



ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
УПРАВЛЕНИЕ ДИСТАНЦИОННОГО ОБУЧЕНИЯ И ПОВЫШЕНИЯ
КВАЛИФИКАЦИИ

Кафедра «Металлические, деревянные и
пластмассовые конструкции»

Учебное пособие
по дисциплине «Металлические конструкции,
включая сварку»

**«Металлические конструкции и
сварка (курсовое проектирование
по актуализированной редакции
СНиП)»**

Авторы
Лукашевич Э.Б.,
Вержбовский Г.Б.,
Решетников А.А.

Ростов-на-Дону, 2018

Аннотация

Приведены примеры выполнения расчетной части курсовых проектов «Рабочая площадка производственного здания» и «Поперечная рама производственного здания», выполняемых студентами строительных специальностей в рамках курса «Металлические конструкции, включая сварку». Расчеты выполнены в соответствии с требованиями актуализированных версий строительных норм и правил, введенных в действие с 2016 года.

Пособие предназначено для студентов строительных специальностей, инженеров и преподавателей, занимающихся вопросами расчета и проектирования стальных конструкций.

Данное учебное пособие издано при непосредственной помощи и поддержке Донского государственного технического университета.

Авторы

к.т.н., доцент
кафедры «МДиПК»
Лукашевич Э.Б.

д.т.н., профессор
кафедры «МДиПК»
Вержбовский Г.Б.

к.т.н., доцент
кафедры «МДиПК»
Решетников А.А.





Оглавление

ВВЕДЕНИЕ	4
1. РАБОЧАЯ ПЛОЩАДКА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ	5
1.1. Задание на проектирование	5
1.2. Расчет настила	5
1.3. Подбор сечения балки настила	7
1.4. Определение катета сварного шва, соединяющего настил с балками настила	10
1.5. Подбор сечения вспомогательной балки	11
1.6. Проверка прочности балки настила на опоре	16
1.7. Подбор сечения главной балки	17
1.8. Проверка прочности вспомогательной балки на опоре	30
1.9. Расчет колонны	31
1.10. Расчет опирания главной балки на колонну	37
1.11. Расчет базы колонны	43
2. ПОПЕРЕЧНАЯ РАМА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ	49
2.1. Задание на проектирование	49
2.2. Компоновка конструктивной схемы поперечной рамы	49
2.3. Сбор нагрузок на поперечную раму	53
2.4. Статический расчет поперечной рамы	62
2.5. Определение усилий в элементах фермы	65
2.6. Подбор сечений элементов фермы	67
2.7. Расчет узлов стропильной фермы	70
2.8. Расчет колонны	74
Библиографический список	101
ПРИЛОЖЕНИЯ Справочные данные по электромостовым кранам	102

ВВЕДЕНИЕ

При изучении дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку» студенты различных специальностей строительных вузов выполняют один или несколько курсовых проектов и работ. В настоящее время существует большое количество учебной литературы, в которой приводятся примеры выполнения расчетной части проектов. Отличительной особенностью настоящего учебного пособия является то, что оно составлено с учетом требований Сводов Правил (актуализированных редакций СНиП), введенных в действие с 2016 года.

Авторы ставили перед собой задачу не просто привести порядок расчета той или иной конструкции, но и дать представление об особенностях назначения их параметров с учетом накопленного опыта проектирования, а также помочь студентам разобраться во взаимосвязях между основными нормативными документами. Приведенные в тексте многочисленные ссылки на конкретные пункты и формулы СП обеспечивают возможность в процессе курсового проектирования более детально понять состав и структуру актуализированных редакций СНиП.

Пособие состоит из введения, двух глав, библиографического списка и приложений. В первой главе приводится расчетная часть курсового проекта «Рабочая площадка производственного здания», который выполняется студентами строительных специальностей в первом семестре изучения курса «Металлические конструкции, включая сварку», а вторая глава посвящена проекту «Поперечная рама производственного здания».

В связи с тем, что состав и объем курсовых проектов, выполняемых студентами различных специальностей, могут значительно отличаться друг от друга, авторы постарались описать расчет каждого отдельного элемента конструкции как самостоятельную задачу. Внимательный читатель сможет заметить повторяющиеся объяснения входящих в расчетные формулы величин. Это сделано намеренно, для того чтобы облегчить возможность выполнения отдельных расчетов, а не всего проекта в целом.

Приложение содержит ряд справочных материалов, которые должны помочь студентам при выполнении расчетов. К пособию также прилагаются в электронном виде образцы выполнения графической части курсовых проектов, представленные в виде блок-схем алгоритмы расчетов ступенчатой колонны промышленного здания.

При изложении материала принята двойная нумерация параграфов, таблиц и рисунков. Первая цифра обозначает номер главы, вторая – порядковый номер параграфа, таблицы или рисунка в данной главе.

Пособие предназначено для студентов строительных вузов при изучении ими курса «Металлические конструкции, включая сварку» и может быть использовано инженерами и проектировщиками в их практической деятельности.

Настоящее пособие было тщательно просмотрено специалистами, и с их стороны было сделано много полезных предложений и советов. Всем им авторы приносят искреннюю благодарность за участие в подготовке, рецензировании и редактировании этой работы.

1. РАБОЧАЯ ПЛОЩАДКА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

1.1. Задание на проектирование

Необходимо запроектировать балочную клетку рабочей площадки производственного здания по схеме, приведенной на рис. 1.1, со следующими исходными данными: пролет главной балки $L_{Б-1} = 12$ м; пролет вспомогательной балки $L_{Б-2} = 6$ м; пролет балки настила $L_{Б-3} = 4$ м; шаг балок настила $L_H = 1$ м.

Нормативная временная длительная равномерно распределенная нагрузка на площадке $P_l^n = 25$ кПа. Высота колонны $H = 9$ м. Колонны сквозные, с соединением на планках. Опирание главной балки на колонну сверху. Сопряжение балок этажное. Класс бетона для фундаментов В10. Объект нормального уровня ответственности. Коэффициент надежности по ответственности следует принимать по [8], коэффициенты надежности по нагрузке и сочетаний нагрузок – по [7], сталь для конструкций, тип электрода и сварочной проволоки – по [6].

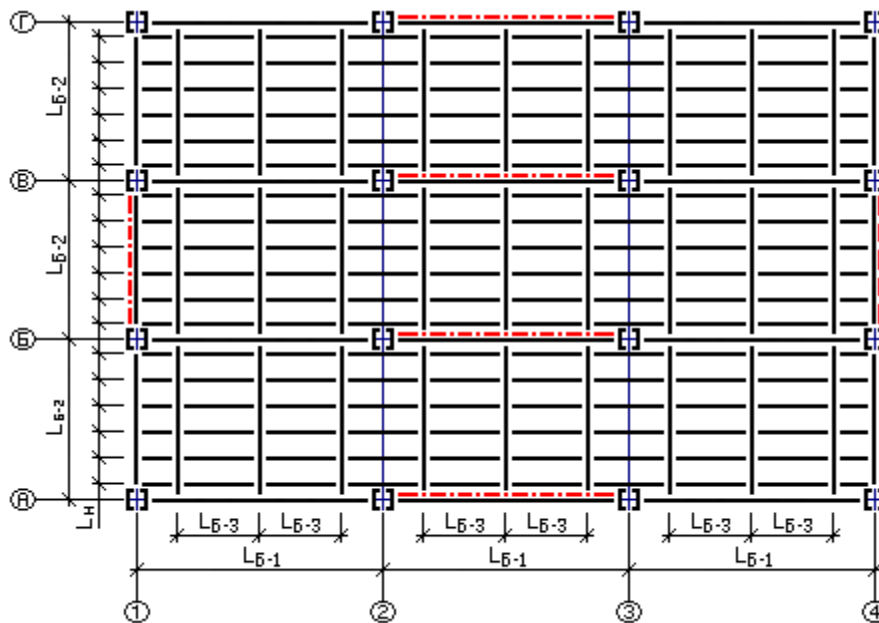


Рис. 1.1

1.2. Расчет настила

По балкам площадки укладываем стальной настил с рифленой верхней поверхностью по ГОСТ 8568-77*. Расчетная схема настила приведена на рис. 1.2. Материал настила – сталь С235 (табл. В.3 [6]).

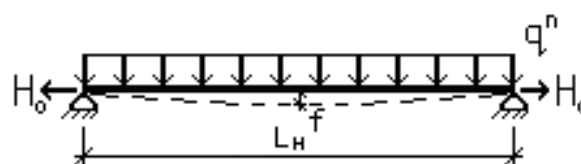


Рис. 1.2

Для выполнения расчета задаемся толщиной настила, которая зависит от величины нормативной временной длительной нагрузки на площадку P_l^n (табл. 1.1).
 Таблица 1.1

P_l^n , кПа	≤ 20	20 – 30	30 – 40	≥ 40
t_0 , мм	6 – 8	8 – 10	10 – 12	12 – 14

Назначаем толщину настила $t_0 = 8$ мм. Постоянная нагрузка от собственного веса 1 м^2 настила толщиной t_0

$$P_{d1}^n = \rho \cdot t_0 = 78,5 \cdot 0,008 = 0,63 \text{ (кН/м}^2\text{)},$$

где $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$ – плотность прокатной стали (табл. Б.1 [6]). В настоящем пособии величины, приведенные в [6], принимаются без изменений, а для их перевода в другие единицы измерения используется часто применяемый на практике способ, при котором вместо фактической величины ускорения свободного падения используется его приближенное значение, равное 10 м/сек^2 . Таким образом, $\rho = 78,5 \text{ кН/м}^3$.

Нормативная нагрузка, действующая на настил

$$q^n = P_l^n + P_{d1}^n = 25 + 0,63 = 25,63 \text{ (кН/м}^2\text{)}.$$

При приварке настила к балкам его требуемую толщину вычисляем по формуле (4.7) [1]:

$$t_{наст} \geq \frac{3,75 L_n}{n_0 + 72 E_1 / n_0^3 q^n},$$

где $L_n = 100$ см – пролет настила (шаг балок настила);

$\frac{1}{n_0} = \frac{1}{120}$ – предельно допустимый относительный прогиб настила (табл. Д.1 [7]);

$E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} = \frac{20600}{1 - 0,3^2} = 22637,36$ (кН/см²) – приведенный модуль упругости

стали;

$E = 20600$ кН/см² – модуль упругости прокатной стали (табл. Б.1 [6]);

$\nu = 0,3$ – коэффициент поперечной деформации (Пуассона) (табл. Б.1 [6]).

$$t_{наст} \geq \frac{3,75 \cdot 100}{120 + 72 \cdot 22637,36 / (120^3 \cdot 25,63 \cdot 10^{-4})} = 0,77 \quad (\text{см});$$

Согласно [5], оставляем принятую предварительно толщину настила $t_{наст} = 8$ мм без изменений.

Заключительный этап расчета настила – это определение катета сварного шва, крепящего настил к нижележащим конструкциям, однако этот расчет возможно выполнить после подбора сечения балки настила.

1.3. Подбор сечения балки настила

Расчетная схема балки настила приведена на рис. 1.3. Здесь и далее пролеты балок, указанные на рисунке 1.1, для сокращения письма будут обозначаться как L . Материал балки настила – сталь С245 (табл. В.5 [6], в связи с тем, что на рабочую площадку действует только статическая нагрузка).

Погонные нагрузки, действующие на балку настила:

- нормативная

$$q^n = (P_d^n + \psi_{11} P_{11}^n) L_n = (1 \cdot 0,63 + 25) \cdot 1 = 25,63 \quad (\text{кН/м});$$

- расчетная

$$q = (P_d^n \gamma_{f_2} + \psi_{11} P_{11}^n \gamma_{f_1}) L_n \gamma_n =$$

$$= (1 \cdot 0,63 \cdot 1,05 + 25 \cdot 1,2) \cdot 1 \cdot 1,0 = 30,66 \quad (\text{кН/м}),$$

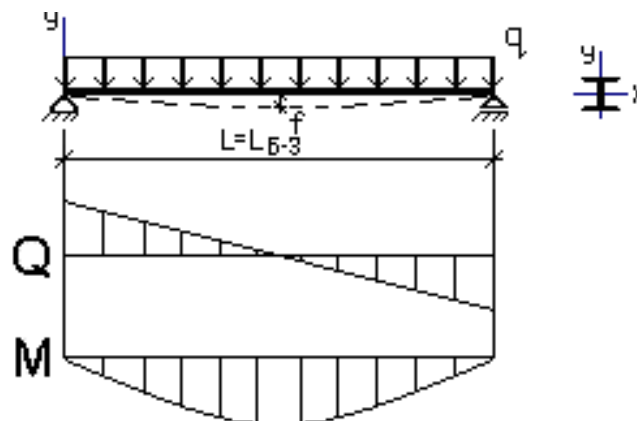


Рис. 1.3

где $\gamma_{f_1} = 1,2$ (п. 8.2.2 [7]);

$\gamma_{f_2} = 1,05$ – коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса металлоконструкций (табл. 7.1 [7]);

ψ_L – коэффициент сочетаний (п. 6.3 [7]);

$\gamma_n=1,0$ (п. 7, статьи 16 [8]).

Максимальный изгибающий момент в балке

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{30,66 \cdot 4^2}{8} = 61,32 \quad (\text{кНм}).$$

Требуемый момент сопротивления сечения балки вычисляем с учетом развития пластических деформаций, согласно п. 8.2.3 [6]:

$$W_{xmp} \geq \frac{M_x}{c_x \beta R_y \gamma_c} = \frac{61,32 \cdot 100}{1,1 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 1} = 232,3 \quad (\text{см}^3),$$

где $c_x=1,1$ – коэффициент для расчета на прочность с учетом развития пластических деформаций при изгибе, $\beta=1$ – коэффициент, зависящий от уровня касательных напряжений в балке (значения коэффициентов принимаем предварительно);

$R_y = 24$ кН/см² – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести (табл. В.5 [6]);

$\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

По сортаменту [5] принимаем **I23Б1**, имеющий следующие характеристики:

$W_x = 260,5$ см³; $I_x = 2996$ см⁴; $P_{d2}^n = 0,258$ кН/м; $h = 230$ мм; $b_f = 110$ мм; $t_w = 5,6$ мм;
 $t_f = 9$ мм; $R = 12$ мм.

Нагрузки на балку настила с учетом ее собственного веса:

– нормативная

$$q^n = (\psi_{l1} P_l^n + P_{d1}^n) L_n + P_{d2}^n = (1 \cdot 25 + 0,63) \cdot 1 + 0,258 = 25,9 \quad (\text{кН/м});$$

– расчетная

$$q = [(\psi_{l1} P_l^n \gamma_{f_1} + P_{d1}^n \gamma_{f_2}) L_n + P_{d2}^n \gamma_{f_2}] \gamma_n = \\ = [(1 \cdot 25 \cdot 1,2 + 0,63 \cdot 1,05) \cdot 1 + 0,258 \cdot 1,05] \cdot 1,0 = 30,9 \quad (\text{кН/м}).$$

Уточненный максимальный изгибающий момент в балке

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{30,9 \cdot 4^2}{8} = 61,8 \quad (\text{кНм})$$

и максимальная поперечная сила

$$Q_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{30,9 \cdot 4}{2} = 61,8 \quad (\text{кН}).$$

В расчетном сечении с $M_x = M_{\max}$ поперечная сила $Q = 0$ (касательное напряжение в расчетном сечении $\tau = 0$). Согласно п. 8.2.3 [6], при $\tau \leq 0,5R_s$ коэффициент $\beta = 1$, а значение коэффициента c_x следует определять по таблице Е.1 [6] в зависимости от отношения площадей полки и стенки двутавра.

Здесь $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92$ (кН/см²) – расчетное сопротивление стали сдвигу (табл. 2 [6]);

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f t_f}{(h - 2t_f - 2R) t_w} = \frac{11 \cdot 0,9}{(23 - 2 \cdot 0,9 - 2 \cdot 1,2) \cdot 0,56} = 0,94$$

– отношение площади полки к площади стенки балки настила, откуда $c_x = 1,076$. Согласно примечанию 2 таблицы Е.1 [6] значение c_x не должно быть больше $1,15\gamma_f$, где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, определяемый как отношение расчетного значения (по значению изгибающего момента) нагрузки к нормативному. В нашем случае имеем $1,15\gamma_f = 1,15 \cdot 30,9/25,9 = 1,37 > 1,076$, поэтому оставляем c_x без изменения.

Проверки выбранного сечения

Проверяем выбранное сечение на прочность по формуле (50) [6]:

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_x R_y \gamma_c} \leq 1;$$

$$\frac{61,8 \cdot 100}{1,076 \cdot 1 \cdot 260,5 \cdot 24 \cdot 1} = 0,92 < 1$$

– условие выполняется;

Прочность в опорном сечении балки проверяем по формуле (54) [6]

$$\frac{Q_{\max}}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1;$$

$$\frac{61,8}{0,56 \cdot (23 - 2 \cdot 0,9 - 2 \cdot 1,2) \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,42 < 1$$

– условие выполняется.

Прочность балки настила на опоре должна проверяться также по формуле (46) [6], однако это возможно сделать только после подбора сечения вспомогательной балки.

Проверяем выбранное сечение на жесткость:
 - относительный прогиб балки настила

$$\frac{f}{L} = \frac{5q^n L^3}{384EI_x} \leq \left[\frac{f}{L} \right],$$

где $\left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{164}$ – предельно допустимый относительный прогиб балки настила, определяемый по табл. Д.1 [7] с учетом примечания 2 данной таблицы;

$$\frac{f}{L} = \frac{5 \cdot 0,259 \cdot 400^3}{384 \cdot 20600 \cdot 2996} = \frac{1}{286} < \frac{1}{164} \quad \text{– условие выполняется.}$$

Так как нагрузка на балку настила передается через стальной настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный, то, согласно п. 8.4.4 а) [6], устойчивость балки настила проверять не требуется.

Помимо выполненных выше проверок в разделе 8.5 [6] приводятся требования по проверке местной устойчивости стенок и поясных листов балок. В связи с тем, что при формировании сортаментов прокатных двутавров размеры последних назначаются таким образом, чтобы местная устойчивость элементов балок была обеспечена, в рамках курсового проекта проверки прокатных двутавров по разделу 8.5 [6] не производятся.

1.4. Определение катета сварного шва, соединяющего настил с балками настила

Крепление настила к балкам выполняем ручной сваркой электродами типа Э42 (табл. Г.1 [6]). При приварке в настиле возникает распор H_0 , который определяем по формуле (4.8) [1]:

$$H_0 = \gamma_n \gamma_{f_1} \left(\frac{\pi^2}{4} \right) \left(\frac{1}{n_0} \right)^2 E_1 t_{наст} = 1,0 \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{3,14^2}{4} \right) \left(\frac{1}{120} \right)^2 \cdot 22637,36 \cdot 0,8 = 3,72 \quad (\text{кН/см}),$$

где $\gamma_n = 1,0$ – коэффициент надежности по ответственности (п. 7, статьи 16 [8]),

$\gamma_{f_1} = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке (п. 8.2.2 [7]).

Катет углового шва, прикрепляющего настил к балкам, определяем согласно п. 14.1.16 [6]:

– по металлу шва

$$k_f \geq \frac{H_0}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} = \frac{3,72}{0,7 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 1} = 0,3 \quad (\text{см});$$

– по металлу границы сплавления

$$k_f \geq \frac{H_0}{\beta_z l_w R_{wz} \gamma_c} = \frac{3,72}{1 \cdot 1 \cdot 16,2 \cdot 1} = 0,23 \quad (\text{см}),$$

где $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1,0$ – коэффициенты для ручной сварки (табл. 39 [6]);

$l_w = 1$ см – расчетная длина шва;

$R_{wf} = 18$ кН/см² – расчетное сопротивление сварных угловых швов срезу по металлу шва (табл. Г.2 [6]);

$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 36 = 16,2$ (кН/см²) – расчетное сопротивление сварных угловых швов срезу по металлу границы сплавления (табл. 4 [6]);

$R_{un} = 36$ кН/см² – временное сопротивление стали С235 разрыву (табл. В.3 [6]);

$\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условий работы (табл. 1 [6]).

Согласно п. 14.1.9 [6], катет углового шва должен быть не менее указанного в табл. 38 [6] для нахлесточного углового сварного шва при ручной дуговой сварке и толщинах соединяемых элементов $t_{наст} = 8$ мм, $t_f = 9$ мм. Принимаем $k_f = 4$ мм.

1.5. Подбор сечения вспомогательной балки

Расчетная схема вспомогательной балки приведена на рис. 1.4. Материал вспомогательной балки – сталь С245 (табл. В.5 [6], группа 2).

На верхний пояс вспомогательных балок опираются балки настила и нагрузка на рассматриваемый элемент рабочей площадки представляет собой систему сосредоточенных сил (опорных реакций балок настила). Однако, в случае если количество этих сил три и более, их можно условно заменить эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой. Эквивалентные погонные нагрузки на вспомогательную балку:

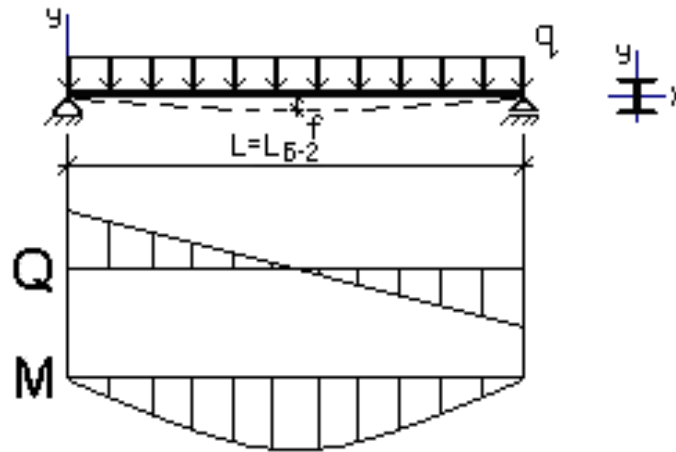


Рис. 1.4

– нормативная

$$q^n = (\psi_{l1} P_l^n + P_{d1}^n) L_{B-3} + P_{d2}^n \frac{L_{B-3}}{L_n} = (1 \cdot 25 + 0,63) \cdot 4 + 0,258 \cdot \frac{4}{1} = 103,56 \quad (\text{кН/м});$$

– расчетная

$$q = \left[(\psi_{l1} P_l^n \gamma_{f_1} + P_{d1}^n \gamma_{f_2}) L_{B-3} + P_{d2}^n \gamma_{f_2} \frac{L_{B-3}}{L_n} \right] \gamma_n =$$

$$= \left[(1 \cdot 25 \cdot 1,2 + 0,63 \cdot 1,05) \cdot 4 + 0,258 \cdot 1,05 \cdot \frac{4}{1} \right] \cdot 1,0 = 123,74 \quad (\text{кН/м}),$$

где $\gamma_{f_1} = 1,2$ (п. 8.2.2 [7]); $\gamma_{f_2} = 1,05$ (табл. 7.1 [7]); $\gamma_n = 1,0$ (п. 7, статьи 16 [8]), $\psi_l = 1,0$ (п. 6.3 [7]).

Максимальный изгибающий момент в балке

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{123,74 \cdot 6^2}{8} = 556,83 \quad (\text{кНм}).$$

Требуемый момент сопротивления сечения балки вычисляем с учетом развития пластических деформаций согласно п. 8.2.3 [6]:

$$W_{x_{mp}} \geq \frac{M_x}{c_x \beta R_y \gamma_c} = \frac{55683}{1,1 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 1} = 2109,2 \quad (\text{см}^3),$$

где $c_x=1,1$ – коэффициент для расчета на прочность с учетом развития пластических деформаций при изгибе, $\beta=1$ – коэффициент, зависящий от уровня касательных напряжений в балке (значения коэффициентов принимаем предварительно);

$R_y = 24$ кН/см² – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести (табл. В.5 [6]);

$\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

По сортаменту [5] принимаем **I55Б2**, имеющий следующие характеристики:
 $W_x = 2296$ см³; $I_x = 62790$ см⁴; $P_{d3}^n = 0,98$ кН/м; $h = 547$ мм; $b_f = 220$ мм; $t_w = 10$ мм;
 $t_f = 15,5$ мм; $R = 24$ мм.

Эквивалентные погонные нагрузки на вспомогательную балку с учетом ее собственного веса:

– нормативная

$$q^n = (\psi_{I1} P_l^n + P_{d1}^n) L_{B-3} + P_{d2}^n \frac{L_{B-3}}{L_n} + P_{d3}^n =$$

$$= (1 \cdot 25 + 0,63) \cdot 4 + 0,258 \cdot \frac{4}{1} + 0,98 = 104,54 \quad (\text{кН/м});$$

– расчетная

$$q = \left[(\psi_{I1} P_l^n \gamma_{f_1} + P_{d1}^n \gamma_{f_2}) L_{B-3} + P_{d2}^n \gamma_{f_2} \frac{L_{B-3}}{L_n} + P_{d3}^n \gamma_{f_2} \right] \gamma_n =$$

$$= \left[(1 \cdot 25 \cdot 1,2 + 0,63 \cdot 1,05) \cdot 4 + 0,258 \cdot 1,05 \cdot \frac{4}{1} + 0,98 \cdot 1,05 \right] \cdot 1,0 = 124,76 \quad (\text{кН/м}).$$

Уточненный максимальный изгибающий момент в балке

$$M_x = M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{124,76 \cdot 6^2}{8} = 561,42 \quad (\text{кНм})$$

и максимальная поперечная сила

$$Q_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{124,76 \cdot 6}{2} = 374,3 \quad (\text{кН}).$$

Так как в расчетном сечении с M_{\max} поперечная сила $Q=0$, то, согласно п. 8.2.3 [6], при $\tau \leq 0,5R_s$ коэффициент $\beta=1$. Значение коэффициента c_x следует определять по таблице Е.1 [6] в зависимости от отношения площадей полки и стенки двутавра.

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f t_f}{(h - 2t_f - 2R) t_w} = \frac{22 \cdot 1,55}{(54,7 - 2 \cdot 1,55 - 2 \cdot 2,4) \cdot 1,0} = 0,729$$

– отношение площади полки к площади стенки балки настила, откуда $c_x=1,09$. Согласно примечанию 2 таблицы Е.1 значение c_x не должно быть больше $1,15\gamma_f$ где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, определяемый как отношение расчетного значения эквивалентной (по значению изгибающего момента) нагрузки к нормативному. В нашем случае имеем $1,15\gamma_f=1,15 \cdot 124,76/104,54=1,37 > 1,09$, поэтому оставляем c_x без изменения.

Проверки выбранного сечения

Проверяем выбранное сечение на прочность по формуле (50) [6]:

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_x R_y \gamma_c} \leq 1 ;$$

$$\frac{56142}{1,09 \cdot 1 \cdot 2296 \cdot 24 \cdot 1} = 0,93 < 1$$

– условие выполняется;

Прочность в опорном сечении балки проверяем по формуле (54) [6]

$$\frac{Q_{\max}}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1 ;$$

$$\frac{374,3}{1,0 \cdot (54,7 - 2 \cdot 1,55 - 2 \cdot 2,4) \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,57 < 1$$

– условие выполняется.

где $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92$ (кН/см²) (табл. 2 [6]);

Проверяем выбранное сечение на жесткость:

– относительный прогиб вспомогательной балки

$$\frac{f}{L_{B-3}} = \frac{5q^n L^3}{384EI_x} \leq \left[\frac{f}{L} \right],$$

где $\left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{200}$ – предельно допустимый относительный прогиб балки настила (табл. Д.1 [7]);

$$\frac{f}{L} = \frac{5 \cdot 1,05 \cdot 600^3}{384 \cdot 20600 \cdot 62790} = \frac{1}{439} < \frac{1}{200} \text{ – условие выполняется.}$$

Так как на верхний пояс вспомогательных балок опираются балки настила, то, согласно п. 8.2.2 [6], необходимо выполнить проверку прочности стенки балки, для чего сначала определяем местное напряжение σ_{loc} (формула (47) [6]):

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}},$$

где $F = 123,6$ кН – расчетное значение нагрузки ($2Q_{max}$ балки настила);

$t_w = 1,00$ см – толщина стенки вспомогательной балки;

$l_{ef} = b + 2h = 11 + 2 \cdot 3,95 = 18,9$ см – условная длина распределения нагрузки;

$b = 11$ см – ширина полки балки настила;

$h = 1,55 + 2,4 = 3,95$ (см) – расстояние от наружной грани полки вспомогательной балки до начала внутреннего закругления стенки (рис. 6,6 [6]).

$$\sigma_{loc} = \frac{123,6}{1,0 \cdot 18,9} = 6,54 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность стенки вспомогательной балки проверяем по формуле (46) [6]:

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \gamma_c} = \frac{6,54}{24 \cdot 1} = 0,27 < 1 \text{ – условие выполняется.}$$

Прочность вспомогательной балки на опоре должна проверяться также по формуле (46) [6], однако это возможно сделать только после подбора сечения главной балки.

Согласно п.п. 8.4.4 и 8.4.6 [6], общую устойчивость балки проверять не требуется, если условная гибкость сжатого пояса балки не превышает предельных значений, определяемых по формулам табл. 11 [6] (если условие не выполняется, то устойчивость балки проверяют по формуле (69) [6]).

Расчетную длину балки определяем по п.8.4.2 [6], как расстояние между точками раскрепления сжатого пояса из плоскости изгиба балками настила: $l_{ef} = 100$ см.

Предварительно проверяем применимость формул таблицы 11 [6] с учетом принятых в настоящем пособии обозначений:

$$1 \leq \frac{h}{b} < 6 \quad \text{и} \quad 15 \leq \frac{b}{t_f} \leq 35 \quad ; \quad 1 < \frac{53,15}{22} = 2,42 < 6 \quad \text{и} \quad \frac{22}{1,55} = 14,2 < 15.$$

Так как $\frac{b}{t_f} < 15$, согласно примечанию 1 таблицы 11 принимаем $\frac{b}{t_f} = 15$, тогда по формуле (73) таблицы 11 имеем

$$\bar{\lambda}_{ub} = 0,41 + 0,0032 \frac{b}{t} + (0,73 - 0,016 \frac{b}{t}) \frac{b}{h} = 0,41 + 0,0032 \cdot 15 + (0,73 - 0,016 \cdot 15) \cdot 1/2,42 = 0,66.$$

Поскольку вспомогательная балка рассчитывается с учетом развития ограниченных пластических деформаций, она относится к балкам 2-го класса по п.4.2.7 [6], и значение предельной условной гибкости сжатого пояса балки необходимо умножить на поправочный коэффициент δ , вычисляемый по формуле (76) [6]. Для его определения предварительно находим коэффициент c_{1x} по формулам (77) [6]:

$$c_{1x} = \frac{M_x}{W_{xn} R_y \gamma_c} = \frac{56142}{2296 \cdot 24 \cdot 1} = 1,019; \quad c_{1x} = \beta c_x = 1 \cdot 1,09 = 1,09 \Rightarrow c_{1x} = 1,09;$$

$$\delta = 1 - 0,6 \frac{c_{1x} - 1}{c_x - 1} = 1 - 0,6 \frac{1,09 - 1}{1,09 - 1} = 0,4.$$

На участке длины балки, где учитываются пластические деформации, предельная гибкость пояса балки определяется как $\delta \bar{\lambda}_{ub}$, а на остальных участках как $\bar{\lambda}_{ub}$. В рас-

считываемом случае $\frac{M_x}{W_x R_y \gamma_c} = \frac{56142}{2296 \cdot 24 \cdot 1} = 1,01$, т.е. в опасном сечении развиваются ограниченные пластические деформации, поэтому предельная гибкость пояса балки оказывается равной $\delta \bar{\lambda}_{ub} = 0,4 \cdot 0,66 = 0,264$.

