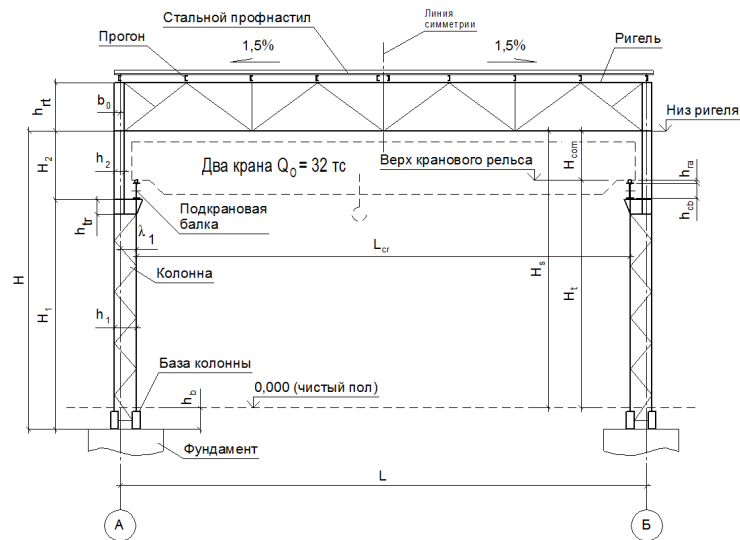


В.В. Пронин

**Стальной каркас  
одноэтажного однопролетного производственного  
здания с опорными мостовыми кранами**

**Часть 2  
Пример расчета**

*Учебное пособие*



Нижний Новгород  
2026

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования  
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

Кафедра металлических конструкций

В. В. Пронин

Стальной каркас  
одноэтажного однопролетного производственного  
здания с опорными мостовыми кранами

Часть 2

Пример расчета

Утверждено редакционно-издательским советом университета  
в качестве учебного пособия

Нижний Новгород  
ННГАСУ  
2026

ББК 38.54  
П 78  
УДК 624.014(075.8)

*Печатается в авторской редакции*

Рецензенты:

*Жегалов Д.В.* – старший научный сотрудник научно-исследовательского института механики ФГАОУ ВО «Национального исследовательского Нижегородского государственного университета им. Н.И. Лобачевского»  
*Пестряков В.П.* – директор НПФ «Металлимпресс»

Пронин, В.В. Стальной каркас одноэтажного однопролетного производственного здания с опорными мостовыми кранами. Часть 2. Пример расчета : учебное пособие / В.В. Пронин ; Министерство образования и науки Российской Федерации, Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2026. – 66 с. – ISBN 978-5-528-00647-5; 978-5-528-00649-9. – Текст : непосредственный.

Пособие выпущено для выполнения курсового проекта по курсу металлических конструкций и является продолжением части 1. Приведен пример компоновки каркаса, сбора нагрузок, статического расчета с применением пакетов прикладных программ, подбора сечений основных элементов и расчета узлов их сопряжения в соответствии с действующими нормативными документами и справочной литературой.

Предназначено для студентов направления 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство» на практических занятиях по учебной дисциплине «Металлические конструкции».

ББК 38.54

ISBN 978-5-528-00647-5; 978-5-528-00649-9

© В.В. Пронин, 2026  
© ННГАСУ, 2026

## Содержание

Содержание .....	3
Введение .....	4
1. Компоновка поперечной рамы .....	4
2. Конструкция кровли .....	7
2.1. Стальной профилированный настил .....	7
2.2. Прогоны .....	10
3. Расчетная схема поперечной рамы .....	11
4. Сбор нагрузок, действующих на раму .....	13
4.1. Постоянные нагрузки .....	13
4.2. Временные нагрузки .....	14
4.2.1. Снеговая нагрузка .....	14
4.2.2. Крановые нагрузки .....	14
4.2.2.1. Вертикальная крановая нагрузка .....	15
4.2.2.2. Горизонтальная крановая нагрузка .....	16
4.2.3. Ветровая нагрузка .....	17
5. Статический расчет рамы .....	19
5.1. Схемы приложения нагрузок .....	19
5.2. Процедура расчета .....	20
6. Подбор сечения колонны .....	26
6.1. Расчетные длины участков колонны .....	26
6.2. Верхняя часть колонны .....	27
6.3. Нижняя часть колонны .....	33
7. Температурные швы, система связей каркаса .....	38
8. Подбор сечений опорных элементов ригеля .....	41
9. Расчет и конструирование узлов сопряжения элементов рамы .....	43
9.1. Узел примыкания ригеля к колонне .....	43
9.2. Узел сопряжения верхней и нижней частей колонны .....	48
9.3. База колонны .....	50
Список использованных источников .....	59
Приложения .....	61
П.1. Справочные данные мостовых кранов общего назначения грузоподъемностью $Q_0 = 8 - 125$ т .....	61
П.2. Выписка из ГОСТ 19903-74 «Прокат листовой горячекатаный» .....	62
П.3. Рельсы железнодорожные для дорог широкой колеи по ГОСТ Р 51685- 2000, рельсы крановые по ГОСТ 744121-96 .....	62
П.4. Справочные данные по профилированным настилам .....	63
П.5. Фундаментные болты диаметром более 48 мм .....	64
П.6. Пример оформления графического материала .....	65

## Введение

Настоящее учебное пособие является продолжением части 1 [13] и рассматривает практические приемы выполнения курсового проекта «Каркас одноэтажного производственного здания», выполняемого студентами направления 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство».

Пособие может использоваться и студентами других специальностей, если изучение основ проектирования металлических конструкций входит в учебные планы.

В пособии рассматривается бесфонарное здание с кранами режима 5К грузоподъемностью до 50 тс включительно. Нижняя часть ступенчатой колонны имеет сквозное симметричное сечение. Имеется таблица исходных данных.

Перед выполнением курсового проекта следует ознакомиться с основами компоновки и расчета, изложенными в части 1 [13].

В приложении показан пример оформления чертежа.

Автор выражает благодарность заведующему кафедрой металлических конструкций ННГАСУ Колотову О.В., заведующему кафедрой теории сооружений и технической механики ННГАСУ Лампси Б.Б., доцентам кафедры металлических конструкций Житянской Е.В., Ивановой О.Б. и Ямбаеву И.А., а также старшему преподавателю кафедры металлических конструкций Кочетовой Е.А. за труд по прочтению рукописи и за ценные замечания, учтенные при издании пособия.

## 1. Компоновка поперечной рамы.

Процесс компоновки начинается с формирования задания на проектирование (табл. 1.1).

Параметры задания определяются тремя цифрами (шифром), задаваемыми руководителем курсового проекта или взятыми из номера зачетной книжки студента (последние три цифры).

Кроме того, в задании могут быть дополнительные данные, позволяющие включать в курсовой проект элементы студенческой научной работы.

Рассматривается однопролетная бесфонарная рама с жестким сопряжением колонн с фундаментами и ригелем. Для всех вариантов класс сооружения КС-2 ( $\gamma_n = 1$ ).

Пример расчета выполнен для шифра 302.

