 12 + 1,1 \cdot 0,35 \cdot 1,2 \cdot 12 = 204 \text{ кН,}$$

соответственно в нижней части колонны

$$G_{1,n} = 1,2 \cdot 2,0 \cdot (1,8 + 3,0) \cdot 12 + 1,1 \cdot 0,35 \cdot 7,2 \cdot 12 = 172 \text{ кН},$$

где $\gamma_f = 1,2$ – для нагрузки от веса стены, $\gamma_f = 1,1$ – для нагрузки от веса остекления.

Суммарная нагрузка на верхнюю часть колонны

$$N_{2,n} = \frac{q_n \cdot l}{2} + G_2 + G_{kn}^s = \frac{19,44 \cdot 30,0}{2} + 204 + 28 = 524 \text{ кН},$$

которая вызывает в месте изменения сечения колонны изгибающий момент

$$M_n = N_{2,n} \cdot e = N_{2,n} \cdot \frac{h_n - h_e}{2} = 524 \cdot \frac{1,5 - 0,7}{2} = 210 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

В нижней части колонны продольная сила суммируется с верхней $N_{2,n}$:

$$N_{1,n} = N_{2,n} + G_1 + G_{kn}^n = 524 + 172 + 67 = 763 \text{ кН}.$$

Расчетная схема рамы на постоянные нагрузки показана на рис. 1.19 (сила $N_{1,n}$ условно не показана).

2.7.2. Снеговая нагрузка

Интенсивность равномерно распределенной снеговой нагрузки на ригель рамы по формуле (1.48)

$$q_{сн} = s \cdot B,$$

где $s = s_g \cdot \mu = 1,8 \cdot 1,0 = 1,8 \text{ кН/м}^2$;

$s_g = 1,8 \text{ кН/м}^2$ – расчетная снеговая нагрузка для III снегового района на 1 м^2 поверхности земли;

$\mu = 1,0$ при $\alpha < 25^\circ$; $B = 12 \text{ м}$; $q_{сн} = 1,8 \cdot 12 = 21,6 \text{ кН/м}$.

Изгибающий момент от снеговой нагрузки в месте изменения сечения колонны

$$M_{сн} = N_{сн} \cdot e = \frac{q_{сн} \cdot l}{2} \cdot \frac{h_n - h_e}{2} = \frac{21,6 \cdot 30 \cdot (1,5 - 0,7)}{2 \cdot 2} = 130 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Продольная сила от снега будет постоянной по высоте колонны, т.е.

$$N_{1,сн} = N_{2,сн} = N_{сн} = \frac{21,6 \cdot 30,0}{2} = 324 \text{ кН}.$$

2.7.3. Ветровая нагрузка

Нормативное давление ветра для II-го района $w_0 = 0,3 \text{ кН/м}^2$ (табл. 1.4). Для местности типа В коэффициент K при высоте до 5 м – 0,5; для 10 м

– 0,65; для 20 м – 0,85, для 30 м – 0,98 ≈ 1 .

По формуле (1.49) интенсивность ветровой нагрузки по высоте колонны

$$q_e = 1,4 \cdot 0,3 \cdot K \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 4,03 \cdot K,$$

где $C_e = 0,8$ – с наветренной стороны здания (см. рис. 1.20);

$C_{ez} = -0,6$ – с заветренной стороны здания.

Заменим фактический коэффициент K на эквивалентный постоянного значения $K_{эк}$. Для чего вычислим момент $M(K)$ в заделке колонны, принимая коэффициент K как нагрузку (рис. 2.33). Коэффициент K для промежуточных табличных высот:

$$K_{16,2} = K_{10} + \frac{(16,2 - 10,0) \cdot (K_{20} - K_{10})}{10,0} = 0,65 + \frac{(16,2 - 10,0) \cdot (0,85 - 0,65)}{10,0} = 0,774;$$

$$K_{20,1} \approx K_{20} = 0,85.$$

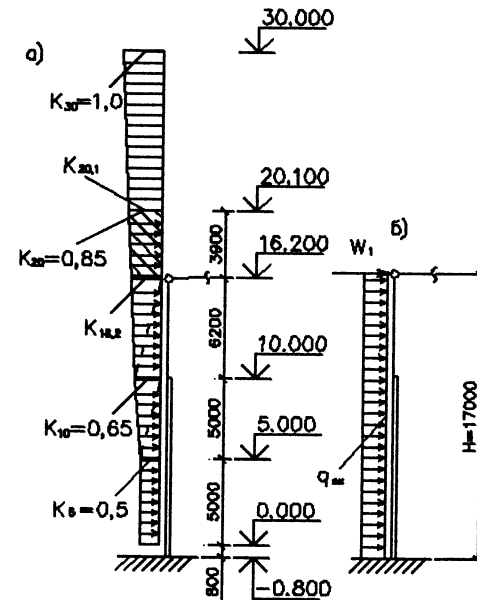


Рис. 2.33. Схема ветровой нагрузки на раму: а) – по СНиПу[13]; б) – эквивалентная.

$$M(K) = 0,5 \cdot 5,0 \cdot \left(\frac{5}{2} + 0,8 \right) + \frac{1}{2} \cdot 0,5 \cdot 5,0 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot 5,0 + 5,0 + 0,8 \right) +$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot 0,65 \cdot 5,0 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 5,0 + 5,0 + 0,8 \right) + \frac{1}{2} \cdot 0,65 \cdot 6,2 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot 6,2 + 2 \cdot 5,0 + 0,8 \right) +$$

$$+\frac{1}{2} \cdot 0,774 \cdot 6,2 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 6,2 + 2 \cdot 5,0 + 0,8 \right) = 94,18 \cdot$$

По формуле (1.50)

$$K_{эк} = \frac{2 \cdot 94,18}{17,0^2} = 0,652.$$

Эквивалентная равномерно распределенная ветровая нагрузка на раму по формулам (1.51)

$$q_{эк} = q_e = 4,03 \cdot K_{эк} = 4,03 \cdot 0,652 = 2,63 \text{ кН/м};$$

$$q'_{эк} = q'_e = q_{эк} \cdot \frac{C_{ez}}{C_e} = 2,63 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 1,97 \text{ кН/м}.$$

Знак минус для коэффициента C_{ez} учитывается направлением ветровой нагрузки с заветренной стороны здания.

Ветровая нагрузка на ригель рамы:

$$W_1 = \frac{k_{20,1} + k_{16,2}}{2} \cdot h_p \cdot \gamma_f \cdot w_0 \cdot c \cdot B = \frac{0,85 + 0,774}{2} \cdot 3,9 \cdot 1,4 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 12,0 = 13 \text{ кН};$$

$$W'_1 = W_1 \cdot \frac{c_{e3}}{c_e} = 13,0 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 10 \text{ кН}.$$

Суммарная нагрузка на ригель рамы

$$W = W_1 + W'_1 = 13 + 10 = 23 \text{ кН}.$$

2.7.4. Нагрузки от мостовых кранов

Вес подкрановых конструкций по формуле (1.53).

$$G_{пк} = 1,05 \cdot 0,5 \cdot \frac{30,0}{2} \cdot 12,0 = 95 \text{ кН},$$

где $g_{пк} = 0,5 \text{ кН/м}^2$.

Максимальное вертикальное давление на колонну определяем по формуле (1.52), используя линию влияния опорной реакции балки (рис. 2.34).

Максимальное вертикальное давление кранов

$$D_{\max} = 0,85 \cdot [442 \cdot (0,925 + 1,0 + 0,317 + 0,242) + 410 \cdot (0,488 + 0,563 + 0,754 + 0,679)] + 95 = 1894 \text{ кН}.$$

Соответствующее минимальное вертикальное давление кранов

$$D_{\min} = 0,85 \cdot [118 \cdot (0,925 + 1,0 + 0,317 + 0,242) + 109 \cdot (0,488 + 0,563 + 0,754 + 0,679)] + 95 = 574 \text{ кН}.$$

Сосредоточенные моменты от вертикальных сил D_{\max} и D_{\min} по формулам (1.58)

$$M_{\max} = 1894,0 \cdot 0,75 = 1421 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\min} = 574,0 \cdot 0,75 = 431 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $e_k = 0,5 \cdot h_n = 0,5 \cdot 1,5 = 0,75 \text{ м}.$

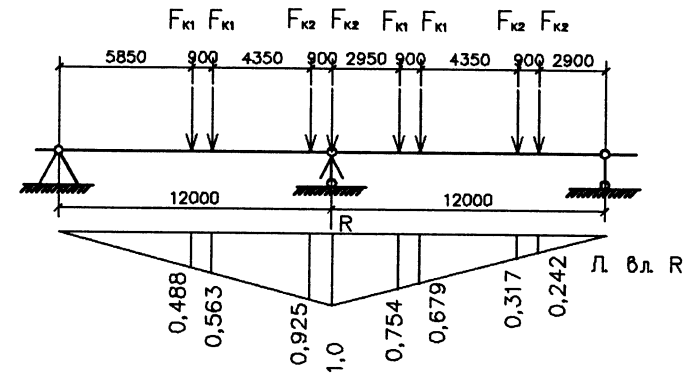


Рис. 2.34. Схема загрузки линии влияния опорной реакции для определения D_{\max}

Поперечное торможение кранов определяем по формуле (1.59)

$$T = 0,85 \cdot 15,0 \cdot 4,968 = 63 \text{ кН},$$

$$\sum y_i = 4,968 \text{ (см. рис. 2.34)}.$$

Расчетная схема рамы на крановые нагрузки показана на рис. 1.24.

2.8. Определение приближенного значения отношения жесткостей колонны

По формуле (1.60) определяем момент инерции сечения нижней части колонны. Предварительно вычислим по формуле (1.62) опорную реакцию ригеля, как балки на двух опорах, от постоянной и снеговой нагрузок.

$$R_2 = \frac{(19,44 + 21,6) \cdot 30}{2} = 616 \text{ кН}.$$

Примем $K_2 = 3,6$ (с учетом $Q = 80/20 \text{ т}$) и $K_1 = 2,0$; $R_y = 24,0 \text{ кН/см}^2$.

$$J_1 = \frac{(616 + 2 \cdot 1894) \cdot 1,5 \cdot 10^4}{3,6 \cdot 24,0} = 114,7 \cdot 10^4 \text{ см}^4.$$

Момент инерции сечения верхней части колонны по формуле (1.63)

$$J_2 = \frac{114,7 \cdot 10^4}{2,0} \cdot \left(\frac{0,7}{1,5} \right)^2 = 12,5 \cdot 10^4 \text{ см}^4.$$

Отношение моментов инерций сечений верхней части колонны к нижней

$$n = \frac{J_2}{J_1} = \frac{12,5 \cdot 10^4}{114,7 \cdot 10^4} = 0,11.$$

2.9. Определение коэффициента K_{np} , учитывающего пространственную работу каркаса здания

Коэффициент K_{np} определяется по формуле (1.66)

Примем величину отношения $\frac{\sum J_n}{J_n}$ равной $\frac{1}{4}$, находящейся в интервале

рекомендованного изменения величин данного отношения для покрытий с профилированным стальным настилом.

Параметр

$$\beta = \frac{12^3 \cdot 0,74 \cdot 1}{17^3 \cdot 4} = 0,065.$$

По табл. 1.7 при $\beta = 0,065$ $\alpha = 0,655$ и $\alpha' = -0,253$.

При $n_c = 8$ и $\sum y_i = 4,968$ по формуле (1.66)

$$K_{np} = 0,655 - 0,253 \cdot \left(\frac{8,0}{4,968} - 1 \right) = 0,5.$$

2.10. Определение усилий в характерных сечениях стойки рамы

2.10.1. Определение крановых усилий в характерных сечениях стоек рамы

Внутренние усилия в сечениях левой колонны при загрузении рамы вертикальным давлением кранов:

продольное усилие в ригеле рамы по формуле (1.72),

где $\lambda = \frac{6}{17} = 0,353$;

$$\lambda_0 = 1 + 0,353^3 / 0,11 - 0,353^3 = 1,356.$$

$$S_{np} = \frac{3 \cdot 1421 \cdot (1 - 0,353^2)}{4 \cdot 17 \cdot 1,356} \cdot \left[(1 + 0,5) + \frac{431}{1421} \cdot (1 - 0,5) \right] = 67 \text{ кН}.$$

Моменты, продольные и поперечные силы в характерных сечениях рамы (рис. 1.28) определяем по формулам (1.73) – (1.76). При расположении груза с тележкой у левой колонны:

$$M_1 = 67 \cdot 17 - 1421 = -282 \text{ кН·м};$$

$$M_2 = 67,0 \cdot 0,353 \cdot 17,0 - 1421 = -1019 \text{ кН·м};$$

$$M_3 = 67,0 \cdot 0,353 \cdot 17,0 = 402 \text{ кН·м};$$

$$N_1 = N_2 = -1894 \text{ кН}; N_3 = 0;$$

$$Q_1 = -67 \text{ кН};$$

Груз у правой колонны:

$$M_1 = 67 \cdot 17 - 431 = 708 \text{ кН·м};$$

$$M_2 = 67,0 \cdot 0,353 \cdot 17,0 - 431 = -29 \text{ кН·м};$$

$$M_3 = 67,0 \cdot 0,353 \cdot 17,0 = 402 \text{ кН·м};$$

$$N_1 = N_2 = -574 \text{ кН}; N_3 = 0;$$

$$Q_1 = -67 \text{ кН}.$$

Знак минус для изгибающих моментов означает расположение ординаты момента с левой стороны левой колонны, а знак плюс – с правой стороны.

Внутренние усилия в сечениях левой колонны от сил поперечного торможения кранов (рис. 1.29).