Фактическая условная гибкость сжатого пояса второстепенной балки

$$\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{100}{22} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,155 < 0,264,$$

поэтому общую устойчивость балки проверять не требуется.

1.6. Проверка прочности балки настила на опоре

Прочность балки настила на опоре проверяем по формуле (46) [6], для чего сначала определяем местное напряжение σ_{loc} :

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}},$$

где $F = 61,8$ кН – расчетное значение нагрузки (Q_{\max} балки настила);

$t_w = 0,56$ см – толщина стенки балки настила;

$l_{ef} = b + h = 10 + 2,1 = 12,1$ см – условная длина распределения нагрузки;

$b = 10$ см – длина площадки опирания балки настила, равная половине ширины полки вспомогательной балки минус 10 мм (рис. 1.5);

$h = t_f + R = 0,9 + 1,2 = 2,1$ (см) – расстояние от наружной грани полки балки настила до начала внутреннего закругления стенки.

$$\sigma_{loc} = \frac{61,8}{0,56 \cdot 12,1} = 9,12 \text{ кН/см}^2.$$

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \gamma_c} = \frac{9,12}{24 \cdot 1} = 0,38 < 1$$

– условие выполняется.

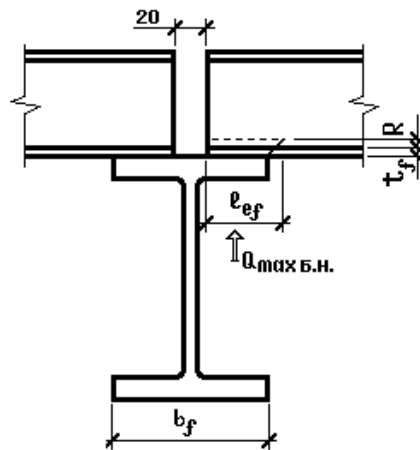


Рис. 1.5

1.7. Подбор сечения главной балки

Расчетная схема главной балки приведена на рис. 1.6. Материал главной балки – сталь С255 (табл. В.3 [6]), т.к. в учебных целях она рассчитывается в упругой стадии как конструкция первой группы, в соответствии с Приложением В [6].

Эквивалентные погонные нагрузки на главную балку:

– нормативная

$$q^n = \left[(P_l^n + P_{d1}^n) L_{B-2} + P_{d2}^n \frac{L_{B-2}}{L_n} + P_{d3}^n \frac{L_{B-2}}{L_{B-3}} \right] \cdot 1,05 =$$

$$= \left[(25 + 0,63) \cdot 6 + 0,258 \cdot \frac{6}{1} + 0,98 \cdot \frac{6}{4} \right] \cdot 1,05 = 164,6 \text{ (кН/м);}$$

– расчетная

$$q = \left[(P_l^n \gamma_{f_1} + P_{d1}^n \gamma_{f_2}) L_{B-2} + P_{d2}^n \gamma_{f_2} \frac{L_{B-2}}{L_n} + P_{d3}^n \gamma_{f_2} \frac{L_{B-2}}{L_{B-3}} \right] \gamma_n \cdot 1,05 =$$

$$= \left[(25 \cdot 1,2 + 0,63 \cdot 1,05) \cdot 6 + 0,258 \cdot 1,05 \cdot \frac{6}{1} + 0,98 \cdot 1,05 \cdot \frac{6}{4} \right] \cdot 1,0 \cdot 1,05 = 196,49 \quad (\text{кН/м}),$$

где $\gamma_{f_1} = 1,2$ (п. 8.2.2 [7]); $\gamma_{f_2} = 1,05$ (табл. 7.1 [7]); $\gamma_n = 1,0$ (п. 7, статьи 16 [8]).
 Собственный вес главной балки учитываем увеличением нагрузки на 5%.

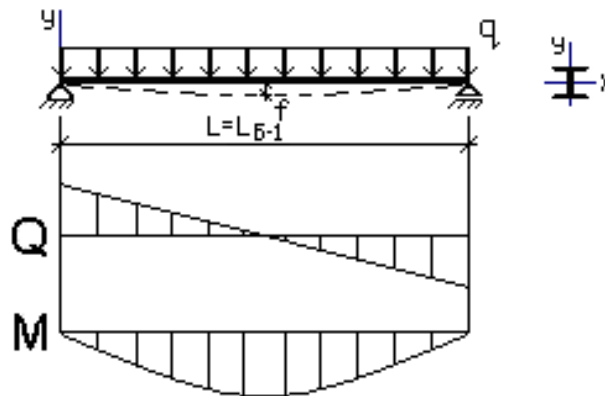


Рис. 1.6

Максимальные изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{196,49 \cdot 12^2}{8} = 3536,82 \quad (\text{кНм})$$

и поперечная сила в балке

$$Q_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{196,49 \cdot 12}{2} = 1178,94 \quad (\text{кН}).$$

Требуемый момент сопротивления сечения балки вычисляем, согласно формуле (41) [6]:

$$W_{x_{mp}} \geq \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{353682}{23 \cdot 1} = 15377 \quad (\text{см}^3),$$

где $R_y = 24$ кН/см² при толщине проката от 4 до 20мм (табл. В.3 [6]);

$R_y = 23$ кН/см² при толщине проката свыше 20мм (табл. В.3 [6]);

$\gamma_c = 1$ (табл. 1 [6]).

Проектируем главную балку сварной составной. Компоновку составного сечения начинаем с назначения высоты балки.

Высота балки из условия жесткости

$$h_{\min} = \frac{5R_y L \left[\frac{L}{f} \right] q^n}{24E \left[\frac{L}{f} \right] q} = \frac{5 \cdot 23 \cdot 1200}{24 \cdot 20600} \cdot 215 \cdot \frac{164,6}{196,49} = 50,3 \quad (\text{см}),$$

где $\left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{215}$ – предельно допустимый относительный прогиб главной балки, определяемый по табл. Д.1 [7] с учетом примечания 2 данной таблицы.

Высота балки из условия минимального расхода стали

$$h_{\text{opt}} = 1,15 \sqrt{\frac{W_{x_{\text{mp}}}}{t_w}} = 1,15 \sqrt{\frac{15377}{1,0}} = 143 \quad (\text{см}).$$

В последней формуле толщина стенки принята из условия прочности стенки при ее работе на срез

$$t_{w_{\min}} = 1,5 \frac{Q_{\max}}{h R_s \gamma_c} = 1,5 \frac{1178,94}{120 \cdot 13,92 \cdot 1} = 1,06 \approx 1,0 \quad (\text{см})$$

(где $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92$ (кН/см²) (табл. 2 [6]); $\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]), а высота балки назначается предварительно как $L/10$) и по эмпирической формуле

$t_w = 7 + \frac{3h}{1000} = 7 + \frac{3 \cdot 1200}{1000} = 10,6$ (мм) – толщина стенки (принимаяем $t_w = 10$ мм – ближайшую толщину стального листа по сортаменту). Условие коррозионной стойкости $t_w \geq 6$ мм выполняется.

Поскольку размеры полки пока неизвестны, полученные выше высоты используем для назначения высоты стенки балки не менее h_{\min} и по возможности близкой к h_{opt} из условий: $h_w \approx h \geq h_{\min} = 50,3$ см и $h_w \approx h \cong h_{\text{opt}} = 143$ см и принимаем равной 140 см (кратно 50 мм).

Для определения ширины полки вычисляем требуемый момент инерции сечения относительно оси x

$$I_x = W_{x_{\text{mp}}} \cdot \frac{\max(h_{\min}; h_{\text{opt}})}{2} = 15377 \cdot \frac{143}{2} = 1099456 \quad (\text{см}^4);$$

$$I_{w_x} = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 140^3}{12} = 228667 \quad (\text{см}^4) \text{ – момент инерции стенки;}$$

$$I_{f_x} = I_x - I_{w_x} = 1099456 - 228667 = 870789 \quad (\text{см}^4) \text{ – требуемый момент инерции}$$

полки;

$$A_f \approx \frac{I_{f_x}}{2(h/2)^2} = \frac{870789}{2(143/2)^2} = 85,2 \quad (\text{см}^2) \text{ – требуемая ориентировочная площадь}$$

сечения полки.

Согласно п.8.5.18 [6] устойчивость сжатых поясов балок двутаврового сечения 1-го класса следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса

$$\bar{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_{yf} / E}$$

не превосходит предельного значения, определяемого по

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}}$$

формуле (97) [6]. Поскольку напряжение в сжатом поясе σ_c пока неиз-

вестно, для предварительных расчетов принимаем его равным R_{yf} , тогда $\bar{\lambda}_{uf} = 0,5$. Приравняв две гибкости и выполнив несложные преобразования, получим с учетом того, что свес полки $b_{ef} \approx b_f/2$:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \cdot \frac{t_f}{t_f} = \frac{A_f}{2 \cdot t_f^2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \bar{\lambda}_{uf} = \frac{1}{2}.$$

Из последнего равенства имеем

$$t_f = \sqrt{A_f \sqrt{\frac{R_y}{E}}} = \sqrt{85,2 \sqrt{\frac{23}{20600}}} = 1,68 \quad (\text{см}).$$

Принимаем толщину полки $t_f = 2 \text{ см}$. Последний размер должен находиться в пределах от одной до трех толщин стенки балки для исключения необходимости выполнения неравнократного сварного шва, соединяющего полку со стенкой. Требуемая ширина полки

$$b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{85,2}{2} = 42,6 \quad (\text{см}).$$

По сортаменту широкополосной стали (ГОСТ 82-70*) принимаем ширину полки b_f

$$t_f \geq \frac{A_f}{b_f} = \frac{85,2}{42} = 2,03$$

= 42см и корректируем толщину полки – (см), тогда $t_f = 2,2$ см.
 Полная высота балки составит $h = h_w + 2t_f = 140 + 2 \cdot 2,2 = 144,4$ (см).

Из опыта проектирования рекомендуется, чтобы

$$b_f = 42 \leq \frac{h}{3} = \frac{144,4}{3} = 48,1$$

(см) – условие соблюдается.

Обозначения размеров поперечного сечения главной балки приведены на рис. 1.7.

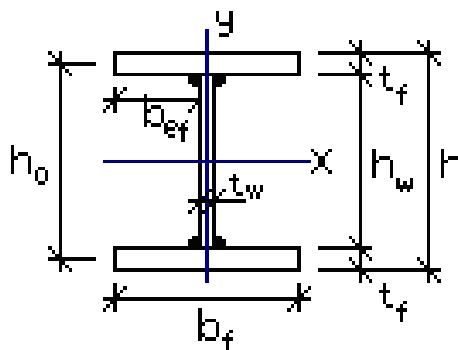


Рис. 1.7

Проверки выбранного сечения

Вычисляем фактические геометрические характеристики сечения балки:

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left(\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right) = \frac{1,0 \cdot 140^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{42 \cdot 2,2^3}{12} + 42 \cdot 2,2 \cdot \left(\frac{142,2}{2} \right)^2 \right) =$$

$$= 1162944 \text{ (см}^4\text{)} - \text{ момент инерции;}$$

$$S_x = b_f t_f \frac{h_0}{2} + \frac{t_w h_w^2}{8} = 42 \cdot 2,2 \cdot \frac{142,2}{2} + \frac{1,0 \cdot 140^2}{8} = 9020$$

(см³) – статический момент;

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 1162944}{144,4} = 16107$$

(см³) – момент сопротивления.

Согласно п. 8.5.18 [6], проверяем ширину поясных листов из условия их местной устойчивости. Находим предельное значение условной гибкости свеса пояса по формуле (97) [6], для чего вычисляем напряжение в сжатом поясе:

$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{W_x \gamma_c} = \frac{353682}{16107 \cdot 1} = 22,0$$

(кН/см²).

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}} = 0,5 \sqrt{\frac{23}{22,0}} = 0,511$$

Фактическая условная гибкость сжатого пояса

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{20,5}{2,2} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,311 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,511$$

– устойчивость пояса

обеспечена, причем $b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{42 - 1,0}{2} = 20,5$ (см) – свес полки.

Прочность балки по нормальным напряжениям проверяем по формуле (41) [6]:

$$\frac{M_{\max}}{W_{n,\min} R_y \gamma_c} = \frac{353682}{16107 \cdot 23 \cdot 1} = 0,955 < 1$$

– условие выполняется.

Прочность балки по касательным напряжениям вычисляем по формуле (42) [6]:

$$\frac{Q_{\max} S_x}{I_x t_w R_s \gamma_c} = \frac{1178,94 \cdot 9020}{1162944 \cdot 1 \cdot 13,34 \cdot 1} = 0,685 < 1$$

– условие выполняется.

В последнем выражении $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34$ (кН/см²) (табл. 2 [6]).

Проверяем устойчивость стенки (п. 8.5.1 [6]). Условная гибкость стенки главной балки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{1,0} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,78$$

где $h_{ef} = h_w = 140$ см.

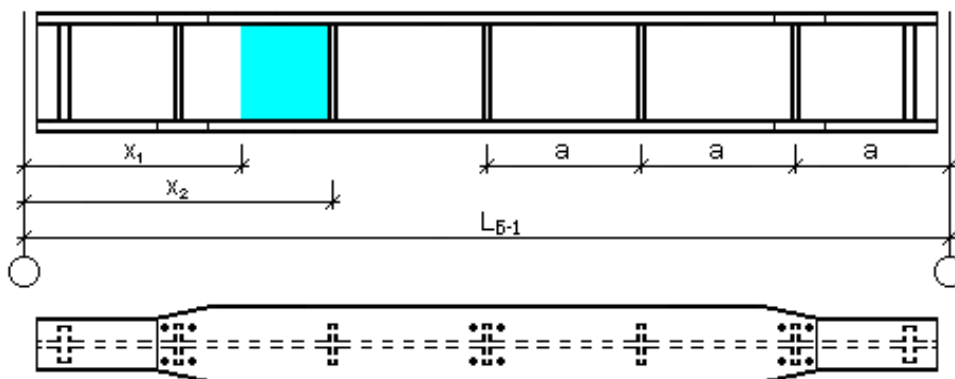


Рис. 1.8

Так как $\lambda_w > 3,2$, то согласно п. 8.5.9 [6], стенку балки укрепляем поперечными ребрами жесткости, причем расстояние между основными поперечными ребрами не должно превышать $2h_{ef} = 2 \cdot 140 = 280$ (см). Принимаем шаг ребер (рис. 1.8) $a = 200$ см (увязываем расположение ребер с шагом вспомогательных балок).

Ширину ребра принимаем $b_r = 80$ мм, так как, согласно требованиям п.8.5.9 [6]

$$b_r \geq \frac{h_w}{30} + 25 \text{ мм} = \frac{1400}{30} + 25 = 71,7 \text{ (мм)}.$$

Толщину ребра принимаем $t_r = 6$ мм, т.к.

$$t_r \geq 2b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 80 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 5,46 \text{ (мм)}.$$

В связи с тем, что в местах установки ребер жесткости на верхний пояс балки действует удвоенная опорная реакция вспомогательной балки (сосредоточенная сила) $Q = 2 \cdot 374,3 = 748,6$ (кН), поперечное ребро следует проверять расчетом на устойчивость согласно п.8.5.10 [6]. При этом в расчетное сечение включаются ребра жесткости и

участки стенки шириной $0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ с каждой стороны ребра. Последовательно находим:

- площадь сечения условной стойки

$$A_r = (2b_r + t_w)t_r + 2 \cdot 0,65t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (2 \cdot 9 + 1,0) \cdot 0,6 + 2 \cdot 0,65 \cdot 1,0^2 \cdot \sqrt{\frac{20600}{24}} = 49,49$$

(см²);

- момент инерции условной стойки относительно центральной оси, параллельной стенке балки,

$$J_r = \frac{(2b_r + t_w)^3 t_r}{12} + \frac{0,65t_w^4 \sqrt{\frac{E}{R_y}}}{6} = \frac{(2 \cdot 9 + 1,0)^3 \cdot 0,6}{12} + \frac{0,65 \cdot 1,0^4 \cdot \sqrt{\frac{20600}{24}}}{6} = 346,12 \text{ (см}^4\text{)}$$

;

- радиус инерции условной стойки

$$i_r = \sqrt{\frac{J_r}{A_r}} = \sqrt{\frac{346,12}{49,49}} = 2,64 \text{ (см)}$$

- условная гибкость условной стойки при ее высоте, равной h_w (п.8.5.10 [6]),

$$\bar{\lambda}_r = \frac{h_w}{i_r} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{2,64} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,81 ;$$

- коэффициенты $\alpha=0,04$ и $\beta=0,09$ по таблице 7 [6] для типа сечения b ;
- коэффициент δ по формуле (9) [6]:

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta\bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 9,87(1 - 0,04 + 0,09 \cdot 1,81) + 1,81^2 = 14,36 ;$$

- коэффициент устойчивости при центральном сжатии φ по формуле (8) [6]:

$$\varphi = \frac{0,5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48\bar{\lambda}^2})}{\bar{\lambda}^2} = \frac{0,5(14,36 - \sqrt{14,36^2 - 39,48 \cdot 1,81^2})}{1,81^2} = 0,854$$

Расчет условной стойки на устойчивость выполняем по формуле (7) [6]:

$$\frac{Q}{\varphi A_r R_y \gamma_c} = \frac{748,6}{0,854 \cdot 49,49 \cdot 24 \cdot 1} = 0,738 < 1$$

– условие выполняется.

Согласно п. 8.2.1 [6], при одновременном действии в стенке балки, рассчитываемой по формуле (41) [6], момента и поперечной силы должны выполняться условия (44) [6]:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1 ; \quad \tau_{xy} / R_s \gamma_c \leq 1 ,$$

$$\sigma_x = \frac{M h_w}{I_x 2}$$

где σ_x – нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, параллельное продольной оси балки;

$\sigma_y = 0$ – нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, перпендикулярное

оси балки, в том числе σ_{loc} (так как в местах опирания вспомогательных балок установлены поперечные ребра жесткости, то σ_{loc} не учитываем), определяемое по формуле (47) [6];

$$\tau_{xy} = \frac{QS_f}{I_x t_w} \text{ – касательное напряжение в стенке балки.}$$

Прочность стенки должна быть обеспечена по всей длине балки, однако в учебных целях проверим только одно сечение главной балки в четверти пролета

$$x = \frac{L}{4} = \frac{1200}{4} = 300$$

см от опоры (местоположение сечения выбрано условно и может быть изменено руководителем проекта).

Изгибающий момент и поперечная сила в расчетном сечении:

$$M_x = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} = \frac{196,49 \cdot 12}{2} \cdot 3,0 - \frac{196,49 \cdot 3,0^2}{2} = 2652,6 \text{ (кНм);}$$

$$Q_x = \frac{qL}{2} - qx = \frac{196,49 \cdot 12}{2} - 196,49 \cdot 3,0 = 589,5 \text{ (кН).}$$

Нормальное напряжение в стенке в расчетном сечении

$$\sigma_x = \frac{M_x h_w}{I_x 2} = \frac{265260 \cdot 140}{1162944 \cdot 2} = 15,97 \quad (\text{кН/см}^2).$$

Касательное напряжение в стенке в расчетном сечении

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x S_f}{I_x t_w} = \frac{589,5 \cdot 6569,6}{1162944 \cdot 1,0} = 3,33 \quad (\text{кН/см}^2),$$

где $S_f = \frac{b_f t_f h_0}{2} = \frac{42 \cdot 2,2 \cdot 142,2}{2} = 6569,6 \quad (\text{см}^3)$ – статический момент пояса

балки относительно нейтральной оси,

а $h_0 = h - t_f = 144,4 - 2,2 = 142,2$ см – расстояние между центрами тяжести полков балки (см. рис.1.7).

Выполняем проверки прочности стенки балки по (44) [6]:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} = \frac{0,87}{24 \cdot 1} \sqrt{15,97^2 + 3 \cdot 3,33^2} = 0,616 < 1$$

$$\frac{\tau_{xy}}{R_s \gamma_c} = \frac{3,33}{13,92 \cdot 1} = 0,24 < 1$$

– условия выполняются.

Так как $\bar{\lambda}_w > 3,5$, то, согласно п. 8.5.1 [6], требуется проверять устойчивость стенки балки (п. 8.5.3, формула (80) [6]):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} / \gamma_c \leq 1$$

С учетом того, что ребра в главной балке установлены под второстепенными балками, $\sigma_{loc} = 0$. Устойчивость стенки балки необходимо проверять в каждом отсеке, но в рамках курсового проекта достаточно рассмотреть только один отсек, участок которого на рис. 1.8 заштрихован.

В связи с тем, что длина отсека $a = 200 - t_f = 200 - 0,6 = 199,4$ см больше его высоты $h_w = 140$ см, то при вычислении средних напряжений σ_x и τ_{xy} в отсеке принимаем расчетный участок длиной, равной высоте отсека (п. 8.5.2 [6]), т.е. $a' = h_w = 140$ см.

Изгибающие моменты и поперечные силы на расчетном участке отсека:

$$M_1 = \frac{qx_1}{2} (L - x_1) = \frac{196,49 \cdot 2,6}{2} \cdot (12 - 2,6) = 2401,1 \quad (\text{кНм});$$

$$M_2 = \frac{qx_2}{2} (L - x_2) = \frac{196,49 \cdot 4}{2} \cdot (12 - 4) = 3143,8 \quad (\text{кНм})$$

$$Q_1 = \frac{q}{2} (L - x_1) = \frac{196,49}{2} \cdot (12 - 2,6) = 923,5 \quad (\text{кН});$$

$$Q_2 = \frac{q}{2} (L - x_2) = \frac{196,49}{2} \cdot (12 - 4) = 786,0 \quad (\text{кН}),$$

где $x_1 = 259,4 \approx 260$ см, $x_2 = 399,4 \approx 400$ см – расстояние от опоры до начала и конца расчетного участка соответственно.

Средние значения момента и поперечной силы на расчетном участке отсека

$$M = \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{2401,1 + 3143,8}{2} = 2772,45 \quad (\text{кНм}).$$

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{923,5 + 786,0}{2} = 854,75 \quad (\text{кН}).$$

Нормальное напряжение в стенке в центре расчетного участка по формуле (78)

[6]:

$$\sigma = \frac{M}{I_x} \frac{h_w}{2} = \frac{277245 \cdot 140}{1162944 \cdot 2} = 16,69 \quad (\text{кН/см}^2).$$

Касательное напряжение в стенке в центре расчетного участка по формуле (79)

[6]:

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_w} = \frac{854,75}{1,0 \cdot 140} = 6,11 \quad (\text{кН/см}^2).$$

Условная гибкость стенки по п.8.5.3 [6]

$$\bar{\lambda}_w = 4,78 < 6 \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_x}} = 6 \sqrt{\frac{24}{16,69}} = 7,19, \text{ следовательно, устойчивость стенки}$$

по формуле (80) [6] проверять можно.

Критическое значение нормального напряжения определяем по формуле (81) [6]

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \text{ где коэффициент } c_{cr} \text{ для рассматриваемого случая находится по п. 8.5.4}$$

[6]. При этом предварительно находим (все ссылки на СП [6]):

- коэффициент β по таблице 13 $\beta=0,8$;

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 0,8 \frac{42}{140} \left(\frac{2,2}{1,0} \right)^3 = 2,56;$$

- коэффициент δ по формуле (84)

- коэффициент c_{cr} по таблице 12 $c_{cr}=33,72$.

$$\sigma_{cr} = \frac{33,72 \cdot 24}{4,78^2} = 35,42$$

Таким образом, $\sigma_{cr} = 35,42$ (кН/см²).

Критическое значение касательного напряжения определяем по формуле (83) [6]

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d^2}, \text{ в которой}$$

$$\mu = \frac{a}{h_w} = \frac{200}{140} = 1,43$$

– отношение большей стороны отсека стенки к меньшей;

$$\lambda_d = \frac{d}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{1,0} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,78$$

, причем $d = 140$ см – меньшая из сторон отсека
 стенки.

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,43^2} \right) \frac{13,92}{4,78^2} = 8,61 \quad (\text{кН/см}^2).$$

В итоге получаем

Подставляя все полученные значения в формулу (80) [6], имеем

$$\sqrt{\left(\frac{16,69}{35,42} \right)^2 + \left(\frac{6,11}{8,61} \right)^2} / 1 = 0,85 < 1$$

– условие выполняется.

При равномерно распределенной нагрузке сечение разрезной составной балки можно уменьшить в местах снижения изгибающих моментов (на расстоянии $1/6$ ее пролета от опоры) с учетом конструктивных особенностей балки. Изменение сечения не следует делать в местах опирания на сварной двутавр других элементов рабочей площадки, действия сосредоточенных нагрузок и т.п. Изменяем ширину пояса главной балки, назначив стык на расстоянии $x' = 185$ см от опоры. Уменьшенная ширина поясов должна составлять: $b'_f \geq 0,5b_f$; $b'_f \geq 0,1h$ и $b'_f \geq 180$ мм.

Изгибающий момент и поперечная сила в месте изменения сечения:

$$M'_x = \frac{qx'}{2} (L - x') = \frac{196,49 \cdot 1,85}{2} \cdot (12 - 1,85) = 1844,7 \quad (\text{кНм});$$

$$Q'_x = \frac{q}{2} (L - x') = \frac{196,49}{2} (12 - 1,85) = 997,2 \quad (\text{кН}).$$

Требуемый момент сопротивления сечения:

$$W'_{x_{mp}} \geq \frac{M'_x}{R_{wy} \gamma_c} = \frac{184470}{19,55 \cdot 1} = 9435,8 \quad (\text{см}^3),$$

где $R_{wy} = 0,85 R_y = 0,85 \cdot 23 = 19,55$ (кН/см²) – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию и растяжению по пределу текучести (табл. 4 [6]).

Требуемый момент инерции балки в измененном сечении

$$I'_{x_{mp}} = \frac{W'_{x_{mp}}}{2} h = \frac{9435,8}{2} \cdot 144,4 = 681265 \quad (\text{см}^4).$$

Момент инерции стенки

$$I'_w = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 140^3}{12} = 228667 \quad (\text{см}^4).$$

Требуемый момент инерции, приходящийся на поясные листы

$$I'_{fmm} = I'_{x_{mp}} - I'_w = 681265 - 228667 = 452598 \quad (\text{см}^4).$$

Требуемая площадь поясных листов

$$A'_{fmm} = \frac{6I'_f}{t_f^2 + 3h_0^2} = \frac{6 \cdot 452598}{2,2^2 + 3 \cdot 142,2^2} = 44,8 \quad (\text{см}^2).$$

$$b'_{fmm} = \frac{A'_f}{t_f} = \frac{44,8}{2,2} = 20,37$$

Требуемая ширина пояса (см). Принимаем $b'_f = 21$ см по ГОСТ 82-70*.

Проверяем прочность по приведенным напряжениям в месте соединения полки и стенки балки по формуле (44) [6]:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x'^2 + 3\tau_{xy}'^2} \leq 1 \quad ; \quad \frac{\tau_{xy}'}{R_s \gamma_c} \leq 1$$

где $\sigma'_x = \frac{M'_x \cdot h_w}{W'_x \cdot h} = \frac{1844,7 \cdot 100 \cdot 140}{9637,19 \cdot 144,4} = 18,6 \quad (\text{кН/см}^2);$

$$W'_x = \frac{2I'_x}{h} = \frac{2 \cdot 695805,34}{144,4} = 9637,19 \quad (\text{см}^3);$$

$$\tau'_{xy} = \frac{Q'_x S'_f}{I'_x t_w} = \frac{997,2 \cdot 3284,8}{695805,34 \cdot 1,0} = 4,71 \quad (\text{кН/см}^2);$$

$$I'_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + \frac{b'_f t_f^3}{6} + b'_f t_f \frac{h_0^2}{2} = \frac{1,0 \cdot 140^3}{12} + \frac{21 \cdot 2,2^3}{6} + 21 \cdot 2,2 \cdot \frac{142,2^2}{2} = 695805,34 \quad (\text{см}^4);$$

$$S'_f = b'_f t_f \frac{h_0}{2} = 21 \cdot 2,2 \cdot \frac{142,2}{2} = 3284,8 \quad (\text{см}^4).$$

$$\frac{0,87}{24 \cdot 1} \sqrt{18,6^2 + 3 \cdot 4,71^2} = 0,736 < 1 \quad ; \quad 4,71 \text{кН/см}^2 < 13,92 \text{кН/см}^2 - \text{условия выполняются.}$$

Согласно п. 8.4.1 и с учетом положений п. 8.4.4,6 [6], проверяем устойчивость главной балки измененного сечения. В учебных целях эта проверка выполняется только в месте изменения ширины полки, хотя при реальном проектировании ее также необходимо производить для сечения с максимальным изгибающим моментом. Так как

$$\frac{h_0}{b'_f} = \frac{142,2}{21} = 6,77 > 6$$

, то формулы табл. 11 [6] применять нельзя.

Общую устойчивость балки проверяем по формуле (69) [6]:

$$\frac{M}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \leq 1$$

где $M = M'_x = 1844,7$ кНм;

$W_c = W'_x = 9637,19$ см³ – момент сопротивления для сжатого пояса;

φ_b – коэффициент, определяемый по прил. Ж [6] для балок с опорными сечениями, закрепленными от боковых смещений и поворота.

Для определения φ_b вычисляем параметр α по формуле (Ж.5) [6]:

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_f}{h b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a t^3}{b_f t_f^3} \right);$$

$$\alpha = 8 \left(\frac{400 \cdot 2,2}{142,2 \cdot 21} \right)^2 \left(1 + \frac{71,10 \cdot 1,0^3}{21 \cdot 2,2^3} \right) = 0,916$$

где $l_{ef} = 400$ см – расчетная длина балки (шаг вспомогательных балок);

$t_f = 2,2$ см – толщина пояса балки;

$h = h_0 = 142,2$ см – расстояние между осями поясов;

$b_f = b'_f = 21$ см – ширина пояса балки;

$a = 0,5 h = 0,5 \cdot 142,2 = 71,10$ (см);

$t = t_w = 1,0$ см – толщина стенки балки.

По табл. Ж.1 [6] определяем $\psi = 2,25 + 0,07\alpha = 2,25 + 0,07 \cdot 0,916 = 2,31$.

Коэффициент φ_1 определяем по формуле (Ж.3) [6]:

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 E}{I_x R_y}$$

где $I_x = I'_x = 695805,34$ см⁴ – момент инерции сечения относительно оси $x-x$;

$$I_y = \frac{h_w t_w^3}{12} + \frac{t_f b_f'^3}{6} = \frac{140 \cdot 1,0^3}{12} + \frac{2,2 \cdot 21^3}{6} = 3407,4$$

(см⁴) – момент инерции сечения

относительно оси $y-y$.

$$\varphi_1 = 2,31 \frac{3407,4}{695805,34} \left(\frac{142,2}{400} \right)^2 \frac{20600}{23} = 1,28$$

Так как $\varphi_1 > 0,85$, то $\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 1,28 = 0,949$ по формуле (Ж.2) [6].

$$\frac{184470}{0,95 \cdot 9637,19 \cdot 23 \cdot 1} = 0,876 < 1$$

– условие выполняется.

Устойчивость главной балки в измененном сечении обеспечивается.