Табл. 1.1. Задание на проектирование

1-я цифра шифра	$L$ , м	$V_{fr}$ , м	$V_{rt}$ , м	2-я цифра шифра	Отм. кран. рельса, м	$Q_o$ , тс	Снег. район	3-я цифра шифра	Ветр. район	Темп. экспл., °С	Класс бетона фундам.
1	18	6	6	1	9,8	32	I	1	I	- 35	В 15
2	24	6	6	2	11,0	50	II	2	II	- 40	<b>В 20</b>
3	<b>30</b>	<b>6</b>	<b>6</b>	3	12,2	50	III	3	III	- 45	В 25
4	36	6	6	4	13,4	32	IV	4	IV	- 50	В 15
5	18	6	6	5	14,6	50	V	5	V	- 55	В 20
6	24	6	6	6	15,8	32	VI	6	VI	- 60	В 25
7	30	6	6	7	17,0	50	VII	7	VII	- 35	В 15
8	36	6	6	8	13,4	50	VIII	8	I	- 40	В 20
9	24	6	6	9	14,6	32	III	9	II	- 45	В 25

0	30	6	6	0	15,8	50	IV	0	III	- 50	B 15
---	----	---	---	---	------	----	----	---	-----	------	------

Условные обозначения

$L$  – пролет здания;

$B_{fr}$  – шаг колонн;

$B_{rt}$  – шаг ферм;

$Q_o$  – грузоподъемность кранов.

### Исходные данные (шифр 302)

Пролет здания  $L = 30$  м.

Шаг поперечных рам  $B_{fr} = 6$  м.

Шаг ригелей (ферм)  $B_{rt} = 6$  м.

Отметка головки кранового рельса  $H_t = 15,8$  м.

Грузоподъемность мостовых кранов  $Q_o = 50$  тс = 500 кН.

Снеговой район РФ – IV.

Ветровой район РФ – II.

Температура эксплуатации конструкций - 40°C.

Класс прочности бетона фундаментов - В20.

Класс сооружения – КС-2 ( $\gamma_n = 1$ ).

#### Размеры по вертикали.

В размер  $H_{com}$  (расстояние от верха кранового рельса до низа ригеля) входит высота мостового крана  $H_c$ , допуск на изготовление крана  $a = 100$  мм и зазор  $f$ , учитывающий прогиб ригеля и провисание связей по нижним поясам ригелей.

$$H_{com} = H_c + a + f,$$

где  $H_c = 3150$  мм, см. приложение П.1;

$f = 150$  мм для рам пролета  $L = 30$  м.

Получим  $H_{com} = 3150 + 100 + 150 = 3400$  мм.

Полезная высота рамы  $H_s = H_{com} + H_t = 3400 + 15800 = 19200$  мм.

Высота ригеля  $h_{rt} = 3150$  мм для пролета  $L = 30$  м.

Согласно п. 15.2.6 [3] при плоских кровлях в ригеле должен быть предусмотрен строительный подъем независимо от размера пролета. Его величина принимается равной прогибу от суммарной нормативной нагрузки плюс 1/200 пролета. На стадии компоновки рамы это указание можно не учитывать.

Длина верхней части колонн  $H_2 = H_{com} + h_{cb} + h_{ra} = 3400 + 750 + 200 = 4350$  мм,

где  $h_{cb}$  – высота подкрановой балки, равная 1/8 – 1/10 её пролета, т.е. шага колонн;  $h_{cb} = 6000 / 8 = 750$  мм;

$h_{ra}$  – высота кранового рельса, принимаемого в зависимости от типа рельса по приложениям П.1 и П.3; в упрощенном варианте в запас можно принять  $h_{ra} = 200$  мм.

Длина нижней части колонн  $H_1 = H_s - H_2 + h_b = 19200 - 4350 + 1000 = 15850$  мм.

где  $h_b = 1$  м = 1000 мм (в запас) – высота базы колонны.

Полная длина колонн  $H = H_1 + H_2 = 15850 + 4350 = 20200$  мм.



## 2. Конструкция кровли

Покрытие здания состоит из кровельных (ограждающих) конструкций, несущих элементов (профнастила, прогонов, ферм) и связей.

Рассматриваемое покрытие устраивают с применением прогонов. В этом случае в узлы ригелей в виде стропильных ферм устанавливают прогоны, по которым монтируется стальной профнастил.

Настил крепят к прогонам самонарезающими винтами в каждую волну. Между собой по длине настил соединяют комбинированными заклепками с шагом 300-500 мм.

На профилированный настил послойно укладываются пароизоляция, плитный легкий утеплитель в один или в два слоя и гидроизоляционный ковер. Утеплитель крепится к профнастилу специальными кляммерами. В кровлях неотапливаемых зданий утеплитель может отсутствовать.

Паро- и гидроизоляционные материалы используются для защиты строительных конструкций от проникновения водяных паров, конденсата и влаги. Для кровли по металлическому профилированному настилу наиболее выгодным и технологичным будет применение мембранной пароизоляции (пленки). Уложенный материал представляет собой сплошную мембрану, все нахлесты между полотнами пароизоляции тщательно проклеиваются.

Плитный утеплитель (*Rockwool, Paroc, Ursa* и др.) выполняется, как правило, двухслойным: верхний слой более плотный (180-200 кг/м<sup>3</sup>), нижний слой менее плотный (100-140 кг/м<sup>3</sup>). Независимо от того, какой толщины должен быть утеплитель, верхний слой всегда выполняется толщиной 40 мм. Для изменения теплоизолирующей способности происходит изменение толщины только нижнего слоя (определяется теплотехническим расчетом).

В качестве гидроизоляции применяются разнообразные наплаваемые рулонные материалы или мембранные материалы, которые могут монтироваться непосредственно по теплоизоляции. Гидроизоляционный наплаваемый материал обычно укладывают в несколько слоев.

### 2.1. Стальной профилированный настил

Профилированный настил для кровель изготавливают из оцинкованной рулонной стали толщиной 0,7–1,5 мм; высота профиля 57–158 мм; ширина 600–1000 мм; длина до 12,6 м. Вес настила составляет 7,5–24,4 кг/м<sup>2</sup>.

Профнастил с высотой гофра 158 мм способен работать в пролетах до 9 м.

Справочные значения расчетных геометрических характеристик профиля и вес 1 м<sup>2</sup> настилов принимаются по техническим условиям или стандартам организаций.

При расчете профнастила проверяются: прочность при действии нормальных и касательных напряжений, устойчивость стенки гофра на опоре, жесткость.

В настоящем пособии подбор профилированного настила рекомендуется осуществлять по предельной равномерно распределенной нагрузке и в зависимости от количества учитываемых пролетов неразрезной схемы (см. приложение П.4 настоящего пособия).

В качестве гидроизоляции выбран материал Рубитекс – рулонный кровельный битумный наплаваемый материал на основе каркасной жесткой стеклоткани. Верхний слой кровельного ковра имеет крупнозернистую посыпку.

Утеплитель выбран марки Rockwool. Толщина утеплителя подобрана с помощью рекомендаций производителя на сайте [www.rockwool.ru](http://www.rockwool.ru).

Данная конструкция кровли принимается для всех вариантов заданий.

Сбор постоянных нагрузок на профнастил сведен в табл. 2.1.

Табл. 2.1. Постоянная нагрузка на профнастил.

№№ п.п.	Составляющие покрытия	Нормативное значение нагрузки, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Расчетное значение нагрузки, кН/м <sup>2</sup>
1	Гидроизоляция - 2 слоя Рубитекса	$0,05 \cdot 2 = 0,1$	1,2	0,12
2	Утеплитель Rockwool Руф Баттс, $t = 40$ мм, $\rho = 190$ кг/м <sup>3</sup>	0,076	1,2	0,091
3	Утеплитель Rockwool Руф Баттс, $t = 120$ мм, $\rho = 115$ кг/м <sup>3</sup>	0,138	1,2	0,166
4	Пароизоляция	0,01	1,2	0,012
5	Профнастил Н57-750-0,7	0,087	1,05	0,091
	Итого	0,411		0,480

#### Снеговая нагрузка

Снеговая нагрузка принимается в соответствии с [2]. Проектируемое сооружение находится в IV снеговом районе. Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле

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

где  $c_e$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов; принимается в соответствии с п.п. 10.5–10.9 [2]; в запас этот коэффициент принимается равным единице;

$c_t$  – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с п. 10.10 [2]; в данном случае этот коэффициент также принимается равным единице;

$\mu$  – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие; принимается в соответствии с п. 10.4 [2]. Согласно приложению Б.1 [2] для двускатных покрытий принимается вариант 1 ( $\alpha < 15^\circ$ ), по которому  $\mu = 1$ ;

$S_g$  – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с п. 10.2 [2]; в данном случае  $S_g = 2$  кН/м<sup>2</sup> (кПа).

Расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле

$$S = S_o \cdot \gamma_f \cdot \mu_1,$$

где  $\gamma_f = 1,4$  (п. 10.12 [2]);

$\mu_1 = 1,1$  (учет локальной неравномерности снегоотложений при расчете прогонов – см. примеч. 4 к п. 10.4 [2]; при расчете профнастила  $\mu_1 = 1$ ).

Получим:  $S_o = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2 = 2$  кН/м<sup>2</sup>.

Пониженное нормативное значение снеговой нагрузки (длительно действующая часть снеговой нагрузки) для районов со средней температурой января минус 5°C и ниже определяется умножением ее нормативного значения на коэффициент не ниже 0,5, значение которого согласно изменению № 5 к [2] устанавливается в зависимости от рассматриваемой ситуации.

Получим:  $S_{0, \text{пони.}} = 2 \cdot 0,5 = 1 \text{ кН/м}^2$ . Эта нагрузка учитывается при определении прогиба конструкций.

Расчетное значение снеговой нагрузки

$$S = S_0 \cdot \gamma_f \cdot \mu_I = 2 \cdot 1,4 \cdot 1 = 2,8 \text{ кН/м}^2.$$

### Суммарная нагрузка на профнастил

Величина полной равномерно распределенной нагрузки определяется суммированием нагрузок, найденных ранее:

- нормативное значение

$$q_{\text{н}}^{\text{н}} = (g_{\text{покр}}^{\text{н}} + S_0) \gamma_n = (0,411 + 2) \cdot 1 = 2,41 \text{ кН/м}^2;$$

- нормативное значение с учетом длительно действующей части снеговой нагрузки

$$q_{\text{н, пони.}}^{\text{н}} = (g_{\text{покр}}^{\text{н}} + S_{0, \text{пони.}}) \gamma_n = (0,411 + 1) \cdot 1 = 1,41 \text{ кН/м}^2;$$

- расчетное значение

$$q_{\text{н}} = (g_{\text{покр}} + S) \gamma_n = (0,480 + 2,8) \cdot 1 = \underline{3,28} \text{ кН/м}^2.$$

### Назначение сечения профнастила

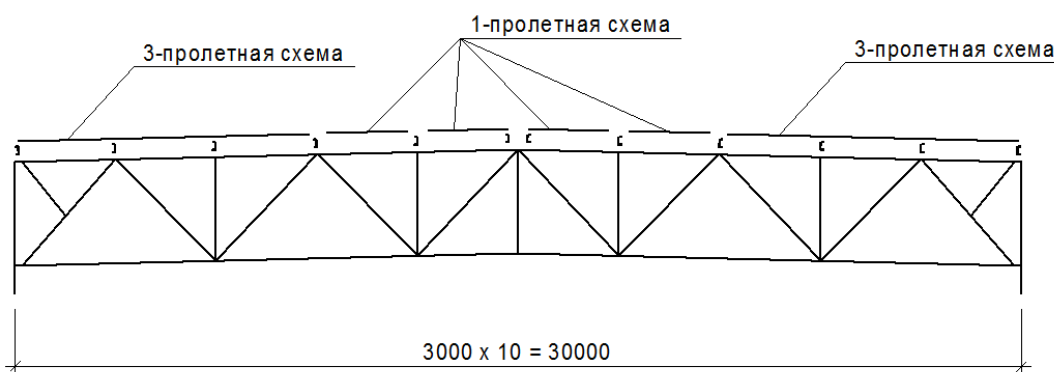


Рис. 2.1. Схема раскладки профилированного настила.

В соответствии с принятой схемой раскладки профнастила (рис. 2.1) по приложению П.4 назначаем профнастил Н57-750-0.8, предельная нагрузка для которого по однопролетной схеме при шаге опор (прогонов) 3 м составляет 3,37 кН/м<sup>2</sup>, что больше  $q_{\text{н}} = 3,28 \text{ кН/м}^2$ .

Настил Н57-750-0,8 удовлетворяет требованиям I-ой и II-ой групп предельных состояний.

## 2.2. Прогоны.

Прогоны устанавливаются в узлы верхнего пояса ригелей (ферм) и воспринимают нагрузку от кровли.

По заданию шаг ригелей  $B_{ri} = 6$  м, поэтому принимаем разрезные прогоны сплошного сечения из прокатных швеллеров.

Крепление прогонов к поясам ферм осуществляется на болтах с помощью коротышей из уголков, планок.

Расчет прогонов выполняется на следующие нагрузки:

- собственный вес прогонов и кровли;
- снеговая нагрузка (с учетом дополнительного коэффициента  $\mu_1 = 1,1$ , см. примеч. 4 к п. 10.4 [4]).

Расчетную вертикальную равномерно распределенную линейную нагрузку на прогон определяют по формуле:

$$q_{np} = [(g_{кр} / \cos \alpha + q_s \mu_1) b k + g_{np}] \gamma_n \text{ (кН/м)}, \text{ где}$$

$g_{кр}$  – расчетная нагрузка от собственного веса кровли, кН/м<sup>2</sup>;

$\alpha$  – угол наклона кровли к горизонту, град.;

$q_s$  – полное расчетное значение снеговой нагрузки, кН/м<sup>2</sup>;

$\mu_1$  = см. выше;

$b$  – шаг прогонов, м;

$k$  – коэффициент, учитывающий увеличение реакции профнастила от его неразрезности; при двух пролётной схеме  $k = 1,25$ ; при трёх пролётной схеме  $k = 1,1$ ; при четырёх пролётной схеме  $k = 1,143$ ;

$g_{np}$  – расчетная нагрузка от собственного веса прогона, кН/м.

В рассматриваемом случае имеем:

$g_{кр} = 0,48$  кН/м<sup>2</sup>;  $\alpha = 0,086^\circ$  (уклон 1,5%);  $q_s = 2,8$  кН/м<sup>2</sup>;  $\mu_1 = 1,1$ ;  $b = 3$  м;  $k = 1,25$  (двух пролётная схема);  $g_{np} = 27,7 \cdot 1,05 = 29,1$  кг/м = 0,291 кН/м (здесь 27,7 кг/м – вес 1 п.м швеллера № 27; 1,05 – коэффициент надежности по нагрузке);  $\gamma_n = 1$  (КС-2).

Расчетная линейная нагрузка на прогон:

$$q_{np} = [(g_{кр} / \cos \alpha + q_s \mu_1) b k + g_{np}] \gamma_n = [(0,48 / \cos 0,086^\circ + 2,8 \cdot 1,1) \cdot 3 \cdot 1,25 + 0,291] \cdot 1 = 13,64 \text{ кН/м.}$$

Нормативная линейная нагрузка на прогон с учетом пониженной снеговой нагрузки:

$$q_{np}^n = [(g_{кр}^n / \cos \alpha + S_{o,лон.} \mu_1) b k + g_{np}^n] \gamma_n = [(0,411 / \cos 0,086^\circ + 1 \cdot 1,1) \cdot 3 \cdot 1,25 + 0,277] \cdot 1 = 5,94 \text{ кН/м.}$$

Ввиду малого угла наклона верхнего пояса фермы к горизонту ( $\alpha = 0,086^\circ < 5^\circ$ ) прогон рассчитывается без учета косоугольного изгиба.