Торможение кранов на левую колонну (формулы (1.77) – (1.79)): продольное усилие в ригеле рамы,

где $\lambda_2 = 2 - 3 \cdot \lambda + \lambda^3 = 2 - 3 \cdot 0,353 + 0,353^3 = 0,985$;

$$\lambda_0 = 1,356; T = 63 \text{ кН};$$

$$S_T = \frac{63 \cdot 0,985}{4 \cdot 1,356} \cdot (1 + 0,5) = 17 \text{ кН};$$

$$M_1 = \pm [17 - 63 \cdot (1 - 0,353)] \cdot 17 = \pm 404 \text{ кН·м};$$

$$M_2 = M_3 = \pm 17,0 \cdot 0,353 \cdot 17,0 = \pm 102 \text{ кН·м};$$

$$N_1 = N_2 = N_3 = 0;$$

$$Q_1 = \pm S_T = \pm 17 \text{ кН};$$

торможение кранов на правую колонну (формулы (1.80) и (1.81)):

$$M_1 = \pm 17,0 \cdot 17,0 = \pm 289 \text{ кН·м};$$

$$M_2 = M_3 = \pm 17,0 \cdot 0,353 \cdot 17,0 = \pm 102 \text{ кН·м};$$

$$N_1 = N_2 = N_3 = 0;$$

$$Q_1 = \pm 17 \text{ кН}.$$

2.10.2. Определение внутренних усилий в сечениях колонны от постоянной и снеговой нагрузок (рис. 1.30)

Продольное усилие в ригеле рамы определяем по формуле (1.82)

$$S_n = \frac{3 \cdot 210 \cdot (1 - 0,353^2)}{2 \cdot 17 \cdot 1,356} = 12 \text{ кН}.$$

Усилия от постоянных нагрузок (по формулам (1.83) и (1.84)):

$$M_{1,n} = -12 \cdot 17 + 210 = 6 \text{ кН·м};$$

$$M_{2,n} = -12 \cdot 0,353 \cdot 17 + 210 = 138 \text{ кН·м};$$

$$M_{3,n} = -12 \cdot 0,353 \cdot 17 = -72 \text{ кН·м};$$

$$N_{2,n} = N_{3,n} = -524 \text{ кН};$$

$$N_{1,n} = -763 \text{ кН};$$

$$Q_{1,n} = 12 \text{ кН.}$$

Усилия от снеговых нагрузок:

$$S_{сн} = \frac{3 \cdot 130 \cdot (1 - 0,353^2)}{2 \cdot 17 \cdot 1,356} = 7,4 \text{ кН;}$$

$$M_{1,сн} = -7,4 \cdot 17 + 130 = 4,2 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$M_{2,сн} = -7,4 \cdot 0,353 \cdot 17 + 130 = 85,6 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$M_{3,сн} = -7,4 \cdot 0,353 \cdot 17 = -44,4 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$N_{2,сн} = N_{1,сн} = N_{3,сн} = -324 \text{ кН;}$$

$$Q_{1,сн} = 7 \text{ кН.}$$

2.10.3. Определение усилий в сечениях колонны от ветровой нагрузки (рис. 1.31)

Продольное усилие в ригеле рамы определяется по формуле (1.86).

$$S_e = \frac{3 \cdot 2,63 \cdot 17,0 \cdot 1,126}{16 \cdot 1,356} \cdot \left(1 - \frac{1,97}{2,63}\right) = 1,75 \text{ кН,}$$

где $q_e = 2,63 \text{ кН/м}$; $q'_e = 1,97 \text{ кН/м}$.

Усилия в сечениях левой колонны:

ветер слева (по формулам (1.87), (1.88)).

$$M_1 = 1,75 \cdot 17 - 2,63 \cdot 17,0^2 / 2 - \frac{23 \cdot 17}{2} = -546 \text{ кН}\cdot\text{м,}$$

где $W = 23 \text{ кН}$ – см. п. 2.7.3;

$$M_2 = M_3 = 0,353 \cdot 17,0 \cdot (1,75 - 2,63 \cdot 0,353 \cdot 17,0 / 2 - 23 / 2) = -106 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$N_{1,e} = N_{2,e} = N_{3,e} = 0;$$

$$Q_{1,e} = 2,63 \cdot 17,0 - 1,75 + 23 / 2 = 54,5 \text{ кН;}$$

ветер справа (по формулам (1.89), (1.90))

$$M_1 = 1,75 \cdot 17 + 1,97 \cdot 17,0^2 / 2 + 23 \cdot 17 / 2 = 510 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$M_2 = M_3 = 0,353 \cdot 17,0 \cdot (1,75 + 1,97 \cdot 0,353 \cdot 17,0 / 2 + 23 / 2) = 115 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$Q_{1,e} = -1,97 \cdot 17,0 - 1,75 - 23 / 2 = -46,7 \text{ кН.}$$

2.11. Определение расчетных сочетаний усилий в сечениях левой колонны

Сведем результаты расчета рамы в табл. 2.9. На основании табл. 2.9 составляется табл. 2.10 расчетных усилий в характерных сечениях левой колонны с учетом сочетания нагрузок.

При заполнении таблицы 2.10 следует учитывать правила, приведенные в п. 1.12.

Расчетные усилия в характерных сечениях левой стойки можно получить на ЭВМ, программа которой приведена в приложении 6 (автор программы – аспирант Усачев В.В.).

Исходные данные для исполнения программы:

1. $M_{п}$ – момент от постоянных нагрузок (кН·м);
2. $N_{1,п}$ – продольная сила в подкрановой части колонны (кН);
3. $N_{2,п}$ – то же – в надкрановой части;
4. H – высота рамы (м);
5. $\lambda = H_B / H$;
6. $n = J_2 / J_1$ – отношение моментов инерции сечений колонны (1.63);
7. $M_{сн}$ – момент от снеговой нагрузки (кН·м);
8. $N_{сн}$ – продольная сила в колонне от снеговой нагрузки (кН);
9. M_{\max} – максимальный момент от кранового давления (кН·м);
10. M_{\min} – минимальный момент от кранового давления (кН·м);
11. D_{\max} – максимальное давление кранов на колонну (кН);
12. D_{\min} – минимальное давление кранов на колонну (кН);
13. T – поперечное торможение кранов на колонну (кН);
14. $K_{пр}$ – коэффициент, учитывающий пространственную работу каркаса здания (см. п.п 1.9 и 2.9);
15. q_e – интенсивность ветровой нагрузки на наветренную колонну (кН/м);
16. q'_e – то же на заветренную колонну (кН/м);
17. W – сосредоточенная ветровая нагрузка на ригель рамы (кН).

Таблица 2.9

Внутренние усилия в сечениях левой стойки рамы
при различных загрузениях

№ загрузки	Вид нагрузки	ψ	Характерные сечения стойки							
			в нижней части				в верхней			
			1-1		2-2		3-3			
			M, кН·м	N, кН	Q, кН	M, кН·м	N, кН	M, кН·м	N, кН	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Постоянная	1,0	6	-763	12	138	-524	-72	-524	
2	Снеговая	1,0	4,2	-324	7	88	-324	-42	-324	
		0,9	3,7	-292	6	79	-292	-38	-292	
3	На левую стойку	1,0	-282	-1894	-67	-1019	-1894	402	0	
		0,9	-254	-1705	-60	-917	-1705	362	0	
3*	На правую стойку	1,0	708	-574	-67	-29	-574	402	0	
		0,9	637	-517	-60	-26	-517	362	0	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
4	На левую стойку	1,0	±404	0	±17	±102	0	±102	0	
		0,9	±364	0	±15	±92	0	±92	0	
4*	На правую стойку	1,0	±289	0	±17	±102	0	±102	0	
		0,9	±260	0	±15	±92	0	±92	0	
5	Слева	1,0	-546	0	54,5	-106	0	-106	0	
		0,9	-491	0	49,0	-95	0	-95	0	
5*	Справа	1,0	510	0	-46,7	115	0	115	0	
		0,9	459	0	-42,0	104	0	104	0	

Таблица 2.10

Расчетные усилия в сечениях левой колонны
при различных сочетаниях нагрузок

Комбинация усилий	Коэффициент сочетаний	Номера нагрузок и усилий	Характерные сечения частей колонны					
			нижней			верхней		
			1-1		2-2		3-3	
			M, кН·м	N, кН	M, кН·м	N, кН	M, кН·м	N, кН
$+M_{\max}$ $N_{\text{соотв.}}$	$\psi = 1$	№ нагрузок	1, 3*, 4(+)		1, 2		1, 3, 4(+)	
		усилия	1118	-1337	226	-848	432	-524
$N_{\text{соотв.}}$	$\psi = 0,9$	№ нагрузок	1, 2, 3*, 4(+), 5*		1, 2, 5		1, 3, 4(+), 5*	
		усилия	1476	-1572	321	-816	486	-524
$-M_{\max}$ $N_{\text{соотв.}}$	$\psi = 1$	№ нагрузок	1, 3, 4(-)		1, 3, 4(-)		1, 5	
		усилия	-680	-2657	-983	-2413	-178	-524
$N_{\text{соотв.}}$	$\psi = 0,9$	№ нагрузок	1, 3, 4(-), 5		1, 3, 4(-), 5		1, 2, 5	
		усилия	-1103	-2468	-966	-2229	-205	-816
N_{\max} $+M_{\text{соотв.}}$	$\psi = 1$	№ нагрузок	1, 3, 4(+)		1, 3*, 4(+)		1, 3, 4(+)	
		усилия	128	-2657	211	-1098	432	-524
$+M_{\text{соотв.}}$	$\psi = 0,9$	№ нагрузок	1, 2, 3, 4(+), 5*		1, 2, 3*, 4(+), 5*		1, 2, 3, 4(+), 5*	
		усилия	585	-2760	398	-1333	448	-816
N_{\max} $-M_{\text{соотв.}}$	$\psi = 1$	№ нагрузок	1, 3, 4(-)		1, 3, 4(-)		1, 2	
		усилия	-680	-2657	-983	-2418	-114	-848
$-M_{\text{соотв.}}$	$\psi = 0,9$	№ нагрузок	1, 2, 3, 4(-), 5		1, 2, 3, 4(-), 5		1, 2, 5	
		усилия	-1093	-2760	-886	-2520	-216	-816
N_{\min} $+M_{\text{соотв.}}$	$\psi = 1$	№ нагрузок	1, 5*					
		усилия	516	-763				
N_{\min} $-M_{\text{соотв.}}$	$\psi = 1$	№ нагрузок	1, 5					
		усилия	-540	-763				

Примечания:

1. Заштрихованные усилия в сечении 1-1 являются расчетными для подбора сечения подкрановой части колонны;
2. Заштрихованные усилия в сечении 3-3 – для подбора сечения надкрановой части колонны;
3. В кружочках продольные усилия в сечениях 2-2 и 3-3 при одинаковых загрузениях (кроме 4(-), 4(+), 5* и 5 – не дают продольных сил в колонне) для определения расчетных длин частей колонны в плоскости рамы.

Максимальное значение абсолютной величины поперечной силы в сечении 1-1 при загрузении рамы 1, 3, 4(-), 5*:

$Q = 12 - 60 - 15 - 42 = -105$ кН – для расчета решетки подкрановой части колонны.

2.12. Определение расчетных длин частей колонны

Отношение моментов инерции сечения надкрановой к подкрановой части

$$J_2 / J_1 = 0,11 - \text{см п. 2.8.}$$

По формулам (1.92) определяем параметры колонны

$$n = \frac{0,11 \cdot 11,0}{6,0} = 0,202;$$

где $l_1 = H - a = H - H_g = 17 - 6 = 11$ м; $l_2 = H_g = 6$ м;

$$\alpha_1 = \frac{6}{11} \cdot \sqrt{\frac{1}{0,11 \cdot 3,09}} = 0,936,$$

где $\beta = N_{1,\max} / N_2 = 2521 / 816 = 3,09$;

$N_{1,\max}$ и N_2 – см. табл. 2.10 (значения продольных сил в кружочках).

При $n = 0,202$ и $\alpha_1 = 0,936$ по табл. 67 [11] значение коэффициента $\mu_1 = 2,635$.

Коэффициент $\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 = 2,635 / 0,936 = 2,815 < 3,0$.

Расчетная длина подкрановой части колонны

$$l_{x,1} = \mu_1 \cdot l_1 = 2,635 \cdot 11,0 = 29,0 \text{ м,}$$

соответственно надкрановой части

$$l_{x,2} = \mu_2 \cdot l_2 = 2,815 \cdot 6,0 = 16,9 \text{ м.}$$

Расчетные длины колонны из плоскости рамы подкрановой части

$$l_{1,y} = H - H_g = 17 - 6 = 11 \text{ м;}$$

надкрановой части

$$l_{2,y} = H_B - h_{нб} = 6 - 1,4 = 4,6 \text{ м,}$$

где $h_{нб} = 1,4$ м – см. п. 2.5.3.

2.13. Подбор и проверка сечения надкрановой части колонны

Исходные данные:

$l_{x,2} = 16,9$ м; $l_{y,2} = 4,6$ м; $h_g = 700$ мм; $M_{расч} = 448$ кН·м; $N_{расч} = -816$ кН – см. табл. 2.10 (сечение 3–3); $R_y = 24$ кН/см²; $\gamma_n = 0,95$; $\gamma_c = 1,0$.

Определяем условную гибкость надкрановой части колонны по формуле (1.95)

$$\bar{\lambda}_x = \frac{16,9 \cdot 10^2}{0,42 \cdot 70,0} \cdot \sqrt{24 / 2,06 \cdot 10^4} = 1,96;$$

относительный эксцентриситет по формуле (1.96)

$$m_x = \frac{448 \cdot 10^2}{816 \cdot 0,35 \cdot 70,0} = 2,24.$$

По табл. 1.8 при $\bar{\lambda}_x = 1,96$ и $m_x = 2,24$, задавая отношением $A_f / A_w = 1,0$, коэффициент влияния формы сечения

$$\eta = 1,9 - 0,1 \cdot m_x - 0,02 \cdot (6,0 - m_x) \cdot \bar{\lambda}_x = 1,9 - 0,1 \cdot 2,24 - 0,02 \cdot (6,0 - 2,24) \cdot 1,96 = 1,529.$$

Приведенный относительный эксцентриситет

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,529 \cdot 2,24 = 3,43.$$

По табл. 74 [11] при $m_{ef} = 3,43$ и $\bar{\lambda}_x = 1,96$ коэффициент $\varphi_e = 0,29$.

Требуемая площадь сечения по формуле (1.97)

$$A_{mp} = \frac{816 \cdot 0,95}{0,29 \cdot 24,0 \cdot 1,0} = 111,4 \text{ см}^2.$$

Компонуем сечения надкрановой части колонн исходя из величины $A_{mp} = 111,4$ см². Толщину стенки рекомендуется принимать 6–8 мм, а толщину полка – 10–20 мм, соблюдая соотношение $t_f / t_w \approx 1,5 \dots 2,0$.