Несмотря на то, что размеры главной балки назначались с учетом h_{min} и прогиб балки можно было бы не проверять, выполним далее этот расчет, применив формулу для определения вертикальных перемещений балки с измененным сечением (5.104) [2]:

$$f = \frac{q^n L^4}{54 \cdot 384} \left(\frac{13}{EI'_x} + \frac{257}{EI_x} \right) =$$

$$= \frac{1,646 \cdot 1200^4}{54 \cdot 384} \left(\frac{13}{20600 \cdot 695805,34} + \frac{257}{20600 \cdot 1162944} \right) = 1,92 \quad (\text{см});$$

$$\frac{f}{L} = \frac{1,92}{1200} = \frac{1}{625} < \frac{1}{215} \quad \text{– условие выполняется.}$$

Сварные швы, соединяющие стенку и пояса составной двутавровой балки, рассчитываем согласно п. 14.4.1 [6].

Сдвигающее усилие T (табл. 43 [6]), приходящееся на 1см длины балки:

$$T = \frac{Q_{\max} S'_f}{I'_x} = \frac{1178,94 \cdot 3284,8}{695805,34} = 5,57 \quad (\text{кН/см}).$$

Сварные швы выполняем автоматической сваркой в лодочку сварочной проволокой $Cв - 08Г2С$ (табл. Г.1 [6]) диаметром $d = 4$ мм. Катет шва, прикрепляющего пояса главной балки со стенкой, определяем согласно требованиям табл.43 [6]:

- по металлу шва

$$k_f \geq \frac{T}{n\beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} = \frac{5,57}{2 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 21,5 \cdot 1} = 0,12 \quad (\text{см});$$

- по металлу границы сплавления

$$k_f \geq \frac{T}{n\beta_z l_w R_{wz} \gamma_c} = \frac{5,57}{2 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,15 \quad (\text{см}),$$

где $n = 2$ – количество сварных швов; $l_w = 1$ см – расчетная длина шва;

$\beta_f = 1,1$, $\beta_z = 1,15$ (табл. 39 [6]); $R_{wf} = 21,5$ кН/см² (табл. Г.2 [6]);

$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$ (кН/см²) (табл. 4 [6]); $R_{un} = 37$ кН/см² (табл. В.3 [6]);

$\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

Согласно п. 14.1.7 [6], принимаем $k_f = 5$ мм (табл. 38 [6] как для таврового соединения с двухсторонними угловыми швами автоматической сваркой для стали с пределом текучести до 285Н/мм² и толщины поясного листа 22мм).

1.8. Проверка прочности вспомогательной балки на опоре

Прочность вспомогательной балки на опоре проверяем по формуле (46) [6], для чего сначала определяем местное напряжение σ_{loc} :

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}},$$

где $F = 374,3$ кН – расчетное значение нагрузки (Q_{\max} вспомогательной балки);

$t_w = 1,00$ см – толщина стенки балки настила;

$l_{ef} = b + h = 9,5 + 3,95 = 13,45$ см – условная длина распределения нагрузки;

$b = 9,5$ см – длина площадки опирания вспомогательной балки, равная половине ширины полки измененного сечения главной балки минус 10 мм (по рис. 1.5);

$h = t_f + R = 1,55 + 2,4 = 3,95$ (см) – расстояние от наружной грани полки вспомогательной балки до начала внутреннего закругления стенки.

$$\sigma_{loc} = \frac{374,3}{1,00 \cdot 13,45} = 27,82 \text{ кН/см}^2.$$

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \gamma_c} = \frac{27,82}{24 \cdot 1} = 1,16 > 1$$

– условие не выполняется.

Для обеспечения прочности вспомогательной балки в опорном сечении необходима установка опорного ребра и проверка так называемого опорного сечения балки. В учебных целях эта проверка не выполняется, так как аналогичный расчет делается ниже, при конструировании опорного сечения главной балки.

1.9. Расчет колонны

Расчетная схема центрально-сжатой колонны приведена на рис. 1.9. Материал колонны – сталь С245 (табл. В.5 [6]).

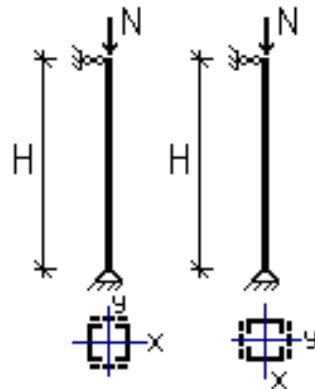


Рис. 1.9

Расчетная нагрузка на колонну:

$$N = 2Q_{\max} = 2 \cdot 1178,94 = 2357,88 \text{ (кН)},$$

где $Q_{\max} = 1178,94$ кН – опорная реакция главной балки.

В соответствии с условиями закрепления концов колонны находим расчетную длину стержня

$$l_{ef_x} = \mu_x H = 1,0 \cdot 900 = 900 \text{ (см)}; \quad l_{ef_y} = \mu_y H = 1,0 \cdot 900 = 900 \text{ (см)},$$

где $\mu_x = 1,0$; $\mu_y = 1,0$ – коэффициенты расчетной длины колонны постоянного сечения (табл. 30 [6]).

Подбор сечения колонны производим относительно материальной оси $x-x$. Из опыта проектирования подобных конструкций (например, [1], стр. 116) задаемся условной гибкостью колонны $\bar{\lambda}_x = 2$ и по табл. Д.1 [6] для типа сечения «b», согласно табл. 7 [6], определяем коэффициент продольного изгиба $\varphi_x = 0,826$.

Требуемую площадь сечения вычисляем в соответствии с требованиями п. 7.2.2 [6]:

$$A_{mp} \geq \frac{N}{\varphi_x R_y \gamma_c} = \frac{2357,88}{0,826 \cdot 24 \cdot 1} = 118,94 \text{ (см}^2\text{)},$$

где $R_y = 24$ кН/см² (табл. В.5 [6]); $\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

По сортаменту [5] принимаем два [40, имеющие следующие характеристики (обозначения с учетом рис. 1.10): $A = 61,5$ см²; $h = 40$ см; $b_f = 11,5$ см; $t_f = 1,35$ см; $s = 0,8$ см, $I_{y_0} = 642$ см⁴; $i_x = 15,7$ см; $i_{y_0} = 3,23$ см; $z_0 = 2,75$ см.

Гибкость колонны относительно материальной оси $x-x$:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef_x}}{i_x} = \frac{900}{15,7} = 57,33 < [\lambda] = 122$$

где $[\lambda] = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,964 = 122$ – предельная гибкость для сжатого элемента (табл. 32 [6]);

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{2357,88}{0,828 \cdot 2 \cdot 61,5 \cdot 24 \cdot 1} = 0,964, \quad \alpha_x \geq 0,5$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 57,33 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,96; \quad \varphi_x = 0,828 \text{ (табл. Д.1 [6]).}$$

Проверки подобранного сечения

Проверяем устойчивость колонны относительно материальной оси $x-x$ по формуле (7) [6]:

$$\frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{2357,88}{0,828 \cdot 2 \cdot 61,5 \cdot 24 \cdot 1} = 0,964 < 1$$

– условие выполняется.

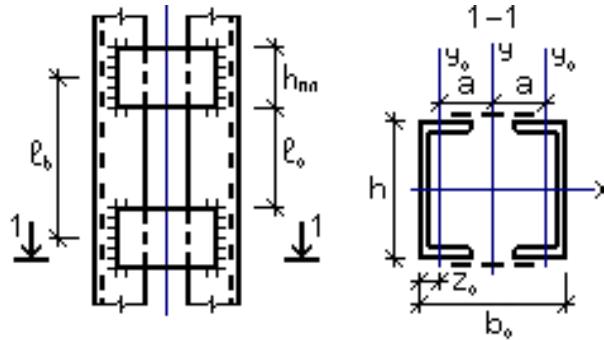


Рис. 1.10

Соединение ветвей колонны выполняем планками (рис. 1.10). Ветви раздвигаем на такое расстояние от свободной оси $y-y$, чтобы соблюдалось условие:

$$\lambda_{ef} \leq \lambda_x,$$

где $\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b1}^2}$ – приведенная гибкость стержня сквозного сечения

(табл. 8 [6]), а $n = \frac{2J_{b1}a}{J_s l_b}$, причем

- λ_y – гибкость сквозного стержня в целом в плоскости, перпендикулярной оси y (здесь и далее обозначения осей и размеров см. рис. 1.10);
- λ_{b1} – гибкость отдельной ветви в плоскости, перпендикулярной оси y_0 ;
- J_{b1} – момент инерции сечения ветви относительно оси y_0 ;
- J_s – момент инерции сечения одной планки относительно собственной оси $x-x$ по рис.4 [6];
- a и l_b – половина раздвижки осей колонны и длина ветви (обозначения по рисунку 1.10).

Согласно п.7.2.3 [6], условная гибкость отдельной ветви на участке между план-

ками $\bar{\lambda}_{b1} \leq 1,4$, тогда $\lambda_{b1} \leq \bar{\lambda}_{b1} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,4 \sqrt{\frac{20600}{24}} \leq 41$, откуда

$$l_{0mp} \leq \lambda_{b1} i_{y0} = 41 \cdot 3,23 = 132,43 \text{ (см)}.$$

Для удобства расстановки планок задаемся расстоянием между ними $l_0 = 80$ см <
 l_{0mp} . Тогда

$$\lambda_{b1} = \frac{l_0}{i_{y_0}} = \frac{80}{3,23} = 24,8$$

Величина раздвижки ветвей определяется из условия равноустойчивости колонны в двух плоскостях, т.е. $\lambda_{ef} \leq \lambda_x$. При этом необходимо предварительно задаться размерами планок. Высота планки определяется из условия ее жесткости $h_{пл} = (0,5 \div 0,75) h$, где h – высота швеллера (рис. 1.10). Принимаем $h_{пл} = 24$ см. Толщина планки определяется из условия местной устойчивости $t_{пл} \geq h_{пл} / 15$. Принимаем $t_{пл} = 16$ мм.

С учетом принятых размеров планок вычисляем:

$$J_s = \frac{t_{пл} \cdot h_{пл}^3}{12} = \frac{1,6 \cdot 24^3}{12} = 1843,2$$

(см⁴) – момент инерции сечения планки относительно собственной оси $x-x$;

$$l_b = l_0 + h_{пл} = 80 + 24 = 104 \text{ (см)} \text{ – расстояние между осями планок.}$$

Формулы таблицы 8 [6] применимы для колонн с числом панелей (просветов между планками) не менее 6, согласно п.7.2.2 [6]. При высоте колонны 900 см и расстоянии между осями планок в 104 см число панелей в колонне будет более 6, поэтому мы имеем право пользоваться формулами таблицы 8.

По табл. 8.1 [3] для сечения колонны из двух швеллеров $i_y \approx 0,44b_0$, для двух

двутавров $i_y \approx 0,50b_0$, откуда $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{0,44b_0}$, где b_0 – раздвижка ветвей.

Перепишем выражение для приведенной гибкости стержня с учетом условия равноустойчивости, полученных выше результатов и обозначений рисунка 1.9:

$$\lambda_{ef} = \lambda_x = \sqrt{\left(\frac{l_{ef,y}}{0,44b_0}\right)^2 + 0,82\left(1 + \frac{(b_0 - 2z_0)J_{b1}}{J_s l_b}\right)\lambda_{b1}^2}$$

Подставим в последнее выражение все известные величины и возведем обе части равенства в квадрат:

$$57,33^2 = \left(\frac{900}{0,44b_0}\right)^2 + 0,82\left[1 + \frac{(b_0 - 2 \cdot 2,75) \cdot 642}{1843,2 \cdot 104}\right] \cdot 24,8^2$$

Выполнив несложные арифметические действия, получим кубическое уравнение для определения требуемой величины раздвижки ветвей:

$$b_0^3 - 1651,89b_0^2 + 2475671,18 = 0.$$

Интересующий нас корень уравнения $b_0 = 39,18$ см. По технологическим условиям $b_0 \geq 2b_f + 10 = 2 \cdot 11,5 + 10 = 33$ (см). Принимаем $b_0 = 40$ см и вычисляем фактическое значение приведенной гибкости стержня:

$$a = \frac{b_0}{2} - z_0 = \frac{40}{2} - 2,75 = 17,25 \text{ (см)}; \quad i_y = \sqrt{i_{y0}^2 + a^2} = \sqrt{3,23^2 + 17,25^2} = 17,55 \text{ (см)};$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{900}{17,55} = 51,3; \quad n = \frac{2J_{b1}a}{J_s l_b} = \frac{2 \cdot 642 \cdot 17,25}{1843,2 \cdot 104} = 0,116;$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b1}^2} = \sqrt{51,3^2 + 0,82(1+0,116) \cdot 24,8^2} = 56,52 < \lambda_x = 57,33;$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 56,52 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,93; \quad \varphi_y = 0,829 \text{ (табл. Д.1 [6])}.$$

Проверяем устойчивость колонны относительно свободной оси $y-y$ по формуле (7) [6]:

$$\frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{2357,88}{0,829 \cdot 2 \cdot 61,5 \cdot 24 \cdot 1} = 0,963 < 1$$

– условие выполняется.

Габаритные размеры сечения колонны $b_0 \times h = 400 \times 400$ мм.

Расчет соединительных элементов ветвей колонны (планок) выполняем согласно п.п. 7.2.7 и 7.2.8 [6].

Так как колонна центрально сжата ($Q = 0$), то вычисляем условную поперечную силу Q_s , приходящуюся на планку одной грани:

$$Q_s = \frac{Q_{fic}}{2} = \frac{29,93}{2} = 14,96 \text{ (кН)},$$

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi_y} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{20600}{24} \right) \frac{2357,88}{0,829} = 29,93$$

где
(кН)

– условная поперечная сила, постоянная по всей длине стержня (формула (18) [6]).

Сварные швы, прикрепляющие планки к колонне, рассчитываем на перерезывающую силу F_s и момент M_s , возникающие в плоскости планки от действия силы Q_s (формулы (19) и (20) [6]):

$$F_s = \frac{Q_s l_b}{b} = \frac{14,96 \cdot 104}{34,5} = 45,01 \quad (\text{кН}),$$

где $b = b_0 - 2z_0 = 40 - 2 \cdot 2,75 = 34,5$ (см) – рис. 4 [6];

$$M_s = \frac{Q_s l_b}{2} = \frac{14,96 \cdot 104}{2} = 777,92 \quad (\text{кНсм}).$$

Крепление планок выполняем полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа сварочной проволокой $Cв - 08Г2С$ (табл. Г.1 [6]) диаметром $d = 2$ мм. Следует заметить, что конкретный диаметр сварочной проволоки подбирают в зависимости от сварочного тока, толщины свариваемого металла и особенностей соединения, поэтому $d = 2$ мм принят условно.

Согласно п. 14.1.7 [6], принимаем $k_f = 6$ мм, так как $k_{f_{\min}} = 5$ мм (табл. 38 [6]), а $k_{f_{\max}} = 1,2 \cdot 13,5 = 16,2$ (мм), где 13,5 мм – толщина полки швеллера ветви колонны.

Расчет сварных швов на совместное действие поперечной силы F_s и момента M_s выполняем согласно п. 14.1.19 по формулам (182) и (183) [6]:

$$\tau_f = \sqrt{\tau_{M,f}^2 + \tau_{F,f}^2}; \quad \tau_z = \sqrt{\tau_{M,z}^2 + \tau_{F,z}^2},$$

$$\tau_{M,f} = \frac{M \sqrt{x^2 + y^2}}{J_{x,f} + J_{y,f}} \approx \frac{M_s}{W_f}$$

где в рассматриваемом случае $\tau_{M,f}$ – напряжение в сварном шве (по металлу шва) от действия момента M_s ;

$$\tau_{M,z} = \frac{M_s}{W_z}$$

– напряжение в сварном шве (по металлу границы сплавления) от действия момента M_s ;

$$W_f = \frac{\beta_f k_f l_w^2}{6} = \frac{0,9 \cdot 0,6 \cdot 24^2}{6} = 51,84$$

(см³) – момент сопротивления расчетного сечения по металлу шва, где l_w – расчетная длина сварного шва при условии его выполнения согласно рис. 1.9;

$$W_z = \frac{\beta_z k_f l_w^2}{6} = \frac{1,05 \cdot 0,6 \cdot 24^2}{6} = 60,48 \quad (\text{см}^3) \text{ – момент сопротивления расчетного}$$

сечения по металлу границы сплавления;

$$\tau_{F,f} = \frac{F_s}{A_f} \text{ – напряжение в сварном шве (по металлу шва) от действия поперечной силы } F_s;$$

$$\tau_{F,z} = \frac{F_s}{A_z} \text{ – то же по металлу границы сплавления;}$$

$$A_f = \beta_f k_f l_w = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 24 = 12,96 \quad (\text{см}^2) \text{ – площадь расчетного сечения по металлу шва;}$$

$$A_z = \beta_z k_f l_w = 1,05 \cdot 0,6 \cdot 24 = 15,12 \quad (\text{см}^2) \text{ – площадь расчетного сечения по металлу границы сплавления;}$$

$$l_w = 24 \text{ см – расчетная длина шва (при условии, что сварные швы заводятся на горизонтальные грани планок на 20мм);}$$

$$\beta_f = 0,9, \beta_z = 1,05 \text{ (табл. 39 [6]); } R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2 \text{ (табл. Г.2 [6]);}$$

$$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ (кН/см}^2 \text{) (табл. 4 [6]);}$$

$$R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2 \text{ (табл. В.5 [6]); } \gamma_c = 1,0 \text{ (табл. 1 [6]).}$$

$$\tau_f = \sqrt{\left(\frac{777,92}{51,84}\right)^2 + \left(\frac{45,01}{12,96}\right)^2} = 15,40 \quad (\text{кН/см}^2);$$

$$\tau_z = \sqrt{\left(\frac{777,92}{60,48}\right)^2 + \left(\frac{45,01}{15,12}\right)^2} = 13,20 \quad (\text{кН/см}^2).$$

Проверки прочности сварного соединения производим по формулам

$$\frac{\tau_f}{R_{wf} \gamma_c} = \frac{15,40}{21,5 \cdot 1} = 0,72 < 1 \quad \text{– условие выполняется;}$$

$$\frac{\tau_z}{R_{wz} \gamma_c} = \frac{13,20}{16,65 \cdot 1} = 0,79 < 1 \quad \text{– условие выполняется.}$$

1.10. Расчет опирания главной балки на колонну

В задании на выполнение курсового проекта может быть указан один из двух вариантов опирания главной балки на колонну – сверху или сбоку, поэтому далее рассмотрен расчет опорных сечений балки для обоих случаев.

Вариант 1. Главная балка опирается на колонну сверху (рис. 1.11).

Требуемая площадь опорного ребра главной балки из условия смятия торцевой поверхности:

$$A_r \geq \frac{Q}{R_p \gamma_c} = \frac{1178,94}{36 \cdot 1} = 32,7 \quad (\text{см}^2),$$

где $Q = 1178,94$ кН – опорная реакция главной балки;

$R_p = R_u = 36$ кН/см² – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности при наличии пригонки (табл. 2 [6]), а R_u – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению (табл. В.3 [6]);

$\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

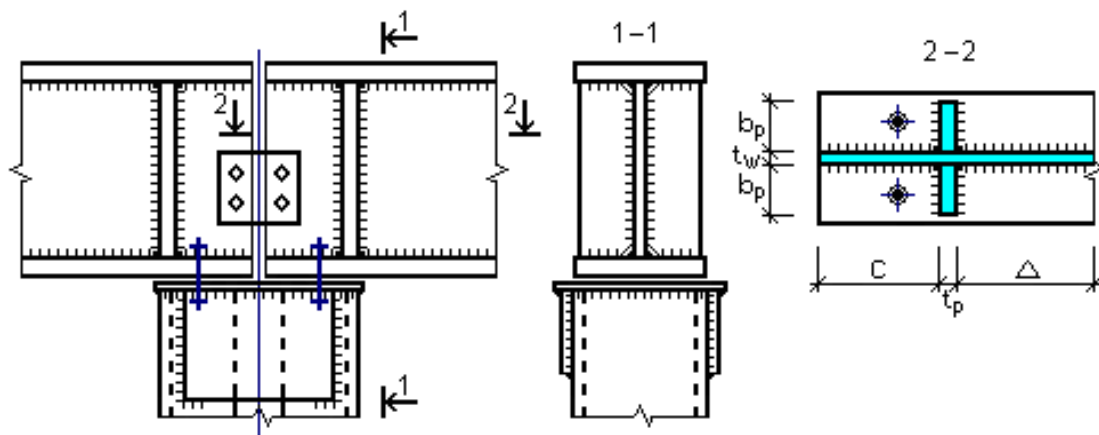


Рис. 1.11

Назначаем опорные ребра шириной $b_r = 9$ см. Толщина ребра с учетом среза на 1,5 см его угла в месте пропуска сварного шва, соединяющего полку и стенку главной балки:

$$t_r \geq \frac{A_r}{2(b_r - 1,5)} = \frac{32,7}{2 \cdot 7,5} = 2,18 \quad (\text{см}).$$

Принимаем толщину ребра $t_p = 25$ мм, что больше, чем $3b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3 \cdot 9 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,92$ (см) (п. 8.5.17 [6]).

Крепление опорных ребер к поясам и стенке балки выполняем полуавтоматической сваркой в среде CO₂ сварочной проволокой $Cв - 08Г2С$ (табл. Г.1 [6]) диаметром $d = 2$ мм. Согласно п. 14.1.7 [6], принимаем $k_f = 7$ мм.

Прочность сварных швов, прикрепляющих опорные ребра к стенке балки, проверяем согласно п. 14.1.16 [6]:

- по металлу шва

$$\frac{Q}{n\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1 ;$$

- по металлу границы сплавления

$$\frac{Q}{n\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_c} \leq 1 ,$$

где $n = 4$ – количество сварных швов;

$l_w = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 53,55$ (см) – максимально возможная расчетная

длина шва (п. 14.1.7 [6]);

$\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ (табл. 39 [6]); $R_{wf} = 21,5$ кН/см² (табл. Г.2 [6]);

$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$ (кН/см²) (табл. 4 [6]); $R_{un} = 37$ кН/см² (табл. В.3 [6]);

$\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

$$\frac{1178,94}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 53,55 \cdot 21,5 \cdot 1} = 0,41 < 1 \quad \text{– условие выполняется;}$$

$$\frac{1178,94}{4 \cdot 1,05 \cdot 0,7 \cdot 53,55 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,45 < 1 \quad \text{– условие выполняется.}$$

Согласно п. 8.5.17 [6], проверяем опорный участок балки на устойчивость из плоскости балки как стойку (условный опорный стержень), нагруженную опорной реакцией по формуле (7) [6]:

$$\frac{Q}{\varphi_s A_s R_y \gamma_c} \leq 1 , \text{ где}$$

$A_s = 2 \cdot t_p \cdot b_p + t_w \cdot (c + t_p + \Delta) = 2 \cdot 2,5 \cdot 9 + 1,0 \cdot (16,5 + 2,5 + 19,04) = 83,04$ (см²) –

площадь условного опорного стержня, причем

$$\Delta = 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1,0 \sqrt{\frac{20600}{24}} = 19,04 \quad \text{(см) по п.8.5.17 [6];}$$

$c = 16,5$ см < Δ – расстояние от торца балки до опорного ребра;

$$\bar{\lambda}_s = \lambda_s \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 33,7 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,15$$

> 0,4 (п. 7.1.3 [6]) – условная гибкость услов-

ного опорного стержня;

$$\lambda_s = \frac{h_w}{i_s} = \frac{140}{4,15} = 33,7$$

– гибкость условного опорного стержня;

$$i_s = \sqrt{\frac{J_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{1431,92}{83,04}} = 4,15$$

(см) – радиус инерции условного опорного стержня;

$$J_s = \frac{t_p(2b_p + t_w)^3}{12} + \frac{ct_w^3}{12} + \frac{\Delta t_w^3}{12} = \frac{2,5 \cdot (2 \cdot 9 + 1,0)^3}{12} + \frac{16,5 \cdot 1,0^3}{12} + \frac{19,04 \cdot 1,0^3}{12} =$$

$$= 1431,92 (\text{см}^4)$$

– момент инерции условного опорного стержня.

Коэффициент устойчивости условного опорного стержня находим по формуле (8)

[6]. Для этого последовательно находим:

- коэффициенты α и β по таблице 7 [6] для типа сечения «b»: $\alpha=0,04$, $\beta=0,09$;

- параметр δ по формуле (9) [6]:

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}_s) + \bar{\lambda}_s^2 = 9,87 \cdot (1 - 0,04 + 0,09 \cdot 1,15) + 1,15^2 = 11,82 ;$$

$$\varphi = \frac{0,5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \bar{\lambda}_s^2})}{\bar{\lambda}_s^2} = \frac{0,5(11,82 - \sqrt{11,82^2 - 39,48 \cdot 1,15^2})}{1,15^2} = 0,932$$

$$\frac{1178,94}{0,932 \cdot 83,04 \cdot 23 \cdot 1} = 0,662 < 1$$

– условие выполняется.

Вариант 2. Главная балка опирается на колонну сбоку (рис. 1.12).

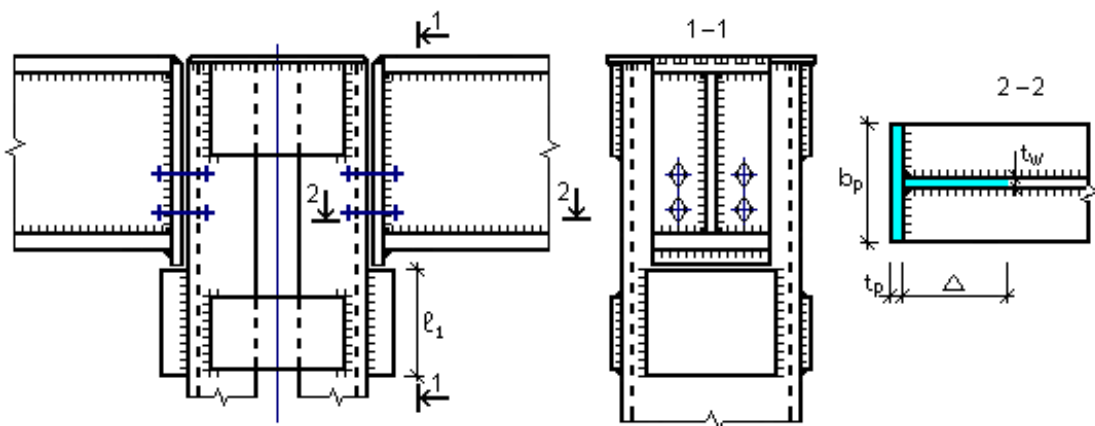


Рис. 1.12

Рассчитываем опорное ребро главной балки на смятие торцевой поверхности. Требуемая площадь опорного ребра главной балки из условия смятия торцевой поверхности:

$$A_r \geq \frac{Q}{R_p \gamma_c} = \frac{1178,94}{36 \cdot 1} = 32,7 \quad (\text{см}^2),$$

где $Q = 1178,94$ кН – опорная реакция главной балки;

$R_p = R_u = 36$ кН/см² – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности при наличии пригонки (табл. 2 [6]) а R_u – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению (табл. В.3 [6]);

$$\gamma_c = 1,0 \quad (\text{табл. 1 [6]}).$$

Принимаем опорное ребро шириной $b_r = 21$ см в соответствии с шириной полки главной балки измененного сечения (из условия размещения монтажных болтов минимальная ширина ребра 18см) и толщиной $t_r = 20$ мм. При этом соблюдается условие п. 8.5.17 [6], согласно которому толщина ребра должна быть больше, чем

$$3b'_r \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3 \cdot 10,5 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,1 \quad \text{см} \quad (b'_r \text{ – выступающая часть ребра}).$$

Крепление опорного ребра к поясам и стенке балки выполняем полуавтоматической сваркой в среде CO₂ сварочной проволокой $Cв-08Г2С$ (табл. Г.1 [6]) диаметром $d = 2$ мм. Согласно п. 14.1.7 [6], принимаем $k_f = 7$ мм.

Прочность сварных швов, прикрепляющих опорное ребро к стенке балки, проверяем, согласно п. 14.1.16 [6]:

- по металлу шва

$$\frac{Q}{n\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1 ;$$

- по металлу границы сплавления

$$\frac{Q}{n\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_c} \leq 1 ,$$

где $n = 2$ – количество сварных швов;

$$l_w = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 53,55 \quad (\text{см}) \text{ – расчетная длина шва (п. 14.1.7 [6]);}$$

$$\beta_f = 0,9, \quad \beta_z = 1,05 \quad (\text{табл. 39 [6]}); \quad R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2 \quad (\text{табл. Г.2 [6]});$$

$$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ (кН/см}^2 \text{) (табл. 4 [6]);} \quad R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2 \text{ (табл. В.3 [6]);}$$

$$\gamma_c = 1,0 \text{ (табл. 1 [6]).}$$

$$\frac{1178,94}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 53,55 \cdot 21,5 \cdot 1} = 0,82 < 1$$

– условие выполняется;

$$\frac{1178,94}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,7 \cdot 53,55 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,90 < 1$$

– условие выполняется.

Согласно п. 8.5.17 [6], проверяем опорный участок балки на устойчивость из плоскости балки как стойку (условный опорный стержень), нагруженную опорной реакцией по формуле (7) [6]:

$$\frac{Q}{\varphi_s A_s R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где $A_s = t_p b_p + t_w \Delta = 2 \cdot 21 + 1,0 \cdot 19,04 = 61,04 \text{ (см}^2 \text{);}$

$$\Delta = 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1,0 \sqrt{\frac{20600}{24}} = 19,04$$

(см) по п.8.5.17 [1];

$$\bar{\lambda}_s = \lambda_s \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 27,83 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,95; \quad \lambda_s = \frac{h_w}{i_s} = \frac{140}{5,03} = 27,83;$$

$$i_s = \sqrt{\frac{J_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{1545}{61,04}} = 5,03 \text{ (см);} \quad J_s = \frac{t_p b_p^3}{12} + \frac{\Delta t_w^3}{12} = \frac{2 \cdot 21^3}{12} + \frac{19,04 \cdot 1,0^3}{12} = 1545$$

(см⁴); $\varphi_s = 0,908$ – коэффициент устойчивости условного опорного стержня (табл. Д.1 [6] для сечения типа «с» по табл. 7 [6]).

$$\frac{1178,94}{0,908 \cdot 61,04 \cdot 24 \cdot 1} = 0,886 < 1$$

– условие выполняется.

Опорная реакция балки передается с опорного ребра на опорный столик, приваренный к колонне. Толщину опорного столика принимаем 40мм (стандартная толщина), ширину – несколько больше ширины опорного ребра главной балки – 25см. Крепление столика выполняем полуавтоматической сваркой в среде CO₂ сварочной проволокой Св – 08Г2С (табл. Г.1 [6]) диаметром $d = 2$ мм. Согласно п. 14.1.7 [6], принимаем $k_f = 8$ мм (по толщине стенки швеллера).

Высоту опорного столика l_1 определяем по длине сварных швов, прикрепляющих его к колонне, согласно п. 14.1.16 [6]:
 - по металлу шва

$$l_1 \geq \frac{1,3Q}{n\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1 ;$$

- по металлу границы сплавления

$$l_1 \geq \frac{1,3Q}{n\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 ,$$

где 1,3 – коэффициент, учитывающий возможность неравномерной передачи опорного давления;

$n = 2$ – количество сварных швов;

$\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ (табл. 39 [6]); $R_{wf} = 21,5$ кН/см² (табл. Г.2 [6]);

$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$ (кН/см²) (табл. 4 [6]); $R_{un} = 37$ кН/см² (табл. В.3 [6]);

$\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

$$l_1 \geq \frac{1,3 \cdot 1178,94}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 21,5 \cdot 1} + 1 = 50,5 \quad (\text{см});$$

$$l_1 \geq \frac{1,3 \cdot 1178,94}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 16,2 \cdot 1} + 1 = 57,3 \quad (\text{см}).$$

Согласно п. 14.1.7 [6], расчетная длина шва должна быть не более $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2$ (см).