Расчетная схема прогона – разрезная шарнирно опертая балка пролетом

$$l = 6 \text{ м.}$$

Значения максимального изгибающего момента:

$$M_{\max} = \frac{q_{np} l^2}{8} = \frac{13,64 \cdot 6^2}{8} = 61,4 \text{ кНм;}$$

Значения максимальной поперечной силы (опорной реакции):

$$Q_{\max} = \frac{q_{np} l}{2} = \frac{13,64 \cdot 6}{2} = 40,9 \text{ кН.}$$

Прогон выполняется из стали С245,  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$  (табл. В.5 [3],  $t = 4\text{-}20 \text{ мм}$ ).

Коэффициент условий работы для прогона по таблице 1 [3]  $\gamma_c = 1$ .

Геометрические характеристики предварительно принятого швеллера № 27П по ГОСТ 88240-97:

$$I_x = 4180 \text{ см}^4; W_x = 310 \text{ см}^3; b = 9,5 \text{ см}; g = 27,7 \text{ кг/м} = 0,277 \text{ кН/м.}$$

Проверка прочности принятого сечения в упругой стадии производится по формуле 41 [3]:

$$\frac{M_{\max}}{W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где  $W_{n,\min} = W_x$  – момент сопротивления относительно оси  $X$  принятого сечения.

$$\text{Получим: } \frac{61,4 \cdot 100}{310 \cdot 24 \cdot 1} = 0,82 < 1. \text{ Прочность прогона } \underline{\text{обеспечена.}}$$

Проверка жёсткости выполняется по формуле (15.1) [2]:

$$f \leq f_u,$$

где  $f_u = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ см}$  – допустимый прогиб прогона (таблица Д.1 [2]).

$f$  – максимальный прогиб прогона в плоскости нормальной к скату, определяемый по формуле:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_x^H \cdot l^4}{E \cdot I_x}, \quad (\text{П.5.3})$$

$$\text{Получим: } f = \frac{5}{384} \cdot \frac{5,94 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 4180} = 1,17 \text{ см} < f_u = 3 \text{ см.}$$

Жёсткость прогона обеспечена.

Согласно п. 8.4.4 а [3] общая устойчивость прогона обеспечена, т.к. передача нагрузки происходит через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс прогона и надежно с ним связанный самонарезающими болтами. Крепление настила предусмотрено в каждом гофре.

### 3. Расчетная схема поперечной рамы.

Расчётная схема – идеализированная и упрощенная модель реальной конструкции, в которой отброшены все малозначительные факторы.

Такая схема создается для определения усилий и перемещений в элементах рамы. Рассчитываемая рама трижды статически неопределима. В настоящем пособии рассматривается применение вычислительного комплекса SCAD (версия 23.1.1 от 22.11.2022 г.), основанного на методе конечных элементов.

Для выполнения статического расчёта принимается тип схемы 2 - «Плоская рама».

При моделировании колонны учитывается несовпадение центральных осей её нижней и верхней частей, эксцентриситеты в узлах сопряжения ригеля с колонной и в узлах опирания подкрановых балок. Все элементы колонн моделируются элементами типа «2».

В соответствии с п. 15.2.2 [3] (изм. № 1) при расчете плоских ферм из уголков соединения всех элементов в узлах ферм принимаются шарнирными, поэтому все стержни

фермы моделируются элементами типа «1». Т.о., в расчетную схему нет необходимости вводить дополнительные шарниры.

Верхняя и нижняя части колонн принимаются симметричного сечения, поэтому центральные оси располагаются на равных расстояниях от граней элементов. При этом нижняя сквозная часть колонны моделируется единым стержнем.

На рис. 3.1 показана расчетная схема для рамы по рис. 1.1.

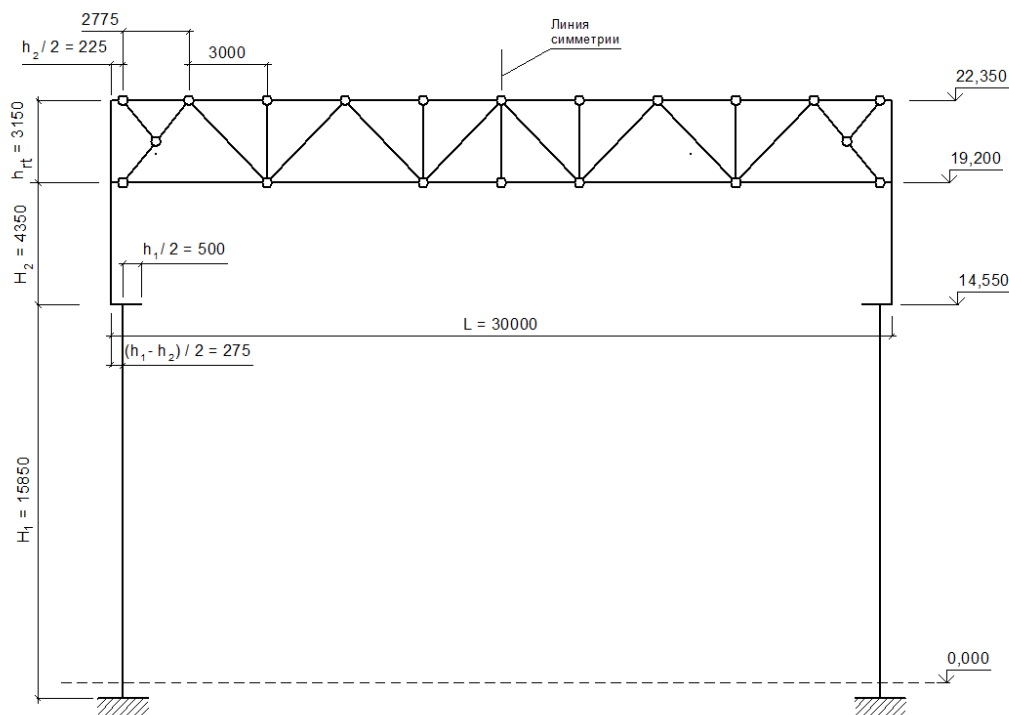


Рис. 3.1. Расчетная схема рамы.

Для работы вычислительного комплекса необходимо предварительно задать сечения всех элементов, зависящие от размеров рамы и от нагрузок на неё. В целях упрощения для всех случаев принимаются одинаковые сечения.

Для первоначального задания сечений можно пользоваться сортаментом прокатных профилей – двутавров с параллельными гранями полок по ГОСТ Р 57837-2017 (с изм № 1) и равнобоких уголков по ГОСТ 8509.

Для верхней части колонн используем двутавр 45Б2.

Для нижней части колонн используем двутавр 100Ш2.

Фиктивные горизонтальные элементы колонн в узлах перелома осей могут моделироваться жесткими вставками или элементами конечной жесткости, аналогичными сечениям более мощных примыкающих участков колонн.

Для элементов ригеля используем:

- верхний пояс - два уголка 125x10;
- нижний пояс - два уголка 110x8;
- решетка - два уголка 75x8.

Толщина фасонок ригеля – 12 мм.

#### 4. Сбор нагрузок, действующих на раму.

На каркас здания могут действовать в различных сочетаниях постоянные и временные нагрузки. В данной работе в качестве временных нагрузок рассматриваются только кратковременные нагрузки, правила определения которых приведены в [2].

#### 4.1. Постоянные нагрузки.

Постоянными нагрузками являются вес несущих и ограждающих конструкций, причем первые частично учитываются расчетным комплексом.