Примем $t_w = 8$ мм (при $h_b = 700$ мм) и $t_f = 14$ мм. Тогда $h_{ef} = h - 2 \cdot t_f = 700 - 2 \cdot 14 = 672$ мм, $h_{ef} / t_w = 672 / 8 = 84 > 80$ – возможна местная потеря устойчивости стенки сечения. Проверим это предположение.

Предельная условная гибкость стенки определяется по формуле (1.99).

При $\bar{\lambda}_x = 1,96 < 2,0$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \cdot 1,96^2 = 1,876 < 3,1.$$

Условная гибкость стенки по формуле (1.98)

$$\bar{\lambda}_w = \frac{67,2}{0,8} \sqrt{24,0 / 2,06 \cdot 10^4} = 2,867 > \bar{\lambda}_{uw} = 1,876 - \text{стенка потеряет устойчивость.}$$

Величина крайнего устойчивого участка стенки, примыкающего к полке

$$h_1 \approx 0,45 \cdot t_w \bar{\lambda}_{uw} \cdot \sqrt{E / R_y} = 0,45 \cdot 0,8 \cdot 1,876 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24,0} = 19,8 \text{ см.}$$

Требуемая площадь сечения полки

$$A_{f,mp} = (A_{mp} - 2 \cdot h_1 \cdot t_w) / 2 = (111,4 - 2 \cdot 19,8 \cdot 0,8) / 2 = 40,0 \text{ см}^2.$$

Предельная величина отношения свеса полки к ее толщине по формуле (1.103)

$$[b_{ef}/t_f] = [0,36 + 0,1 \cdot 1,96 - 0,01 \cdot (1,5 + 0,7 \cdot 1,96) \cdot 2,24] \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24,0} = 14,41.$$

При $t_f = 1,4$ см предельная величина свеса полки $[b_{ef}] = t_f \cdot 14,41 = 1,4 \cdot 14,41 = 20,2$ см; предельная ширина полки $[b_f] = 2 \cdot [b_{ef}] + t_w = 2 \cdot 20,2 + 0,8 = 41,2$ см – из условия обеспечения местной устойчивости полки.

Для обеспечения устойчивости колонны из плоскости рамы ширина полки должна быть не менее $\frac{1}{20} \cdot l_{2,y} = \frac{1}{20} \cdot 4,6 \cdot 10^2 = 23$ см.

Исходя из требуемого сечения полки

$$b_{f,mp} = A_{f,mp} / t_f = 40,0 / 1,4 = 28,57 \text{ см.}$$

Принимаем $b_f = 30$ см $> 28,57$ см и $< [b_f] = 41,2$ см.

Принятое сечение полки 300×14 мм соответствует универсальной горячекатаной стали по ГОСТ 82-70.

Полученное сечение колонны изображено на рис. 2.35. Проверим это сечение на устойчивость при внецентренном сжатии в плоскости рамы (в плоскости момента), т.е. относительно оси $x-x$.

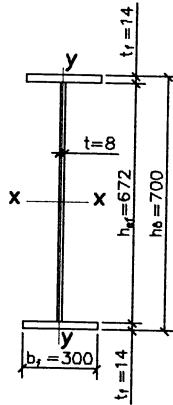


Рис. 2.35. Сечение надкрановой части колонны

Геометрические характеристики сечения:

– моменты инерции

$$J_x = \frac{0,8 \cdot 67,2^3}{12} + 2 \cdot 30,0 \cdot 1,4 \cdot 34,3^2 = 119056 \text{ см}^4;$$

$$J_y = \frac{2 \cdot 1,4 \cdot 30,0^3}{12} = 6300 \text{ см}^4;$$

– полная площадь сечения

$$A = 67,2 \cdot 0,8 + 2 \cdot 30,0 \cdot 1,4 = 137,8 \text{ см}^2;$$

– радиусы инерции

$$i_x = \sqrt{J_x / A} = \sqrt{119056,0 / 137,8} = 29,39 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{J_y / A} = \sqrt{6300,0 / 137,8} = 6,76 \text{ см};$$

– момент сопротивления

$$W_x = 2 \cdot J_x / h = 2 \cdot 119056 / 70 = 3402 \text{ см}^3;$$

– условная гибкость

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{x,2}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{16,9 \cdot 10^2}{29,39} \cdot \sqrt{\frac{24,0}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,96;$$

– отношение площади полки к площади стенки

$$A_f / A_w = \frac{30,0 \cdot 1,4}{67,2 \cdot 0,8} = 0,78.$$

Относительный эксцентриситет

$$m_x = \frac{M_{расч} \cdot A}{|N_{расч}| \cdot W_x} = \frac{448 \cdot 10^2 \cdot 137,8}{816 \cdot 3402} = 2,22.$$

По табл. 1.8 при $m_x = 2,22$ и $\bar{\lambda}_x = 1,96$ коэффициент η определяется по формулам:

при $A_f / A_w = 0,5$

$$\eta = 1,75 - 0,1 \cdot m_x - 0,02 \cdot (5,0 - m_x) \cdot \bar{\lambda}_x = 1,75 - 0,1 \cdot 2,22 - 0,02 \cdot (5,0 - 2,22) \cdot 1,96 = 1,419;$$

при $A_f / A_w = 1,0$

$$\eta = 1,9 - 0,1 \cdot m_x - 0,02 \cdot (6,0 - m_x) \cdot \bar{\lambda}_x = 1,9 - 0,1 \cdot 2,22 - 0,02 \cdot (6,0 - 2,22) \cdot 1,96 = 1,53.$$

По интерполяции при $A_f / A_w = 0,78$ $\eta = 1,48$.

Приведенный относительный эксцентриситет $m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,48 \cdot 2,22 = 3,286 < 20,0$ – проверка колонны на прочность не требуется.

Предельная условная гибкость сечения

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}_x^2 = 1,3 + 0,15 \cdot 1,96^2 = 1,876.$$

Устойчивый участок сечения стенки

$$h_1 = 0,45 \cdot t_w \cdot \bar{\lambda}_{uw} \cdot \sqrt{E/R_y} = 0,45 \cdot 0,8 \cdot 1,876 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24,0} = 19,8 \text{ см.}$$

Ослабленная площадь сечения колонны

$$A_{red} = 2 \cdot (b_f \cdot t_f + h_1 \cdot t_w) = 2 \cdot (30,0 \cdot 1,4 + 19,8 \cdot 0,8) = 115,68 \text{ см}^2.$$

По табл. 74 [11] при $m_{ef} = 3,286$ и $\bar{\lambda}_x = 1,96$ $\varphi_e = 0,29$.

Проверка колонны на устойчивость при внецентренном сжатии в плоскости рамы по формуле (1.104)

$$\sigma = \frac{816,0}{0,29 \cdot 115,68} = 24,32 \text{ кН/см}^2 < R_y / \gamma_n = 24,0 / 0,95 = 25,26 \text{ кН/см}^2.$$

Недонапряжение составляет

$$\frac{25,26 - 24,32}{25,26} \cdot 100\% = 3,7\% < 5\%.$$

Проверим выбранное сечение колонны на устойчивость из плоскости рамы (из плоскости действия момента) по формуле (1.105).

Относительный эксцентриситет \bar{m}_x определяется от

$$\bar{M}_{расч} = \frac{2}{3} \cdot M_{расч} = \frac{2}{3} \cdot 448 = 299 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\bar{m}_x = \frac{\bar{M}_{расч} \cdot A}{|N_{расч}| \cdot W_x} = \frac{299 \cdot 10^2 \cdot 137,8}{816 \cdot 3402} = 1,484.$$

Коэффициент C , входящий в формулу (1.105), при $\bar{m}_x = 1,484 < 5$ определяется по формуле (1.106).

Предварительно вычислим гибкость надкрановой части колонны:

$$\lambda_y = \frac{l_{y,2}}{i_y} = \frac{4,6 \cdot 10^2}{6,76} = 68; \varphi_y = 0,764;$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y/E} = 68 \cdot \sqrt{24,0 / 2,06 \cdot 10^4} = 2,32;$$

$$\lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{E/R_y} = 3,14 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24,0} = 92 > \lambda_y = 68.$$

По табл. 1.9 при $1,0 < \bar{m}_x = 1,484 < 5,0$ и $\lambda_y < \lambda_c$:

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot \bar{m}_x = 0,65 + 0,05 \cdot 1,484 = 0,724;$$

$$\beta = 1,0; \nu = 1 - \frac{\bar{\lambda}_y}{14} \cdot \left(2,12 - \frac{b_f}{h_g}\right) = 1 - \frac{2,32}{14,0} \cdot \left(2,12 - \frac{30,0}{70,0}\right) = 0,72,$$

$$\text{где } \frac{b}{h} = \frac{30}{70} = 0,43 > 0,3.$$

Подставим найденные величины коэффициентов β , α , ν в формулу (1.106)

$$c = \frac{1,0}{1 + 0,724 \cdot 0,72 \cdot 1,484} = 0,563.$$

Сравним величины $c \cdot \varphi_y$ и φ_e .

$c \cdot \varphi_y = 0,563 \cdot 0,764 = 0,43 > \varphi_e = 0,295$ – сечение колонны определяется устойчивостью ее в плоскости момента, т.е. не требуется проверка на устойчивость из плоскости момента.

После проверки выбранного сечения колонны в случае необходимости (при перенапряжении или недонапряжении более 5 % относительно какой-либо одной оси) следует выполнить корректировку сечения в ту или иную сторону за счет изменения размеров полки (b_f или t_f).

Проверим надобность в укреплении стенки поперечными ребрами жесткости.

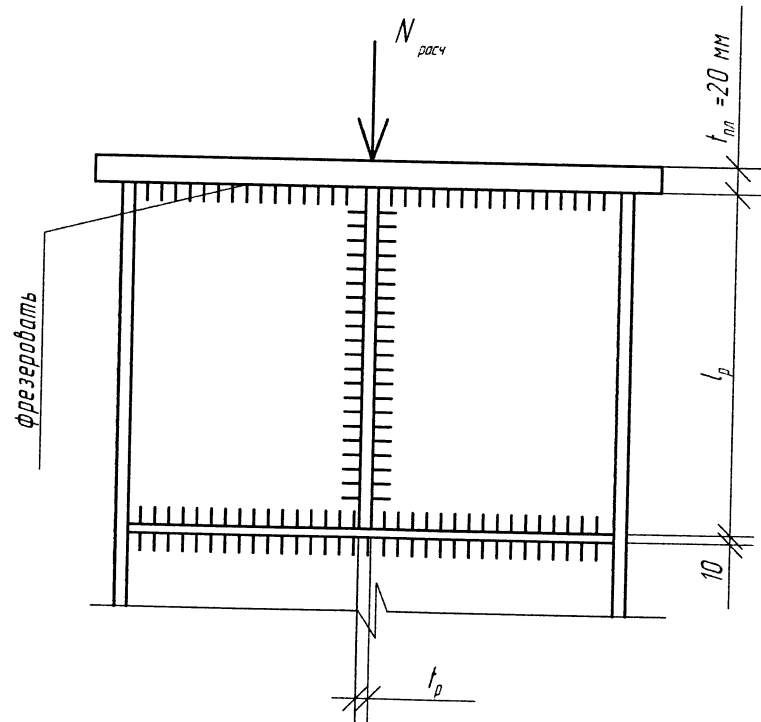


Рис. 2.36. К расчету ребра жесткости оголовка колонны

При отношении

$h_{ef}/t_w = 672/8 = 84 > 2,3 \cdot \sqrt{E/R_y} = 2,3 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24,0} = 67,4$ – требуются поперечные ребра жесткости, располагаемые на расстоянии $(2,5 - 3,0) \cdot h_{ef}$ одно от другого, оголовки колонны оформляются ребрами жесткости независимо от этого условия поскольку воспринимает сосредоточенную опорную реакцию со стороны стропильной фермы (рис. 2.36).

Требуемая площадь сечения ребра жесткости из условия смятия его торцевой поверхности

$$A_p^{mp} = \frac{N_{расч}}{2 \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{816}{2 \cdot 36 \cdot 1} = 11,3 \text{ см}^2,$$

где $R_p = R_{un} / \gamma_m = 37,0 / 1,025 = 36 \text{ кН/см}^2$; $\gamma_m = 1,025$ – коэффициент надежности по материалу, принимаемый по табл. 2⁺ [11].

Толщину ребра t_p рекомендуется принимать в пределах 14–20 мм. Принимаем $t_p = 16 \text{ мм}$.

Требуемая ширина ребра

$$b_p^{mp} = \frac{A_p^{mp}}{t_p} = \frac{11,3}{1,6} = 7 \text{ см. Принимаем } b_p = 10 \text{ см.}$$

Длину ребра назначим из условия размещения сварных швов, обеспечивающих передачу силы $N_{расч}$ на стенку колонны. Для полуавтоматической сварки при нижнем положении шва $\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$ при $k_f = 3 - 8 \text{ мм}$.

Примем $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$ – для сварки стали С245; $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37,0 = 16,65 \text{ кН/см}^2$; $k_f = 7 \text{ мм}$.

Учитывая, что

$\beta_f \cdot R_{wf} = 0,9 \cdot 18,0 = 16,2 \text{ кН/см}^2 < \beta_z \cdot R_{wz} = 1,05 \cdot 16,65 = 17,48 \text{ кН/см}^2$, расчет следует вести по металлу шва.

Требуемая длина ребра

$$l_p^{mp} = \frac{N_{расч}}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{816,0}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 18,0 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 19 \text{ см.}$$

Примем $l_p = 20 \text{ см} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 53,6 \text{ см}$.

Проверим стенку колонны на срез по граням крепления опорных ребер.

$$\frac{N_{расч}}{2 \cdot l_p \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{816,0}{2 \cdot 20,0 \cdot 0,8 \cdot 13,92 \cdot 1,0} = 1,83 > 1 - \text{перенапряжение,}$$

где $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 24,0 = 13,92 \text{ кН/см}^2$.

Увеличим длину ребра и назначим ее из условия среза стенки.

$$l_p^{mp} = \frac{N_{расч}}{2 \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{816,0}{2 \cdot 0,8 \cdot 13,92 \cdot 1} = 36,6 \text{ см.}$$

Окончательно принимаем $l_p = 37 \text{ см} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 53,6 \text{ см}$.

Вместо удлинения опорных ребер возможно местное усиление стенок оголовка путем замены участка стенки в пределах высоты оголовка более толстой вставкой.