Принимаем высоту опорного столика $l_1 = 60$ см.

1.11. Расчет базы колонны

Размеры опорной плиты определяем из условия смятия бетона под плитой (п. 3.81 [4]):

$$A_{pl} \geq \frac{N}{\Psi R_{b,loc}} = \frac{2369,88}{1 \cdot 0,63} = 3762 \quad (\text{см}^2),$$

где $N = 2Q_{\max} + G = 2 \cdot 1178,94 + 12 = 2369,88$ (кН) – нагрузка от колонны, включая ее собственный вес G ;

$\Psi = 1$ – при равномерно распределенной местной нагрузке по площади смятия (п. 3.81 [4]);

$R_{b,loc} = \varphi_b R_b = 1,05 \cdot 0,6 = 0,63$ (кН/см²) – расчетное сопротивление бетона смятию (п. 3.81 [4]);

$\varphi_b = 1,05$ (п. 3.81 [4]) (принимаем предварительно);

$R_b = 0,6$ кН/см² – расчетное сопротивление бетона класса В10 сжатию для предельного состояния первой группы (табл. 2.2 [4]).

Минимальная ширина плиты из условия размещения фундаментных болтов (рис. 1.13):

$$B_{pl,min} = h + 2t + 2c = 40 + 2 \cdot 1,4 + 2 \cdot 9,0 = 60,8 \text{ (см)},$$

где $c = 3 d_0 = 3 \cdot 30 = 90$ (мм) (табл. 40 [6]);

$d_0 = 1,5d = 30$ (мм) – диаметр отверстия для фундаментного болта;

$d = 20$ мм – диаметр фундаментного болта (табл. 5.6 [4]).

Согласно ГОСТ 82-70*, принимаем $B_{pl} = 62$ см, тогда размер $c=9,6$ см.

Длина плиты:
$$L_{pl} \geq \frac{A_{pl}}{B_{pl}} = \frac{3762}{62} = 60,7$$
 (см). Принимаем $L_{pl} = 62$ см.

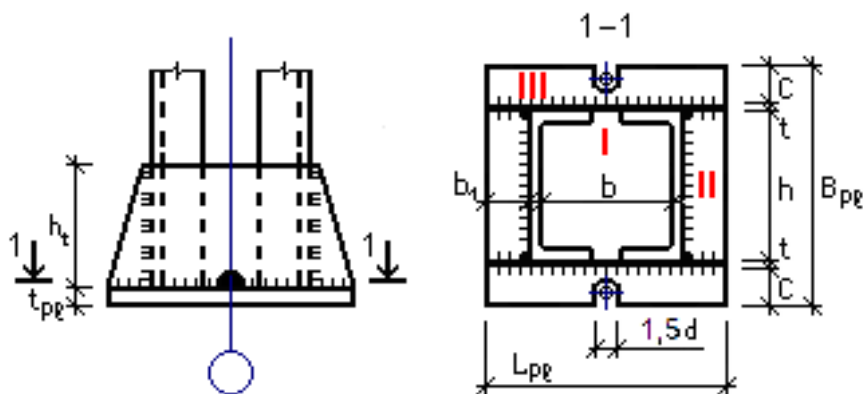


Рис. 1.13

Размеры фундамента в плане принимаем на 20см больше в каждую сторону от опорной плиты $B_f \times L_f = 82 \times 82$ см.

$$\varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{B_f \cdot L_f}{B_{pl} \cdot L_{pl}}} = 0,8 \sqrt{\frac{82 \cdot 82}{62 \cdot 62}} = 1,06 > 1,05$$

Согласно п. 3.81 [4],

поэтому перерасчет принятых размеров плиты не требуется.

Определяем толщину плиты. Плита работает на изгиб от равномерно распределенной нагрузки,

$$q = \frac{N}{B_{pl} \cdot L_{pl}} \cdot 1 \text{ см} = \frac{2369,88}{62 \cdot 62} \cdot 1 = 0,62 \quad (\text{кН/см}).$$

Рассмотрим отдельные участки плиты (п.8.6.2 [6] и рис. 1.13):

I участок: $M_I = \alpha_1 q h^2 = 0,0508 \cdot 0,62 \cdot 40^2 = 50,39$ (кНсм),

где $\alpha_1 = 0,0508$ – коэффициент, определяемый по табл. Е.2 [6] при

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{40 - 2 \cdot 0,8} = 1,04$$

II участок: $M_{II} = \alpha_3 q h^2$,

где α_3 – коэффициент, определяемый по табл. Е.2 [6];

$$\frac{b_1}{h} = \frac{11}{40} = 0,275 < 0,5$$

, поэтому в запас прочности значение M_{II} принимаем как для консоли длиной b_1

$$M_{II} = \frac{q b_1^2}{2} = \frac{0,62 \cdot 11^2}{2} = 37,51 \quad (\text{кНсм}),$$

где $b_1 = \frac{L_{pl} - b}{2} = \frac{62 - 40}{2} = 11$ (см) – ширина II участка;

III участок: $M_{III} = \frac{q c^2}{2} = \frac{0,62 \cdot 9,6^2}{2} = 28,57$ (кНсм).

Материал плиты сталь С255 (табл. В.3 [6]). Толщина плиты по формуле (101) [6]:

$$t_{pl} \geq \sqrt{\frac{6 M_{\max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 50,39}{23 \cdot 1,2}} = 3,31 \quad (\text{см}),$$

где $R_y = 23$ кН/см² (табл. В.3 [6]); $\gamma_c = 1,2$ (табл. 1 [6]).

Принимаем $t_{pl} = 36$ мм по ГОСТ 82-70*.

Крепление траверсы к ветвям колонны и опорной плите выполняем полуавтоматической сваркой в среде CO₂ сварочной проволокой *Св-08Г2С* (табл. Г.1 [6]) диаметром $d = 2$ мм. В соответствии с требованиями п. 14.1.7 [6], принимаем $k_f = 10$ мм.

Высоту траверсы h_t определяем из условия передачи усилия от ветвей колонны на опорную плиту через сварные швы. Согласно п. 14.1.16 [6], длина сварных швов:
 - по металлу шва

$$h_t \geq \frac{N}{n\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{2369,88}{4 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 21,5 \cdot 1} + 1 = 31,6 \quad (\text{см});$$

- по металлу границы сплавления

$$h_t = \frac{N}{n\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{2369,88}{4 \cdot 1,05 \cdot 1,0 \cdot 16,2 \cdot 1} + 1 = 35,8 \quad (\text{см}),$$

где $n=4$ – количество сварных швов;

$\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ (табл. 39 [6]); $R_{wf} = 21,5$ кН/см² (табл. Г.2 [6]);
 $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$ (кН/см²) (табл. 4 [6]); $R_{un} = 37$ кН/см² (табл. В.3 [6]);
 $\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

Принимаем $h_t = 40$ см по ГОСТ 82-70*.

Проверяем прочность траверсы на изгиб и срез как балку с двумя консолями. Расчетная схема траверсы приведена на рис. 1.14. Материал траверсы сталь С255 (табл. В.3 [6]).

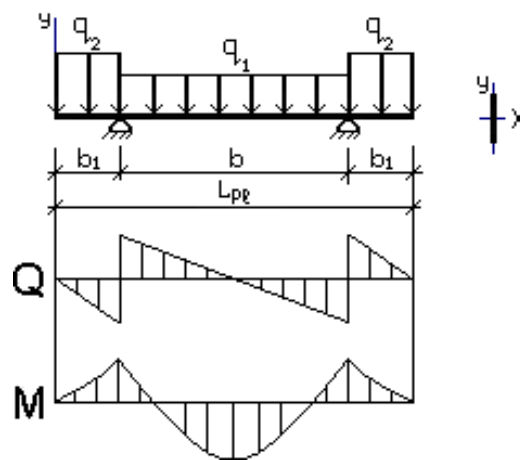


Рис. 1.14

Погонная расчетная нагрузка на одну траверсу (обозначения размеров по рис. 1.11):

$$q_1 = q \left(\frac{h}{2} + t + c \right) = 0,62 \left(\frac{40}{2} + 1,4 + 9,6 \right) = 19,22 \quad (\text{кН/см}) \text{ – в середине пролета;}$$

$$q_2 = q \frac{B_{pl}}{2} = 0,62 \cdot \frac{62}{2} = 19,22 \quad (\text{кН/см}) \text{ – на консоли.}$$

Максимальный изгибающий момент в траверсе

$$M_T = \frac{q_1 b^2}{8} - \frac{q_2 b_1^2}{2} = \frac{19,22 \cdot 40^2}{8} - \frac{19,22 \cdot 10^2}{2} = 2883 \quad (\text{кНсм}).$$

Максимальная поперечная сила в траверсе

$$Q_T = \frac{q_1 b}{2} + q_2 b_1 = \frac{19,22 \cdot 40}{2} + 19,22 \cdot 10 = 577 \quad (\text{кН}).$$

Прочность траверсы по нормальным напряжениям вычисляем по формуле (41) [6]:

$$\frac{M_T}{W_x R_y \gamma_c} = \frac{2883}{373 \cdot 24 \cdot 1} = 0,322 < 1$$

– условие выполняется,

где $R_y = 24$ кН/см² (табл. В.3 [6]); $\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]);

$$W_x = \frac{t h_t^2}{6} = \frac{1,4 \cdot 40^2}{6} = 373,3 \quad (\text{см}^3) \text{ – момент сопротивления сечения траверсы;}$$

Прочность траверсы по касательным напряжениям вычисляем по формуле (42) [6]:

$$\frac{Q_T S_x}{I_x t R_s \gamma_c} = \frac{577 \cdot 280}{7467 \cdot 1,4 \cdot 13,92 \cdot 1} = 1,11 > 1$$

– условие не выполняется;

где $S_x = \frac{t \cdot h_t^2}{8} = \frac{1,4 \cdot 40^2}{8} = 280 \quad (\text{см}^3) \text{ – статический момент сечения траверсы;}$

$$J_x = \frac{t \cdot h_t^3}{12} = \frac{1,4 \cdot 40^3}{12} = 7467 \quad (\text{см}^4) \text{ – момент инерции сечения траверсы;}$$

$$R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \quad (\text{кН/см}^2) \text{ (табл. 2 [6]); } \gamma_c = 1,0 \text{ (табл. 1 [6]).}$$

Увеличиваем толщину траверсы до 16мм. В связи с тем, что это изменение не повлияет на прочность опорной плиты и не скажется на прочности сварных швов траверсы, пересчитываем только касательные напряжения в ней:

$$J_x = \frac{t \cdot h_t^3}{12} = \frac{1,6 \cdot 40^3}{12} = 8533 \quad (\text{см}^4), \quad W_x = \frac{t h_t^2}{6} = \frac{1,6 \cdot 40^2}{6} = 427 \quad (\text{см}^3),$$

$$S_x = \frac{t \cdot h_t^2}{8} = \frac{1,6 \cdot 40^2}{8} = 320 \quad (\text{см}^3), \quad \frac{Q_T S_x}{I_x t R_s \gamma_c} = \frac{577 \cdot 320}{8533 \cdot 1,6 \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,97 < 1$$

Согласно п.8.2.1 [6] при одновременном действии в сечении момента и поперечной силы, что имеет место в опорных сечениях траверсы, прочность необходимо проверять по формуле (44) [6]. Для этого определим величину изгибающего момента на опоре:

$$M_{T1} = \frac{q_2 b_1^2}{2} = \frac{19,22 \cdot 10^2}{2} = 961 \text{ (кНсм)},$$

а также нормальных и касательных напряжений в этом сечении

$$\sigma = \frac{M_{T1}}{W_{x_i}} = \frac{961}{427} = 2,25 \text{ (кН/см}^2\text{)};$$

$$\tau = \frac{Q_T S_{x_i}}{I_{x_i} t} = \frac{577 \cdot 320}{8533 \cdot 1,6} = 13,52 < R_s \gamma_c = 13,92 \text{ (кН/см}^2\text{)}.$$

Прочность траверсы

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \frac{0,87}{24 \cdot 1} \sqrt{2,25^2 + 3 \cdot 13,92^2} = 0,85 < 1$$

– условие выполняется.

2. ПОПЕРЕЧНАЯ РАМА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

В связи с тем, что для студентов различных специальностей объем этого курсового проекта может быть различным, ниже приводится пример полного расчета конструкций, и даются необходимые пояснения и ссылки на нормативные документы, либо справочные данные, приведенные в Приложении. Читателю предлагается самостоятельно определиться с перечнем интересующих его вопросов и опустить те части расчета, которые отсутствуют в задании на проектирование.

2.1. Задание на проектирование

Необходимо запроектировать стальные конструкции механосборочного цеха пролетом 24 и длиной 96 метров. Место строительства – город Ростов-на-Дону. Продольный шаг колонн здания принять равным 6 метров. Покрытие теплое, состоящее из следующих перечисляемых сверху-вниз слоев:

1. защитный слой из гравия, втопленного в битумную мастику;
2. гидроизоляционный 4-хслойный рубероидный ковер;
3. асфальтовая или цементная стяжка $t=20\text{мм}$;
4. утеплитель – пенопласт $\gamma=0,5\text{кН/м}^3$, $t=100\text{мм}$;
5. пароизоляция из одного слоя рубероида;
6. стальной профилированный настил;
7. стальные прогоны пролетом 6м;
8. стальные фермы и связи.

Геометрическая схема стропильной фермы обычно задается руководителем проекта и будет рассмотрена ниже. Колонны здания принять ступенчатыми с верхней сплошной и нижней сквозной частями. Соединение ветвей нижней части колонны выполнить при помощи решетки из равнополочных уголков. Здание оборудовано двумя электромостовыми кранами грузоподъемностью 125/20тс, проводящими технологические и перегрузочные работы средней интенсивности.

Отметка головки кранового рельса 11м. Сопряжение колонны с фермой выполнить шарнирным. Класс бетона для фундаментов В25. Стены здания – самонесущие. Сталь для несущих конструкций здания принять самостоятельно по [6]. Объект нормального уровня ответственности. Здание строится на открытом участке местности.

2.2. Компоновка конструктивной схемы поперечной рамы

Компоновка поперечной рамы заключается в определении ее основных вертикальных и горизонтальных размеров. Они зависят от грузоподъемности кранов, типа стенового ограждения и т.п. На рисунке 2.1 показан фрагмент поперечной рамы с указанием основных размеров.

2.2.1. Вертикальные размеры рамы

Вертикальные габариты рамы зависят от технологических условий производства и определяются расстоянием от уровня пола до головки кранового рельса H_1 и расстоянием от головки кранового рельса до низа несущих конструкций покрытия H_2 . В сумме эти размеры составляют полезную высоту цеха от уровня пола до низа несущих конструкций покрытия H_0 .

$$H_2 \geq H_K + 100 + f,$$

где H_K – высота мостового крана на опоре, определяемая по ГОСТ или по таблице П.1 Приложения: $H_K = 4000$ мм;

$f = 200 \dots 400$ мм – размер, учитывающий прогиб конструкций покрытия, для пролетов от 24 до 36 м. Принимаем $f = 200$ мм.

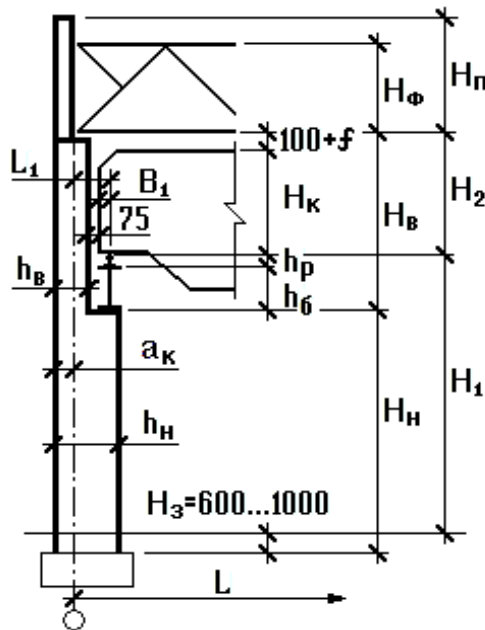


Рис. 2.1

100 мм – необходимый по технике безопасности зазор между краном и несущими конструкциями покрытия с учетом допусков на изготовление крана.

$$H_2 \geq 4000 + 100 + 200 = 4300 \text{ (мм)}.$$

По требованиям унификации размер H_2 увеличивается в большую сторону до кратности 200 мм:

$$H_2 = 4400 \text{ мм}.$$

Полезная высота цеха (от уровня пола до низа стропильных ферм)

$$H_0 = H_1 + H_2 = 11000 + 4400 = 15400 \text{ (мм)}.$$

С учетом стандартных размеров элементов стенового ограждения H_0 назначается кратным:

- а) 1,2 м при $H_0 < 10,8$ м;
- б) 1,8 м при $H_0 \geq 10,8$ м;
- в) 0,6 м при соответствующем обосновании.

Принимаем H_0 кратным 1,8м:

$$H_0 = 16200\text{мм.}$$

Если размер H_0 изменился, то необходимо увеличить H_1 , а H_2 оставить минимально необходимым.

$$H_1 = H_0 - H_2 = 16200 - 4400 = 11800 \text{ (мм).}$$

Высота верхней части колонны:

$$H_B = H_2 + h_6 + h_p,$$

где h_6 – высота подкрановой балки, $h_6 = 1000\text{мм}$ [5, с. 315];

h_p – высота подкранового рельса КР-120, $h_p = 170\text{мм}$ [5, с. 315]

$$H_B = 4400 + 1000 + 170 = 5570 \text{ (мм).}$$

Обычно H_B уточняется после расчета подкрановой балки, однако в рассматриваемом курсовом проекте такой расчет не выполняется, поэтому оставляем $H_B = 5570\text{мм}$.

Высота нижней части колонны $H_H = H_0 - H_B + H_3$, причем $H_3 = 600 \dots 1000\text{мм}$ – заглубление опорной плиты базы колонны ниже нулевой отметки. При грузоподъемности крана до 100тс H_3 обычно принимается 600мм, в остальных случаях – 1000мм.

$$H_H = 16200 - 5570 + 1000 = 11630 \text{ (мм).}$$

Общая высота колонны рамы от низа базы до низа ригеля

$$H = H_B + H_H = 5570 + 11630 = 17200 \text{ (мм).}$$

2.2.2. Горизонтальные размеры рамы

При определении горизонтальных размеров учитываются унифицированные привязки колонн a_k к разбивочным осям, требования прочности и жесткости, предъявляемые к колоннам, а также эксплуатационные условия.

Исходя из опыта проектирования, наружные грани колонн крайних рядов совмещают с продольными разбивочными осями, если в здании нет мостовых кранов, или последние имеют грузоподъемность до 30т включительно, при шаге колонн 6м и высоте от пола до низа несущих конструкций покрытия менее 16,2м.

Наружные грани крайних колонн смещают с продольных разбивочных осей на 250мм в зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 тонн включительно, при шаге колонн 6м и высоте от пола до низа несущих конструкций покрытия 16,2, 18 и 19,8м, а также при шаге колонн 12м и высоте от 8,4 до 18м. В прочих случаях следует использовать привязку 500мм.

Принимаем $a_k = 500\text{мм}$. Назначаем высоту сечения верхней части колонны (h_B) с учетом унифицированных привязок наружной грани колонны к разбивочной оси, а также типовых размеров ферм:

$$h_B = 450\text{мм при } a_k = 250\text{мм}, h_B = 700\text{мм при } a_k = 500\text{мм};$$

$h_B \geq H_B/12 = 5520/12 = 460\text{мм}$ (рекомендуемые требования жесткости).

Принимаем $h_B = 700\text{мм} > 460\text{мм}$.

$$L_1 \geq B_1 + (b_B - a_K) + 75\text{мм},$$

где B_1 – размер части кранового моста, выступающей за ось кранового рельса (см. таблицу П.1 Приложения), $B_1 = 400\text{мм}$;

75мм – минимальный зазор между краном и колонной согласно требованиям техники безопасности [3, с. 316];

$$L_1 \geq 400 + 700 - 500 + 75 = 675 \text{ (мм)}.$$

Поскольку пролеты кранов кратны 500мм, размер L_1 должен быть кратным 250мм с округлением в большую сторону:

$$L_1 = 750\text{мм}.$$

Высота сечения нижней части колонны

$$h_H = L_1 + a_K = 750 + 500 = 1250 \text{ (мм)}.$$

По рекомендуемым требованиям жесткости высота сечения нижней части колонны

$$h_H \geq H_H/20 = 11630/20 = 582 \text{ (мм)}.$$

$$h_H = 1250\text{мм} > 582\text{мм}.$$

2.2.3. Прочие размеры

Высоту ригеля рамы (стропильной фермы) принимаем в соответствии с [3, рис. 11.3] – $H_\phi = 3150\text{мм}$ по обушкам поясов, а полную высоту покрытия с учетом фермы и кровли – $H_\pi = 3500\text{мм}$.

Пролет мостового крана получается равным:

$$L_K = L - 2L_1 = 24000 - 2 \cdot 750 = 22500 \text{ (мм)}.$$

Расстояние между центрами тяжести сечений верхней и нижней частей колонны

$$e \approx (0,45 \dots 0,55)h_H - 0,5h_B = 0,5 \cdot 1250 - 0,5 \cdot 700 = 275 \text{ (мм)}.$$

Расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести нижней части колонны.

$$e_K \approx 0,5h_H = 0,5 \cdot 1250 = 625 \text{ (мм)}.$$

2.3. Сбор нагрузок на поперечную раму

Нагрузки на раму определяются на основании СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» [7]. Согласно п.п.5.1 и 5.2 этого свода правил различают постоянные P_d и временные P_t нагрузки. В нашем случае к постоянным нагрузкам, действующим на раму, следует отнести собственный вес конструкций покрытия, а к временным – технологическую (крановую), снеговую и ветровую нагрузки.

2.3.1. Постоянная нагрузка

Нагрузка на 1 м^2 покрытия обычно подсчитывается в табличной форме на основании задания и принятого конструктивного решения. В Приложении приводятся справочные данные по нагрузкам и коэффициентам надежности по нагрузке γ_f для различных несущих и ограждающих элементов покрытия. Сбор нагрузок на ригель рамы для рассматриваемого примера представлен в таблице 2.1. При этом нагрузка от конструктивных элементов, не рассчитываемых в курсовом проекте, принимается ориентировочно.

Таблица 2.1

№ п/п	Наименование нагрузки	ρ_{d1}^n , кПа	γ_f	ρ_{d1} , кПа
1.	Защитный слой из гравия, втопленного в битумную мастику	0,4	1,3	0,52
2.	Гидроизоляционный четырехслойный рубероидный ковер	0,2	1,3	0,26
3.	Асфальтовая или цементная стяжка $t=20\text{ мм}$	0,4	1,3	0,52
4.	Утеплитель – пенопласт $\gamma=0,5 \text{ кН/м}^3$, $t=100\text{ мм}$	0,05	1,2	0,06
5.	Пароизоляция из одного слоя рубероида	0,05	1,3	0,065
6.	Стальной профнастил	0,15	1,05	0,158
7.	Стальные прогоны	0,05	1,05	0,053
8.	Стропильные фермы и связи	0,3	1,05	0,32
ИТОГО:		43		2,0

Погонная расчетная нагрузка на ригель рамы

$$\rho_d = \gamma_n \cdot \rho_{d1} \cdot B = 1,0 \cdot 2,0 \cdot 6 = 12,0 \text{ (кН/м)};$$

здесь $\gamma_n = 1,0$ – коэффициент надежности по ответственности (п. 7, статьи 16 [8]);

$B = 6\text{ м}$ – продольный шаг рам.

2.3.2. Снеговая нагрузка

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле (10.1) [7]:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g,$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с п.10.5 [7];

c_t – термический коэффициент, согласно п.10.10 [7];

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, назначаемый по п.10.4 [7];

S_g – вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, определяемый в соответствии с п.10.2 [7].

Для пологих (с уклонами до 12 % или с $f/l \leq 0,05$) покрытий однопролетных и многопролетных, проектируемых на местности типов А или В и имеющих характерный размер в плане не более 100 м (см. схемы [Б.1](#), [Б.2](#), [Б.5](#) и [Б.6](#) приложения Б [7]), коэффициент сноса снега определяется по формуле

$$c_e = (1,2 - 0,4\sqrt{k})(0,8 + 0,002l_c),$$

где k – находится по таблице 11.2 [7];

$$l_c = 2b - \frac{b^2}{l} = 2 \cdot 24 - \frac{24^2}{96} = 42 \text{ (м)}$$

– характерный размер покрытия, принимаемый не более 100 м, $b=24\text{ м}$.

Проектируемое однопролетное здание имеет пологое покрытие без фонаря и ему соответствует схема 1 приложения Б [7]. В связи с тем, что здание строится на открытом участке, местность относится к типу «А» по п. 11.1.6 [7], а высота здания от уровня земли до верха покрытия составляет $17200 - 1000 + 3500 = 19700\text{ мм}$, поэтому из таблицы 11.2 [7] по интерполяции получаем $k=1,24$, тогда

$$c_e = (1,2 - 0,4\sqrt{k})(0,8 + 0,002l_c) = (1,2 - 0,4 \cdot \sqrt{1,24})(0,8 + 0,002 \cdot 42) = 0,667.$$

Термический коэффициент c_t следует применять для учета понижения снеговых нагрузок на покрытия с высоким коэффициентом теплопередачи (более $1 \text{ Вт}/(\text{м}^2\text{°С})$) вследствие таяния, вызванного потерей тепла. В рассматриваемом случае при наличии утеплителя в кровле таяния снега не ожидается, поэтому $c_t = 1,0$.

Коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие по схеме 1 приложения Б [7] $\mu=1$.

Ростов-на-Дону находится во втором снеговом районе по карте 1 Приложения Е [7], поэтому по таблице 10.1 [7] получаем $S_g=1,0$ кПа, тогда

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,667 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,0 = 0,667 \text{ (кПа)}.$$

Согласно п.10.12 [7], коэффициент надежности по снеговой нагрузке $\gamma_f = 1,4$, поэтому погонная расчетная снеговая нагрузка

$$p_{11} = S_0 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot B = 0,667 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot 6 = 5,60 \text{ (кН/м)}.$$

2.3.3. Ветровая нагрузка

В соответствии с требованиями главы 11 [7] для зданий и сооружений необходимо учитывать следующие воздействия ветра:

- а) основной тип ветровой нагрузки (в дальнейшем – «ветровая нагрузка»);
- б) пиковые значения ветровой нагрузки, действующие на конструктивные элементы ограждения и элементы их крепления;
- в) резонансное вихревое возбуждение;
- г) аэродинамические неустойчивые колебания типа галопирования, дивергенции и флаттера.

Резонансное вихревое возбуждение и аэродинамические неустойчивые колебания типа галопирования необходимо учитывать для зданий и сплошностенчатых сооружений, у которых $h/d > 10$, где h – высота, d – характерный поперечный размер. В курсовом проекте не выполняется проектирование элементов ограждения и их крепления, поэтому далее рассматривается только основной тип ветровой нагрузки.

Согласно п.11.1.2 [7] нормативное значение ветровой нагрузки w следует определять как сумму средней w_m и пульсационной w_p составляющих.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m в зависимости от эквивалентной высоты z_e над поверхностью земли следует определять по формуле (11.2) [7]

$$w_m = w_0 k(z_e) c,$$

где w_0 – нормативное, значение ветрового давления,

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты z_e и определяемый по таблице 11.2 или по формуле (11.4) [7] в зависимости от типа местности;

c – аэродинамический коэффициент, определяемый по приложению В.1 [7].

Нормативное значение ветрового давления w_0 принимается в зависимости от ветрового района по таблице 11.1 [7]. Ростов-на-Дону находится в третьем ветровом районе по картам 3 Приложения Е [7], поэтому из таблицы 11.1 имеем $w_0=0,38$ кПа.

Эквивалентная высота z_e определяется по п.11.1.5 [7] следующим образом.

1. Для башенных сооружений, мачт, труб и т.п. сооружений $z_e = z$.

2. Для зданий:

а) при $h \leq d \rightarrow z_e = h$;

б) при $d < h \leq 2d$:

для $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$;

для $0 < z < h - d \rightarrow z_e = d$;

в) при $h > 2d$:

для $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$;

для $d < z < h - d \rightarrow z_e = z$;

для $0 < z \leq d \rightarrow z_e = d$.

Здесь z – высота от поверхности земли;

d – размер здания (без учета его стилобатной части) в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра (поперечный размер);

h – высота здания.

В рассматриваемом случае высота здания от уровня земли до верха покрытия $h = 19,70$ м, а длина здания по заданию $d = 96$ м, поэтому $z_e = h$ и по таблице 11.2 [7] для типа местности «А» находим по интерполяции $k(19,7) = 1,24$. Нам понадобятся также значения последнего коэффициента на уровне верха колонны и на высоте 10 м от уровня пола – $k(16,2) = 1,16$, $k(10,0) = 1,0$.

Согласно приложению В.1.2 [7], для наветренной стороны здания $c = 0,8$, а для подветренной стороны – $c' = -0,5$.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m на высотах 19,7, 16,2 и 10,0 м оказывается равным:

- для наветренной стороны здания $w_{m19,7} = 0,38 \cdot 1,24 \cdot 0,8 = 0,377$ (кПа),

$$w_{m16,2} = 0,38 \cdot 1,16 \cdot 0,8 = 0,353 \text{ (кПа),}$$

$$w_{m10,0} = 0,38 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 0,304 \text{ (кПа),}$$

- для подветренной стороны – $w'_{m19,7} = 0,38 \cdot 1,24 \cdot (-0,5) = -0,236$ (кПа),

$$w'_{m16,2} = 0,38 \cdot 1,16 \cdot (-0,5) = -0,220 \text{ (кПа),}$$

$$w'_{m10,0} = 0,38 \cdot 1,0 \cdot (-0,5) = -0,190 \text{ (кПа).}$$

Согласно примечанию к п.11.1.8 [7] при расчете одноэтажных производственных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5 (в нашем случае $19,7 / 24 = 0,82 < 1,5$), размещаемых в местностях типа «А» и «В», пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается определять по формуле (11.5) [7]:

$$w_p = w_m \zeta(z_e) \nu,$$

где w_m определено выше,

$\zeta(z_e)$ – коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по таблице 11.4 или формуле (11.6) [7] для эквивалентной высоты z_e , $\zeta(19,7) = 0,692$, $\zeta(16,2) = 0,717$, $\zeta(10,0) = 0,76$,

ν – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра (см. п.11.1.11 [7]). По таблице 11.7 [7] находим значения коэффициентов ρ и χ для расчетной поверхности, параллельной основной координатной плоскости z_{0y} (рис. 11.2 [7]): $\rho = B = 6$ м – шаг колонн, поскольку расчетная поверхность включает в себя те части наветренных и подветренных поверхностей, боковых стен, кровли и подобных конструкций, с которых давление ветра передается на рассчитываемый элемент сооружения; $\chi = h = 19,7$ м. По таблице 11.6, интерполируя, находим $i_{19,7} = 0,836$, $i_{16,2} = 0,845$, $i_{10,0} = 0,864$.