Для определения нагрузок от ограждающих конструкций необходимо задаться их составом и способом сопряжения с несущими конструкциями. Вес навесного стенового ограждения передается в виде равномерно распределенной нагрузки по длине колонн. Вес конструкции кровли передается через реакции прогонов в узлы верхнего пояса ригеля.

В табл. 4.1 показано определение нормативных и расчетных величин постоянной нагрузки на раму.

Табл. 4.1. Постоянные нагрузки.

№№ п.п.	Составляющие покрытия	Нормативное значение нагрузки, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Расчетное значение нагрузки, кН/м <sup>2</sup>
	1. Кровля и покрытие			
1	Гидроизоляция - 2 слоя Рубитекса	$0,05 \cdot 2 = 0,1$	1,2	0,12
2	Утеплитель Rockwool Руф Баттс, $t = 40$ мм, $\rho = 190$ кг/м <sup>3</sup>	0,076	1,2	0,091
3	Утеплитель Rockwool Руф Баттс, $t = 120$ мм, $\rho = 115$ кг/м <sup>3</sup>	0,138	1,2	0,166
4	Пароизоляция	0,01	1,2	0,012
5	Профнастил Н57-750-0,7	0,087	1,05	0,091
6	Прогоны из швеллера горячекатанного № 24П, шаг 3 м	$0,277/3 = 0,092$	1,05	0,097
7	Стропильная ферма <sup>х)</sup>	-		-
8	Связи	0,05	1,05	0,052
	Итого:	<b>0,553</b>		<b>0,629</b>
	2. Стеновое ограждение			
9	Стеновая панель типа «сэндвич» с минватой, $t = 100$	0,6	1,2	0,72
10	Колонны <sup>х)</sup>	-		-
	Итого:	<b>0,6</b>		<b>0,72</b>

<sup>х)</sup> учитывается расчетным комплексом

Для приведения равномерно распределенных нагрузок из табл. 4.1 к сосредоточенным нагрузкам в виде реакций прогонов в верхние узлы ригеля учтем шаг ригелей  $B_{tr}$  и расстояние между узлами  $a = 3$  м. Удвоенная нормативная и расчетная реакции прогонов в средние узлы

$F_{gn} = g_n \cdot a \cdot B_{tr} = 0,553 \cdot 3 \cdot 6 = 9,95$  кН, где  $g_n$  – нормативная равномерно распределенная нагрузка из табл. 4.1.

$F_g = g \cdot a \cdot B_{tr} = 0,629 \cdot 3 \cdot 6 = 11,32$  кН, где  $g$  – расчетная равномерно распределенная нагрузка из табл. 4.1.

В крайние узлы ригеля, совпадающие с верхними узлами колонн, приложена нагрузка  $F_{gn} / 2 = 4,98$  кН;  $F_g / 2 = 5,66$  кН.

Нагрузка от стенового ограждения прикладывается к колоннам в виде вертикальной линейной равномерно распределенной нагрузки  $g_{wl} = 0,72 \cdot 6 = 4,32$  кН/м.

## 4.2. Временные нагрузки.

### 4.2.1. Снеговая нагрузка.

Снеговая нагрузка собрана в разделе 2.1 (расчет профнастила).

Расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле

$$S = S_o \cdot \gamma_f = 2 \cdot 1,4 = 2,8 \text{ кН/м}^2.$$

Пониженное нормативное значение снеговой нагрузки

$$S_{\text{нон.}} = S_o \cdot 0,5 = 2 \cdot 0,5 = 1 \text{ кН/м}^2.$$

Снеговая равномерно распределенная нагрузка подобна постоянной нагрузке от покрытия и передается через реакции прогонов в узлы верхнего пояса ригеля.

$F_s = S \cdot a \cdot B_{tr} = 2,8 \cdot 3 \cdot 6 = 50,4$  кН, в крайние узлы ригеля приложена нагрузка  $F_s / 2 = 25,2$  кН.

### 4.2.2. Крановые нагрузки.

Крановые нагрузки, являясь основной и определяющей форму каркаса, складываются из вертикальной и горизонтальной составляющих. По своей природе эта нагрузка динамическая, но это обстоятельство учитывается только при расчете подкрановых конструкций.

Вертикальная составляющая нагрузки на колонны зависит от веса крана, веса поднимаемого груза и положения крановой тележки в пролете.

Горизонтальная составляющая возникает как инерционная сила при торможении тележки крана.

Правила определения величин этих нагрузок приведены в [2]. Для однопролетного здания учитывается нагружение, как правило, от двух сближенных кранов.

Рассмотрим определение вертикальной и горизонтальной составляющих отдельно.

#### 4.2.2.1. Вертикальная крановая нагрузка.

Крановая нагрузка подвижна, поэтому для её определения воспользуемся линиями влияния.

В данном случае линия влияния строится для определения нагрузки на колонну от реакции двух смежных разрезных подкрановых балок. В качестве нагрузки рассматривается система подвижных грузов, представляющих ходовые колеса опорно-концевых балок мостового крана и объединенных в т.н. «крановый поезд». Расстояния между колесами определяются конструкцией крана и могут быть взяты из приложения П.1.

Для получения максимальной реакции подкрановых балок на колонну одно из колес должно располагаться над колонной, а все остальные – как можно ближе к ней.

На рис. 4.1 показана линия влияния для двух кранов  $Q_o = 50$  тс.

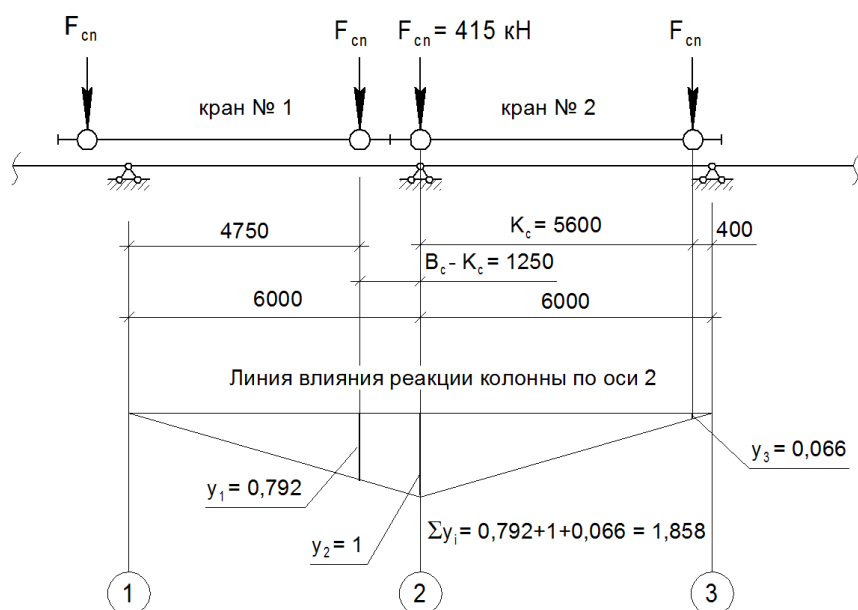


Рис. 4.1. Линия влияния реакции колонны по оси 2.

Когда тележки кранов располагаются в крайнем положении в непосредственной близости от колонны, на неё будет передаваться наибольшее давление  $D_{max}$ .

В это же время на противоположную колонну рамы будет передаваться наименьшее давление  $D_{min}$ .