Опорная плита оголовка толщиной не менее 20 мм устанавливается на фрезерованный торец стержня колонны. При этом сварные швы плиты оголовка назначают конструктивно с минимальным размером катета шва. Для принятой толщины плиты, равной 20 мм, следует принимать катет шва $k_f = 6 \text{ мм}$ (табл. 38* [11]).

2.14. Подбор и проверка сечения подкрановой сквозной части колонны

Исходные данные:

$l_{x,1} = 29,0 \text{ м}$; $l_{y,1} = 11,0 \text{ м}$; $h_n = 1500 \text{ мм}$; $M_1 = -1093 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_1 = -2760 \text{ кН}$;

$M_2 = 1476 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_2 = -1572 \text{ кН}$; сталь – С245; $\gamma_n = 0,95$. Расчетные усилия M_1 , N_1 , M_2 , N_2 приняты из табл. 2.10 (заштрихованные величины для сечения 1–1).

Сечение подкрановой части колонны показано на рис. 1.33.

Определяем по формуле (1.111) ориентировочное положение центра тяжести сечения, задаваясь предварительно величиной $z_0 = 5 \text{ см}$. Расстояние между осями ветвей колонны

$$h_0 = h_n - z_0 = 150 - 5 = 145 \text{ см};$$

$$y_1 = \frac{1476}{1093 + 1476} \cdot 145 = 83 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 145 - 83 = 62 \text{ см.}$$

Усилия в ветвях определяем по формулам (1.112) и (1.113). В подкрановой ветви

$$N_{B1} = 2760 \cdot \frac{62}{145} + \frac{1093 \cdot 10^2}{145} = 1934 \text{ кН};$$

в наружной ветви

$$N_{B2} = 1572 \cdot \frac{83}{145} + \frac{1476 \cdot 10^2}{145} = 1918 \text{ кН.}$$

При вычислении усилий в ветвях колонны, если размеры y_1 , y_2 , h_0 в см, то изгибающие моменты надо перевести в кН·см, поскольку M_1 и M_2 в исходных данных (из табл. 2.10) приведены в кН·м.

Требуемые площади ветвей колонны определяем по формулам (1.114), задавшись предварительно величиной $\varphi = 0,8$.

$$A_{B1}^{mp} = \frac{1934 \cdot 0,95}{0,8 \cdot 24,0 \cdot 1,0} = 95,7 \text{ см}^2.$$

По сортаменту принимаем балочный двутавр 50Б2 (ГОСТ 26020-83): $A_3 = 102,8 \text{ см}^2$; $i_{x1} = 4,27 \text{ см}$ (i_y); $i_y = 20,3 \text{ см}$ (i_x); $h_3 = 496 \text{ мм}$; в скобках показаны обозначения осей в сортаменте.

Для наружной ветви

$$A_{B2}^{mp} = \frac{N_{B2} \cdot \gamma_n}{0,8 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1918,0 \cdot 0,95}{0,8 \cdot 24,0 \cdot 1,0} = 94,9 \text{ см}^2.$$

Проверим устойчивость подкрановой ветви из плоскости рамы:

гибкость $\lambda_{y,B1} = l_{y,1}/i_y = 11,0 \cdot 10^2/20,3 = 54$, $\varphi_y = 0,833$;

$$\sigma = \frac{N_{B1}}{\varphi_y \cdot A_3} = \frac{1934,0}{0,833 \cdot 102,8} = 22,6 \text{ кН/см}^2 < R_y/\gamma_n = 24,0/0,95 = 25,3 \text{ кН/см}^2.$$

Компонуем сечение наружной ветви, исходя из требуемой площади $A_{B2}^{mp} = 94,9 \text{ см}^2$.

Элементы решетки предполагается крепить к полкам с внешней стороны ветвей колонны. Поэтому высота сечения наружной ветви (по полкам) должна быть равной высоте сечения прокатного двутавра подкрановой ветви, т.е. $h_3 = 496 \text{ мм}$. Тогда высота сечения стенки $h_{cm} = 496 + 2 \cdot 12 = 520 \text{ мм}$. Толщину стенки t_{cm} для удобства ее соединения встык с полками надкрановой части колонны принимаем равной $t_f = 14 \text{ мм}$.

Требуемая площадь полки сварного швеллера

$$A_n^{mp} = \frac{A_{B2}^{mp} - t_{cm} \cdot h_{cm}}{2} = \frac{94,9 - 1,4 \cdot 52,0}{2} = 11,05 \text{ см}^2.$$

Принимая $t_n = t_{cm} = 1,4 \text{ см}$, требуемая ширина полки $b_n^{mp} = A_n^{mp}/t_n = 11,05/1,4 = 7,9 \text{ см}$.

Из условия крепления элементов решетки к полкам ветви ширина полок должна быть не менее 100 мм. Поэтому принимаем $b_n = 100 \text{ мм} > b_n^{mp}$. Следует заметить, что может оказаться величина требуемой площади полок вообще отрицательной. Это означает, что для восприятия усилия N_{B2} не требуются полки. При малых значениях b_n^{mp} или отрицательных величинах A_n^{mp} следует принимать сечения полок $t_n = t_{cm}$; $b_n \geq 100 \text{ мм}$.

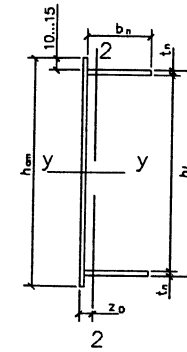


Рис. 2.37. Сечение наружной ветви колонны

Геометрические характеристики сечения наружной ветви:

$$A_{B2} = 2 \cdot 1,4 \cdot 10,0 + 1,4 \cdot 52,0 = 100,8 \text{ см}^2;$$

$$z_0 = \frac{1,4 \cdot 52,0 \cdot 0,7 + 2 \cdot 1,4 \cdot 10,0 \cdot (10/2 + 1,4)}{100,8} = 2,28 \text{ см} < 5,0 \text{ см} - \text{ранее принятой};$$

$$J_{x2} = 1,4 \cdot 52,0 \cdot (2,28 - 1,4/2)^2 + 2 \cdot [1,4 \cdot 10,0^3/12 + 1,4 \cdot 10,0 \cdot (10,0/2 + 1,4 - 2,28)^2] = 890 \text{ см}^4;$$

$$J_y = 1,4 \cdot 52,0^3/12 + 2 \cdot 1,4 \cdot 10,0 \cdot (49,6/2 - 1,4/2)^2 = 32667 \text{ см}^4;$$

$$i_{x2} = \sqrt{J_{x2}/A_{B2}} = \sqrt{890,0/100,8} = 2,97 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{J_y/A_{B2}} = \sqrt{32667,0/100,8} = 18,0 \text{ см}.$$

Уточняем положение центра тяжести сечения колонны:

$$h'_0 = h_n - z_0 = 150,0 - 2,28 = 147,7 \text{ см};$$

$$y'_1 = \frac{A_{B2}}{A_{B1} + A_{B2}} \cdot h'_0 = \frac{100,8}{102,8 + 100,8} \cdot 147,7 = 73,1 \text{ см},$$

$$y'_2 = h'_0 - y'_1 = 147,7 - 73,1 = 74,6 \text{ см}.$$

Уточненные усилия в ветвях:

$$\text{в подкрановой } N'_{B1} = 2760 \cdot \frac{74,6}{147,7} + \frac{1093 \cdot 10^2}{147,7} = 2134 \text{ кН} > 1934 \text{ кН};$$

$$\text{в наружной } N'_{B2} = 1572 \cdot \frac{73,1}{147,7} + \frac{1476 \cdot 10^2}{147,7} = 1777 \text{ кН} < 1918 \text{ кН};$$

Произошло увеличение усилия в подкрановой ветви, которую следует проверить на устойчивость из плоскости рамы:

$$\sigma = \frac{N'_{B1}}{\varphi_y \cdot A_3} = \frac{2134,0}{0,833 \cdot 102,8} = 24,9 \text{ кН/см}^2 < \frac{R_y}{\gamma_n} - \text{устойчивость подкрановой}$$

ветви из плоскости рамы обеспечена.

В случае перенапряжения в подкрановой ветви необходимо увеличить сечение ее, выполнить вновь расчет и компоновку сечения наружной ветви с определением величины z_0 , сравнив ее с предыдущим значением, для оценки возможного существенного перераспределения усилий в ветвях колонны.

Проверим устойчивость наружной ветви из плоскости рамы

$$\lambda_y = l_{y1}/i_{y2} = 11,0 \cdot 10^2 / 18,0 = 61; \varphi_y = 0,8;$$

$$\sigma = \frac{N'_{B2}}{\varphi_y \cdot A_{B2}} = \frac{1777,0}{0,8 \cdot 100,8} = 22,0 \text{ кН/см}^2 < \frac{R_y}{\gamma_n}.$$

Полученное значение $y'_1 = 73,1$ см меньше ранее принятого эксцентриситета вертикального давления кранов $e_{kp} = 75,0$ см. Следовательно, моменты от D_{\max} и D_{\min} уменьшатся на $\frac{75,0 - 73,1}{73,1} \cdot 100\% = 2,6\%$, что несущественно, перерасчет рамы на крановые нагрузки не требуется.

Проверим местную устойчивость стенки и полок сварного швеллера (наружной ветви).

В соответствии с п. 7.14* [11] устойчивость стенки считается обеспеченной, если

$$h_{ef,cm}/t_{cm} \leq \bar{\lambda}_{uw} \cdot \sqrt{E/R_y},$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ – предельная условная гибкость ветви, принимаемая по табл. 27* [11].

Условная гибкость сварного швеллера относительно оси $y-y$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{y1}}{i_y} \sqrt{R_y/E} = \frac{11,0 \cdot 10^2}{18,0} \sqrt{24,0/2,06 \cdot 10^4} = 2,09.$$

При $\bar{\lambda}_y = 2,09 > 0,8$ для швеллерного сечения

$$\bar{\lambda}_{uw} = 0,85 + 0,19 \cdot \bar{\lambda}_y = 0,85 + 0,19 \cdot 2,09 = 1,25 < 1,6,$$

(при $\bar{\lambda}_{uw} > 1,6$ следует изменить сечение, с тем чтобы выполнялось условие $\bar{\lambda}_{uw} \leq 1,6$);

$$h_{ef,cm} = h_3 - 2 \cdot t_n = 496 - 2 \cdot 14 = 468 \text{ мм}; t_{cm} = 14 \text{ мм};$$

$$\frac{h_{ef,cm}}{t_{cm}} = \frac{46,8}{1,4} = 33,4 < \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_y} = 1,25 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24,0} = 44,5 - \text{устойчивость}$$

стенки швеллера обеспечена.

В соответствии с табл. 29* [11] устойчивость полки швеллера обеспечена,

на, если

$$b_n/t_n \leq (0,43 + 0,08 \cdot \bar{\lambda}_y) \cdot \sqrt{E/R_y};$$

$10,0/1,4 = 7,1 < (0,43 + 0,08 \cdot 2,09) \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24,0} = 17,5$ – полки швеллера устойчивы.

Из условия равноустойчивости подкрановой ветви в плоскости и из плоскости рамы определяем требуемое расстояние между узлами решетки:

$$\lambda_{x1} = l_{B1}/i_{x1} = \lambda_{y,B1} = 54;$$

$$l_{B1}^{mp} = 54 \cdot i_{x1} = 54 \cdot 4,27 = 231 \text{ см}.$$

Решетка размещается на длине подкрановой части колонны, равной

$$l_n = l_{y1} - h_{mp} - 50 \text{ мм},$$

где $h_{mp} = (0,5 \dots 0,8) \cdot h_n$. Примем $h_{mp} = 750$ мм;

$$l_n = 11000 - 750 - 50 = 10200 \text{ мм}.$$

Если принять $l_{B1} = h'_0 = 1477$ мм, то требуемое число панелей $n_{nn}^{mp} = l_n/h'_0 = 10200/1477 = 6,9$. Примем $n_{nn} = 6$ шт. Тогда $l_{B1} = \frac{l_n}{n_{nn}} = \frac{10200}{6} = 1700$ мм < 2300 мм. Расстояние между узлами решетки l_{B1} следует принимать не более требуемого l_{B1}^{mp} с тем, чтобы гибкость ветви колонны в плоскости рамы не превышала гибкости ветви из плоскости рамы.

Проверим гибкость наружной ветви в плоскости рамы относительно оси 2-2 для принятого значения $l_{B1} = 170$ см $= l_{B2}$. Для наружной ветви при $i_2 = i_{x2} = 2,97$ см гибкость относительно оси 2-2 $\lambda_2 = l_{B2}/i_2 = 170,0/2,97 = 57,2 < \lambda_{y,B2} = 61,0$ – условие (1.119) соблюдается.

Расчет решетки подкрановой части колонны.

Поперечная сила в сечении 1-1 колонны

$$Q = 105 \text{ кН (см. п. 2.11 – в конце)}.$$

Условная поперечная сила

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot (2330 - E/R_y) \cdot N/\varphi - \text{см. формулу (23)* [11],}$$

где N – продольное усилие в подкрановой части колонны, принимаемое по табл. 2.10, как максимальное значение в сечениях 1-1 и 2-2; в нашем случае $|N| = 2760$ кН; φ – коэффициент продольного изгиба, принимаемый в плоскости решетки, т.е. относительно оси $x-x$ (рис. 1.33). Тип решетки примем треугольный с дополнительными распорками (рис. 2.38).

Для определения приведенной гибкости сквозной колонны требуется величина площади сечения раскоса. Поэтому найдем площадь раскоса по фактической поперечной силе $Q = 105$ кН, а затем вычислим условную попереч-

ную силу и сравним ее с фактической.