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки w_p оказывается равной:

- для наветренной стороны здания

$$w_{p19,7} = 0,377 \cdot 0,692 \cdot 0,836 = 0,218 \text{ (кПа)},$$

$$w_{p16,2} = 0,353 \cdot 0,717 \cdot 0,845 = 0,214 \text{ (кПа)},$$

$$w_{p10,0} = 0,304 \cdot 0,76 \cdot 0,864 = 0,200 \text{ (кПа)},$$

- для подветренной стороны –

$$w'_{p19,7} = (-0,236) \cdot 0,692 \cdot 0,836 = -0,137 \text{ (кПа)},$$

$$w'_{p16,2} = (-0,220) \cdot 0,717 \cdot 0,845 = -0,133 \text{ (кПа)},$$

$$w'_{p10,0} = (-0,190) \cdot 0,76 \cdot 0,864 = -0,125 \text{ (кПа)},$$

Нормативное значение ветровой нагрузки w :

- для наветренной стороны здания $w_{19,7} = 0,377 + 0,218 = 0,595$ (кПа),

$$w_{16,2} = 0,353 + 0,214 = 0,567 \text{ (кПа)},$$

$$w_{10,0} = 0,304 + 0,200 = 0,504 \text{ (кПа)},$$

- для подветренной стороны – $w'_{19,7} = (-0,236) + (-0,137) = -0,373$ (кПа),

$$w'_{16,2} = (-0,220) + (-0,133) = -0,353 \text{ (кПа)},$$

$$w'_{10,0} = (-0,190) + (-0,125) = -0,315 \text{ (кПа)}.$$

Расчетная погонная ветровая нагрузка находится по формуле

$$p_{l2} = w \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot B,$$

причем, согласно п.11 [7], коэффициент надежности по нагрузке для ветровой нагрузки $\gamma_f = 1,4$, поэтому

- для наветренной стороны здания

$$p_{l2, 19.7} = 0,595 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 6 = 4,998 \text{ (кН/м)},$$

$$p_{l2, 16.2} = 0,567 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 6 = 4,763 \text{ (кН/м)},$$

$$p_{l2, 10.0} = 0,504 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 6 = 4,234 \text{ (кН/м)},$$

- для подветренной стороны –

$$p'_{l2, 19.7} = (-0,373) \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 6 = -3,133 \text{ (кН/м)},$$

$$p'_{l2, 16.2} = (-0,353) \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 6 = -2,965 \text{ (кН/м)},$$

$$p'_{l2, 10.0} = (-0,315) \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 6 = -2,646 \text{ (кН/м)}.$$

База колонны поперечной рамы расположена ниже уровня земли, а ветровая нагрузка действует только в надземной части. Для упрощения расчета фактическая эпюра ветрового давления заменяется равномерно распределенной по всей высоте колонны, эквивалентной по величине изгибающего момента в заделке. Запишем выражения для изгибающего момента в заделке колонны с учетом обозначений рис. 2.2:

- момент от нагрузки на надземную часть колонны:

$$\begin{aligned} M &= p_{l2,10.0} \cdot (H_1 + H_2) \cdot \left(\frac{H_1 + H_2}{2} + H_3 \right) + (p_{l2,16.2} - p_{l2,10.0}) \cdot \frac{H_1 + H_2 - 10,0}{2} \cdot \\ &\cdot \left[H_1 + H_2 + H_3 - \frac{1}{3}(H_1 + H_2 - 10,0) \right] = p_{l2,10.0} \cdot (11,8 + 4,4) \cdot \left(\frac{11,8 + 4,4}{2} + 1,0 \right) + \\ &+ (p_{l2,16.2} - p_{l2,10.0}) \cdot \frac{11,8 + 4,4 - 10,0}{2} \cdot \left[11,8 + 4,4 + 1,0 - \frac{1}{3}(11,8 + 4,4 - 10,0) \right] = \\ &= 147,420 \cdot p_{l2,10.0} + 46,913 \cdot (p_{l2,16.2} - p_{l2,10.0}) = 46,913 \cdot p_{l2,16.2} + 100,507 \cdot p_{l2,10.0}; \end{aligned}$$

- момент от нагрузки на всю колонну:

$$\begin{aligned} M &= p_{l2,эkv} \cdot \frac{(H_1 + H_2 + H_3)^2}{2} = \\ &= p_{l2,эkv} \cdot \frac{(11,8 + 4,4 + 1,0)^2}{2} = 147,920 \cdot p_{l2,эkv}. \end{aligned}$$

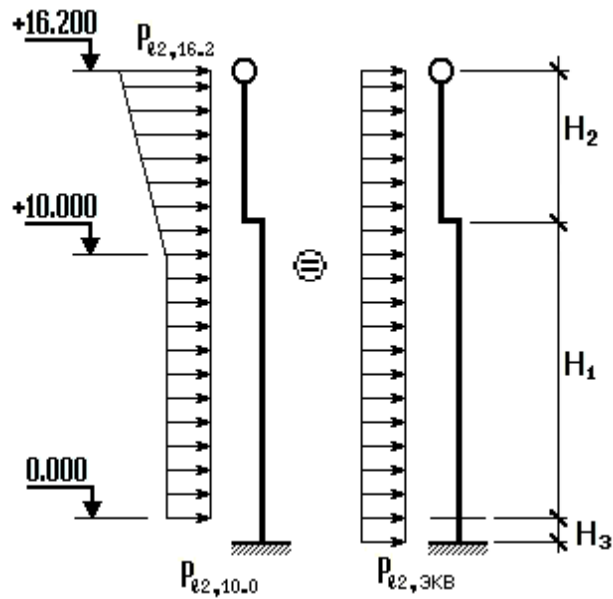


Рис. 2.2

Приравнивая два последних результата, находим величину эквивалентной распределенной ветровой нагрузки на колонну
 - для наветренной стороны здания

$$P_{l2,эKB} = (46,913 \cdot 4,763 + 100,507 \cdot 4,234) / 147,92 = 4,387 \text{ (кН/м)},$$

- для подветренной стороны

$$P'_{l2,эKB} = [46,913 \cdot (-2,965) + 100,507 \cdot (-2,646)] / 147,92 = 2,738 \text{ (кН/м)}.$$

Помимо распределенной ветровой нагрузки на колонны здания следует учесть давление ветра на боковые плоскости покрытия (шатер). Это давление обычно прикладывается в уровне нижних поясов стропильных ферм в виде сосредоточенных сил. Значение величины давления ветра на шатер с наветренной стороны равно площади части фактической эпюры ветрового давления ограниченной отметками низа стропильной фермы (+16.200) и верха (+19.700) покрытия:

- для наветренной стороны здания

$$P_{l2} = \frac{4,998 + 4,763}{2} \cdot (19,7 - 16,2) = 17,082 \text{ (кН)},$$

- для подветренной стороны

$$P'_{l2} = \frac{(-3,133) + (-2,965)}{2} \cdot (19,7 - 16,2) = -10,672 \text{ (кН)}.$$

2.3.4. Нагрузка от мостовых кранов

Поскольку, согласно заданию на курсовой проект, проектируется здание механо-сборочного цеха, в котором краны проводят технологические и перегрузочные работы средней интенсивности, по таблице А.1 приложения А [7] режим их работы 5К. Согласно п. 9.13 [7] вертикальные нагрузки при расчете прочности и устойчивости рам, колонн, фундаментов, а также оснований в зданиях с мостовыми кранами следует принимать не более чем от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов.

Расчетное вертикальное давление двух сближенных кранов на колонну, к которой приближены тележки с грузом.

$$D_{\max} = \gamma_n (\gamma_f \cdot \psi_l \cdot \sum F_{K_{i\max}} \cdot y_i + \gamma_{fg} \cdot G_{n\delta}),$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке для крановой нагрузки, $\gamma_f = 1,2$ ([7], п. 9.8);

$\psi_l = 0,85$ – коэффициент сочетаний для крановой нагрузки ([7], п. 9.18);

γ_{fg} – коэффициент надежности по нагрузке для постоянной нагрузки от собственного веса подкрановых конструкций, $\gamma_{fg} = 1,05$ ([7], табл. 7.1);

$F_{K_{i\max}}$ – нормативное максимальное вертикальное давление колеса крана на путь (Приложение, таблица П.1). В проекте допускается принимать среднее значение.

$$F_{K, \max} = (F_{K1, \max} + F_{K2, \max})/2,$$

$$F_{K, \max} = 500 \text{ кН (Приложение, таблица П.1);}$$

$G_{n\delta}$ – ориентировочная нормативная нагрузка от собственного веса подкрановой балки, которая условно включена во временную крановую нагрузку.

$$G_{n\delta} \approx 0,3(\text{кПа}) \cdot B \cdot L/2 = 0,3 \cdot 6 \cdot 24/2 = 21,6 \text{ (кН);}$$

y_i – ординаты линии влияния опорного давления подкрановых балок на колонну.

Два сближенных крана устанавливаются на подкрановых балках относительно расчетной рамы таким образом, чтобы значение $F_{K_{\max}} \cdot \sum y_i$ было наибольшим. Обычно это имеет место в случае, когда крайнее колесо одного крана расположено по оси рассматриваемой рамы (рис. 2.3).

$$D_{\max} = 1,0 \cdot (1,2 \cdot 0,85 \cdot 500 \cdot 2,784 + 1,05 \cdot 21,6) = 1443 \text{ (кН).}$$

Нормативное минимальное давление колеса крана на путь ([3], с.342):

$$F_{\min} = \frac{9,8Q + G_k}{n_0} - F_{K, \max} = \frac{9,8 \cdot 125 + 1350}{4} - 500 = 144 \text{ (кН), тогда}$$

$$D_{\min} = 1,0 \cdot (1,2 \cdot 0,85 \cdot 144 \cdot 2,784 + 1,05 \cdot 21,6) = 431,6 \text{ (кН), причем}$$

$n_0 = 4$ – число колес с одной стороны крана;

Q – грузоподъемность крана (по основному крюку) в тс;

G_k – вес крана в кН.

D_{min} определяется по той же формуле, что и D_{max} , но с заменой F_{Kmax} на F_{min} . В соответствии с п.9.4 [7] нормативное значение горизонтальной нагрузки T_K^n , направленной поперек кранового пути и вызываемой торможением тележки, для кранов с гибким подвесом груза следует принимать равным 0,05 суммы подъемной силы крана и веса тележки. Эту нагрузку следует учитывать при расчете поперечных рам зданий и балок крановых путей. При этом принимается, что нагрузка передается на одну сторону (балку) кранового пути, распределяется поровну между всеми опирающимися на путь колесами крана и может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета.

$$T_K^n = 0,05 \cdot (9,8 \cdot Q + G_T) / n_0.$$

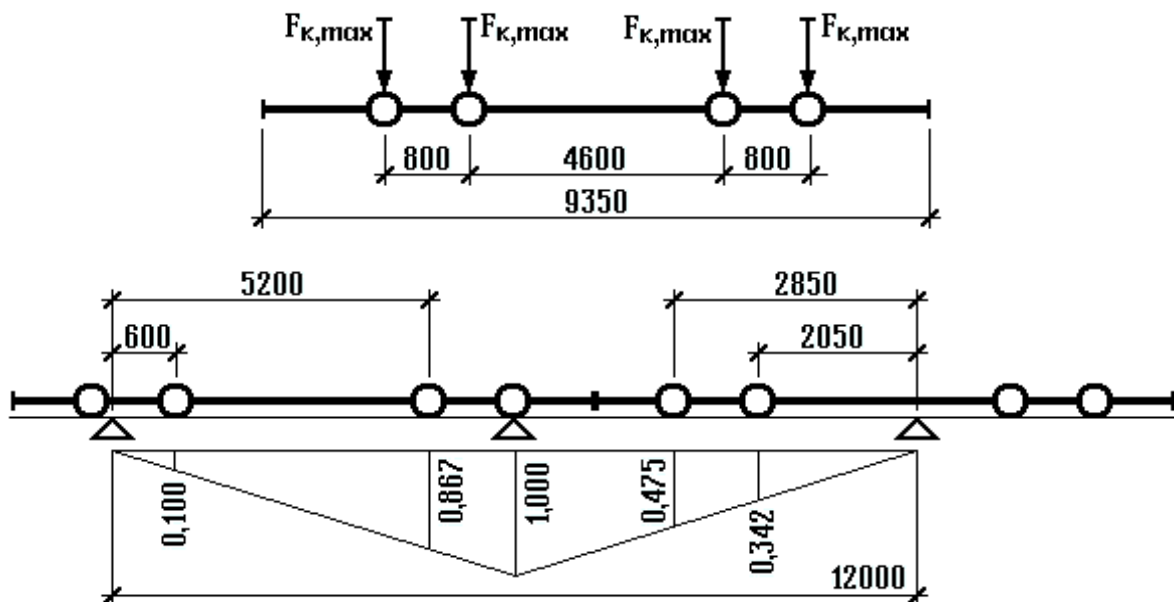


Рис. 2.3

$G_T = 430 \text{ кН}$ – собственный вес тележки (Приложение, таблица П.1).

$$T_K^n = 0,05 \cdot (9,8 \cdot 125 + 430) / 4 = 20,69 \text{ (кН)}.$$

Расчетное горизонтальное давление мостовых кранов на колонну:

$$T = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot T_K^n \cdot \sum_i y_i = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,85 \cdot 20,69 \cdot 2,784 = 58,75 \text{ (кН)}.$$

Согласно п.9.6 [7] горизонтальные нагрузки от торможения моста и тележки крана считаются приложенными в месте контакта ходовых колес крана с рельсом. В курсовом

проекте для упрощения расчета допускается прикладывать давление T на уровне уступа в месте изменения сечения колонны.

После окончания сбора нагрузок целесообразно изобразить расчетную схему рамы с действующими на нее нагрузками (рисунок 2.4).

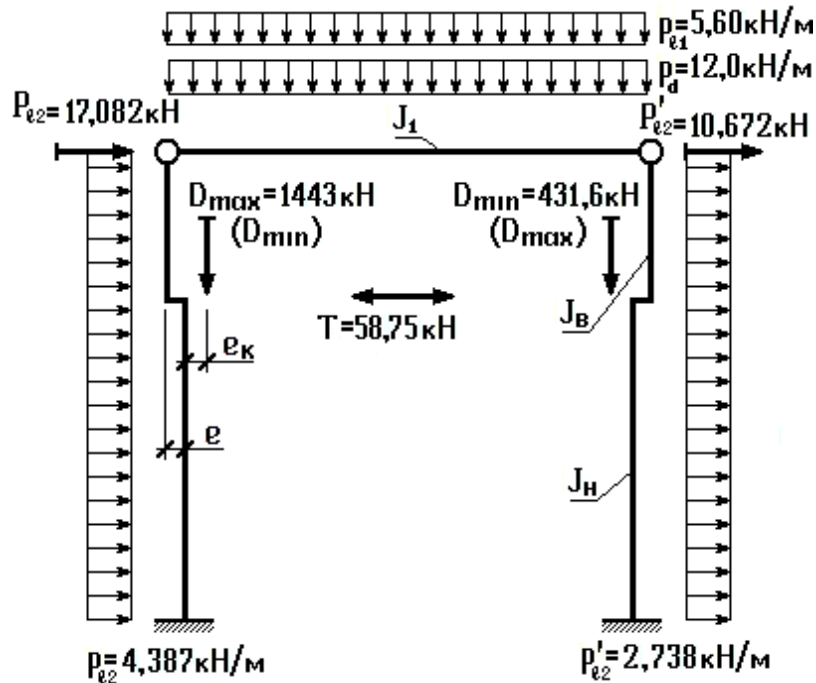


Рис. 2.4

2.4. Статический расчет поперечной рамы

Определение усилий в элементах рамы является задачей строительной механики, поэтому подробный расчет в примере не производится. Тем не менее, следует отметить, что он может быть выполнен различными способами – аналитически или при помощи персонального компьютера. Известно большое количество всевозможных программ статического расчета рам. В рамках настоящего учебного пособия остановимся подробнее на программе RAMA, разработанной на кафедре металлических, деревянных и пластмассовых конструкций Ростовского ГСУ. Указанная программа дает возможность не только выполнить расчет рамы на отдельные загрузки, но и получить сочетания усилий, возникающих в колонне поперечной рамы от различных нагрузок. Результаты работы программы выдаются в виде таблиц, из которых впоследствии самостоятельно производится выбор расчетных сочетаний усилий. Для работы с программой предварительно необходимо подготовить 18 исходных данных (единицы измерения – кН и м). Ниже эти данные приводятся для рассматриваемого примера:

1. Фамилия студента и номер группы	ИвановА. П-445
2. Пролет рамы	24
3. Высота надкрановой части колонны	5,57
4. Высота подкрановой части колонны	11,63
5. Расстояние между центрами тяжести сечений верхней и нижней частей колонны (e)	0,275
6. Расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести нижней части колонны (e_k)	0,625
7. Предполагаемое соотношение моментов инерции сечений нижней и верхней частей колонны	10
8. Интенсивность постоянной нагрузки на ригель	12,0
9. Интенсивность снеговой нагрузки на ригель	5,60
10. Активное ветровое давление на колонну	4,387
11. Пассивное ветровое давление на колонну	2,738
12. Активное ветровое давление на шатер	17,082
13. Пассивное ветровое давление на шатер	10,672
14. Максимальное давление крана на колонну	1443
15. Минимальное давление крана на колонну	431,6
16. Сосредоточенная сила от торможения крана	58,75
17. Коэффициент пространственной жесткости каркаса	0,440
18. Высота сечения нижней части колонны	1,25

Среди представленных выше данных имеются две величины, требующие пояснения. Очевидно, что жесткости верхней и нижней частей ступенчатой колонны будут различными. Их фактическое соотношение оказывает влияние на распределение усилий, возникающих в колонне. Поэтому для получения реальных результатов необходимо ввести предполагаемое соотношение моментов инерции сечений нижней и верхней частей колонны. Обычно оно принимается в пределах 6 – 10. В реальном проектировании после подбора сечения колонны определяется фактическое соотношение жесткостей, и при необходимости расчет повторяется.

При действии крановых нагрузок в работу включается не только рассматриваемая рама, но и соседние. Это приводит к тому, что фактические величины крановых нагрузок оказываются меньше расчетных. Степень влияния соседних рам учитывается введением коэффициента пространственной жесткости каркаса, который зависит от продольного шага колонн, грузоподъемности кранов и количества поперечных рам в здании. В Приложении приводится таблица П.2, при помощи которой возможно отыскать величину коэффициента пространственной жесткости.

Распечатка результатов статического расчета поперечной рамы имеется в Приложении. Она состоит из трех страниц, на которых соответственно приводятся расчетная схема колонны, таблицы с результатами расчета рамы на отдельные загрузки и сочетаний нагрузок. Из последней таблицы и выбираются расчетные сочетания усилий.

При определении расчетной комбинации усилий M и N для подбора симметричного сечения сплошной верхней части колонны необходимо из вариантов комбинаций усилий от отдельных сочетаний нагрузок в сечении «СВ» колонны выбрать наиболее благоприятное.

В процессе отыскания расчетной комбинации усилий M и N для подбора сечения подкрановой ветви необходимо из вариантов комбинаций усилий от различных сочетаний нагрузок в сечениях «СА» и «А» колонны выбрать наихудшую комбинацию с отрицательным моментом ($-M$), а для шатровой ветви – с положительным ($+M$).

Если при выборе наихудшей неблагоприятной комбинации усилий из возможных вариантов возникает затруднение, то в курсовом проекте допускается принимать вариант с наибольшим значением $N_{усл.}$:

$$N_{усл} = \frac{|N|}{2} + \frac{|M|}{b_g};$$

- для верхней части колонны

$$N_{усл} = \frac{|N|}{2} + \frac{|M|}{b_H}$$

- для нижней части – (для $-M$ и $+M$)

Результаты расчетных комбинаций усилий для расчета колонны целесообразно оформить в виде таблицы 2.3.

Дальнейший расчет поперечной рамы может вестись параллельно по двум направлениям – проектирование стропильной фермы и расчет колонны. Студент самостоятельно должен выбрать порядок следования указанных разделов в пояснительной записке. Наиболее удобным представляется вариант, когда первым все-таки идет расчет фермы, поскольку он начинается с определения усилий в ее элементах, и, таким образом, статические расчеты как бы объединяются в единую часть. При работе над настоящим учебным пособием авторы придерживались именно такого варианта.

Таблица 2.3

Верхняя надкрановая часть	Нижняя подкрановая часть	
	Подкрановая ветвь (-M)	Шатровая ветвь (+M)
$\begin{cases} N_g = 197,1 \text{ кН} \\ M_g = 525,8 \text{ кНм} \end{cases}$ $N_{B \max} = 201,4 \text{ кН}$ (сечение СВ) $Q_B = 103,2 \text{ кН}$	$\begin{cases} N_H = 1496 \text{ кН} \\ M_H = -1477 \text{ кНм} \end{cases}$	$\begin{cases} N'_H = 1496 \text{ кН} \\ M_H = 1207 \text{ кНм} \end{cases}$
	$Q_H = 170,9 \text{ кН}$ $N_{H \max} \text{ (сечение СА)} = 1587 \text{ кН}$	
Примечание: Выбор расчетных комбинаций усилий желательно согласовать с руководителем проекта во избежание последующих грубых ошибок.		

$$P = P_d + \psi_{I1} \cdot P_{I1} = 36,0 + 1,0 \cdot 16,8 = 52,8 \text{ (кН)}.$$

Крайние узловые силы, равные $P/2$, в рассматриваемом случае приложены к специальным отпавочным маркам – опорным стойкам СО-1 и в расчете не учитываются.

Отметим, что мы ограничились определением узловой нагрузки для рядовых ферм. Фермы, поставленные в торцах здания, будут нагружены примерно вдвое меньше, чем рядовые. Однако, в целях унификации, все фермы обычно делают одинаковыми и рассчитывают по наибольшим нагрузкам.

Расчетная схема фермы определяется ее конструктивной схемой с учетом всех основных факторов, влияющих на напряженно-деформированное состояние, и существенно зависит от опыта и интуиции инженера. Однако легкие стропильные фермы являются достаточно хорошо изученными объектами, и определение их расчетных схем выполняется с учетом традиционных допущений. Считается, что:

- а) оси прямолинейных стержневых элементов в узлах пересекаются в одной точке;
- б) конструктивное решение сопряжения стержневых элементов в узлах соответствует шарнирному;
- в) одна из опор фермы является шарнирно-неподвижной, а вторая – шарнирно-подвижной;
- г) сосредоточенная нагрузка действует на узлы верхнего пояса центрально;
- д) уклон поясов мал (1,5%) и им можно пренебречь;
- е) крайние элементы верхнего пояса и шпренгели не рассматриваются;
- ж) материал стержней (сталь) работает в упругой стадии.

Таким образом, в силу принятых допущений, имеем классическую шарнирно-стержневую, а в нашем случае еще и статически определимую систему, элементы которой работают исключительно на центральное растяжение, либо сжатие.

Определение усилий в элементах подобной системы не представляет больших затруднений. Их можно отыскать различными методами (вырезания узлов, моментной точки, методом сечений, по диаграмме Максвелла-Кремоны, при помощи компьютерных программ и т.п.). В Приложении к настоящему пособию приводятся таблицы с усилиями в элементах типовых стропильных ферм от единичных сосредоточенных сил в узлах верхнего пояса на всем пролете и его половине. Умножая данные таблиц на величину расчетной узловой нагрузки, легко получить фактические величины усилий в элементах ферм.

На рисунке 2.6 показана расчетная схема фермы пролетом 24м, а в таблице 2.4 выполнено определение усилий в ее элементах.

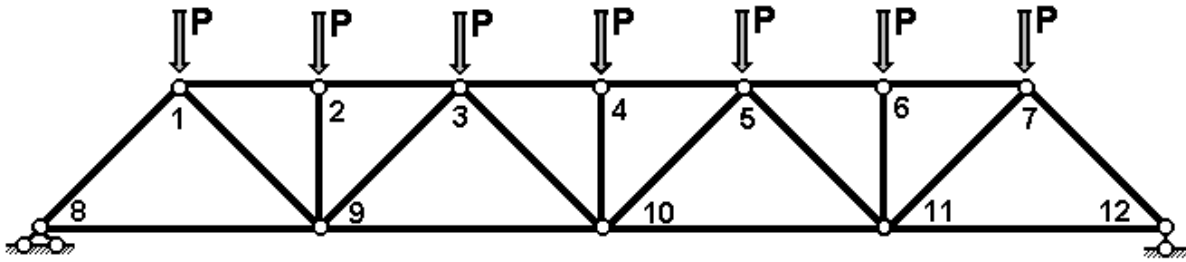


Рис. 2.6

Таблица 2.4

Стержень	Усилия, кН		Стержень	Усилия, кН	
	при P=1	при P=52,8		при P=1	при P=52,8
1-2	-6,000	-316,8	1-8	-4,950	-261,4
2-3	-6,000	-316,8	1-9	3,536	186,7
3-4	-8,000	-422,4	2-9	-1,000	-52,8
4-5	-8,000	-422,4	3-9	-2,121	-111,99
5-6	-6,000	-316,8	3-10	0,707	37,3
6-7	-6,000	-316,8	4-10	-1,000	-52,8
8-9	3,500	184,8	5-10	0,707	37,3
9-10	7,500	396,0	5-11	-2,121	-111,99
10-11	7,500	396,0	6-11	-1,000	-52,8
11-12	3,500	184,8	7-11	3,536	186,7
			7-12	-4,950	-261,4

2.6. Подбор сечений элементов фермы

Подбор сечений центрально нагруженных элементов выполняется в соответствии с требованиями [6]. Для этого необходимо предварительно задаться типом поперечного сечения элементов фермы и определить расчетные длины последних.

Элементы поясов и решетки будем проектировать из спаренных уголков по ГОСТ 8509 и ГОСТ 8510 ([3], с. 380-387). При выборе типа сечения конкретно для каждого элемента следовало бы руководствоваться рекомендациями ([3], с. 271-273), однако, в связи с малой номенклатурой неравнополочных уголков в сокращенном сортаменте, целесообразно отказаться от их использования при подборе сечений.

Расчетные длины в плоскости фермы – $l_{ef,x}$ и из плоскости фермы – $l_{ef,y}$ плоских стержневых систем определяют в соответствии с разделом 10.1 и табл. 24 [6]. Для определения $l_{ef,y}$ элементов пояса, необходимо выбрать схемы расположения горизонтальных связей между фермами в плоскостях верхних и нижних поясов, например, с помощью ([3], рис. 11.13, с. 325). Для рассматриваемого случая примем схемы связей, представленные на рис. 11.13,б в [3]. В таблице 2.5 приводятся геометрические и расчетные длины элементов стропильной фермы для принятых типов поперечных сечений и связей.

Расчет элементов ферм на прочность при растяжении выполняют по формуле (5) [6]:

$$\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_C} \leq 1,$$

где N – максимальное растягивающее усилие в элементе, кН;

A_n – площадь поперечного сечения (нетто), см²;

γ_C – коэффициент условий работы, который принимают по [6], табл. 1.

Таблица 2.5

Элемент фермы	Геометрическая длина, $l_{геом}$, м	Расчетные длины, м	
		$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$
Верхний пояс	3	$l_{ef,x} = l_{геом} = 3$	$l_{ef,y} = l_{геом} = 3$
Нижний пояс	6	$l_{ef,x} = l_{геом} = 6$	$l_{ef,y} = 2l_{геом} = 12$
Опорный раскос	4,24	$l_{ef,x} = 0,5l_{геом} = 2,12$	$l_{ef,y} = l_{геом} = 4,24$
Стойки	3	$l_{ef,x} = 0,8l_{геом} = 2,4$	$l_{ef,y} = l_{геом} = 3$
Сжатые раскосы	4,24	$l_{ef,x} = 0,8l_{геом} = 3,39$	$l_{ef,y} = l_{геом} = 4,24$
Растянутые раскосы	4,24	$l_{ef,x} = 0,8l_{геом} = 3,39$	$l_{ef,y} = l_{геом} = 4,24$

Расчет на устойчивость центрально-сжатых элементов следует выполнять по формуле (7) [6]:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_C} \leq 1,$$

где N – максимальное сжимающее усилие, кН;

A – площадь поперечного сечения (брутто);

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. Д.1 или формуле (8) [6] в зависимости от типа сечения, гибкости элемента λ и расчетного сопротивления R_y стали, из которой он изготовлен.

Порядок подбора сечений сжатых и растянутых элементов легких ферм приведен в [3], с. 279 – 281. Если стержень имеет нулевое либо незначительное усилие, то подбор его сечения следует выполнять по предельной гибкости ([3], с. 283), величины которых приведены в табл. 32 и 33 [6].

Если при подборе сечения сжатых элементов решетки кроме опорного раскоса их гибкость оказывается больше 60, то коэффициент условий работы γ_C следует принимать равным 0,8 ([6], табл. 1, п.4).

В качестве примера выполним подбор сечения сжатого пояса. Максимальное расчетное усилие $N=422,4$ кН. Для изготовления элементов фермы принимаем сталь С245

по ГОСТ 27772. Соответствующие расчетные сопротивления определены по табл. В.5 [6] и приведены в таблице 2.6.

Таблица 2.6

Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление проката, Н/мм ²		Расчетное сопротивление проката, Н/мм ²	
	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
От 4 до 20	245	370	240	360
Св. 20 до 40	235	370	230	360

Сопряжения стержней проектируемых ферм выполняются посредством листовых фасонки, от толщины которых зависят радиусы инерции элементов из спаренных уголков. Толщину фасонки допускается назначать приближенно по максимальному усилию в стержнях решетки, в соответствии с табл. 9.2 [3]. В рассматриваемом случае $t_{\phi}=10$ мм.

Предварительно задаемся коэффициентом продольного изгиба $\varphi=0,6$. Тогда требуемая площадь поперечного сечения

$$A_{mp} = \frac{422,4}{0,6 \cdot 24 \cdot 1,0} = 29,33(\text{см}^2).$$

По сортаменту принимаем 2 L 110x8 с площадью $A=34,4\text{см}^2$ и радиусами инерции:

- в плоскости фермы $i_x=3,39\text{см}$,

- из плоскости фермы $i_y=4,87\text{см}$, при толщине фасонки 10мм.

Определяем условные гибкости элемента в двух плоскостях:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{300}{3,39} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,02; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{300}{4,87} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,10.$$

По максимальной гибкости находим коэффициент продольного изгиба (таблица Д.1 [6], тип сечения с) $\varphi=0,558$.

Предельная гибкость элемента $[\lambda]=180 - 60\alpha$, где $\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$.

$$\alpha = \frac{422,4}{0,558 \cdot 34,4 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,92; \quad [\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,92 \approx 125;$$

$$[\bar{\lambda}] = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 125 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,27.$$

Фактические гибкости элемента меньше предельной.

Проверяем подобранное сечение на устойчивость

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{422,4}{0,558 \cdot 34,4 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,92 < 1.$$

Таким образом, выбранное нами сечение отвечает требованиям прочности и устойчивости и может быть принято для верхнего пояса стропильной фермы. Аналогично выполняется подбор сечений остальных элементов.

Для удобства дальнейшей работы все вычисления сводим в таблицу 2.7 (см. ниже). В связи с тем, что ферма имеет симметричное строение, достаточно рассмотреть только ее половину. Из таблицы видно, что элементы решетки фермы выполняются из парных уголков трех типоразмеров. В реальном проектировании число типоразмеров элементов решетки ограничивают двумя-тремя. Допустимое количество типоразмеров в проекте задает руководитель.