Эти величины определяются по формулам:

$$D_{max} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{cni,max} y_i + G_{cb} + F_q; \quad D_{min} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{cni,min} y_i + G_{cb} + F_q;$$

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

$\psi$  – коэффициент сочетаний, принимаемый при учете двух кранов согласно п. 9.18 [2] равным  $\psi = 0,85$  – для групп режимов работы кранов 1К-6К;

$F_{cni,max}$  – максимальное нормативное давление колеса крана, определяемое по приложению П.1 или по паспорту крана;

$F_{cni,min}$  – минимальное нормативное давление колеса крана, определяемое по формуле:

$$F_{cni,min} = \frac{Q_o + G_c}{n_o} - F_{cni,max}, \quad \text{где } Q_o = 500 \text{ кН - грузоподъемность крана;}$$

$G_c = 595$  кН - вес крана с тележкой (см. приложение П.1);  $n_o = 2$  - количество колес крана на одной стороне;

$y_i$  – ордината линии влияния под  $i$ -м колесом крана;

$G_{cb} = 15$  кН - расчетный вес подкрановой балки с рельсом и тормозной конструкцией, принимаемый по табл. 4.2;

$F_q$  – сумма расчетных реакций смежных подкрановых балок от временной нагрузки на тормозной конструкции. Принимая нормативную временную нагрузку равной  $1,5$  кН/м<sup>2</sup> (табл. 8.3 [2], п. 11) и ширину тормозной конструкции равной  $h_l = 1$  м, получим  $F_q = 1,5 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot 6 = 11,7 \approx 12$  кН (здесь  $1,3$  – коэффициент надежности по нагрузке).

Табл. 4.2. Расчетный вес подкрановых балок с рельсом и тормозной конструкцией.

Пролет подкрановой балки $B_{fr}$ (м)	$G_{cb}$ (кН) для $Q_o$ (тс)				
	$\leq 20$	30, 32	50	75, 80	100, 125
6	8	11	15	20-25	30-35
12	25	33	43	50-60	60-70

$$\text{Получим: } F_{cni,\min} = \frac{Q_o + G_c}{n_o} - F_{cni,\max} = \frac{500 + 595}{2} - 415 = 133 \text{ кН};$$

$$D_{\max} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{cni,\max} y_i + G_{cb} + F_q = 1,2 \cdot 0,85 \cdot 415 \cdot 1,858 + 15 + 12 = 814 \text{ кН};$$

$$D_{\min} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{cni,\min} y_i + G_{cb} + F_q = 1,2 \cdot 0,85 \cdot 133 \cdot 1,858 + 15 + 14 = 281 \text{ кН}.$$

Нагрузки  $D_{\max}$  и  $D_{\min}$  прикладываются к вершинам нижних частей колонн по осям их подкрановых частей.

#### 4.2.2.2. Горизонтальная крановая нагрузка.

Горизонтальная крановая нагрузка подобна вертикальной крановой нагрузке, но направлена горизонтально поперек рамы. Она определяется по тем же линиям влияния, но с заменой вертикальных сил на горизонтальные.

Расчетная величина горизонтальной нагрузки  $T_{\max}$ , передаваемая подкрановыми балками на колонну, определяется по формуле

$$T_{\max} = \gamma_f \psi \sum T_{cn} y_i,$$

где  $T_{cn}$  – нормативное значение тормозной нагрузки на одно колесо крана, определяемое по формуле

$$T_{cn} = \beta \frac{Q_o + G_T}{n_o},$$

где  $\beta = 0,05$  - для кранов с гибким подвесом;

$Q_o = 500$  кН - грузоподъемность крана;

$G_T = 135$  кН - вес крановой тележки (см. приложение П.1);

$n_o = 2$  - количество колес крана на одной его стороне (см. приложение П.1).

$$\text{Получим: } T_{cn} = \beta \frac{Q_o + G_T}{n_o} = 0,05 \cdot \frac{500 + 135}{2} = 15,9 \text{ кН};$$

$$T_{\max} = \gamma_f \psi \sum T_{cn} y_i = 1,2 \cdot 0,85 \cdot 15,9 \cdot 1,858 = 30,1 \text{ кН.}$$

Нагрузка  $T_{\max}$  может быть направлена как внутрь, так и наружу пролета к одной или другой колонне. При этом поперечная нагрузка  $T_{\max}$  учитывается в совокупности с вертикальными нагрузками  $D_{\max}$  и  $D_{\min}$ . Место приложения нагрузки  $T_{\max}$  – верхняя часть колонны на отметке верха подкрановых балок.

#### 4.2.3. Ветровая нагрузка.

Ветровая нагрузка принимается в соответствии с [2].

В данной работе учитывается только основной тип ветровой нагрузки.

Нормативное значение основной ветровой нагрузки  $w$  задается в виде нормального давления  $w_e$ , приложенного к внешней поверхности сооружения.

Во всех случаях нормативное значение основной ветровой нагрузки  $w$  следует определять как сумму средней  $w_m$  и пульсационной  $w_g$  составляющих

$$w = w_m + w_g .$$

Нормативное значение средней составляющей  $w_m$  основной ветровой нагрузки в зависимости от эквивалентной высоты  $z_e$  над поверхностью земли определяется по формуле

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

где  $w_o$  – нормативное значение ветрового давления, принимаемое согласно п. 11.1.4 [2] по табл. 11.1 [2] в зависимости от заданного ветрового района РФ; для ветрового района II  $w_o = 0,3 \text{ кПа} = 0,3 \text{ кН/м}^2$ ;

$k(z_e)$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты  $z_e$  и определяемый по табл. 11.2 [4] в зависимости от типа местности А, В или С; т.к. конкретная ситуация расположения здания не определена, назначаем в запас тип местности А – открытые побережья морей, озер и водохранилищ, сельские местности, в том числе с постройками высотой менее 10 м, пустыни, степи, лесостепи, тундра; до высоты 5 м коэффициент  $k$  постоянен и равен 0,75, с ростом высоты  $k$  растет до величины 2,75;

$z_e$  (эквивалентная высота) для зданий определяется согласно п. 11.1.5 [4]; при высоте здания  $h \leq d$ , где  $d$  – размер здания в направлении, перпендикулярном направлению ветра, т.е. длина здания,  $z_e = h$ ; **это означает, что ветровое давление принимается одинаковым по всей высоте сооружения и равным давлению на его верхней отметке;**

$c$  – аэродинамический коэффициент, учитывающий степень обтекаемости здания ветровым потоком; определяется согласно п. 11.1.7 [4] и по приложению В.1 [4]; для рассматриваемого случая используется раздел приложения В.1.2 (прямоугольные в плане здания с двускатными покрытиями), по которому для наветренной стены  $c = c_a = + 0,8$  (активное давление), для подветренной стены  $c = c_p = - 0,5$  (пассивное давление).

Значения коэффициента  $k(z_e)$  в табл. 11.2 [4] приведены для высот до 5 м, для 10 м, 20 м, 40 м и т.д. Для промежуточных значений высот  $z_e$  величины коэффициентов определяются линейной интерполяцией. Для типа местности А могут быть использованы следующие выражения:

- при  $z_e \leq 5$  м:  $k = 0,75$ ;

- при  $5 \text{ м} < z_e \leq 10 \text{ м}$ ;  $k = 0,75 + 0,05 \cdot (z_e - 5)$ ;
- при  $10 \text{ м} < z_e \leq 20 \text{ м}$ ;  $k = 1 + 0,025 \cdot (z_e - 10)$ ;
- при  $20 \text{ м} < z_e \leq 40 \text{ м}$ ;  $k = 1,25 + 0,0125 \cdot (z_e - 20)$ .

Для эквивалентной высоты  $z_e = 22,35 + 1,2 = 23,55 \text{ м}$  (здесь  $1,2 \text{ м}$  – высота парапета )  
 $k = 1,25 + 0,0125 \cdot (z_e - 20) = 1,25 + 0,0125 \cdot (23,55 - 20) = 1,25 + 0,044 = 1,29$ .