На одну плоскость решетки приходится фактическая поперечная сила

$$Q_p = Q/2 = 105/2 = 52,5 \text{ кН.}$$

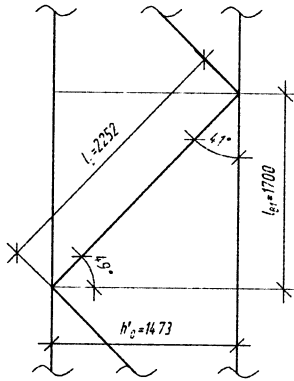


Рис. 2.38. Схема раскосной решетки

$$\text{Усилие в раскосе } N_p = -\frac{Q_p}{\sin 41^\circ} = -\frac{52,5}{0,656} = -80 \text{ кН.}$$

Задаемся $\lambda_p = 130$, $\varphi = 0,364$.

$$A_p^{mp} = \frac{|N_p| \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{80,0 \cdot 0,95}{0,364 \cdot 24,0 \cdot 0,75} = 11,6 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_c = 0,75$ (сжатый уголок, прикрепленный одной полкой);

$$i_p^{mp} = \frac{l_p}{\lambda_p} = \frac{225,2}{130} = 1,73 \text{ см.}$$

Принимаем $\perp 90 \times 6$ (ГОСТ 8509-86):

$$A_y = 10,6 \text{ см}^2; i_{\min} = 1,79 \text{ см}; \lambda = \frac{225,2}{1,79} = 126; \varphi = 0,386.$$

$$\sigma = \frac{|N_p|}{\varphi \cdot A_y} = \frac{80,0}{0,386 \cdot 10,6} = 19,55 \text{ кН/см}^2 > R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 24,0 \cdot 0,75 / 0,95 = 18,95 \text{ кН/см}^2.$$

Имеем перенапряжение. Увеличим сечение раскоса и примем $\perp 90 \times 7$

$$(A_y = 12,3 \text{ см}^2; i_{\min} = 1,78 \text{ см}). \text{ Имеем } \lambda = \frac{225,2}{1,78} = 126,5; \varphi = 0,383;$$

$$\sigma = \frac{80,0}{0,383 \cdot 12,3} = 17,0 \text{ кН/см}^2 < 18,95 \text{ кН/см}^2.$$

Приведенная гибкость сечения колонны определяется по формуле (20),

табл. 7 [11]:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_{d1}}},$$

где $\lambda_y = \lambda_x = l_{x,1} / i_x$; ось $x-x$ – см. рис. 1.33;

$$A = A_{B1} + A_{B2} = 102,8 + 100,8 = 203,6 \text{ см}^2;$$

$$J_x = J_{1,3} + A_{B1} \cdot y_1'^2 + J_{2,10} + A_{B2} \cdot y_2'^2;$$

$$J_{1,3} = J_{y,3} = 1873 \text{ см}^4; J_{2,10} = J_{x,2} = 890 \text{ см}^4;$$

$$y_1' = 73,1 \text{ см}; y_2' = 74,6 \text{ см};$$

$$J_x = 1873 + 102,8 \cdot 73,1^2 + 890 + 100,8 \cdot 74,6^2 = 1113054 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{J_x / A} = \sqrt{1113054,0 / 203,6} = 74,0 \text{ см}; \lambda_y = 29 \cdot 10^2 / 74 = 39,2;$$

$$\alpha_1 = 10 \cdot \frac{a^3}{b^2 \cdot l} = 10 \cdot \frac{l_p^3}{h_0'^2 \cdot l_{B1}} = 10 \cdot \frac{225,2^3}{147,7^2 \cdot 170,0} = 31,0;$$

$$A_{d1} = 2 \cdot A_y = 2 \cdot 12,3 = 24,6 \text{ см}^2;$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{39,2^2 + 31,0 \cdot \frac{203,6}{24,6}} = 42,4, \varphi = 0,884.$$

Определяем условную поперечную силу:

$$Q_{fc} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot (2330 - 2,06 \cdot 10^4 / 24,0) \cdot 2760,0 / 0,884 = 33 \text{ кН} < Q = 105,0 \text{ кН.}$$

Следовательно, сечение раскоса определяется фактической поперечной силой.

Проверка устойчивости подкрановой части колонны в плоскости рамы, как единого стержня, по формуле (1.104).

Условная приведенная гибкость

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E} = 42,4 \cdot \sqrt{24,0 / 2,06 \cdot 10^4} = 1,45.$$

Для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь (табл. 2.10, сечение 1-1):

$$M_1 = -1093 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_1 = -2760 \text{ кН};$$

$$m_x = \frac{|M_1| \cdot A}{|N_1| \cdot J_x} \cdot y_1' = \frac{1093 \cdot 10^2 \cdot 203,6}{2760 \cdot 1113054} \cdot 73,1 = 0,53.$$

По табл. 75 [11] для $m_x = 0,53$ и $\bar{\lambda}_{ef} = 1,45$ $\varphi_e = 0,594$.

$$\sigma_1 = \frac{|N_1|}{\varphi_e \cdot A} = \frac{2760,0}{0,594 \cdot 203,6} = 22,82 \text{ кН/см}^2 < R_y / \gamma_n = 24,0 / 0,95 = 25,3 \text{ кН/см}^2.$$

Для комбинации усилий, догружающих наружную ветвь (табл. 2.10, сечение 1-1):

$$M_2 = 1476 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_2 = -1572 \text{ кН};$$

$$m_x = \frac{M_2 \cdot A}{|N_2| \cdot J_x} \cdot (y'_2 + z_0) = \frac{1476 \cdot 10^2 \cdot 203,6}{1572 \cdot 1113054} \cdot (74,6 + 2,28) = 1,32.$$

По табл. 75 [11] для $m_x = 1,32$ и $\bar{\lambda}_{ef} = 1,45$ $\varphi_e = 0,398$.

$$\sigma_2 = \frac{|N_2|}{\varphi_e \cdot A} = \frac{1572,0}{0,398 \cdot 203,6} = 19,4 \text{ кН/см}^2 < R_y / \gamma_n.$$

Устойчивость сквозной части колонны, как единого стержня, из плоскости рамы проверять не требуется, так как она обеспечена проверкой устойчивости отдельных ветвей.

Проверим полученное соотношение жесткостей надкрановой и подкрановой частей колонны.

$n = J_2 / J_1 = 0,11$ – предварительно полученная величина (см. п. 2.8).

Фактическая величина отношения $n^\phi = J_2^\phi / J_1^\phi = 119056 / 1113054 = 0,107$,

где $J_2^\phi = J_x = 119056 \text{ см}^4$ – см. п. 2.13; $J_1^\phi = J_x = 1113054 \text{ см}^4$ – см. п. 2.14.

Разница $\frac{n - n^\phi}{n^\phi} \cdot 100\% = \frac{0,110 - 0,107}{0,107} \cdot 100\% \approx 3\%$, что значительно

меньше допустимых 30 %.

2.15. Расчет и конструирование узла сопряжения надкрановой и подкрановой частей колонны (рис. 1.36)

Расчетные усилия в сечении 3–3 (табл. 2.10):

1) $M^+ = 448 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N' = -816 \text{ кН}$ (загрузка 1, 2, 3, 4(+), 5*) – для расчета шва *ш1*;

2) $M^- = -205 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N' = -816 \text{ кН}$ (загрузка 1, 2, 5) – для расчета шва *ш2*.

Давление кранов $D_{\max} = 1894 \text{ кН}$ (см. п. 2.7.4).

Вычислим геометрические характеристики стыкового шва *ш1* (рис. 2.35) по формулам (1.125):

$$A'_f = t_f \cdot (b_f - 2 \cdot t_f) = 1,4 \cdot (30,0 - 2 \cdot 1,4) = 38,08 \text{ см}^2;$$

$$W'_{x,b} = \frac{2}{70} \cdot [0,8 \cdot 67,2^3 / 12 + 2 \cdot 1,4 \cdot (30,0 - 2 \cdot 1,4) \cdot (70/2 - 1,4/2)^2] = 3138 \text{ см}^3.$$

Проверим прочность стыкового шва *ш1* в левой точке по формуле (1.125).

$$\sigma_w = \frac{816,0}{2 \cdot 38,08} + \frac{448 \cdot 10^2}{3138} = 25,0 \text{ кН/см}^2 < R_{wy} / \gamma_n = 24,0 / 0,95 = 25,3 \text{ кН/см}^2$$
 –

прочность шва *ш1* достаточна.

На угловые швы *ш2* приходится усилие, определяемое по формуле (1.126)

$$N_n = 816/2 + 205 \cdot 10^2 / 70 = 701 \text{ кН}.$$

Для сварки угловых швов применяем полуавтоматическую сварку в нижнем положении в среде углекислого газа сварочной проволокой Св-08А: $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$ (табл. 56 [11]), $d = 2 \text{ мм}$, $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ (табл. 34* [11]); $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{wf} = 0,45 \cdot 18,0 = 8,1 \text{ кН/см}^2$; при $\beta_f \cdot R_{wf} = 0,9 \cdot 18,0 = 16,2 \text{ кН/см}^2 < \beta_z \cdot R_{wz} = 1,05 \cdot 8,1 = 8,5 \text{ кН/см}^2$ – расчет следует вести по металлу шва.

Примем $K_f = 6 \text{ мм}$. Длина нахлестки вертикального ребра траверсы (длина шва *ш2*) определяется по формуле (1.127):

$$l_{f2} = \frac{701}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18,0 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 37 \text{ см} < 85 \cdot \beta_f \cdot K_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 46 \text{ см}.$$

Толщину траверсы определяем по формуле (1.128)

$$t_{mp} = \frac{1894,0}{44,0 \cdot 36,1 \cdot 1} = 1,19 \text{ см},$$

где $l_{cm} = b_p + 2 \cdot t_{na} = 40 + 2 \cdot 2 = 44 \text{ см}$;

$b_p = 40 \text{ см}$ – см. п. 2.5.5; $t_{na} = 2 \text{ см}$ – см. рис. 1.36;

$R_p = R_{un} / \gamma_m = 37,0 / 1,025 = 36,1 \text{ кН/см}^2$;

$R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$ – см. табл. 51* [11];

$\gamma_w = 1,025$ – см. табл. 2* [11].

Примем $t_{mp} = 20 \text{ мм}$.

Опорная реакция траверсы на подкрановой ветви колонны определяется по формуле (1.129):

$$F_{mp1} = 816 \cdot \frac{70}{2 \cdot 150} + \frac{205 \cdot 10^2}{150} + 0,85 \cdot 1894,0 = 1937 \text{ кН}.$$

Высота траверсы определяется по формуле (1.130)

$$h_{mp} = \frac{1937,0 \cdot 0,95}{2 \cdot 2 \cdot 0,13,92} + 1 \text{ см} = 34 \text{ см} < 0,5 \cdot h_n,$$

где $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 24,0 = 13,92 \text{ кН/см}^2$.

Следует принять $h_{mp} = 0,5 \cdot h_n = 0,5 \cdot 150 = 75 \text{ см}$.

Проверим сварные швы *ш3* по формуле (1.131), принимая $K_f = 6 \text{ мм}$:

$$\tau_f = \frac{1937,0}{4 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot (75 - 1)} = 12,1 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2.$$

Проверим сечение стенки траверсы на срез от максимальной поперечной

силы, определяемой по формуле (1.132)

$$Q_{mp,max} = 816 \cdot \frac{70}{2 \cdot 150} - \frac{-205 \cdot 10^2}{150} + \frac{0,85 \cdot 1,2 \cdot 1894,0}{2} = 1293 \text{ кН}$$

$$\tau_{mp} = \frac{Q_{mp,max}}{t_{mp} \cdot h_{mp}} = \frac{1293}{2 \cdot 75} = 8,6 \text{ кН/см}^2 < R_s / \gamma_n = 0,58 \cdot R_y / \gamma_n = 0,58 \cdot 24,0 / 0,95 = 14,7 \text{ кН/см}^2.$$

2.16. Расчет и конструирование базы колонны

Проектируем базу раздельного типа (рис. 1.37, п. 1.17).

Расчетные комбинации усилий в сечении 1-1 (табл. 2.10):

1) $M_1 = -1093 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_1 = -2760 \text{ кН}$ (для расчета базы подкрановой ветви);

2) $M_2 = 1476 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_2 = -1572 \text{ кН}$ (для расчета базы наружной ветви) такие же, как для расчета сечений ветвей, т.е. $N_{B1} = N'_{B1} = 2134 \text{ кН}$, $N_{B2} = N'_{B2} = 1777 \text{ кН}$.

База наружной ветви: требуемая площадь плиты базы по формуле (1.134)

$$A_{nl,mp} = \frac{N'_{B2}}{\psi \cdot R_{b,loc}}. \text{ Примем класс прочности бетона В15}$$

($R_b = 0,85 \text{ кН/см}^2$);

$$R_{b,loc} = \alpha \cdot K \cdot R_b = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,85 = 1,02 \text{ кН/см}^2,$$

где $\alpha = 1,0$ – для бетона класса прочности В15, $K = 1,2$ – задаемся предварительно такой величиной.

$$A_{nl,mp} = \frac{1777}{1,0 \cdot 1,02} = 1742 \text{ см}^2,$$

где $\psi = 1,0$ – при равномерном распределении напряжений под плитой.

Принимая свес плиты $c_2 = 4 \text{ см}$, ширина плиты $B = B_k + 2 \cdot c_2 = 49,6 + 2 \cdot 4,0 = 57,6 \text{ см}$,

где $B_k = h_3 = 496 \text{ мм (50Б2)}$

Принимаем $B = 58 \text{ см}$; $c_2 = (58,0 - 49,6) / 2 = 4,2 \text{ см}$.

Длина плиты $L_{nl}^{mp} = \frac{1742}{58} = 30,0 \text{ см}$.

Примем $L_{nl} = 30 \text{ см}$.

Из конструктивных соображений

$$L_{nl} \geq 2 \cdot (l_1 + t_{mp} + c_1),$$

где $l_1 = b_n + t_{cm} - z_0 = 10,0 + 1,4 - 2,28 = 9,12 \text{ см}$, (рис. 1.37 и 2.37);

принимаем $t_{mp} = 1,2 \text{ см}$ и $c_1 = 4,0 \text{ см}$;

$$2 \cdot (9,12 + 1,2 + 4,0) = 28,64 \text{ см} < L_{nl} = 30,0 \text{ см}.$$

Конструктивные требования для длины плиты удовлетворяются. Свес плиты в плоскости рамы:

$$c_1 = L_{nl} / 2 - l_1 - t_{mp} = 30 / 2 - 9,12 - 1,2 = 4,68 \text{ см}.$$

Фактическая площадь плиты

$$A_{nl}^{\phi} = 58 \cdot 30 = 1740 \text{ см}^2 \approx A_{nl,mp} = 1742 \text{ см}^2.$$

Среднее напряжение в бетоне под плитой

$$\sigma_{\phi} = N'_{B2} / A_{nl}^{\phi} = 1777 / 1740 = 1,02 \text{ кН/см}^2.$$

Определяем изгибающие моменты на участках плиты (рис. 2.39).