2.7. Расчет узлов стропильной фермы

В курсовом проекте обязательным является расчет сварных швов прикрепления элементов решетки к фасонкам. Остальные части расчета, например, расчет опорного и монтажного узлов выполняются по заданию руководителя проекта. Результаты расчета сварных угловых швов обычно сводят в таблицу.

Материалы для сварки следует принимать по ([6], т. Г.1). Принимаем полуавтоматическую сварку в углекислом газе проволокой Св-08Г2С по ГОСТ 2246-70* диаметром 1,4 ... 2мм. Для прикрепления стержней фермы к фасонкам рекомендуется применять фланговые угловые швы с выводом их на торец уголка примерно на 20мм или применять контурную обварку ([6], п. 15.2.3).

Катеты угловых швов k_f обычно задают в зависимости от толщины свариваемых элементов. Число различных по толщине швов не должно превышать трех-четырех на всю ферму, а их катеты должны отличаться минимум на 2мм. Требования по проектированию конструкций со сварными соединениями см. ([6], п. 14.1).

Необходимо также учитывать, что площадь сечения угловых швов, прикрепляющих стержень к фасонке должна быть распределена обратно пропорционально расстояниям от центра тяжести стержня до обушка и пера. В соответствии с этим при определении длины фланговых швов расчетное усилие следует умножать на коэффициент α – для обушка и $1-\alpha$ – для пера, где α – долевой коэффициент, зависящий от типа уголка и положения его в сечении. Для равнополочных уголков $\alpha=0,7$.

Полная конструктивная длина сварного углового шва:

$$\left. \begin{aligned} l_{об} &= \frac{\alpha N}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1\text{см} \\ l_{пера} &= \frac{(1-\alpha)N}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1\text{см} \end{aligned} \right\} \text{ по металлу шва}$$

$$\left. \begin{aligned} l_{об} &= \frac{\alpha N}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1\text{см} \\ l_{пера} &= \frac{(1-\alpha)N}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1\text{см} \end{aligned} \right\} \text{ по металлу границы сплавления}$$

В соответствии с [6] имеем:

$$\begin{aligned}
 R_{wf} &= 215 \text{ МПа}, && \text{(табл. Г.2)} \\
 R_{wz} &= 0.45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 165 \text{ (МПа)}, && \text{(табл. 4)} \\
 \beta_f &= 0,9, \beta_z = 1,05 && \text{(табл. 39)} \\
 R_{wf} \cdot \beta_f &= 215 \cdot 0,9 = 193,5 \text{ (МПа)}, \\
 R_{wz} \cdot \beta_z &= 165 \cdot 1,05 = 173,3 \text{ (МПа)}.
 \end{aligned}$$

Сравнение последних произведений дает возможность определить, какую из двух пар формул для определения полной длины сварного шва следует применять. В рассматриваемом случае необходимо выполнять расчет по металлу границы сплавления, так как второе произведение меньше первого.

Результаты расчета сведены в таблицу 2.8. Если определенная по формулам конструктивная длина сварного шва оказывается менее 5 см, то длина шва увеличивается до 5 см в соответствии с п. 14.1.7, в [6]. Длины швов округляются до целых сантиметров в большую сторону.

Обычно в курсовом проекте при расчете узлов фермы помимо определения длин сварных швов выполняется определение размеров опорного ребра стропильной фермы (рисунок 2.7). Ширина и толщина ребра определяются из условия его нормальной работы на смятие от действия опорной реакции фермы и конструктивных требований прикрепления к опорной стойке, а высота – по длине сварного шва, прикрепляющего ребро к фасонке.

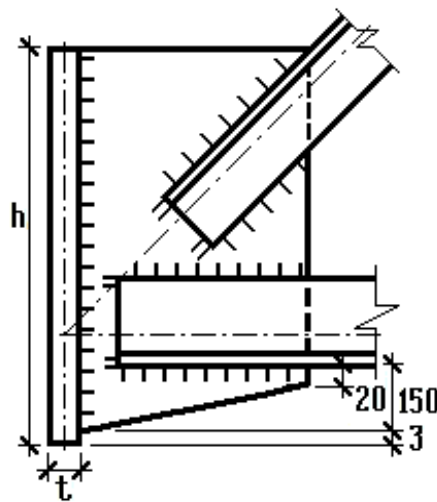


Рис. 2.7

Таблица 2.7

Тип эле- мента	Обозна- чение	Сечение	A, см ²	Усилие N, кН	Расчетные длины, см		Радиусы инерции, см		Гибкости			φ	γ_c	Проверка прочности
					$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	i_x	i_y	λ_x	λ_y	[λ]			
В. пояс	3-4	Г Г 110x8	34,4	-422,4	300	300	3,39	4,87	88,5	62,5	125	0,558	1,00	0,92
Н. пояс	9-10	Л L 100x8	31,2	396,0	600	1200	3,07	4,47	195,4	272,7	400	-	1,00	0,53
Оп. раскос	1-8	Г Г 100x8	31,2	-261,4	212	424	3,07	4,47	69,1	94,8	140	0,520	1,00	0,67
Раскос	1-9	Г Г 50x5	9,6	186,7	339,2	424	1,53	2,46	222,0	173,0	400	-	1,00	0,81
Раскос	3-9	Г Г 100x8	31,2	-111,99	339,2	424	3,07	4,47	110,5	94,8	180	0,434	0,8	0,43
Раскос	3-10	Г Г 50x5	9,6	37,3	339,2	424	1,53	2,46	222,0	173,0	400	-	1,00	0,16
Стойка	2-9	Г Г 75x6	17,6	-52,8	240	300	2,3	3,44	104,4	87,2	180	0,467	0,8	0,34

Таблица 2.8

Обозначение элемента решетки	Усилие, кН	Сечение уголков	Шов по перу		Шов по обушку	
			k_f , см	l , см	k_f , см	l , см
1-8	-261,4	100x8	0,6	5	0,8	7
1-9	186,7	50x5	0,4	5	0,6	7
2-9	-52,8	75x6	0,4	5	0,4	5
3-9	-111,99	100x8	0,4	5	0,4	6
3-10	37,3	50x5	0,4	5	0,4	5

Толщина опорного ребра из конструктивных соображений t принимается не менее t_{ϕ} и равной 12-24мм. Принимаем $t=12$ мм. Величина опорной реакции фермы равна $R=211,2$ кН. Необходимая ширина ребра из условия его нормальной работы на смятие

$$b_{mp} \geq \frac{R}{tR_p\gamma_c},$$

где R_p – расчетное сопротивление стали смятию, определяемое по таблице 2 [6]. $R_p=R_{un}/\gamma_m=370/1,025=361$ (МПа), причем γ_m – коэффициент надежности по материалу, принимаемый по таблице 3 [6]. Имеем

$$b_{mp} \geq \frac{211,2}{1,2 \cdot 36,1 \cdot 1,0} = 4,88 \quad (\text{см}).$$

Ребро крепится болтами М20 к надколонной опорной стойке. Из условия размещения болтов принимаем ширину ребра $b=18$ см.

Сварной шов, прикрепляющий опорное ребро к фасонке, располагается относительно линии действия опорной реакции фермы с некоторым эксцентриситетом. Этот факт учитывается в расчете увеличением опорной реакции на 20%. Катет шва обычно принимается равным или в 1,2 раза большим толщины фасонки. Требуемая полная длина сварного шва, а значит и высота ребра

$$h_{mp} = \frac{1,2R}{2k_f\beta_z R_{wz}\gamma_c} + 1 = \frac{1,2 \cdot 211,2}{2 \cdot 0,8 \cdot 1,05 \cdot 16,5 \cdot 1} + 1 = 10 \quad (\text{см}).$$

Окончательно размер h устанавливается при конструировании фермы с учетом требуемых длин сварных швов, прикрепляющих опорный раскос к узлу стропильной фермы.

2.8. Расчет колонны

Проектирование ступенчатой колонны производственного здания – достаточно сложная и объемная задача. В курсовом проекте обычно подробно выполняется подбор сечений верхней сплошной и нижней сквозной частей колонны, осуществляется расчет узла сопряжения верхней и нижней ее частей, базы и соединительной решетки. Остальные узлы и детали принимаются по конструктивным соображениям без расчета, хотя это и не совсем правильно.

Рассмотрим далее основные выполняемые в курсовом проекте этапы проектирования колонны. Их порядок строго определен и должен совпадать с принятым в настоящем пособии.

2.8.1. Расчетные длины колонны

Расчетные длины отдельных частей колонны следует определять в соответствии с п.10.3.7 и Приложением И [6]. При этом предполагается, что верхний конец колонны свободен от всяких закреплений. Такое на первый взгляд кажущееся неверным утверждение делается в связи с тем, что в однопролетной раме шарнирно соединенный с колонной ригель при воздействии горизонтальных нагрузок может свободно перемещаться в горизонтальном направлении. Для многопролетных рам, как правило, принимается, что верхний конец колонны закреплен шарнирно неподвижно.

Коэффициент расчетной длины μ_n для нижнего участка одноступенчатой колонны следует принимать в зависимости от следующих величин (рисунок 2.8 и таблица 2.3):

$$n = \frac{J_2 H_n}{J_1 H_e} = \frac{1 \cdot 11,63}{10 \cdot 5,57} = 0,209; \quad \beta = \frac{N_1 + N_2}{N_2} = \frac{1587 + 201,4}{201,4} = 8,88;$$

$$\alpha_1 = \frac{H_e}{H_n} \sqrt{\frac{J_1}{J_2 \beta}} = \frac{5,57}{11,63} \sqrt{\frac{10}{1 \cdot 8,88}} = 0,51.$$

В нашем случае по табл. И.3 [1] имеем $\mu_n = 2,15$, тогда по формуле (И.5)

$$\mu_B = \frac{\mu_n}{\alpha_1} \leq 3; \quad \mu_B = \frac{2,15}{0,51} = 4,22 > 3, \text{ принимаем } \mu_B = 3.$$

Расчетная длина верхней части колонны в плоскости рамы:

$$l_{ex} = \mu_B \cdot H_e = 3 \cdot 5,57 = 16,71 \text{ (м)}.$$

Для нижней части соответственно имеем:

$$l_{nx} = \mu_n \cdot H_n = 2,15 \cdot 11,63 = 25,0 \text{ (м)}.$$

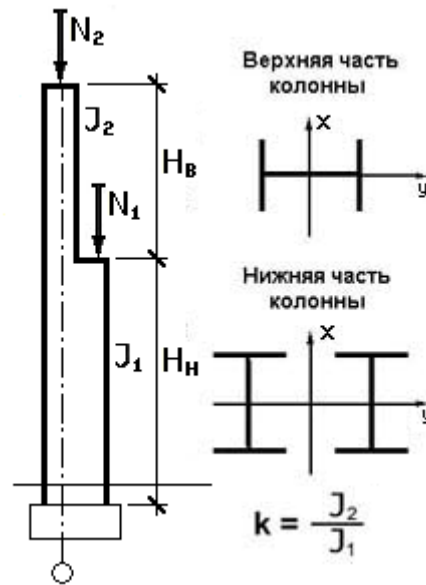


Рис. 2.8

Расчетные длины верхней l_{ey} и нижней l_{ey} частей колонны из плоскости рамы определяем в соответствии с рис. 2.9 предварительно задавшись конструктивной схемой вертикальных связей по колоннам.

В высоких зданиях для уменьшения расчетной длины l_{ny} целесообразно устанавливать распорки по всему ряду колонн. Тогда $l_{ny} = H_H/2 = 11,63/2 = 5,82$ (м). $l_{ny} = H_B - h_б = 5,57 - 1 = 4,57$ (м).

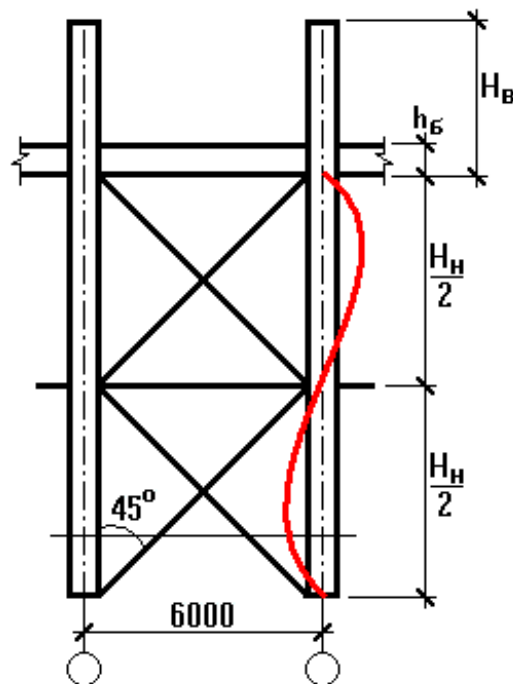


Рис. 2.9

2.8.2. Подбор сечения верхней части колонны

Верхняя часть колонны согласно [6] должна рассчитываться на прочность или устойчивость при внецентренном сжатии и проектируется из прокатного двутавра. При выполнении курсового проекта в учебных целях, как правило, выполняется более сложный и трудоемкий расчет на устойчивость в плоскости и из плоскости рамы. Аналогичный подход реализован и в настоящем пособии.

Предварительно определяется требуемая площадь поперечного сечения двутавра, которая находится из условия его устойчивости в плоскости рамы (в плоскости действия момента) по формуле (109) [6]:

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где N – продольное усилие, приложенное с эксцентриситетом e ; $\gamma_c = 1,05$ – коэффициент условий работы для колонн одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами, определяемый по табл. 1 [6]; φ_e – коэффициент устойчивости, принимаемый по табл. Д.3 [6] в зависимости от условной гибкости стержня

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{\text{ex}}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

и приведенного относительного эксцентриситета

$$m_{ef} = \eta m = \eta \frac{eA}{W},$$

причем W – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна, а η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по табл. Д.2 [6].

Для симметричного двутавра можно воспользоваться следующими приближенными зависимостями:

$$i_x \approx 0,42h; \quad \rho_x \approx 0,35h; \quad \eta \approx 1,25,$$

Тогда

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{\text{ex}}}{0,42h} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad m_{ef} = \eta \frac{e}{\rho_x} = 1,25 \frac{M}{N \cdot 0,35h}.$$

Определив условную гибкость и приведенный относительный эксцентриситет, находим коэффициент устойчивости и вычисляем требуемую площадь поперечного сечения двутавра. В рассматриваемом случае имеем:

$$h = 0,7 \text{ м}, \quad \bar{\lambda}_x = \frac{16,71}{0,42 \cdot 0,7} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,94, \quad m_{ef} = \frac{1,25 \cdot 525,8}{197,1 \cdot 0,35 \cdot 0,7} = 13,61.$$

Коэффициент устойчивости $\varphi_e = 0,097$, а требуемая площадь поперечного сечения двутавра

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c} = \frac{197,1}{0,097 \cdot 24 \cdot 1,05} = 85,9 \quad (\text{см}^2).$$

Несколько проще можно определить требуемую площадь сечения по следующей формуле

$$A_{mp} = \frac{N}{R_y \gamma_c} \left(1,25 + 2,8 \frac{e}{b_e} \right) = \frac{197,1}{24 \cdot 1} \left(1,25 + 2,8 \frac{525,8}{197,1 \cdot 70} \right) = 97,9 \quad (\text{см}^2).$$

Кроме того, необходимо дополнительно отыскать требуемые радиусы инерции сечения, исходя из условия, что предельная гибкость стержня равна 120 ([6], табл. 32 при $\alpha=1$):

$$i_{x,mp} = \frac{l_{ex}}{[\lambda]} = \frac{1671}{120} = 13,9 \quad (\text{см}); \quad i_{y,mp} = \frac{l_{ey}}{[\lambda]} = \frac{457}{120} = 3,81 \quad (\text{см}).$$

С учетом назначенной выше величины $h_B = 700 \text{ мм}$, по сортаменту принимаем двутавр 70Б1 по ГОСТ 26020-83 с $h = 691 \text{ мм}$, $A = 164,7 \text{ см}^2$, $J_x = 125930 \text{ см}^4$, $W_x = 3645 \text{ см}^3$, $i_x = 27,65 \text{ см}$, $J_y = 4556 \text{ см}^4$, $i_y = 5,26 \text{ см}$, $b_f = 260 \text{ мм}$, $t_f = 15,5 \text{ мм}$, $t_w = 12 \text{ мм}$, $r_1 = 24 \text{ мм}$.

Последовательно вычисляем:

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{bt_f}{(h - 2t_f - 2r_1)t_w} = \frac{260 \cdot 15,5}{(691 - 2 \cdot 15,5 - 2 \cdot 24) \cdot 12} = 0,55,$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{525,8}{197,1} = 2,67 \quad (\text{м}),$$

$$m = \frac{eA}{W} = \frac{267 \cdot 164,7}{3645} = 12,06, \quad \bar{\lambda}_x = \frac{l_{ex}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1671}{27,65} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,06,$$

по табл.Д.2 [6] $\eta = 1,26$,
 $m_{ef} = \eta m = 1,26 \cdot 12,06 = 15,2$, $\varphi_e = 0,088$.

Проверяем устойчивость верхней части колонны в плоскости действия момента:

$$\frac{N}{\varphi_e A \cdot R_y \gamma_c} = \frac{197,1}{0,088 \cdot 164,7 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,54 < 1.$$

Устойчивость стержня обеспечена.

Предельная гибкость

$$[\lambda_x] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \frac{197,1}{0,088 \cdot 164,7 \cdot 24 \cdot 1,05} = 147,6$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ax}}{i_x} = \frac{1671}{27,65} = 60,4 < [\lambda_x]$$

Фактическая гибкость

Переходим к проверке верхней части колонны из плоскости действия момента.
 Она выполняется по формуле (111) [6]:

$$\frac{N}{c \varphi_y A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где коэффициент c определяется в зависимости от величины относительного эксцентриситета m_x , который, в свою очередь, принимается в соответствии с требованиями п. 9.2.5 и 9.2.6 [6].

$$m_x = \frac{2}{3} m = \frac{2}{3} 12,06 = 8,04$$

В рассматриваемом случае (п.9.2.6 [6]), следовательно, c находится по формуле (114) [6]

$$c = c_5 (2 - 0,2m_x) + c_{10} (0,2m_x - 1)$$

Для отыскания c_5 необходимо предварительно вычислить ([6], п. 9.2.5, табл. 21):

$$\lambda_y = \frac{l_{ay}}{i_y} = \frac{457}{5,26} = 86,9; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 86,9 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,97 < 3,14$$

$$\alpha_5 = 0,65 + 0,05m_5 = 0,65 + 0,05 \cdot 5 = 0,9; \quad \beta_5 = 1; \quad \varphi_y = 0,649;$$

$$c_5 = \frac{\beta_5}{1 + \alpha_5 m_5} = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot 5} = 0,182.$$

Нахождение c_{10} осуществляется по формуле (113) и Приложению Ж [6]. Это одна из наиболее трудоемких задач расчета. Цель работы с Приложением Ж – отыскание величины коэффициента φ_b . Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии сначала необходимо последовательно вычислить:

- момент инерции двутавра при кручении (Приложение Д [6])

$$J_t = 0,433 \sum_{i=1}^3 b_i t_i^3 = 0,433 \cdot [2 \cdot 26 \cdot 1,55^3 + (69,1 - 2 \cdot 1,55) \cdot 1,2^3] = 133,2 \quad (\text{см}^4),$$

в последней формуле b и t – ширина и толщина листов, образующих сечение двутавра;

- коэффициент α (формула (Ж.4) [6])

$$\alpha = 1,54 \frac{J_t}{J_y} \left(\frac{l_{gy}}{h} \right)^2 = 1,54 \cdot \frac{133,2}{4556} \cdot \left(\frac{457}{69,1} \right)^2 = 1,97 ;$$

- коэффициент ψ (таблица Ж.1 [6] при двух и более закреплениях сжатого пояса в пролете, в соответствии с требованиями п. 9.2.5)

$$\psi = 2,25 + 0,07\alpha = 2,25 + 0,07 \cdot 1,97 = 2,39 ;$$

- коэффициент φ_1 (формула (Ж.3) [6])

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l_{gy}} \right)^2 \frac{E}{R_y} = 2,39 \cdot \frac{4556}{125930} \cdot \left(\frac{69,1}{452} \right)^2 \cdot \frac{2,06 \cdot 10^5}{240} = 1,735 > 0,85;$$

- коэффициент φ_b (формула (Ж.2) [6])

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 1,735 = 1,044 > 1, \text{ поэтому } \varphi_b = 1.$$

Наконец, возможно отыскать c_{10} по формуле (113) [6]:

$$c_{10} = \frac{1}{1 + m_{10} \varphi_y / \varphi_b} = \frac{1}{1 + 10 \cdot 0,649 / 1} = 0,134$$

Фактический коэффициент c

$$c = c_5 (2 - 0,2m_x) + c_{10} (0,2m_x - 1) = 0,182 \cdot (2 - 0,2 \cdot 8,04) + 0,134 \cdot (0,2 \cdot 8,04 - 1) = 0,153.$$

Если $\bar{\lambda}_y > 3,14$, необходимо сравнить найденное значение c с c_{max} (Приложение Д [6]). В нашем случае этого делать не нужно.

Проверяем устойчивость верхней части колонны из плоскости рамы

$$\frac{N}{c\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{197,1}{0,153 \cdot 0,649 \cdot 164,7 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,478 < 1$$

Устойчивость верхней части колонны обеспечена.

В соответствии с требованиями п.9.4 [6] необходимо выполнить проверку устойчивости стенок и полок двутавра верхней части колонны. Вычисляем условную гибкость стенки (п. 9.4.2 [6]):

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{61,2}{1,2} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,74$$

причем $h_{ef} = h - 2t_f - 2r_1 = 69,1 - 2 \cdot 1,55 - 2 \cdot 2,4 = 61,2(\text{см})$ (п.7.3.1 [6]). По-

скольку в нашем случае $\frac{N}{\varphi_e A \cdot R_y \gamma_c} = 0,54 < 0,8$ предельную условную гибкость стенки следует определять по формуле (127) таблицы 22 [6] (см. п.9.4.3). Последовательно находим:

- наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки ($h_{ef} = h - t_f$), принимаемое со знаком «плюс» и вычисленное без учета коэффициента φ_e

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot h_{ef}}{J_x \cdot 2} = \frac{197,1}{164,7} + \frac{52580 \cdot 61,2}{125930 \cdot 2} = 13,97 \quad (\text{кН/см}^2);$$

- соответствующее напряжение у противоположной расчетной границы стенки

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot h_{ef}}{J_x \cdot 2} = \frac{197,1}{164,7} - \frac{52580 \cdot 61,2}{125930 \cdot 2} = -11,58 \quad (\text{кН/см}^2);$$

- параметр α

$$\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1} = \frac{13,97 - (-11,58)}{13,97} = 1,83 ;$$

- коэффициент c_{cr} , определяемый по таблице 17 в зависимости от $\alpha - c_{cr} = 25,75$;

- среднее касательное напряжение в рассматриваемом сечении

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_w} = \frac{81,1}{1,2 \cdot 61,2} = 1,10 \quad (\text{кН/см}^2);$$

- параметр β

$$\beta = 0,15 c_{cr} \frac{\tau}{\sigma_1} = 0,15 \cdot 25,75 \cdot \frac{1,10}{13,97} = 0,304$$

Предельная условная гибкость стенки (формула (127) таблицы 22 [6])

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw2} &= 1,42 \sqrt{\frac{c_{cr} R_y \gamma_c}{\sigma_1 (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} = \\ &= 1,42 \sqrt{\frac{25,75 \cdot 24 \cdot 1,05}{13,97 \cdot (2 - 1,83 + \sqrt{1,83^2 + 4 \cdot 0,304^2})}} = 6,97. \end{aligned}$$

Согласно этой же формуле предельная условная гибкость стенки не может быть больше $\bar{\lambda}_{uw} \leq 0,7 + 2,4\alpha = 0,7 + 2,4 \cdot 1,83 = 5,09$, поэтому окончательно $\bar{\lambda}_w = 1,74 < \bar{\lambda}_{uw} = 5,09$ – стенка устойчива.

Как указано в п.9.4.4 [6] стенку колонны при $\bar{\lambda}_w > 2,3$ следует, как правило, укреплять поперечными ребрами жесткости в соответствии с требованиями п.7.3.3 [6]. Очевидно, что в нашем случае этого делать не нужно.

В соответствии с требованиями п.9.4.7 устойчивость поясов (полки) внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) стержней с гибкостью $0,8 \leq \bar{\lambda}_x \leq 4$ следует считать

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса (полки) не превышает значений предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_{uf}$, определяемых по формулам таблицы 23 [6]. Рассматриваемому случаю соответствует тип сечения 1 в таблице 23, однако формула (132) этой таблицы применима, когда $0 \leq m_x \leq 5$, а в нашем случае $m_x = 8,04$, поэтому при определении предельной условной гибкости полки необходимо учитывать примечание к таблице 23. Последовательно определяем:

- предельное значение условной гибкости свеса пояса центрально-сжатого элемента, определяемое согласно требованиям п. 7.3.8 [6],

$$\bar{\lambda}_{ufc} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x = 0,36 + 0,1 \cdot 2,04 = 0,564;$$

- предельная условная гибкость полки по формуле (132) и $m_x = 5$

$$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(1,5 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x = 0,564 - 0,01 \cdot (1,5 + 0,7 \cdot 2,04) \cdot 5 = 0,42 ;$$

- предельная условная гибкость полки по п.8.5.18 и $m_x = 20$

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_c}} = 0,5 \sqrt{\frac{24}{13,61}} = 0,66$$

причем σ_c – напряжение в сжатом поясе

$$\sigma_c = \frac{N}{\varphi_e A} = \frac{197,1}{0,088 \cdot 164,7} = 13,61 \quad (\text{кН/см}^2);$$

- предельная условная гибкость полки по интерполяции между двумя полученными значениями для $m_x = 8,04$ будет равна $\bar{\lambda}_{uf} = 0,469$.

Расчетная ширина свеса полки b_{ef} определяется по п.7.3.7 [6], как расстояние от начала внутреннего закругления до края полки:

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w - 2r_1}{2} = \frac{26,0 - 1,2 - 2 \cdot 2,4}{2} = 10 \quad (\text{см}).$$

Фактическая условная гибкость свеса пояса (полки)

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{10}{1,55} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,22 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,469$$

– полка устойчива.

Следует заметить, что размеры прокатных двутавров, выпускаемых по отечественным нормативным документам, априори обеспечивают устойчивость их стенок и полок, и последние проверки можно было бы и не выполнять, однако в [6] нет никаких указаний на этот счет.

2.8.3. Подбор сечения нижней части колонны

Нижняя часть колонны проектируется сквозной, симметричного сечения, состоящей из двух прокатных двутавров, соединенных друг с другом решеткой из прокатных равнополочных уголков. Расчетные комбинации усилий и расчетные длины определены выше. Общий вид сечения нижней части колонны и расположение осей показаны на рис. 2.10. В расчетах необходимо учитывать, что оси повернуты на 90^0 по отношению к осям, принятым в сортаменте двутавровых балок, поэтому геометрические характе-

ристики сечения должны выбираться с учетом отмеченного факта, во избежание грубых ошибок. Кроме того, следует заметить, что фактическое расстояние между ветвями меньше, чем размер b_H , и зависит от ширины полки двутавра шатровой ветви. В связи с тем, что сечение ветвей еще неизвестно, ориентировочно определяем усилия в ветвях

по формуле
$$N_{усл} = \frac{|N|}{2} + \frac{|M|}{0,8h_H} :$$

- шатровая ветвь
$$N_1 = \frac{1496}{2} + \frac{1207}{0,8 \cdot 1,25} = 1955 \quad (\text{кН});$$

- подкрановая ветвь
$$N_2 = \frac{1496}{2} + \frac{1477}{0,8 \cdot 1,25} = 2225 \quad (\text{кН}).$$

Отдельные ветви работают на центральное сжатие и рассчитываются на устойчивость. Поскольку обе ветви по проекту имеют одинаковое сечение, их требуемую площадь определяем по максимальному усилию, принимая предварительно коэффициент продольного изгиба $\varphi=0,6$:

$$A_{mp} = \frac{N_{max}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{2225}{0,6 \cdot 24 \cdot 1,05} = 147 \quad (\text{см}^2).$$

Кроме требуемой площади целесообразно найти требуемый радиус инерции сечения ветви относительно оси Y (из плоскости рамы):

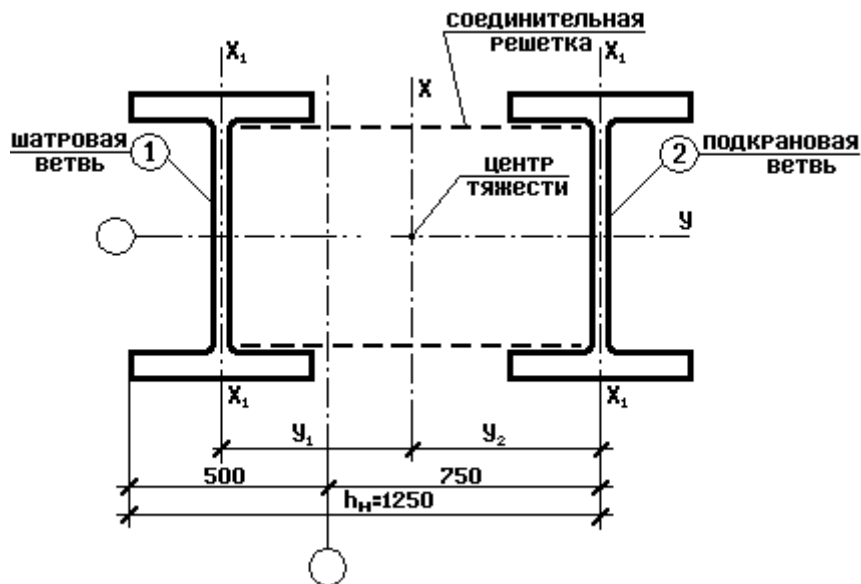


Рис. 2.10

$$i_{y,mp} = \frac{l_{ny}}{[\lambda]} = \frac{582}{120} = 4,85 \quad (\text{см}).$$

По сортаменту принимаем двутавр 35Ш2 по ГОСТ 26020-83 с $h=341\text{мм}$, $A=104,7\text{см}^2$, $J_y=22070\text{см}^4$, $W_y=1295\text{см}^3$, $i_y=14,52\text{см}$, $J_x=3650\text{см}^4$, $i_x=5,9\text{см}$, $b_f=250\text{мм}$, $t_f=14\text{мм}$, $t_w=10\text{мм}$, $r_1=20\text{мм}$.

Уточняем усилия в ветвях по формуле

$$N_{\text{учл}} = \frac{|N|}{2} + \frac{|M|}{h_H - b_f/2};$$

- шатровая ветвь

$$N_1 = \frac{1496}{2} + \frac{1207}{1,25 - 0,25/2} = 1821 \quad (\text{кН});$$

- подкрановая ветвь

$$N_2 = \frac{1496}{2} + \frac{1477}{1,25 - 0,25/2} = 2061 \quad (\text{кН}).$$

Проверяем устойчивость ветви из плоскости рамы:

$$\lambda_y = \frac{l_{ny}}{i_y} = \frac{582}{14,5} = 40,1; \quad \varphi_y = 0,909 \quad (\text{тип сечения } b, \text{ табл. Д.1 [6]},)$$

$$\frac{N_{\text{max}}}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{2061}{0,909 \cdot 104,7 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,86 < 1$$

– проверка выполняется.