Нормативное значение средней составляющей  $w_m$  основной ветровой нагрузки

$$w_m = w_0 k(z_e) c = 0,3 \cdot 1,29 \cdot c = 0,387 \cdot c \text{ [кН/м}^2\text{]}.$$

Нормативное значение пульсационной составляющей  $w_g$  основной ветровой нагрузки учтем путем введения коэффициента  $k_g = 1,7$ .

Тогда нормативное значение основной ветровой нагрузки

$$w = w_m \cdot k_g = 0,387 \cdot c \cdot 1,7 = 0,658 \cdot c \text{ [кН/м}^2\text{]}.$$

Ветровая нагрузка прикладывается к колоннам в виде активной и пассивной составляющих с наветренной и подветренной сторон здания соответственно.

Расчетная линейная величина активного ветрового давления

$$q_{wa} = w \cdot B_{fr} \cdot \gamma_f = 0,658 \cdot c_a \cdot 6 \cdot 1,4 = 0,658 \cdot 0,8 \cdot 6 \cdot 1,4 = 4,42 \text{ кН/м}.$$

Расчетная линейная величина пассивного ветрового давления

$$q_{wp} = w \cdot B_{fr} \cdot \gamma_f = 0,653 \cdot c_p \cdot 6 \cdot 1,4 = 0,658 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 1,4 = 2,76 \text{ кН/м}.$$

Все нагрузки на раму сведем в табл. 4.3.

Табл. 4.3. Расчетные нагрузки на поперечную раму.

Нагрузка и место приложения	Обозн.	Размерн.	Велич.	Примечание
А. Ригель				
1. Интенсивность расчетной нагрузки от собственного веса покрытия	$g$	кН/м <sup>2</sup>	0,629	
2. Узловая нагрузка на ригель от собственного веса	$F_g$	кН	11,32	
3. Интенсивность расчетной снеговой нагрузки	$q_s$	кН/м <sup>2</sup>	2,8	
4. Узловая нагрузка на ригель от снега	$F_s$	кН	50,4	
Б. Колонна				
5. Интенсивность линейной расчетной нагрузки от собственного веса стенового ограждения	$g_{wl}$	кН/м	4,32	
6. Максимальная вертикальная реакция подкрановых балок	$D_{max}$	кН	814	
7. Минимальная вертикальная реакция подкрановых балок	$D_{min}$	кН	281	
8. Горизонтальная реакция подкрановых	$T_{max}$	кН	30,1	

балок				
В. Колонна и ригель				
9. Активное расчетное линейное ветровое давление	$q_{wa}$	кН/м	4,42	
10. Пассивное расчетное линейное ветровое давление	$q_{wp}$	кН/м	2,76	

## 5. Статический расчет рамы.

Цель статического расчета – определение усилий ( $M$ ,  $N$ ,  $Q$ ) от каждого нагружения в отдельности и учет их совместного действия путем вычисления расчетных сочетаний усилий (PCY).

Все усилия определяются в рядовой поперечной раме без учета пространственной работы каркаса при действии крановых нагрузок.

### 5.1 Схемы приложения нагрузок.

В рассматриваемом случае имеются следующие нагружения:

1. Собственный вес каркаса (учитывается расчетным комплексом).
2. Собственный вес покрытия.
3. Собственный вес стенового ограждения.
4. Равномерная снеговая нагрузка.
5. Вертикальная крановая нагрузка:  $D_{max}$  приложена к левой стойке.
6. Вертикальная крановая нагрузка:  $D_{max}$  приложена к правой стойке.
7. Горизонтальная крановая нагрузка:  $T_{max}$  приложена к левой стойке.
8. Горизонтальная крановая нагрузка:  $T_{max}$  приложена к правой стойке.
9. Ветровая нагрузка слева направо.
10. Ветровая нагрузка справа налево.

Нагружения 1, 2 и 3 не объединены в одно, что позволяет быстро менять величины нагрузок при изменении состава ограждающих конструкций.

На рис. 5.1 показаны схемы нагружения 1 – 10 расчетной схемы.

### 5.2 Процедура расчета.

После первого расчета следует убедиться в его достоверности:

- перемещения элементов рамы должны быть небольшими (десятки миллиметров) и в «нужном» направлении, а от симметричных нагрузок – симметричными;
- эпюры моментов и продольных сил должны соответствовать прикладываемым нагрузкам.

В табл. 5.1 приведены расчетные усилия в верхней и нижней частях левой колонны рамы в следующих сечениях:

- верхняя часть колонны – концевые сечения и сечения в третях её длины (для проверки устойчивости из плоскости действия момента);
- нижняя часть – только концевые сечения.

Номера сечений показаны на рис. 5.2.

Правило знаков: положительный момент догружает внутреннюю часть левой колонны; сжимающее продольное усилие принимается со знаком «минус».

Данная таблица может быть использована для контроля правильности статического расчета, а также для составления дополнительных РСУ, на пример, для проверки устойчивости колонны из плоскости действия момента.

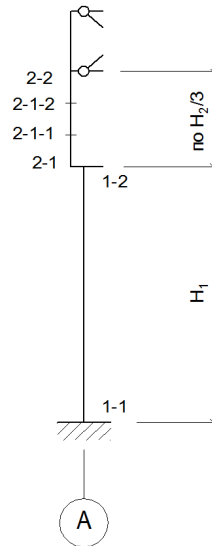


Рис. 5.2. Нумерация сечений колонны.