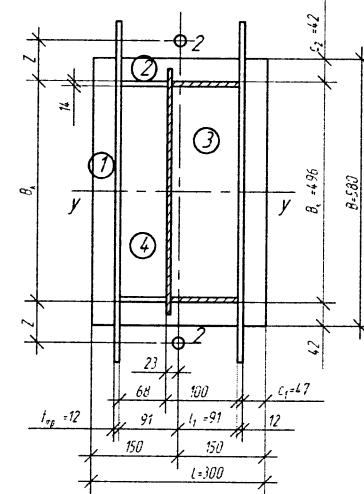


Рис. 2.39. База наружной ветви

Участок 1 (консольный свес $c_1 = 4,7 \text{ см}$):

$$M_1 = \sigma_{\phi} \cdot c_1^2 / 2 = 1,02 \cdot 4,7^2 / 2 = 11,3 \frac{\text{кН}\cdot\text{см}}{\text{см}}$$

участок 2 (консольный свес $c_2 = 4,2 \text{ см}$):

$$M_2 = \sigma_{\phi} \cdot c_2^2 / 2 = 1,02 \cdot 4,2^2 / 2 = 9,0 \frac{\text{кН}\cdot\text{см}}{\text{см}}$$

участок 3 (плита, опертая на четыре стороны):

$$b/a = (496 - 2 \cdot 14) / 100 = 4,68 > 2, \alpha = 0,125;$$

$$M_3 = \alpha \cdot \sigma_\phi \cdot a^2 = 0,125 \cdot 1,02 \cdot 10,0^2 = 12,75 \frac{\text{кН} \cdot \text{см}}{\text{см}};$$

участок 4 (плита, опертая на четыре стороны):

$$b/a = (496 - 2 \cdot 14) / 68 = 6,9 > 2, \alpha = 0,125;$$

$$M_4 = \alpha \cdot \sigma_\phi \cdot a^2 = 0,125 \cdot 1,02 \cdot 6,8^2 = 5,9 \frac{\text{кН} \cdot \text{см}}{\text{см}}.$$

Если отношение $b/a < 2,0$, то коэффициент α определяется по табл. 2.11.

Таблица 2.11

Коэффициент α для расчета пластин, опертых на четыре канта

b/a	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	≥ 2
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,125

В пластине, опертой по трем сторонам, изгибающий момент в середине свободного края определяется по формуле

$$M_a = \beta \cdot \sigma_\phi \cdot a^2,$$

где β – коэффициент, принимаемый по табл. 2.12 в зависимости от отношения закрепленной стороны пластины « b » к свободной « a ».

Таблица 2.12

Коэффициент β для пластин, опертых на три канта

b/a	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	> 2
β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

Максимальное значение момента в плите на третьем участке, т. е.

$$M_{\max} = M_3 = 12,75 \frac{\text{кН} \cdot \text{см}}{\text{см}}.$$

Требуемая толщина плиты

$$t_{nl}^{mp} = \sqrt{6 \cdot 12,75 \cdot 0,95 / (1,2 \cdot 23,0)} = 1,6 \text{ см},$$

где $R_y = 23,0 \text{ кН/см}^2$ – для стали марки ВСтЗкп2 толщиной от 2 до 20 мм, табл. 51*[11]; $\gamma_c = 1,2$ – коэффициент условия работы для плит баз.

Принимаем $t_{nl} = 20$ мм; t_{nl} менее 20 мм и более 40 мм принимать не рекомендуется.

Размеры верхнего обреза фундамента устанавливаем на 15 см больше

размеров опорной плиты. Проверка справедливости принятого значения

$$K = 1,2 < \sqrt[3]{A_\phi / A_{nn}} = \sqrt[3]{(58 + 15) \cdot (30 + 15) / (58 \cdot 30)} = 1,22$$

Разница получилась незначительной. Пересчет плиты не требуется.

Принимая полуавтоматическую сварку Св-08А и $K_f = 6$ мм, найдем высоту траверсы по формуле (1.141)

$$h_{mp} = \frac{1777,0 \cdot 0,95}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18,0 \cdot 1 \cdot 1} + 1,6 = 45 \text{ см} < 85 \cdot \beta_f \cdot K_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 45,9 \text{ см}.$$

Проверим сечение траверсы базы на прочность, как двухконсольную балку.

Нагрузка на траверсу по формуле (1.143)

$$q_{mp} = \sigma_\phi \cdot (l_1 + t_{mp} + c_1) = 1,02 \cdot (9,1 + 1,2 + 4,7) = 15,3 \text{ кН/см}.$$

Максимальный момент по формуле (1.144)

$$M_{\max} = \frac{15,3}{2} \cdot \left[\frac{(49,6 - 1,4)^2}{4} - 4,2^2 \right] = 4309 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемая толщина траверсы по формуле (1.145)

$$t_{mp} = \frac{6 \cdot 4309}{44^2 \cdot 24 \cdot 1} = 0,56 \text{ см}, \text{ что меньше принятой, равной } 1,2 \text{ см}.$$

Расчет анкерных болтов крепления наружной ветви.

Из табл. 2.10: $M^- = -540 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N_{\min} = -763 \text{ кН}$.

Переведем усилия от постоянной нагрузки к расчетным значениям с коэффициентом надежности $\gamma_{f,n} = 0,9$.

$M_{II} = 6,0 \cdot 0,8 = 4,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$, где $M_{II} = 6 \text{ кН} \cdot \text{м} - \text{см}$. табл. 2.9, сечение 1-1.

Расчетный момент для болтов

$$M^6 = M_{II} + M_5 = 4,8 - 546,0 = -541 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

расчетная продольная сила для болтов

$$N^6 = N_{\min} \cdot 0,8 = -763,0 \cdot 0,8 = -610 \text{ кН}.$$

Усилие, приходящееся на анкерные болты наружной базы

$$N_{B2}^6 = \frac{|M^6| - |N^6| \cdot y_1'}{h_0'} = \frac{541 \cdot 10^2 - 610 \cdot 73,1}{147,7} = 64,4 \text{ кН}.$$

Принимаем 2 болта из стали марки ВСтЗкп2; $R_{\sigma,a} = 14,5 \text{ кН/см}^2$ – (табл. 1.10).

Требуемая площадь сечения болта

$$A_6^{mp} = \frac{N_{e2}^6 \cdot \gamma_n}{2 \cdot R_{6,a}} = \frac{64,4 \cdot 0,95}{2 \cdot 14,5} = 2,11 \text{ см}^2.$$

Принимаем $d_6 = 20$ мм ($A_{6n} = 2,45 \text{ см}^2 > 2,11 \text{ см}^2$, табл. 62* [11]); ширину анкерной плитки $b_{an} = 140$ мм $\approx 2 \cdot 0,7 \cdot l_1$.

Проверим на прочность сварные швы $Ш_{mp}$, прикрепляющие ветви траверсы базы к ветви колонны (рис. 1.39) по усилиям в анкерных болтах.

Усилия в анкерном болте

$$F_a = N_{e2}^6 / 2 = 64,4 / 2 = 32,2 \text{ кН}.$$

Плечо усилия F_a относительно швов $Ш_{mp}$ по формуле (1.149)

$$z = 4,2 + 14,0 / 2 - 2,2 = 9 \text{ см}.$$

Определяем момент от силы F_a по формуле (1.148)

$$M_z = 1,1 \cdot 32,2 \cdot 9,0 = 319 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Напряжение в швах $Ш_{mp}$ от силы F_a по формуле (1.150)

$$\tau_F = \frac{1,1 \cdot 32,2}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot (44 - 1)} = 0,76 \text{ кН/см}^2;$$

от момента M_z по формуле (1.151)

$$\tau_M = \frac{6 \cdot 319}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot (44 - 1)^2} = 0,96 \text{ кН/см}^2.$$

Результирующее напряжение в швах

$$\tau_f = \sqrt{0,76^2 + 0,96^2} = 1,22 \text{ кН/см}^2 \ll R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = 18,0 \text{ кН/см}^2.$$

Имеем большое недонапряжение. Однако уменьшать высоту траверсы нельзя, так как она определена усилием в ветви колонны N_{e2} .

Прочность траверсы на изгиб проверять не следует в виду малых величин F_a и M_z .

Определяем толщину анкерной плитки. Расчетный пролет плитки по формуле (1.155)

$$l_{an} = 2 \cdot 9,12 + 1,2 = 19,44 \text{ см}.$$

Ширина плиты с учетом ослабления отверстием под болт по формуле (1.158)

$$b_{an}^n = b_{an} - d_{омб} = 14,0 - 3,0 = 11,0 \text{ см},$$

где $d_{омб} = 23$ мм для анкерного болта диаметром 20 мм. Плитка воспринимает

усилие от одного болта $F_6 = F_a = 32,2$ кН. Расчетный изгибающий момент в середине пролета плитки

$$M_{an} = \frac{F_6 \cdot l_{an}}{4} = \frac{32,2 \cdot 19,44}{4} = 156,5 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемая толщина анкерной плитки по формуле (1.159)

$$t_{an}^{mp} = \sqrt{\frac{6 \cdot 156,5 \cdot 0,95}{11,0 \cdot 24,0 \cdot 1}} = 1,84 \text{ см}.$$

Принимаем $t_{an} = 30$ мм.

База подкрановой ветви: $N_{e1} = N'_{e1} = 2172$ кН.

Требуемая площадь плиты базы

$$A_{nл}^{mp} = \frac{2134,0}{1,0 \cdot 1,02} = 2092 \text{ см}^2.$$

Ширину плиты принимаем такой же, как и для плиты базы наружной ветви, т.е.

$$B = 58 \text{ см}.$$

требуемая длина плиты

$$L_{nл}^{mp} = \frac{2092}{58} = 36,1 \text{ см}. \text{ Принимаем } L_{nл} = 38 \text{ см}.$$

Фактическая площадь плиты базы

$$A_{nл}^{\phi} = 58 \cdot 38 = 2204 \text{ см}^2 > A_{nл}^{mp}.$$

Консольные свесы плиты (рис. 2.40)

$$c_1 = \frac{L_{nл} - b_f - 2 \cdot t_{mp}}{2} = \frac{38,0 - 20,0 - 2 \cdot 1,2}{2} = 7,8 \text{ см};$$

$$c_2 = (B - B_k) / 2 = (58,0 - 49,6) / 2 = 4,2 \text{ см},$$

где $b_f = 200$ мм – ширина полки 50Б2;

$t_{mp} = 12$ мм – толщина траверсы.

Среднее напряжение в бетоне под плитой

$$\sigma_{\phi} = 2134 / 2204 = 0,97 \text{ кН/см}^2.$$

Изгибающие моменты на участках плиты:

$$M_1 = 0,97 \cdot 7,8^2 / 2 = 29,5 \frac{\text{кН} \cdot \text{см}}{\text{см}};$$

$$M_2 = 0,97 \cdot 4,2^2 / 2 = 8,6 \frac{\text{кН} \cdot \text{см}}{\text{см}}, \text{ при } c_2 / b_f = 4,2 / 20,0 = 0,21 < 0,5;$$

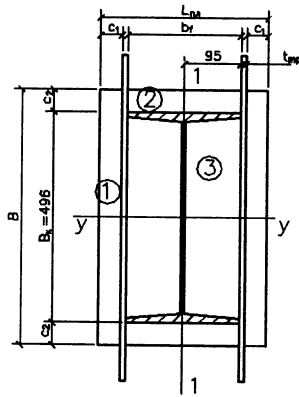


Рис. 2.40. База подкрановой ветви

участок 2 рассматривается как консольный:

$$M_3 = 0,125 \cdot 0,97 \cdot 9,5^2 = 10,9 \frac{\text{кН} \cdot \text{см}}{\text{см}}, \quad \text{при} \quad (496 - 2 \cdot 14) / 95 = 4,9 > 2,$$

$$\alpha = 0,125.$$

Толщина плиты определяется по моменту на 1 участке:

$$M_{\max} = M_1 = 29,5 \frac{\text{кН} \cdot \text{см}}{\text{см}}$$

$$t_{nl}^{mp} = \sqrt{6 \cdot 29,5 \cdot 0,95 / (1,2 \cdot 23,0)} = 2,47 \text{ см.}$$

Следует принять $t_{nl} = 28$ мм с учетом строжки верхней поверхности плиты. В целях унификации толщин листовой стали рекомендуется уменьшать количество разных толщин. Поэтому рассмотрим конструктивный вариант базы под подкрановую ветвь колонны с толщиной плиты, равной толщине плиты наружной ветви, т. е. $t_{nl} = 20$ мм. С этой целью надо уменьшить консольный участок плиты c_1 , с тем чтобы получить требуемую величину толщины плиты $t_{nl}^{mp} = 1,8$ см.

$$M_1 = \frac{t_{nl}^2 \cdot \gamma_c \cdot R_y}{6 \cdot \gamma_n} = \sigma_\phi \cdot \frac{(c_1^{mp})^2}{2}.$$

Отсюда

$$c_1^{mp} = \sqrt{\frac{t_{nl}^2 \cdot \gamma_c \cdot R_y}{3 \cdot \sigma_\phi \cdot \gamma_n}} = \sqrt{\frac{1,8^2 \cdot 1,2 \cdot 23,0}{3 \cdot 0,97 \cdot 0,95}} = 5,7 \text{ см.}$$

Вариант базы под подкрановую ветвь с уменьшенным консольным вылетом $c_1^{mp} = 5,6$ см показан на рис. 2.41.

Расстояние между ветвями траверсы

$$b'_f = L_{nl} - 2 \cdot t_{mp} - 2 \cdot c_1 = 38,0 - 2 \cdot 1,2 - 2 \cdot 5,6 = 24,4 \text{ см.}$$

Момент на участке 3 возрастет и станет равным

$$M_3 = 0,125 \cdot 0,97 \cdot 11,74^2 = 16,7 \frac{\text{кН} \cdot \text{см}}{\text{см}}.$$

Требуемая толщина плиты на участке 3

$$t_{nl}^{mp} = \sqrt{\frac{6 \cdot 16,7 \cdot 0,95}{1,2 \cdot 23,0}} = 1,86 \text{ см.}$$

При таком варианте базы (рис. 2.41) принимаем толщину плиты равную 20 мм.