Из условия равноустойчивости ветви в плоскости и из плоскости рамы определяем максимальное расстояние между узлами решетки (рис. 2.11):

$$\lambda_{x1} = \frac{l_{e1}}{i_{x1}} = \lambda_y \quad \Rightarrow \quad l_{e1} = \lambda_y i_{x1} = 40,1 \cdot 5,9 = 237 \quad (\text{см}).$$

Расстояние между ветвями колонны (в обозначениях [6] это b)

$$b = h'_H = h_H - b_f/2 = 1,25 - 0,25/2 = 1,125 \text{ м.}$$

Высота нижней части колонны $H_H = 11,63\text{м}$. В эту высоту входит и узел сопряжения верхней и нижней частей колонны – траверса. Высота траверсы обычно принимается равной $0,5 \div 0,8 h_H$. В рассматриваемом примере принимаем высоту траверсы 1 метр. Разделив оставшуюся часть H_H на целое число панелей и расположив раскосы решетки по отношению к ветви под углом $30 - 45^\circ$, назначим $2/l_{e1} = 2370\text{мм}$. Проверяем устойчивость ветвей в плоскости рамы

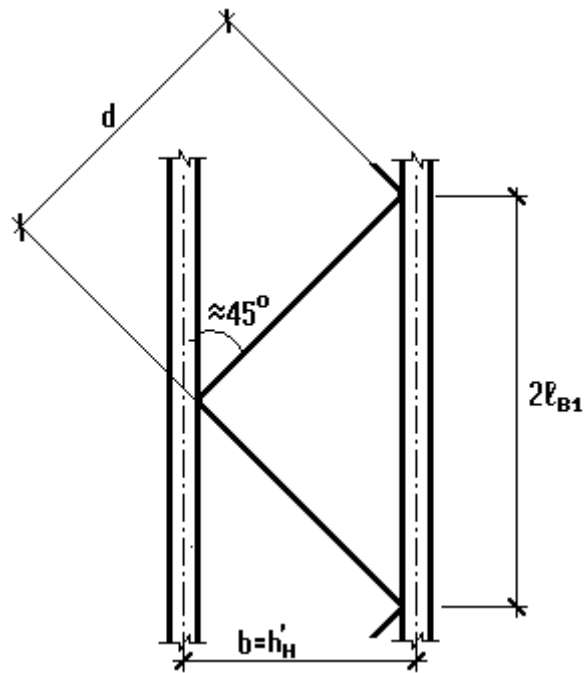


Рис. 2.11

$$\lambda_{x1} = \frac{2l_{B1}}{i_{x1}} = \frac{237}{5,9} = 40,2; \quad \varphi_1 = 0,909$$

$$\frac{N_{\max}}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{2061}{0,909 \cdot 104,7 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,86 < 1$$

– проверка выполняется.

Выполняем расчет соединительной решетки подкрановой части колонны. Для этого необходимо выбрать максимальную из фактически действующей и условной поперечной сил. Фактическая поперечная сила Q была определена нами ранее, при выполнении статического расчета поперечной рамы – $Q=170,9$ кН. Условная поперечная сила Q_{fic} находится по формуле (18) [6], однако ее же можно определить проще при помощи таблицы 8.2 [3]:

$$\text{при } R_y=240\text{МПа} - Q_{fic}=0,26A=0,26 \cdot 2 \cdot 104,7=54,4(\text{кН}).$$

В последней формуле необходимо принимать полную площадь нижней части колонны. Сравнивая Q_{fic} и Q , принимаем для расчета большее значение $Q = 170,9$ кН. Условная поперечная сила, приходящаяся на одну плоскость решетки $Q_s = Q/2 = 170,9 / 2 = 85,45$ кН.

Раскосы решетки расположены под углом α к ветви, причем

$$\text{tg } \alpha = \frac{b'_H}{l_{B1}} = \frac{1,125}{1,185} = 0,949; \quad \alpha = 43,5^\circ$$

. Длина раскоса

$$d = l_{B1} / \cos \alpha = 1,185 / 0,725 = 1,63 (\text{м}).$$

Усилие сжатия в раскосе

$$N_d = \frac{\alpha_1 Q_s d}{h'_n} = \frac{1 \cdot 85,45 \cdot 163}{112,5} = 123,8 \quad (\text{кН}),$$

причем α_1 – коэффициент, принимаемый по п. 7.2.9 [6].
 Требуемая площадь раскоса решетки

$$A_{d,mp} = \frac{N_p}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{123,8}{0,6 \cdot 24 \cdot 0,75} = 11,5 \quad (\text{см}^2),$$

причем $\gamma_c = 0,75$ – как для одиночного уголка, прикрепляемого одной полкой (табл. 1 [6]). Принимаем уголок 90x7 с $A_d = 12,28 \text{ см}^2$ и минимальным радиусом инерции $i_{min} = 1,78 \text{ см}$.

Гибкость раскоса $\lambda_p = d/i_{min} = 163/1,78 = 91,6$; коэффициент устойчивости по табл. Д.1 для сечения типа *c* по табл. 7 [6] $\varphi = 0,617$. Проверяем устойчивость раскоса

$$\frac{N_d}{\varphi A_d} = \frac{124,2}{0,617 \cdot 12,28 \cdot 24 \cdot 0,75} = 0,91 < 1 \quad \text{– проверка выполняется.}$$

Проверяем устойчивость нижней части колонны как единого стержня в плоскости действия момента. Для этого определяем геометрические характеристики всего сечения:

$$A = 2 \cdot 104,7 = 209,4 \quad (\text{см}^2);$$

$$J_x = 2 \left[J_{x1} + A_0 \left(\frac{b'_H}{2} \right)^2 \right] = 2 \cdot \left[3650 + 104,7 \cdot \left(\frac{112,5}{2} \right)^2 \right] = 669855 \quad (\text{см}^4);$$

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} = \sqrt{\frac{669855}{209,4}} = 56,6 \quad (\text{см}).$$

$$\lambda_x = \frac{l_{nx}}{i_x} = \frac{2500}{56,6} = 44,2;$$

Гибкость стержня

приведенная гибкость составного элемента с соединением ветвей на решетке (табл. 8 [6])

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{d1}}} = \sqrt{44,2^2 + 28,9 \cdot \frac{209,4}{24,56}} = 46,9,$$

здесь $A_{d1} = 2A_p$;

α_1 – коэффициент, принимаемый по формуле 15 [6],

$$\alpha = 10 \frac{d^3}{b'_h l_{e1}} = 10 \cdot \frac{163^3}{112.5^2 \cdot 118,5} = 28,9.$$

Условная приведенная гибкость

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 46,9 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,60.$$

Для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь:

$$m = \frac{MA}{NJ_x} \frac{b'_h}{2} = \frac{147700 \cdot 209,4}{1496 \cdot 669855} \cdot \frac{112.5}{2} = 1,74, \quad \varphi_e = 0,334 \text{ по табл. Д.4 [6];}$$

$$\frac{N}{\varphi_e AR_y \gamma_c} = \frac{1496}{0,334 \cdot 209,4 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,849 < 1.$$

Для комбинации усилий, догружающих шатровую ветвь:

$$m = \frac{MA}{NJ_x} \frac{b'_h}{2} = \frac{120700 \cdot 209,4}{1496 \cdot 669855} \cdot \frac{112.5}{2} = 1,42, \quad \varphi_e = 0,375 \text{ по табл. Д.4 [6];}$$

$$\frac{N}{\varphi_e AR_y \gamma_c} = \frac{1496}{0,375 \cdot 209,4 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,756 < 1.$$

Проверки выполняются. Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не нужно, так как устойчивы отдельные ветви. Поскольку курсовой проект является учебным и ветви выполнены из прокатных двутавров, проверку устойчивости полок и стенок отдельных ветвей нижней части колонны не выполняем.

2.8.4. Расчет и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны

Узел сопряжения верхней и нижней частей колонны (траверса) является одним из важнейших узлов колонны. Его расчет и конструирование достаточно трудоемкий процесс, и, несмотря на то, что в настоящем пособии выполняется полное проектирование траверсы по серии 1.424.3-7, конкретный объем вычислений устанавливает руководитель проекта. Общий вид узла, необходимые разрезы и расчетная схема траверсы показаны на рисунке 2.12, причем все позиции и номера сварных швов приняты по указанной выше серии. Траверсу проектируем из стали С255.

Расчетными нагрузками на узел являются комбинация усилий, догружающая внутреннюю полку верхней части колонны в месте изменения сечения последней (сечение Cb), а также максимальное давление крана.

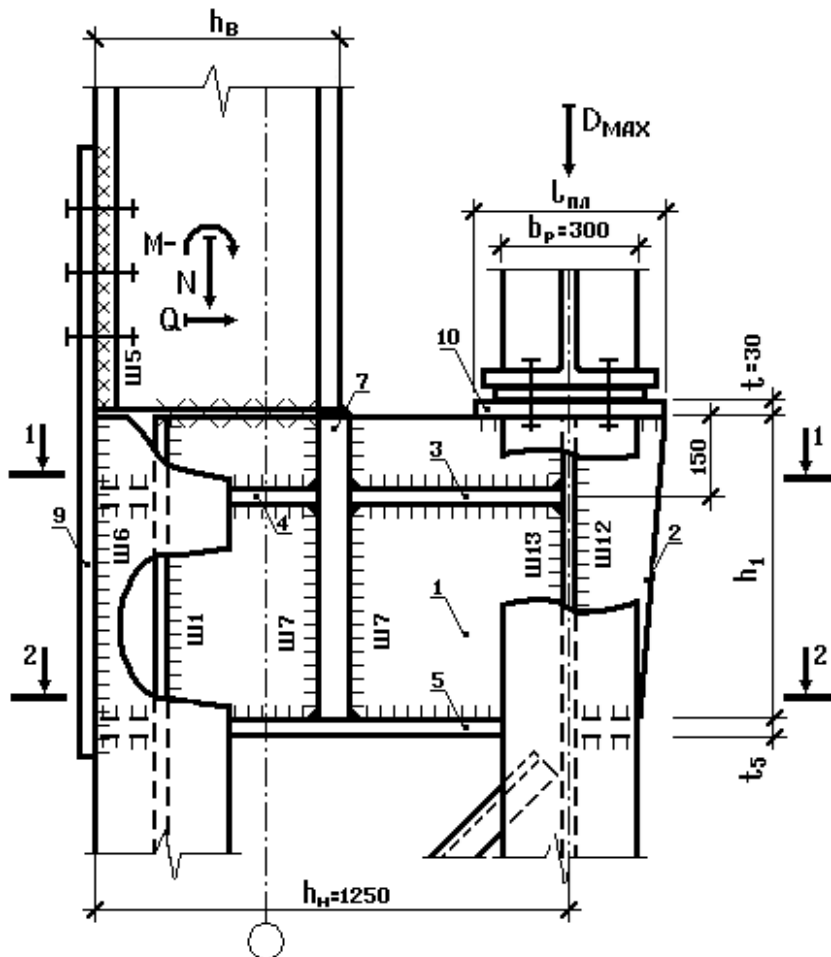
В условиях рассматриваемого примера имеем: $N = 197,1 \text{ кН}$, $M = -182,6 \text{ кНм}$, $Q = 170,9 \text{ кН}$, $D_{\text{max}} = 1443 \text{ кН}$. Давление, передающееся от верхней части колонны на траверсу, $F_1 = N/2 + |M|/h_B = 197,1/2 + 182,6/0,691 = 362,8 \text{ (кН)}$.

Выполняем расчет стенки траверсы (поз. 1 на рис. 2.12). Параметры l_1 и l_2 находятся с учетом фактических размеров поперечных сечений колонны:

$$l_1 = h_e - \frac{b_f}{2} = 69,1 - \frac{25}{2} = 56,6 \quad (\text{см}), \quad l_2 = h_n - \frac{b_f}{2} - l_1 = 125 - \frac{25}{2} - 56,6 = 55,9 \quad (\text{см}),$$

причем b_f – ширина полки шатровой ветви.

Опорные реакции в однопролетной балке, загруженной сосредоточенной силой F_1 :



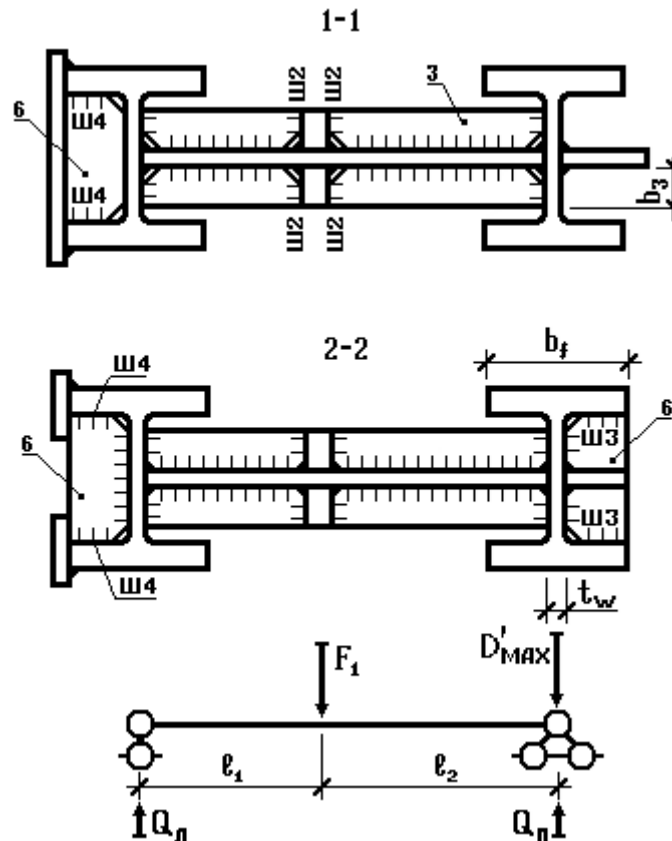


Рис. 2.12

$$Q_n = \frac{F_1 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{362,8 \cdot 55,9}{56,6 + 55,9} = 180 \quad (\text{кН}), \quad Q_n = \frac{F_1 l_1}{l_1 + l_2} + D'_{\max}$$

где D'_{\max} – часть кранового давления, передающаяся на стенку траверсы. Обычно считается, что крановая нагрузка на элементы траверсы передается пропорционально площадям опирания подкрановых балок на эти элементы. При этом необходимо учесть неравномерную передачу усилия от возможного перекоса подкрановых балок введением поправочного коэффициента $k = 1,2$, а также то, что при определении величины F_1 рассматривалось несколько временных нагрузок, поэтому следует умножить крановую нагрузку на коэффициент сочетаний, согласно [7]. В итоге получим

$$D'_{\max} = \psi_{r2} \frac{k D_{\max}}{2} = 0,9 \cdot \frac{1,2 \cdot 1443}{2} = 779,2 \quad (\text{кН}),$$

Откуда

$$Q_n = \frac{362,8 \cdot 56,6}{56,6 + 55,9} + 779,2 = 962 \quad (\text{кН}).$$

Изгибающий момент в стенке траверсы

$$M_1 = Q_n l_1 = 180 \cdot 56,6 = 10188 \quad (\text{кНсм}).$$

Высота траверсы была принята ранее, поэтому, предварительно оставляя 25мм на возможную толщину нижней полки траверсы t_5 , принимаем $h_1 = 0,975$ м, а толщина стенки определяется из условия ее смятия от давления крана. Давление передается через пластину 10 (рис. 2.12) и длина участка, на котором оно действует, определяется согласно формуле (48) [6] $l_{ef} = b_p + 2 t_{10} = 30 + 2 \cdot 3 = 36$ (см). Строго говоря, ширина ребра подкрановой балки определяется расчетом, однако, поскольку в курсовом проекте подкрановая балка не проектируется, из опыта проектирования ее можно принять равной 30см.

Толщина стенки траверсы

$$t_1 \geq \frac{1,2 \cdot D_{\max}}{l_{ef} R_p \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 1443}{36 \cdot 36,1 \cdot 1,05} = 1,27 \quad (\text{см}),$$

где R_p – расчетное сопротивление стали смятию, определяемое по таблице 2 [6]. $R_p = R_{un} / \gamma_m = 370 / 1,025 = 361$ (МПа), причем γ_m – коэффициент надежности по материалу, принимаемый по таблице 3 [6]. Коэффициент 1,2 в числителе выражения для определения t_1 учитывает возможный перекося опорного ребра подкрановой балки. По сортаменту принимаем $t_1 = 1,4$ см.

Момент сопротивления стенки траверсы

$$W_1 \geq \frac{t_1 h_1^2}{6} = \frac{1,4 \cdot 97,5^2}{6} = 2218 \quad (\text{см}^3).$$

Прочность стенки по нормальным напряжениям

$$\frac{M_1}{W_1 R_y \gamma_c} = \frac{10203}{2218 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,18 < 1 \quad ;$$

Прочность стенки из условия среза в опорном сечении по формуле (54) [6]

$$\frac{Q_{\max}}{t_1 h_1 R_s \gamma_c} = \frac{962}{1,4 \cdot 97,5 \cdot 13,8 \cdot 1,05} = 0,486 < 1 \quad \text{– проверка выполняется.}$$

В последнем выражении R_s – расчетное сопротивление стали сдвигу, определяемое по таблице 2 [6].

$$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m = 0,58 \cdot 245 / 1,025 = 138 \text{ (МПа).}$$

Прочность стенки из условия среза в опорном сечении по формуле (54) [6]

$$\frac{Q_{\max}}{t_1 h_1 R_s \gamma_c} = \frac{962}{1,4 \cdot 97,5 \cdot 13,8 \cdot 1,05} = 0,486 < 1$$

– проверка выполняется.

В последнем выражении R_s – расчетное сопротивление стали сдвигу, определяемое по таблице 2 [6].

$$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m = 0,58 \cdot 245 / 1,025 = 138 \text{ (МПа)}.$$

Толщина ребра 2 принимается такой же, как и толщина стенки траверсы, т.е. $t_2 = 1,4$ см.

Ширина плитки (поз. 10, рис. 2.12) принимается конструктивно, но не менее чем $l_{ef} + 6$ см. Принимаем ширину плитки 42 см.

Ширину ребра 3 назначаем конструктивно с учетом радиуса закругления двутавра подкрановой ветви – $b_3 = 125$ мм, при этом толщина ребра согласно п.п. 8.5.15 и 8.5.9 [6]

$$t_3 \geq 2b_3 \sqrt{R_y / E} \geq 2 \cdot 12,5 \sqrt{24 / 20600} = 0,85 \text{ (см)}.$$

Принимаем $t_3 = 10$ мм.

Ширину и толщину ребра 4 принимаем такими же, как и у ребра 3. Следует заметить, что в рассматриваемом примере высота двутавров, составляющих нижнюю часть колонны менее 40 см. В случае, если высота двутавров ветвей больше или равна 40 см, ребро 4 будет иметь другую форму и дополнительно привариваться к полкам шатровой ветви.

Ширину нижней полки траверсы 5 принимаем конструктивно, с учетом радиуса закругления двутавра подкрановой ветви – $b_5 = 270$ мм, при этом толщина полки согласно п.п. 8.5.15 и 8.5.9 [6]

$$t_5 \geq b_5 \sqrt{R_y / E} \geq 27 \sqrt{24 / 20600} = 0,92 \text{ (см)}.$$

Принимаем $t_5 = 10$ мм.

Толщину ребер жесткости 6 принимаем равной большей из двух толщин смежных элементов t_4 и t_5 , т.е. 10 мм.

Ширина вертикального ребра 7 принимается по ширине ребра 3 и назначается так, чтобы суммарная ширина двух ребер 7 плюс толщина стенки траверсы была не меньше ширины полки двутавра верхней части колонны. Назначаем $b_7 = 12,5$ см, тогда $2b_7 + t_1 = 2 \cdot 12,5 + 1,4 = 26,4$ (см), что больше ширины полки двутавра 70Б1, равной 26 см. Толщина ребра t_7 принимается минимум на 4 мм больше толщины полки двутавра верхней части колонны, однако из опыта проектирования и для удобства сборки колонны толщину ребра 7 назначают обычно 40 – 60 мм. Принимаем $t_7 = 40$ мм.

Толщину накладки 9 (рис. 2.12) определяем в предположении, что максимальное усилие в ней может быть равно $F_1 = 362,8$ кН, а ширина накладки принимается обычно на 40-50 мм больше высоты сечения двутавра шатровой ветви. Принимаем $b_9 = 400$ мм, тогда требуемая толщина накладки

$$t_9 = \frac{F_1}{b_9 R_y \gamma_c} = \frac{362,8}{40 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,36 \quad (\text{см}).$$

Назначаем $t_9 = 6\text{мм}$.

Вторым этапом расчета траверсы является проверка прочности сварных швов этого узла. Ранее, при расчете стропильной фермы было доказано, что в условиях настоящего примера следует выполнять расчет по металлу границы сплавления, т.к. в случае применения полуавтоматической сварки в углекислом газе проволокой Св-08Г2С по ГОСТ 2246-70* диаметром 1,4 ... 2мм $R_{wz} \cdot \beta_z = 165 \cdot 1,05 = 173,3$ (МПа), что меньше, чем $R_{wf} \cdot \beta_f$.

Шов «ш1» (рис. 2.12) имеет расчетную длину $l_{w1} = h_1 - 10\text{мм} = 965\text{мм}$, действующее усилие $Q_l = 180\text{кН}$. С учетом того, что таких швов два, находим требуемый катет шва:

$$k_{f1} \geq \frac{Q_l}{2l_{w1} R_{wz} \beta_z \gamma_c} = \frac{180}{2 \cdot 96,5 \cdot 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1,05} = 0,051 \quad (\text{см}).$$

Минимальный катет шва по табл. 38 [6] при толщине стенки траверсы 14мм равен 4мм. Принимаем $k_{f1} = 6\text{мм}$, тогда максимальная расчетная длина шва по п. 14.1.7 [6] $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 45,9(\text{см})$, при этом прочность шва

$$\frac{Q_l}{2\beta_z k_{f1} l_{w1} R_{wz} \gamma_c} = \frac{180}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 45,9 \cdot 16,5 \cdot 1,05} = 0,18 < 1 \quad \text{– обеспечена.}$$

Катет шва «ш2» принимается конструктивно, в зависимости от толщины элементов 3 и 7. Минимальный катет шва по табл. 38 [6] при толщине более толстого из свариваемых элементов 40мм равен 6мм. Принимаем $k_{f2} = 6\text{мм}$.

Шов «ш3» – длина шва принимается по ширине свеса полки двутавра подкрановой ветви без учета закругления. Расчетная длина принимается в запас прочности на 15мм меньше полной длины.

$l_{w3} = 90 - 15(\text{мм}) = 65\text{мм}$, расчетное усилие $Q = 170,9\text{кН}$, швов четыре,

$$k_{f3} \geq \frac{Q}{4l_{w3} R_{wz} \beta_z \gamma_c} = \frac{170,9}{4 \cdot 6,5 \cdot 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1,05} = 0,36 \quad (\text{см}).$$

Минимальный катет шва равен 5мм. Принимаем $k_{f3} = 6\text{мм}$.

Шов «ш4» – длина шва принимается по ширине свеса полки двутавра подкрановой ветви без учета закругления. Расчетная длина принимается в запас прочности на 15мм меньше полной длины.

$l_{w4} = 90 - 15(\text{мм}) = 65\text{мм}$,
 расчетное усилие

$$F_4 = \left(\frac{N}{2} + \frac{M}{h_w + t_f} \right) \frac{h_n}{2(h_1 - 2,0)} = \left(\frac{197,1}{2} + \frac{18260}{66 + 1,55} \right) \cdot \frac{125}{2(97,5 - 2)} = 241,4 \text{ кН.}$$

В последней формуле h_w и t_f – высота стенки и толщина полки двутавра верхней части колонны соответственно. Количество швов – четыре.

$$k_{f4} \geq \frac{F_4}{4l_{w4}R_{wz}\beta_z\gamma_c} = \frac{241,4}{4 \cdot 6,5 \cdot 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1,05} = 0,51 \text{ (см).}$$

Принимаем $k_{f4} = 6$ мм.

Усилия для расчета сварных швов «ш5» и «ш6» определяются по расчетному сочетанию усилий для верхней части колонны (табл. 2.3).

Шов «ш5» – длина этой части накладки принимается из условия размещения монтажных болтов (60 см) $l_{w5} = 600 - 10 \text{ мм} = 590 \text{ мм}$, расчетное усилие с учетом размеров

$$F_5 = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_w + t_f} = \frac{197,1}{2} + \frac{52580}{66 + 1,55} = 876,9$$

двутавра верхней части колонны кН, швов два.

Требуемый катет шва:

$$k_{f5} \geq \frac{F_5}{2l_{w5}R_{wz}\beta_z\gamma_c} = \frac{876,9}{2 \cdot 59 \cdot 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1,05} = 0,41 \text{ (см).}$$

Принимаем $k_{f5} = 6$ мм, тогда максимальная расчетная длина шва по п. 14.1.7 [6] $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 45,9 \text{ (см)}$, при этом прочность шва

$$\frac{F_5}{2\beta_z k_{f5} l_{w5} R_{wz} \gamma_c} = \frac{876,9}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 45,9 \cdot 16,5 \cdot 1,05} = 0,88 < 1 \text{ – обеспечена.}$$

Шов «ш6» – длина накладки принимается на 50 мм больше высоты траверсы (104,5 см) $l_{w6} = 1045 - 10 \text{ мм} = 1015 \text{ мм}$, расчетное усилие $F_6 = F_5$, швов два.

Требуемый катет шва:

$$k_{f6} \geq \frac{F_6}{2l_{w6}R_{wz}\beta_z\gamma_c} = \frac{876,9}{2 \cdot 101,5 \cdot 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1,05} = 0,24 \text{ (см).}$$

Принимаем $k_{f6} = 6$ мм, тогда максимальная расчетная длина шва по п. 14.1.7 [6] $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 45,9 \text{ (см)}$, при этом прочность шва

$$\frac{F_6}{2\beta_z k_{f6} l_{w6} R_{wz} \gamma_c} = \frac{876,9}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 45,9 \cdot 16,5 \cdot 1,05} = 0,88 < 1$$

– обеспечена.

Шов «ш7» – полная длина шва равна высоте стенки траверсы (97,5см) $l_{w7} = 975 - 10\text{мм} = 965\text{мм}$, расчетное усилие $F_7 = F_5$, швов четыре.

Требуемый катет шва:

$$k_{f7} \geq \frac{F_7}{4l_{w7} R_{wz} \beta_z \gamma_c} = \frac{876,9}{4 \cdot 96,5 \cdot 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1,05} = 0,12 \quad (\text{см}).$$

С учетом данных таблицы 38 [6] принимаем $k_{f7} = 6\text{мм}$, тогда максимальная расчетная длина шва по п. 14.1.7 [6] $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 45,9(\text{см})$, при этом прочность шва

$$\frac{F_7}{4\beta_z k_{f7} l_{w7} R_{wz} \gamma_c} = \frac{876,9}{4 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 45,9 \cdot 16,5 \cdot 1,05} = 0,44 < 1$$

– обеспечена.

Швы «ш12» и «ш13» – полная длина шва равна высоте стенки траверсы (97,5см) $l_{w12} = l_{w13} = 975 - 10\text{мм} = 965\text{мм}$, расчетное усилие $F_{12} = F_{13} = 1,2 \cdot D_{max} / 2$, швов два.

Требуемый катет шва:

$$k_{f12} \geq \frac{F_{12}}{2l_{w12} R_{wz} \beta_z \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 1443 / 2}{2 \cdot 96,5 \cdot 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1,05} = 0,25 \quad (\text{см}).$$

Минимальный катет шва согласно серии 1.424.3-7 $k_{f12} = 8\text{мм}$, тогда максимальная расчетная длина шва по п. 14.1.7 [1] $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2(\text{см})$, при этом прочность шва

$$\frac{F_{12}}{2\beta_z k_{f12} l_{w12} R_{wz} \gamma_c} = \frac{865,8}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 61,2 \cdot 16,5 \cdot 1,05} = 0,49 < 1$$

– обеспечена.

Характеристики шва «ш13» принимаем такими же, как и у «ш12».

2.8.5. Расчет базы колонны

База является опорной частью колонны и предназначена для передачи усилий от колонны на фундамент; в ее состав входят опорная плита, траверсы, ребра, анкерные болты, а также устройства для их крепления (столики, анкерные плиты и т.д.). Конструктивное решение базы зависит от типа колонны и способа сопряжения ее с фундаментом (жесткое или шарнирное). Существует два типа баз: общая и отдельная. Последний вариант принят в курсовом проекте. Для расчета базы необходимо выбрать из таблицы сочетаний неблагоприятные комбинации усилий в нижнем сечении «А»

колонны. Напомним, что при выборе расчетной комбинации усилий для шатровой ветви анализируются все варианты с положительным, а для подкрановой ветви – с отрицательным изгибающим моментом.

В нашем примере для случая шатровой ветви имеем:

$$M_{max} = 1207 \text{ кНм}; \quad N_{соот} = 1496 \text{ кН}; \quad N_{нв} = 1845 \text{ кН},$$

а для подкрановой ветви –

$$M_{max} = -1477 \text{ кНм}; \quad N_{соот} = 1496 \text{ кН}; \quad N_{нв} = 2091 \text{ кН}.$$

В курсовом проекте по согласованию с руководителем допускается проектировать базу лишь для одной ветви с большим усилием, а другую принимать конструктивно, по аналогии с расчетной. В связи с тем, что максимальное усилие возникает в подкрановой ветви, выполняем далее именно ее расчет.

Требуемая площадь опорной плиты:

$$A_{пл}^{mp} \geq \frac{N_{нв}}{R_{\phi}}, \quad \text{где } R_{\phi} = \varphi_b \cdot R_b,$$

R_b – расчетное сопротивление бетона при местном смятии. Выборка из [4] приведена в табл. 2.9.

φ_b – коэффициент увеличения R_b до $R_{b,loc}$ в зависимости от соотношения площади верхнего обреза фундамента A_f к рабочей площади опорной плиты

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_f}{A_{пл}}} \leq 1,5$$

Таблица 2.9

Класс бетона	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40
$\frac{\text{МПа}}{R_b, \frac{\text{кгс/см}^2}$	<u>6,0</u> (61,2)	<u>8,5</u> (86,6)	<u>11,5</u> (117)	<u>14,5</u> (148)	<u>17,0</u> (173)	<u>19,5</u> (199)	<u>22,0</u> (224)

Принимаем $\varphi_b = 1,2$, $R_{b,loc} = 1,2 \cdot 1,45 = 1,74 \text{ (кН/см}^2\text{)},$

$$A_{пл}^{mp} \geq 2091 / 1,74 = 1202 \text{ см}^2$$

При назначении размеров опорной плиты следует учитывать следующие требования:

- центр тяжести ветви и середина опорной плиты должны лежать на одной вертикальной оси;
- свесы плиты должны быть не менее 40мм;
- толщину траверсы принимают равной 12-24мм.

Исходя из этих требований, назначаем размеры плиты – 450 х 400мм, а толщину траверсы – 20мм (рис. 2.13).