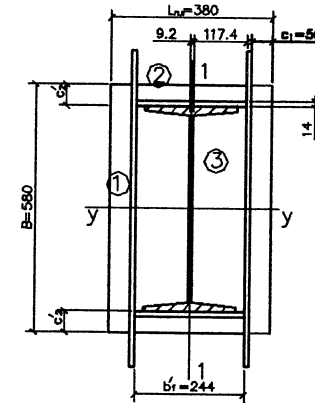


Рис. 2.41. Вариант базы под подкрановую ветвь

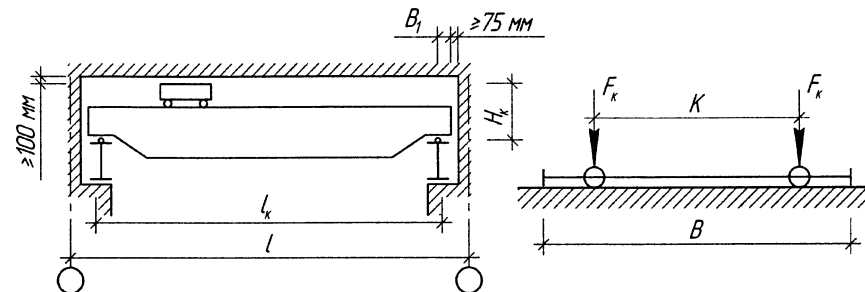
Усилия в анкерных болтах базы подкрановой ветви получаются меньше, чем для базы под наружную ветвь. Поэтому принимаем такие же болты из конструктивных соображений.

Остальные элементы базы рассчитываются так же, как и базы под наружную ветвь.

При фрезерованных торцах ветви базы колонны сварные швы, прикрепляющие траверсу и ветви к плитам, не рассчитываются. Катет шва принимается минимальным. В нашем случае при $t_{nl} = 20$ мм следует принять $K_f = 7$ мм (табл. 38*[11]).

1. Металлические конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов/Г.С. Ведеников, Е.И. Беленя и др.; Под ред. Г.С. Веденикова. – 7-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1998. – 760 с.: ил.
2. Металлические конструкции. В 3 т. Т.2. Конструкции зданий: Учеб. для строит. вузов/В.В. Горев, Б.Ю. Уваров и др.; Под ред. В.В. Горева. – М.: Высш. шк., 1999. – 528 с.: ил.
3. Кузин Н.Я. Проектирование и расчет стальных ферм покрытий промышленных зданий: Учебное пособие. – М.: Изд-во АСВ, 1998. – 184 с.
4. Проектирование металлических конструкций: Спец. курс. Учеб. пособие для вузов/В.В. Бирюлев, И.И. Кошин и др.; Под ред. В.В. Бирюлева. – Л.: Стройиздат, 1990. – 432 с.
5. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций: Учеб. пособие для техникумов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 431 с.
6. Металлические конструкции. В 3 т. Т.2. Стальные конструкции зданий и сооружений. (Справочник проектировщика)/Под общ. ред. В.В. Кузнецова (ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова). – М.: Изд-во АСВ, 1998. – 512 с.
7. Бычков Д.В. Формулы и графики для расчета рам. – М.: Госиздат литературы по строительству и архитектуре, 1957. – 194 с.
8. Николаев Г.А., Винокуров В.А. Сварные конструкции. Расчет и проектирование/Под ред. Николаева Г.Н. – М.: «Высшая школа», 1990. – 446 с.
9. Немчинов Б.К., Бахтин В.Ф., Колодежных С.Н. Проектирование стального каркаса павильонного типа: Учебно-методическое пособие. – Воронеж: Воронежская государственная архитектурно-строительная академия, 1999. – 93 с.
10. Сигаев И.П., Щеглов А.С. Справочные материалы по проектированию стальных конструкций. – Воронеж: инж.-строит. ин-т, 1992. – 62 с.
11. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М.: ЦИТП, 1991. – 95 с.
12. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*). – М.: ЦИТП, 1989. – 149 с.
13. СНиП 2.01.07-04. Нагрузки и воздействия. – М.: Мин-во стр-ва РФ, 2004. – 35 с.
14. Валь В.Н. и др. Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции. – М.: Стройиздат, 1987. – 218 с.
15. Пособие по расчету и конструированию сварных соединений стальных конструкций (к главе СНиП II-23-81*). ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1984. – 40 с.
16. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций. – М.: Госстрой России, ГУП ЦПП 2005. – 131 с.

Мостовые опорные краны (ГОСТ 25711-83)



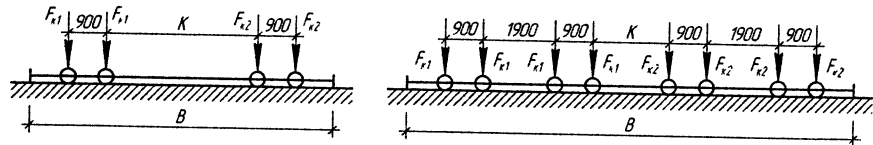
Q, т	Пролет крана, м	Размеры, мм				F _к , кН	Вес, кН		Тип кранового рельса	Высота подкрановой балки, мм, при шаге рам, м	
		H _к	B	B ₁	K		тележки	крана с тележкой		6	12
10	16,5	1900	5400	230	4400	85	24	128	КР 70	700	1000
	22,5					95		155			
	28,5					105		206			
	34,5					125		285			
12,5	16,5	1900	5500	230	4400	120	29	157	КР 70	700	1000
	22,5					135		201			
	28,5					155		255			
	34,5					170		314			
16	16,5	2300	5600	260	4400	140	36	183	КР 70	800	1200
	22,5					150		213			
	28,5					170		280			
	34,5					185		383			
20/5	16,5	2400	5600	260	4400	170	62	216	КР 70	800	1200
	22,5					180		250			
	28,5					200		326			
	34,5					235		456			
32/5	16,5	2750	6300	300	5100	235	85	275	КР 70	1000	1500
	22,5					260		343			
	28,5					280		402			
	34,5					320		554			
50/125	16,5	3150	6860	300	5600	360	132	407	КР 70	1000	1500
	22,5					380		475			
	28,5					415		583			
	34,5					455		717			

Приложение 2

Мостовые опорные краны (ГОСТ 6711-81)

Для кранов $Q=80/20$ т, $100/20$ т, $125/20$ т

Для кранов $Q=160/32$ т



Q, т	Пролет крана, м	Размеры, мм				F_{k1} , кН	F_{k2} , кН	Вес, кН		Тип кранового рельса	Высота подкрановой балки, мм, при шаге колонн, м	
		H_k	B	B_1	K			те- леж- ки	крана с тележ- кой		6	12
80/20	22	3700				353	373			КР 100	1000	1600
	28	4000	9100	400	4350	373	402	323	1029			
	34					392	422		1176			
100/20	22	3700				410	439		1107	КР 120	1000	1600
	28	4000	9350	400	4600	449	469	363	1303			
	34					469	489		1401			
125/20	22					436	446		1156	КР 120	1000	1800
	28	4000	9350	400	4600	466	476	382	1303			
	34					485	495		1500			
160/32	22					295	304		1284	КР 120	1000	1800
	28	4800	10500	500	1500	311	321	461	1676			
	34					331	350		1823			

Приложение 3

Рельсы крановые (ГОСТ 4121-76*)

Тип рельса	Высота сечения, мм	Ширина подошвы, мм	Площадь сечения, мм ²	Погонная масса, кг/м	J_x , см ⁴	J_y , см ⁴	J_t , см ⁴
КР 70	120	120	67,2	52,77	1089,3	319,7	253
КР 80	130	130	81,8	64,24	1523,7	468,6	387
КР 100	150	150	113,4	89,05	2805,9	919,6	765
КР 120	170	170	150,7	118,29	4794,2	1672,0	1310
КР 140	170	170	187,2	146,98	5528,3	2609,7	2130

Приложение 4

Коэффициенты расчетной длины μ_1 для одноступенчатых колонн с верхним свободным концом

α_1	Коэффициенты μ_1 при n																			
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10,0	20,0
0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
0,2	2,0	2,01	2,02	2,03	2,04	2,05	2,06	2,07	2,08	2,09	2,10	2,12	2,14	2,15	2,17	2,21	2,40	2,76	3,38	
0,4	2,0	2,04	2,08	2,11	2,13	2,18	2,21	2,25	2,28	2,32	2,35	2,42	2,48	2,54	2,60	2,66	2,80	-	-	-
0,6	2,0	2,11	2,20	2,28	2,36	2,44	2,52	2,59	2,66	2,73	2,86	2,93	3,05	3,17	3,28	3,39	-	-	-	-
0,8	2,0	2,25	2,42	2,56	2,70	2,83	2,96	3,07	3,17	3,27	3,36	3,55	3,74	-	-	-	-	-	-	-
1,0	2,0	2,50	2,73	2,94	3,13	3,29	3,44	3,59	3,74	3,87	4,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,5	3,0	3,43	3,77	4,07	4,35	4,61	4,86	5,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,0	4,0	4,44	4,90	5,29	5,67	6,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,5	5,0	5,55	6,08	6,56	7,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,0	6,0	6,65	7,25	7,82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно сжатых сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента

λ_x	Коэффициенты φ_e при m_{ef}															
	0,1	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3	4	5	6	7	8	10	12	14	17
0,5	967	850	722	620	538	469	417	338	280	237	210	183	150	125	106	090
1,0	925	778	653	563	484	427	382	307	259	225	196	175	142	121	103	086
1,5	875	716	593	507	439	388	347	283	240	207	182	163	134	114	099	082
2,0	813	653	536	457	397	352	315	260	222	193	170	153	125	107	094	079
2,5	742	587	486	410	357	317	287	238	204	178	158	144	118	101	090	076
3,0	667	520	425	365	320	287	260	217	187	166	147	135	112	097	086	073
3,5	587	455	375	325	287	258	233	198	172	153	137	125	106	092	082	069
4,0	505	394	330	289	256	232	212	181	158	146	127	118	098	088	078	066
4,5	418	342	288	257	229	208	192	165	146	130	118	110	093	083	075	064
5,0	354	295	253	225	205	188	175	150	135	120	111	103	088	079	072	062
5,5	302	256	224	200	184	170	158	138	124	112	104	095	084	075	069	060
6,0	258	223	198	178	166	153	145	128	115	104	096	089	079	072	066	057
6,5	223	196	176	160	149	140	132	117	106	097	089	083	074	068	062	054
7,0	194	173	157	145	136	127	121	108	098	091	083	078	070	064	059	052
8,0	152	138	128	117	113	106	100	091	083	078	074	068	062	057	053	047
9,0	122	112	103	098	093	088	085	079	072	066	064	061	055	051	048	043
10,0	100	093	090	081	079	075	072	069	062	059	057	055	049	046	043	039

Примечания: 1. Значения коэффициентов φ_e увеличены в 1000 раз.
2. Значения φ_e принимать не выше значений φ .

Текст программы

```

Файл №1 [ishd]
%Файл формирован. окна д/задан. исходных данных к задаче.
%Очистка экрана и памяти компьютера.
clf
clear
axis off
%Текст подписей.
text(0.3,1.0,'ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ')
text(0.1,0.9,'Мп, кНм')
text(0.1,0.75,'N1,п, кН')
text(0.1,0.6,'N2,п, кН')
text(0.1,0.45,'Н, м')
text(0.1,0.3,'Нв/Н')
text(0.1,0.15,'I1/I2')

text(0.4,0.9,'Mсн, кНм')
text(0.4,0.75,'Nсн, кН')
text(0.4,0.6,'Mmax, кНм')
text(0.4,0.45,'Mmin, кНм')
text(0.4,0.3,'Dmax, кН')
text(0.4,0.15,'Dmin, кН')

text(0.75,0.9,'Т, кН')
text(0.75,0.75,'Кпр')
text(0.75,0.6,'qv а, кН/м')
text(0.75,0.45,'qv п, кН/м')
text(0.75,0.3,'W, кН')

%Формирован. окошек д/ввода своих значений.
svmp=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.15 0.76 .2 .05])
svnp1=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.15 0.64 .2 .05])
svnp2=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.15 0.52 .2 .05])
svh=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.15 0.4 .2 .05])
svl=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.15 0.28 .2 .05])
svn=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.15 0.16 .2 .05])

svmsn=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.4 0.76 .2 .05])
svnsn=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.4 0.64 .2 .05])
svmmax=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.4 0.52 .2 .05]);
svmmin=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.4 0.4 .2 .05])
svdmax=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.4 0.28 .2 .05])
    
```


svdmin=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.4 0.16 .2 .05])

svt=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.65 0.76 .2 .05])
svkpr=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.65 0.64 .2 .05])
svqva=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.65 0.52 .2 .05])
svqvp=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.65 0.4 .2 .05])
svw=icontrol('style','edit','string','0','units','normalized','position',[0.65 0.28 .2 .05])

k1=icontrol('style','pushbutton','units','normalized','position',[.8 .0 .2 .05],'string','Далее','callback','rasch')

Файл №2 [rasch]

svmpc=get(svmp,'String')
svnp1c=get(svnp1,'String')
svnp2c=get(svnp2,'String')
svhc=get(svh,'String')
svlc=get(svl,'String')
svnc=get(svn,'String')

svmsnc=get(svmsn,'String')
svnsnc=get(svnsn,'String')
svmmaxc=get(svmmax,'String')
svmminc=get(svmmmin,'String')
svdmaxc=get(svdmax,'String')
svdminc=get(svdmin,'String')

svtc=get(svt,'String')
svkprc=get(svkpr,'String')
svqvacc=get(svqva,'String')
svqvpc=get(svqvp,'String')
svwc=get(svw,'String')

MP=eval(svmpc)
NP1=eval(svnp1c)
NP2=eval(svnp2c)
H=eval(svhc)
L=eval(svlc)
N=eval(svnc)

MSN=eval(svmsnc)
NSN=eval(svnsnc)
MMAX=eval(svmmaxc)
MMIN=eval(svmminc)
DMAX=-eval(svdmaxc)

DMIN=-eval(svdminc)

T=eval(svtc)
KPR=eval(svkprc)
QA=eval(svqvacc)
QP=eval(svqvpc)
W=eval(svwc)

L0=1+L.^3/N-L.^3
L2=2-3.*L+L.^3
SP=3/2.*MP./H.*(1-L.^2)./L0
MP1=-SP.*H+MP
MP2=-SP.*L.*H+MP
MP3=-SP.*L.*H

SSN=3/2.*MSN./H.*(1-L.^2)./L0
MSN1=-SSN.*H+MSN
MSN2=-SSN.*L.*H+MSN
MSN3=-SSN.*L.*H

SKR=3/4.*MMAX./H.*(1-L.^2)./L0.*((1+KPR)+MMIN./MMAX.*(1-KPR))
M1=SKR.*H-MMAX
M2=SKR.*L.*H-MMAX
M3=SKR.*L.*H
MS1=SKR.*H-MMIN
MS2=SKR.*L.*H-MMIN
MS3=SKR.*L.*H