Среднее фактическое напряжение под опорной плитой:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N_{нв}}{A_{пл}} = \frac{2091}{45 \cdot 40} = 1,16 \quad (\text{кН/см}^2) < R_{b,loc}$$

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты (п.8.6.2 [6]). Номера участков приняты по рисунку 2.13:

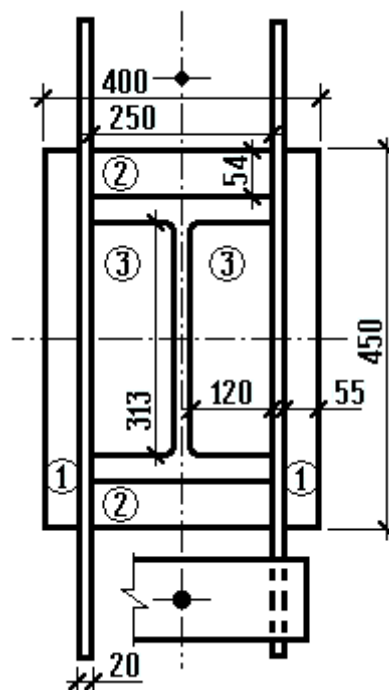


Рис. 2.13

Участок 1. (консольный свес $c_1 = 5,5\text{см}$).

$$M_1 = \frac{\sigma_{\phi} \cdot c_1^2}{2} = \frac{1,16 \cdot 5,5^2}{2} = 17,55 \quad (\text{кНсм}).$$

Участок 2. Плита, опертая по трем сторонам:

$$M_2 = \beta \cdot \sigma_{\phi} \cdot a^2,$$

т.к. $b_2 / a_2 = 25/5,4 = 4,6 > 2$, то рассчитываем этот участок, как консольный.

$$M_2 = \frac{1,16 \cdot 5,4^2}{2} = 16,9 \quad (\text{кНсм}).$$

Участок 3. На участке 3 плита оперта по четырем сторонам.

$$M_3 = \alpha \cdot \sigma_{\phi} \cdot a_3^2$$

т.к. $b_3 / a_3 = 31,3/12 = 2,6 > 2$, то момент находим как в однопролетной балке пролетом $a_3 = 12$ см.

$$M_3 = \frac{\sigma_{\phi} \cdot a_3^2}{8} = \frac{1,16 \cdot 12^2}{8} = 20,88 \quad (\text{кНсм}).$$

Требуемую толщину плиты определяем по наибольшему моменту $M_{max} = 20,88$ кНсм, как для балки шириной 1 см и с учетом того, что $\gamma_c = 1,2 \cdot 1,05 = 1,26$ (табл. 1 [6]).

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 20,88}{24 \cdot 1,26}} = 2,03 \quad (\text{см}).$$

Принимаем $t_{пл} = 24$ мм (2 мм – припуск на острожку).

Высоту траверсы h_T определяем из условия размещения сварного шва прикрепления траверсы к ветви колонны. В запас прочности считаем, что все усилие в ветви передается через 4 угловых шва. Сварка механизированная, проволокой марки Св-08Г2С, $d = 1,4 \dots 2$ мм. Принимаем $k_f = 8$ мм.

Требуемую длину шва определяем из условия прочности по металлу границы сплавления (см. расчет узлов стропильной фермы).

$$l_{ш}^{mp} \geq \frac{N_{не}}{4 \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c}, \quad \text{где}$$

$$\beta_z = 1,05; \quad R_{\omega z} = 165 \text{ МПа} = 16,5 \text{ кН/см}^2; \quad \gamma_c = 1,05;$$

$$l_{ш}^{mp} \geq \frac{2091}{4 \cdot 0,8 \cdot 1,05 \cdot 16,5 \cdot 1,05} = 35,92 \quad (\text{см}).$$

Расчетная длина флангового шва должна удовлетворять условию:

$$35,09 < 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2 \text{ (см) (п. 14.1.7 [6])}.$$

Принимаем $h_{тр} = 40$ см.

В запас прочности проверяем траверсу как однопролетную балку, шарнирно опирающуюся на полки ветви колонны. Равномерно распределенная нагрузка на траверсу (по рис. 2.13)

$$q_m = 1,16 \cdot (5,5 + 12/2 + 2) = 15,7 \text{ (кН/см)}.$$

Момент в середине пролета:

$$M_m = \frac{15,7 \cdot 34,1^2}{8} = 2282 \text{ (кНсм)}.$$

Поперечная сила на опоре:

$$Q_m = \frac{15,7 \cdot 34,1}{2} = 268 \text{ (кН)}.$$

Геометрические характеристики траверсы:

$$A_m = h_m \cdot t_m = 40 \cdot 2 = 80 \text{ (см}^2\text{)};$$

$$W_m = \frac{t_m \cdot h_m^2}{6} = \frac{2 \cdot 40^2}{6} = 533 \text{ (см}^3\text{)}.$$

Прочность траверсы по нормальным напряжениям:

$$\frac{M_m}{W_m R_y \gamma_c} = \frac{2282}{533 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,17 < 1$$

Прочность траверсы на срез у опоры:

$$\tau = \frac{Q_m}{A_m R_s \gamma_c} = \frac{268}{80 \cdot 0,58 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,23 < 1$$

где $R_s = 0,58 R_y$ – расчетное сопротивление стали сдвигу (табл. 2 [6]).

Прочность траверсы обеспечена.

Анкерные болты служат для передачи растягивающих усилий от колонны на фундамент. Их рассчитывают на специальную комбинацию усилий (см. таблицу сочетаний).

$M=1447$ кНм; $N=532,4$ кН. Усилие отрыва от фундамента, приходящееся на анкерные болты

$$Z = \frac{|M|}{b'_n} - \frac{|N|}{2} = \frac{144700}{110} - \frac{532,4}{2} = 1049,3 \quad (\text{кН}).$$

Требуемая площадь сечения анкерных болтов:

$$\sum A_{mp} \geq \frac{Z}{R_{ba}}, \quad \text{где}$$

$R_{ba}=22,0$ кН/см² – расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов, выполненных из стали 09Г2С-4 (табл. Г.4 и Г.7 [6]). С учетом того, что ветвь удерживают два анкерных болта

$$A_{mp} \geq \frac{1049,3}{2 \cdot 22,0} = 23,84 \quad (\text{см}^2).$$

Диаметр анкеров назначается обычно от 20 до 76мм, т.к. более толстые анкеры сложны в изготовлении.

Принимаем анкер диаметром $d=64$ мм с площадью нетто 26,76см².

При размещении анкерных болтов необходимо, в частности соблюдать следующие требования:

- центр тяжести ветви и равнодействующая усилий в анкерах должны лежать на одной вертикальной оси;
- для того чтобы можно было свободно повернуть гайку при затяжке болтов, минимальное расстояние от оси болта до полки двутавра нижней части колонны желательно принимать $1,5d$;
- для того чтобы во время монтажа колонну можно было отцентрировать, анкерные болты выносят за опорную плиту на расстояние, не менее чем округленный до 5мм в большую сторону радиус анкера плюс 20мм.

Последним рассчитываемым элементом базы колонны является анкерная плитка. Ее рассчитывают как балку, свободно опертую на траверсы и нагруженную сосредоточенной силой от анкера. Расчетная схема плитки представлена на рисунке 2.14.

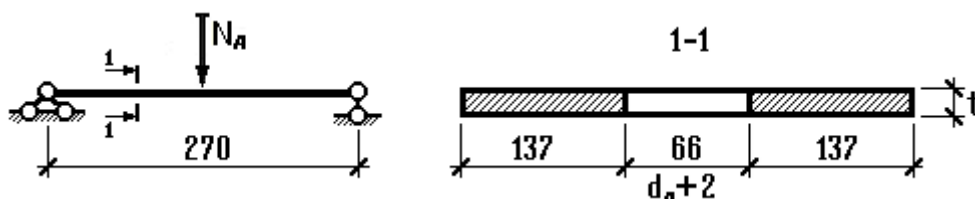


Рис. 2.14

Усилие в одном анкере

$$N_a = \frac{Z}{2} = \frac{1049,3}{2} = 524,7 \quad (\text{кН}).$$

Изгибающий момент в среднем сечении плитки:

$$M = \frac{N_a}{2} \cdot \frac{27}{2} = \frac{524,7 \cdot 27}{4} = 3541 \quad (\text{кНсм}).$$

Из условия размещения анкерных болтов назначаем ширину плитки равной 340мм. Толщину анкерной плитки определяем из условия прочности по нормальным напряжениям.

$$\frac{M}{WR_y \gamma_c} \leq 1$$

Момент сопротивления ослабленного отверстием сечения:

$$W_n = 2 \cdot \frac{13,7t^2}{6} \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{M \cdot 3}{13,7R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{3541 \cdot 3}{13,7 \cdot 24 \cdot 1,05}} = 5,5 \Rightarrow 6 \quad (\text{см}).$$

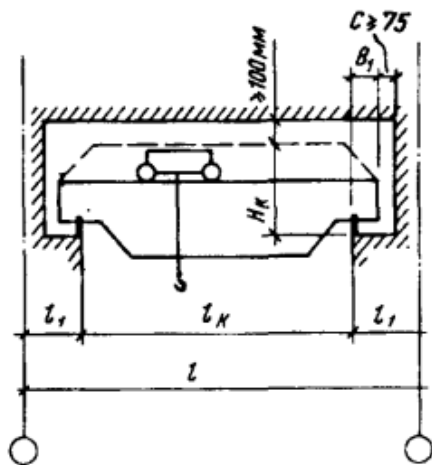
Максимальную толщину анкерной плитки обычно ограничивают 6см, а если требуемая толщина оказывается больше, вместо плитки используют два швеллера, устанавливаемых на траверсу.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

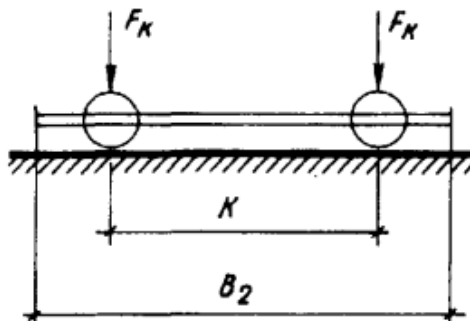
1. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций: Учебное пособие для техникумов.– 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 431с.
2. Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Элементы стальных конструкций: Учебное пособие для строит. вузов/В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева. – М.: Высш. шк., 1997. – 527с.
3. Металлические конструкции: Учебник для студ. высш. учеб. заведений/[Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатъева и др.]; Под общ. ред. Ю.И. Кудишина.– 8-е изд., перераб. и доп. – М.: Издательский центр «Академия», 2006. – 688с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО "ЦНИИПромзданий, 2005. – 214с.
5. Сокращенный сортамент металлопроката для применения в строительных стальных конструкциях: Методические указания/Д.Б. Демченко.– Ростов н/Д: Рост. гос. строит. ун-т, 2007. – 24с.
6. СП 16.13330.2017. «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*». /Минстрой России. – М.: ОАО «ЦПП», 2017. – 146с.
7. СП 20.13330.2016. «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*». / Минстрой России. – М.: ОАО «ЦПП», 2016. – 102с.
8. Федеральный закон №384 от 30.12.2009 (ред. от 02.07.2013) «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений». – 20с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

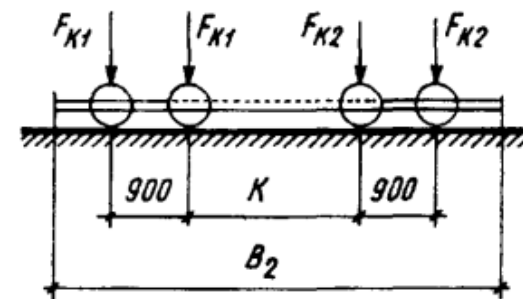
СПРАВОЧНЫЕ ДАННЫЕ ПО ЭЛЕКТРОМОСТОВЫМ КРАНАМ



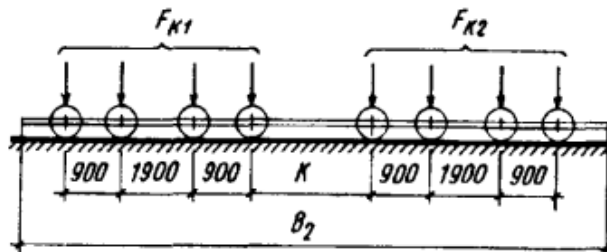
Для кранов $Q = 32/5, 50/12,5$



Для кранов $Q = 80/20, 100/20, 125/20$



Для кранов $Q = 160/32, 200/32$



Q — грузоподъемность крана, $F_{к1}^н, F_{к2}^н$ — максимальные вертикальные давления колес крана (нормативные)

Таблица П.1

Q, T		Пролет здания $L, м$	Размеры, мм				Максимальное давление колеса, кН		Вес тележки $G_T, кН$	Вес крана с тележкой $G, кН$	Тип кранового рельса	Высота рельса $h_p, мм$	Высота подкрановой балки $h_b, мм$ при шаге колонн	
			H_K	B_1	B_2	K	F_{K1}	F_{K2}					6м	12м
30	5	24	2750	300	6300	5100	315 (325)	120 (125)	520 (560)	КР-70	120	1050	1300	
		30	2750		6300	5100	345 (355)		620 (680)					
		36	3000		6860	5600	380 (380)		740 (800)					
50	10	24	3150	300	6760	5250	470 (470)	180 (185)	665 (690)	КР-80	130	1050	1300	
		30					500 (510)		780 (795)					
		36					540 (550)		900 (920)					
80	20	24	3750	400	9100	4350	350	370	380	1100	КР-100	150	1050	1850
		30	4000				380	400		1300				
		36	4000				410	430		1500				
100	20	24	3750	400	9350	4600	410	450	410	1250	КР-120	170	1050	1850
		30	4000				450	480		1450				
		36	4000				490	510		1650				



Окончание таблицы П.1

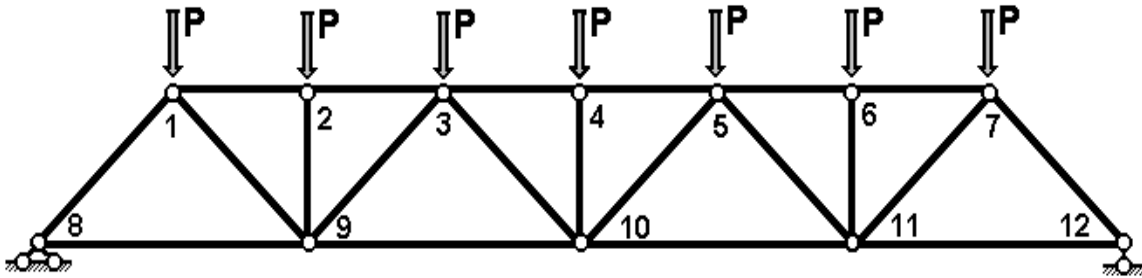
125	20	24	4000	400	9350	4600	480	520	430	1350	КР-120	170	1050	1850
		30					520	550		1550				
		36					550	580		1750				
160	32	24	4800	500	10500	1500	310	330	650	1750	КР-120	170	1050	1850
		30					330	350		1950				
		36					350	370		2200				
200	32	24	4800	500	10800	1500	370	380	700	1850	КР-120	170	1050	1850
		30	4800				400	410		2150				
		36	5200				420	430		2450				

Таблица П.2

Коэффициенты $C_{пр}$

Шаг колонн, м	Q, тс	Количество рам n														
		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	30/5	0,421	0,421	0,420	0,417	0,412	0,406	0,396	0,386	0,375	0,366	0,354	0,345	0,336	0,321	0,315
	50/10															
	80/20	0,540	0,538	0,535	0,532	0,526	0,517	0,505	0,493	0,478	0,466	0,452	0,440	0,428	0,412	0,402
	100/20															
	125/20															
	160/32															
	200/32															
30/5	0,671	0,668	0,664	0,660	0,652	0,642	0,627	0,612	0,594	0,578	0,561	0,546	0,531	0,514	0,498	
50/10																
12	30/5	0,450	0,436	0,419	0,400	0,380	0,362	0,344	0,327	0,314	0,298	0,286	0,274	0,263	0,252	0,242
	50/10															
	80/20	0,518	0,504	0,483	0,460	0,437	0,416	0,396	0,376	0,362	0,342	0,329	0,315	0,302	0,291	0,278
	100/20															
	125/20															
	160/32															
	200/32															
30/5	0,577	0,561	0,536	0,512	0,487	0,464	0,441	0,419	0,404	0,382	0,366	0,351	0,337	0,324	0,310	
50/10																

**Усилия в элементах стропильных ферм
 от единичной узловой нагрузки ($P=1$)
 Ферма пролетом 24 метра, нагрузка на всем пролете**



Ферма пролетом 24 метра, нагрузка на половине пролета

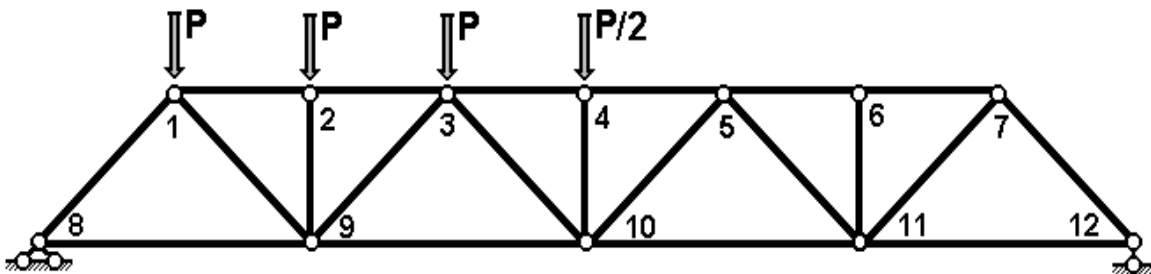
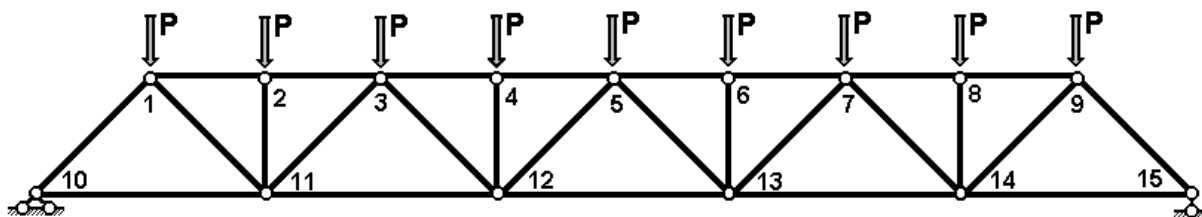


Таблица П.3

Стержень	Усилия при нагрузке на		Стержень	Усилия при нагрузке на	
	всем пролете	половине пролета		всем пролете	половине пролета
1-2	-6,000	-4,000	1-8	-4,950	-3,536
2-3	-6,000	-4,000	1-9	3,536	2,121
3-4	-8,000	-4,000	2-9	-1,000	-1,000
4-5	-8,000	-4,000	3-9	-2,121	-0,707
5-6	-6,000	-2,000	3-10	0,707	-0,707
6-7	-6,000	-2,000	4-10	-1,000	-0,500
8-9	3,500	2,500	5-10	0,707	1,414
9-10	7,500	4,500	5-11	-2,121	-1,414
10-11	7,500	3,000	6-11	-1,000	0,000
11-12	3,500	1,000	7-11	3,536	1,414
			7-12	-4,950	-1,414

Ферма пролетом 30 метров, нагрузка на всем пролете



Ферма пролетом 30 метров, нагрузка на половине пролета

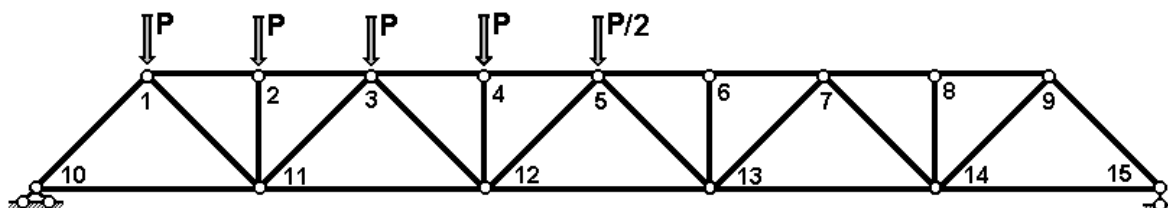
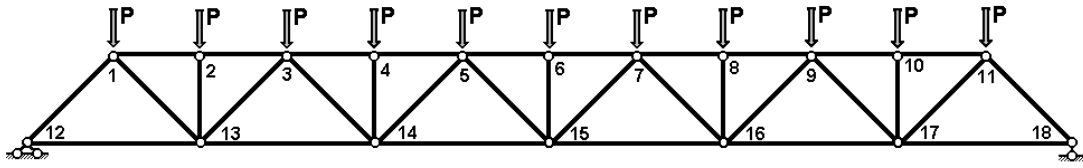


Таблица П.4

Стержень	Усилия при нагрузке на		Стержень	Усилия при нагрузке на	
	всем пролете	половине пролета		всем пролете	половине пролета
1-2	-8,000	-5,500	1-10	-6,364	-4,596
2-3	-8,000	-5,500	1-11	4,950	3,182
3-4	-12,000	-7,000	2-11	-1,000	-1,000
4-5	-12,000	-7,000	3-11	-3,536	-1,768
5-6	-12,000	-5,000	3-12	2,121	0,354
6-7	-12,000	-5,000	4-12	-1,000	-0,500
7-8	-8,000	-2,500	5-12	-0,707	1,061
8-9	-8,000	-2,500	5-13	-0,707	-1,768
10-11	4,500	3,250	6-13	-1,000	0,000
11-12	10,500	6,750	7-13	2,121	1,768
12-13	12,500	6,250	7-14	-3,536	-1,768
13-14	10,500	3,750	8-14	-1,000	0,000
14-15	4,500	1,250	9-14	4,950	1,768
			9-15	-6,364	-1,768

Ферма пролетом 36метров, нагрузка на всем пролете



Ферма пролетом 36метров, нагрузка на половине пролета

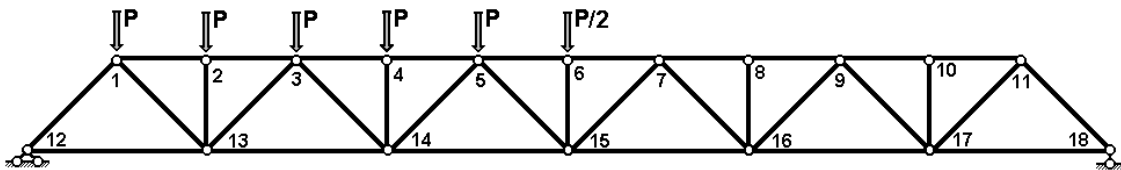


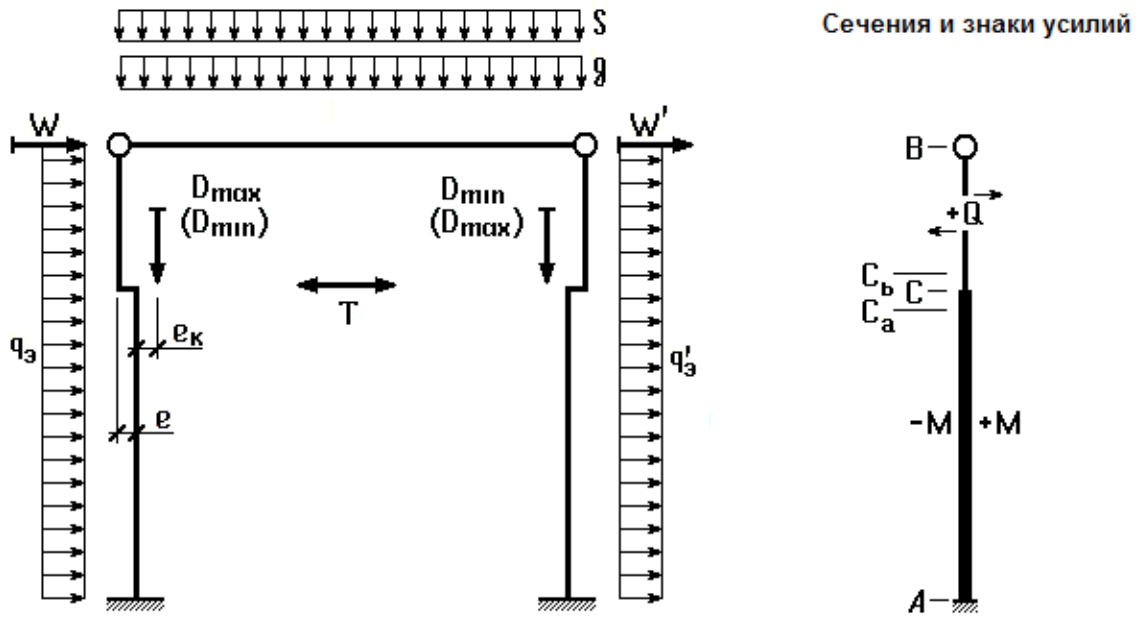
Таблица П.5

Стержень	Усилия при нагрузке на		Стержень	Усилия при нагрузке на	
	всем пролете	половине пролета		всем пролете	половине пролета
1-2	-10,000	-7,000	1-12	-7,778	-5,657
2-3	-10,000	-7,000	1-13	6,364	4,243
3-4	-16,000	-10,000	2-13	-1,000	-1,000
4-5	-16,000	-10,000	3-13	-4,950	-2,828
5-6	-18,000	-9,000	3-14	3,536	1,414
6-7	-18,000	-9,000	4-14	-1,000	-1,000
7-8	-16,000	-6,000	5-14	-2,121	0,000
8-9	-16,000	-6,000	5-15	0,707	-1,414
9-10	-10,000	-3,000	6-15	-1,000	-0,500
10-11	-10,000	-3,000	7-15	0,707	2,121
12-13	5,500	4,000	7-16	-2,121	-2,121
13-14	13,500	9,000	8-16	-1,000	0,000
14-15	17,500	10,000	9-16	3,536	2,121
15-16	17,500	7,500	9-17	-4,950	-2,121
16-17	13,500	4,500	10-17	-1,000	0,000
17-18	5,500	1,500	11-17	6,364	2,121
			11-18	-7,778	-2,121

Нагрузки от веса ограждающих и несущих конструкций

Наименование элемента	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке
<i>Ограждающие элементы кровли</i>		
Защитный слой (15-20мм) из гравия по мастике	0,3-0,4	1,3
Водоизоляционный ковер из 3-4 слоев рубероида	0,15-0,2	1,3
Асфальтовая или цементная стяжка (20мм)	0,4	1,3
Утеплитель:		
Пенопласт (60-120мм) $\gamma=50\text{кг/м}^3$	0,03-0,06	1,2
Пенобетон (80-160мм) $\gamma=500\text{кг/м}^3$	0,4-0,8	1,3
Пароизоляция из 1 слоя рубероида	0,05	1,3
<i>Несущие элементы кровли</i>		
Стальной профилированный настил	0,13-0,16	1,05
Плоский стальной настил (3-4мм)	0,24-0,32	1,05
Прогоны для I-V районов по весу снегового покрова:		
Сплошные, пролетом 6м	0,05-0,08	1,05
Решетчатые, пролетом 12м	0,07-0,12	1,05
Железобетонная плита из тяжелого бетона		
3х6м (в плане)	1,45	1,1
3х12м	1,8	1,1
<i>Элементы стального каркаса</i>		
Стропильные фермы	0,10-0,40*	1,05
Связи покрытия	0,04-0,06*	1,05
* – меньшее число для пролета L=24м и легкой кровли, большее – для L=36м и тяжелой кровли		

Распечатка результатов статического расчета поперечной рамы



Иванов А. П-445

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ (единицы измерения кН и м)

$L=24$	$H_b=5.57$	$H_n=11.63$	$e=0.275$	$e_k=0.625$	$\mu=10$
$g=12,00$	$p=4,47$	$W=17.082$	$W_i=10.672$	$D_{max}=1443$	$D_{min}=431.6$
$b_n=1.25$	$q_{\text{э}}=4.387$	$q_{\text{э}i}=2.738$	$T=117.5$	$C_{pr}=0.44$	

УСИЛИЯ ОТ ОТДЕЛЬНЫХ ЗАГРУЖЕНИЙ

Сечения	Усилия	Постоянная нагрузка	Снег	Ветер	
				слева	справа
B	Q_b	-2.381E+00	-9.486E-01	-7.595E+00	1.822E+01
Cb	M_{cb}	-1.315E+01	-5.236E+00	-1.108E+02	1.437E+02
	N_{cb}	1.440E+02	5.736E+01	0.000E+00	0.000E+00
Ca	M_{ca}	2.646E+01	1.054E+01	-1.108E+02	1.437E+02
	N_{ca}	1.440E+02	5.736E+01	0.000E+00	0.000E+00
A	M_a	-1.359E+00	-5.414E-01	-7.992E+02	7.318E+02
	N_a	1.440E+02	5.736E+01	0.000E+00	0.000E+00
	Q_a	-2.381E+00	-9.486E-01	-8.534E+01	6.688E+01

Сечения	Усилия	Кран			
		D_{max} слева	D_{max} справа	T слева	T справа
B	Q_b	4.579E+01	2.456E+01	3.763E+01	1.063E+01
Cb	M_{cb}	2.528E+02	1.356E+02	2.077E+02	5.870E+01
	N_{cb}	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Ca	M_{ca}	-6.491E+02	-1.342E+02	2.077E+02	5.870E+01
	N_{ca}	1.443E+03	4.316E+02	0.000E+00	0.000E+00
A	M_a	-1.142E+02	1.527E+02	-7.251E+02	1.829E+02
	N_a	1.443E+03	4.316E+02	0.000E+00	0.000E+00
	Q_a	4.579E+01	2.456E+01	-7.987E+01	1.063E+01

Иванов А. П-445

ОСНОВНЫЕ СОЧЕТАНИЯ УСИЛИЙ (единицы измерения кН и м)

Сечения	Усилия	Сочетания 1			
		+Mmax/Nсоотв	-Mmax/Nсоотв	Nmax	
				+Mсоотв	-Mсоотв
Cb	QCb	8.105E+01	-3.493E+01	-3.330E+00	-3.330E+00
	Mcb	4.474E+02	-1.239E+02	-1.838E+01	-1.838E+01
	Ncb	1.440E+02	1.440E+02	2.014E+02	2.014E+02
Ca	Mca	1.701E+02	-8.304E+02	3.699E+01	-8.304E+02
	Nca	1.440E+02	1.587E+03	2.014E+02	1.587E+03
A	Ma	8.764E+02	-8.407E+02	6.095E+02	-8.407E+02
	Na	5.756E+02	1.587E+03	1.587E+03	1.587E+03
A	Qa,max	1.233E+02			
A	Ma	-8.006E+02			
анкеры	Na	1.440E+02			

Сечения	Усилия	Сочетания 2			
		+Mmax/Nсоотв	-Mmax/Nсоотв	Nmax	
				+Mсоотв	-Mсоотв
Cb	QCb	1.032E+02	-4.431E+01	1.023E+02	-4.431E+01
	Mcb	5.306E+02	-1.826E+02	5.258E+02	-1.826E+02
	Ncb	1.440E+02	1.971E+02	1.971E+02	1.971E+02
Ca	Mca	2.317E+02	-8.444E+02	1.655E+02	-8.346E+02
	Nca	5.855E+02	1.443E+03	1.971E+02	1.496E+03
A	Ma	1.447E+03	-1.477E+03	1.207E+03	-1.477E+03
	Na	5.324E+02	1.496E+03	1.496E+03	1.496E+03
A	Qa,max	1.709E+02			
A	Ma	1.447E+03			
анкеры	Na	5.324E+02			