ST=T.*L2.*(1+KPR)./(4.*L0)
MT1=(ST-T.*(1-L)).*H
MT2=ST.*L.*H
MT3=MT2
MTS1=ST.*H
MTS2=ST.*L.*H
MTS3=MTS2

L3=1-L.^4+L.^4./N
SV=3/16.*(QA.*H.*L3./L0).*(1-QP./QA)
MV1=SV.*H-QA.*H.^2./2-W.*H./2
MV2=L.*H.*(SV-QA.*L.*H/2-W./2)
QV1=QA.*H-SV+W./2
MVS1=SV.*H+QP.*H.^2./2+W.*H./2
MVS2=-L.*H.*(SV+QP.*L.*H./2+W./2)
QVS1=-QP.*H-SV-W./2

```
MSN1U=MSN1.*0.9
NSNU=NSN.*0.9
SSNU=SSN.*0.9
MSN2U=MSN2.*0.9
MSN3U=MSN3.*0.9
M1U=0.9.*M1
M2U=0.9.*M2
M3U=0.9.*M3
DMAXU=0.9.*DMAX
DMINU=0.9.*DMIN
SKR=-SKR
SKRU=0.9.*SKR
MS1U=0.9.*MS1
MS2U=0.9.*MS2
MS3U=0.9.*MS3
MT1U=0.9.*MT1
MT2U=0.9.*MT2
MTS1U=0.9.*MTS1
MTS2U=0.9.*MTS2
STU=0.9.*ST
MV1U=0.9.*MV1
MV2U=0.9.*MV2
MVS1U=0.9.*MVS1
MVS2U=0.9.*MVS2
QV1U=0.9.*QV1
QVS1U=QVS1.*0.9
rez
```

Файл №3 [rez]

```
clf
axis([0 800 0 600])
hold on
A=imread('tbl_2.jpg')
imshow(A,'notruesize')
axis off
```

```
SYMNP1=num2str(NP1)
```

```
SYMNSN=num2str(NSN)
SYMDMAX=num2str(DMAX)
SYMDMIN=num2str(DMIN)
```

```
SYMSP=num2str(SP)
SYMMP1=num2str(MP1)
SYMMP2=num2str(MP2)
```

```
SYMMP3=num2str(MP3)
SYMSSN=num2str(SSN)
SYMMSN1=num2str(MSN1)
SYMMSN2=num2str(MSN2)
SYMMSN3=num2str(MSN3)
SYMSKR=num2str(SKR)
SYMM1=num2str(M1)
SYMM2=num2str(M2)
SYMM3=num2str(M3)
SYMMS1=num2str(MS1)
SYMMS2=num2str(MS2)
SYMMS3=num2str(MS3)
SYMST=num2str(ST)
SYMMT1=num2str(MT1)
SYMMT2=num2str(MT2)
SYMMS1U=num2str(MTS1)
SYMMS2U=num2str(MTS2)
SYMMV1=num2str(MV1)
SYMMV2=num2str(MV2)
SYMQV1=num2str(QV1)
SYMQVS1=num2str(QVS1)
SYMMVS1=num2str(MVS1)
SYMMVS2=num2str(MVS2)
```

```
SYMSSNU=num2str(SSNU)
SYMMSN1U=num2str(MSN1U)
SYMMSN2U=num2str(MSN2U)
SYMMSN3U=num2str(MSN3U)
SYMNSNU=num2str(NSNU)
SYMDMAXU=num2str(DMAXU)
SYMDMINU=num2str(DMINU)
SYMSKRU=num2str(SKRU)
SYMM1U=num2str(M1U)
SYMM2U=num2str(M2U)
SYMM3U=num2str(M3U)
SYMMS1U=num2str(MS1U)
SYMMS2U=num2str(MS2U)
SYMMS3U=num2str(MS3U)
SYMSTU=num2str(STU)
SYMMT1U=num2str(MT1U)
SYMMT2U=num2str(MT2U)
SYMMS1U=num2str(MTS1U)
SYMMS2U=num2str(MTS2U)
SYMMV1U=num2str(MV1U)
SYMMV2U=num2str(MV2U)
```

SYMQV1U=num2str(QV1U)
SYMQVS1U=num2str(QVS1U)
SYMMVS1U=num2str(MVS1U)
SYMMVS2U=num2str(MVS2U)
% 1 СТОЛБИК
text(180,15,SYMMVS1U,'color',[0 0 0])
text(180,44,SYMMVS1,'color',[0 0 0])

text(180,73,SYMMV1U,'color',[0 0 0])
text(180,102,SYMMV1,'color',[0 0 0])

text(180,131,SYMMTS1U,'color',[0 0 0])
text(180,160,SYMMTS1,'color',[0 0 0])

text(180,189,SYMMT1U,'color',[0 0 0])
text(180,218,SYMMT1,'color',[0 0 0])

text(180,247,SYMMS1U,'color',[0 0 0])
text(180,276,SYMMS1,'color',[0 0 0])

text(180,305,SYMM1U,'color',[0 0 0])
text(180,334,SYMM1,'color',[0 0 0])

text(180,363,SYMMSN1U,'color',[0 0 0])
text(180,392,SYMMSN1,'color',[0 0 0])

text(180,421,SYMMP1,'color',[0 0 0])

% 2 СТОЛБИК

text(270,247,SYMDMINU,'color',[0 0 0])
text(270,276,SYMDMIN,'color',[0 0 0])

text(270,305,SYMDMAXU,'color',[0 0 0])
text(270,334,SYMDMAX,'color',[0 0 0])

text(270,363,SYMNSNU,'color',[0 0 0])
text(270,392,SYMNSN,'color',[0 0 0])

text(270,421,SYMNP1,'color',[0 0 0])

% 3 СТОЛБИК

text(360,15,SYMQVS1U,'color',[0 0 0])
text(360,44,SYMQVS1,'color',[0 0 0])

text(360,73,SYMQV1U,'color',[0 0 0])
text(360,102,SYMQV1,'color',[0 0 0])

text(360,131,SYMSTU,'color',[0 0 0])
text(360,160,SYMST,'color',[0 0 0])

text(360,189,SYMSTU,'color',[0 0 0])
text(360,218,SYMST,'color',[0 0 0])

text(360,247,SYMSKRU,'color',[0 0 0])
text(360,276,SYMSKR,'color',[0 0 0])

text(360,305,SYMSKRU,'color',[0 0 0])
text(360,334,SYMSKR,'color',[0 0 0])

text(360,363,SYMSSNU,'color',[0 0 0])
text(360,392,SYMSSN,'color',[0 0 0])

text(360,421,SYMSP,'color',[0 0 0])

% 4 СТОЛБИК

text(440,15,SYMMVS2U,'color',[0 0 0])
text(440,44,SYMMVS2,'color',[0 0 0])

text(440,73,SYMMV2U,'color',[0 0 0])
text(440,102,SYMMV2,'color',[0 0 0])

text(440,131,SYMMTS2U,'color',[0 0 0])
text(440,160,SYMMTS2,'color',[0 0 0])

text(440,189,SYMMT2U,'color',[0 0 0])
text(440,218,SYMMT2,'color',[0 0 0])

text(440,247,SYMMS2U,'color',[0 0 0])
text(440,276,SYMMS2,'color',[0 0 0])

text(440,305,SYMM2U,'color',[0 0 0])
text(440,334,SYMM2,'color',[0 0 0])

text(440,363,SYMMSN2U,'color',[0 0 0])
text(440,392,SYMMSN2,'color',[0 0 0])

text(440,421,SYMMP2,'color',[0 0 0])

% 5 СТОЛБИК

text(535,247,SYMDMINU,'color',[0 0 0])
text(535,276,SYMDMIN,'color',[0 0 0])

text(535,305,SYMDMAXU,'color',[0 0 0])
text(535,334,SYMDMAX,'color',[0 0 0])

text(535,363,SYMNSNU,'color',[0 0 0])
text(535,392,SYMNSN,'color',[0 0 0])

text(535,421,SYMNP1,'color',[0 0 0])

% 6 СТОЛБИК
text(615,15,SYMMVS2U,'color',[0 0 0])
text(615,44,SYMMVS2,'color',[0 0 0])

text(615,73,SYMMV2U,'color',[0 0 0])
text(615,102,SYMMV2,'color',[0 0 0])

text(615,131,SYMMTS2U,'color',[0 0 0])
text(615,160,SYMMTS2,'color',[0 0 0])

text(615,189,SYMMT2U,'color',[0 0 0])
text(615,218,SYMMT2,'color',[0 0 0])

text(615,247,SYMMS3U,'color',[0 0 0])
text(615,276,SYMMS3,'color',[0 0 0])

text(615,305,SYMM3U,'color',[0 0 0])
text(615,334,SYMM3,'color',[0 0 0])

text(615,363,SYMMSN3U,'color',[0 0 0])
text(615,392,SYMMSN3,'color',[0 0 0])

text(615,421,SYMMP3,'color',[0 0 0])

% 7 СТОЛБИК
text(710,363,SYMNSNU,'color',[0 0 0])
text(710,392,SYMNSN,'color',[0 0 0])

text(710,421,SYMNP1,'color',[0 0 0])

end

Оглавление

Предисловие.....	3
ГЛАВА I Каркас однопролетного производственного здания с	
решетчатым ригелем	4
1.1. Основные расчетные положения при проектировании каркасов промзданий.....	4
1.2. Компоновка поперечной рамы цеха	5
1.3. Компоновка конструкций покрытия	8
1.4. Система связей каркаса промздания	13
1.5. Расчет и конструирование подкрановых балок.....	15
1.6. Нагрузки на стропильную ферму	24
1.7. Нагрузки на раму цеха.....	27
1.7.1. Постоянные нагрузки.....	27
1.7.2. Снеговая нагрузка	29
1.7.3. Ветровая нагрузка	29
1.7.4. Нагрузка от мостовых кранов	32
1.8. Определение приближенных значений жесткостей сечений подкрановой и надкрановой частей колонн	35
1.9. Учет пространственной работы каркаса при расчете поперечных рам	36
1.10. Определение внутренних усилий в колоннах от постоянной и снеговой нагрузок	41
1.11. Определение внутренних усилий в колоннах от ветровой нагрузки.....	42
1.12. Определение расчетных усилий в характерных сечениях левой колонны.....	43
1.13. Определение расчетных длин колонн	45
1.14. Подбор и проверка сечения надкрановой части колонны	46
1.15. Подбор и проверка сечения подкрановой сквозной части колонны	51
1.16. Расчет и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны (рис. 1.36)	56
1.17. Расчет и конструирование базы колонны	59
ГЛАВА II Пример расчета и конструирования каркаса	
производственного здания	68
2.1. Исходные данные.....	68
2.2. Компоновка конструкций покрытия	68
2.3. Расчет сквозного прогона.....	69
2.4. Расчет стропильной фермы.....	77
2.4.1. Выбор типа фермы.....	77
2.4.2. Статический расчет фермы	79
2.4.3. Подбор сечений стержней стропильной фермы	84
2.4.4. Конструирование и расчет стыков поясов в	

узлах 4 и 5.....	93
2.4.5. Конструирование и расчет монтажных стыков стропильной фермы (узлы 8 и 9).....	96
2.4.6. Расчет сварных швов прикрепления стержней решетки фермы.....	110
2.5. Расчет и конструирование подкрановой балки.....	117
2.5.1. Нагрузки на подкрановую балку.....	117
2.5.2. Определение расчетных усилий.....	118
2.5.3. Подбор сечения балки.....	119
2.5.4. Проверка стенки балки на местную устойчивость.....	123
2.5.5. Расчет опорного ребра жесткости.....	128
2.5.6. Расчет поясных швов.....	131
2.6. Компоновка поперечной рамы цеха.....	131
2.7. Нагрузка на поперечную раму.....	133
2.7.1. Постоянная нагрузка.....	133
2.7.2. Снеговая нагрузка.....	134
2.7.3. Ветровая нагрузка.....	134
2.7.4. Нагрузки от мостовых кранов.....	136
2.8. Определение приближенного значения отношения жесткостей колонны.....	137
2.9. Определение коэффициента K_{np} , учитывающего пространственную работу каркаса здания.....	138
2.10. Определение усилий в характерных сечениях стойки рамы.....	138
2.10.1. Определение крановых усилий в характерных сечениях стоек рамы.....	138
2.10.2. Определение внутренних усилий в сечениях колонны от постоянной и снеговой нагрузок (рис. 1.30).....	139
2.10.3. Определение усилий в сечениях колонны от ветровой нагрузки (рис. 1.31).....	140
2.11. Определение расчетных сочетаний усилий в сечениях левой колонны.....	140
2.12. Определение расчетных длин частей колонны.....	144
2.13. Подбор и проверка сечения надкрановой части колонны.....	144
2.14. Подбор и проверка сечения подкрановой сквозной части колонны.....	151
2.15. Расчет и конструирование узла сопряжения надкрановой и подкрановой частей колонны (рис. 1.36).....	158
2.16. Расчет и конструирование базы колонны.....	160
Список литературы.....	168
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	169

Приложение 1.....	169
Приложение 2.....	170
Приложение 3.....	171
Приложение 4.....	171
Приложение 5.....	172
Приложение 6.....	173
Оглавление.....	181

Учебное издание

Геннадий Алуксеевич Нехаев

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНОГО КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Редактор *Р.В. Воробьева*
Компьютерная верстка *Т.А. Кузьмина*
Дизайн обложки *Н.С. Романова*

Лицензия ЛР № 0716188 от 01.04.98. Сдано в набор 18.03.2007
Подписано к печати 30.05.2007. Формат 60×90/16
Бумага офс. Гарнитура таймс. Печать офсетная.
Усл.-печ. л. 11,5. Тираж 1000 экз. Заказ № 5950.

Издательство Ассоциации строительных вузов (АСВ)
129337, Москва, Ярославское шоссе, 26, оф. 511
тел/факс: 183-56-83
e-mail: iasv@mgsu.ru; www.iasv.ru

Отпечатано в полном соответствии с качеством
предоставленных диапозитивов в ОАО «Дом печати — ВЯТКА»
610033, г. Киров, ул. Московская, 122