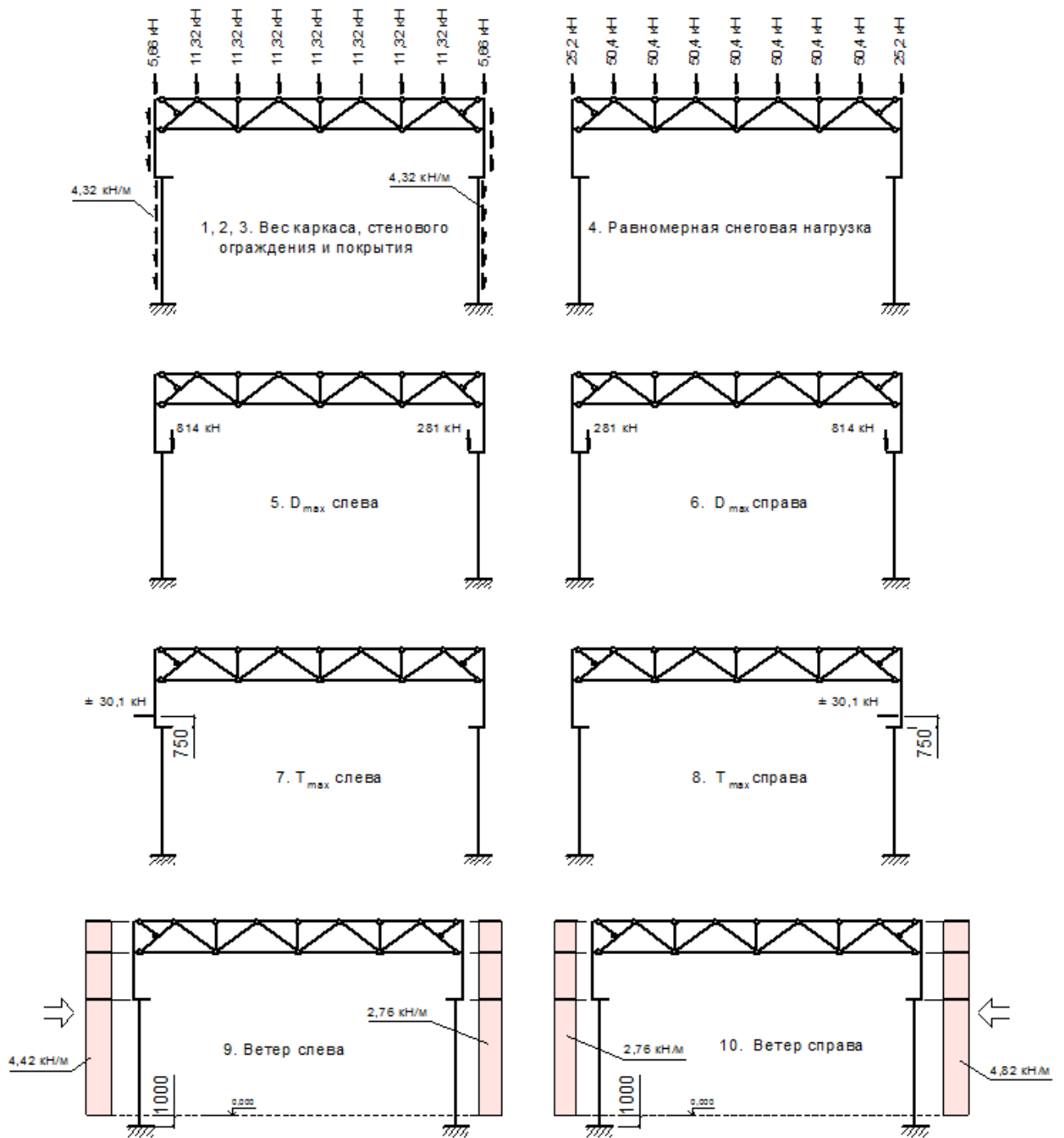


Рис. 5.1. Схемы загрузений рамы.

Табл. 5.1. Усилия в левой колонне от нагрузений.

№ нагр.	Вид нагружения	Нижняя часть стойки					Верхняя часть стойки							
		сеч. 1-1			сеч. 1-2		сеч. 2-1		сеч. 2-1-1		сеч. 2-1-2		сеч. 2-2	
		<i>M</i> , кНм	<i>N</i> , кН	<i>Q</i> , кН	<i>M</i> , кНм	<i>N</i> , кН	<i>M</i> , кНм	<i>N</i> , кН	<i>M</i> , кНм	<i>N</i> , кН	<i>M</i> , кНм	<i>N</i> , кН	<i>M</i> , кНм	<i>N</i> , кН
1	Вес каркаса	- 10,2	- 69,1	0	- 2,6	- 21,6	2,3	- 18,9	3,1	- 17,8	3,9	- 16,8	4,6	-15,8
2	Вес кровли	- 44,1	- 56,6	2,4	- 7,2	- 56,6	8,6	- 56,6	12,3	- 56,6	16,1	- 56,6	19,8	- 56,6
3	Вес стен	2,2	- 100,9	- 0,6	- 7,2	- 34,8	2,1	- 33,9	1,1	- 27,1	0,2	- 20,4	- 0,8	- 13,6
4	Снег равномерный	- 196,2	- 252	10,6	- 33,4	- 252	38,2	- 252	54,9	- 252	71,5	- 252	88,1	- 252
5	<i>D<sub>max</sub></i> на <u>левой</u> стойке	56,7	- 813,1	17,8	332,7	- 813,1	- 74,5	0,9	- 46,7	0,9	- 18,9	0,9	8,9	0,9
6	<i>D<sub>max</sub></i> на <u>правой</u> стойке	- 182,1	- 282	17,8	93,9	- 282	- 46,4	- 0,9	- 18,5	- 0,9	9,3	- 0,9	37,1	- 0,9
7	<i>T<sub>max</sub></i> приложения к <u>левой</u> стойке	± 247,4	± 2,8	± 14,4	± 27,4	± 2,8	± 39,5	± 2,8	± 2,3	± 2,8	± 21,6	± 2,8	± 40,8	± 2,8
8	<i>T<sub>max</sub></i> приложения к <u>правой</u> стойке	± 236,6	± 2,8	± 13,7	± 26,3	± 2,8	± 24,1	± 2,8	± 2,7	± 2,8	± 18,6	± 2,8	± 39,9	± 2,8
9	Ветер <u>слева</u> направо	708,3	5,3	- 70,3	84,7	5,3	1,7	5,3	- 25,5	5,3	- 41,9	5,3	- 47,6	5,3
10	Ветер <u>справа</u> налево	- 633,9	- 5,3	54,9	- 74,2	- 5,3	- 20,7	- 5,3	13,6	- 5,3	41,1	- 5,3	61,9	- 5,3

После определения усилий в раме от каждого нагружения переходим к определению расчетных сочетаний усилий (PCY), используя возможности SCAD.

Для определения правил при определении PCY необходимо выбрать действующие нормы проектирования и в соответствующей таблице отметить взаимоисключающие и сопутствующие нагружения.

В данном случае взаимоисключающими будут нагружения 5 и 6, 7 и 8, 9 и 10, а сопутствующими – 7 и 5, 8 и 6. Это означает, что нагрузки от торможения тележек кранов будут действовать только вместе с вертикальными крановыми нагрузками, но не наоборот, т.к. вертикальные крановые нагрузки могут действовать и без учета торможения.

На рис. 5.3 показан пример заполнения таблиц для PCY

Расчетные сочетания усилий и перемещений

Загружения

	Активное нагружение	Активное нагружение в PCY	Наименование	Тип загрузки	Вид нагрузки	Знакопременные	Участвуют в групповых операциях	Коэф. надежности	Доля длительности	
						Объединения	Взаимоисключения	Сопутствия		
1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	DL1_собственный	Постоянные на	Вес металличе	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1,05	1
2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	DL2_кровля	Постоянные на	Вес бетонных к	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1,14	1
3	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	DL3_стены	Постоянные на	Вес бетонных к	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1,2	1
4	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	SL_снег	Кратковременн	Другие	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1,4	0,5
5	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	CV1_тележка слев	Кратковременн	Другие	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1,2	0
6	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	CV2_тележка спра	Кратковременн	Другие	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1,2	0
7	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	CH1_торможение с	Кратковременн	Другие	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	1,2	0
8	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	CH2_торможение с	Кратковременн	Другие	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	1,2	0
9	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	WL1_ветер слева	Кратковременн	Ветровые нагру	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	1,4	0
10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	WL2_ветер справа	Кратковременн	Ветровые нагру	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	1,4	0

Деактивировать нагружение    Дерево PCY    Загружения ■ не могут входить в сочетания без нагружений ■    Удаление PCY

Шаг ориентации площадок при анализе пластин  град    Отчет

Параметры: Список элементов, Унификация, Группы

Связи нагружений: Объединение, Сопутствие, Взаимоисключение, Краны

Типы сооружений (при учете сейсмики):  Гражданские и промышленные,  Транспортные

2016

OK    Отмена    Справка

Параметры нагружений и групп нагрузок

Загружения | Группы нагрузок

	№	Загружения	Тип загрузки	Вид нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке	Доля длительности	Нормативное нагружение	Исключить из расчета
1	1	DL1_собственный вес	Постоянные	Вес металлич	1,05	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	2	DL2_кровля	Постоянные	Вес бетонных	1,14	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	3	DL3_стены	Постоянные	Вес бетонных	1,2	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	4	SL_снег	Кратковремен	Другие	1,4	0,5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	5	CV1_тележка слева	Кратковремен	Другие	1,2	0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	6	CV2_тележка справа	Кратковремен	Другие	1,2	0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7	7	CH1_торможение слева	Кратковремен	Другие	1,2	0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8	8	CH2_торможение справа	Кратковремен	Другие	1,2	0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9	9	WL1_ветер слева	Кратковремен	Ветровые наг	1,4	0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
10	10	WL2_ветер справа	Кратковремен	Ветровые наг	1,4	0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

2016

Вверх    Вниз

OK    Отмена    Справка

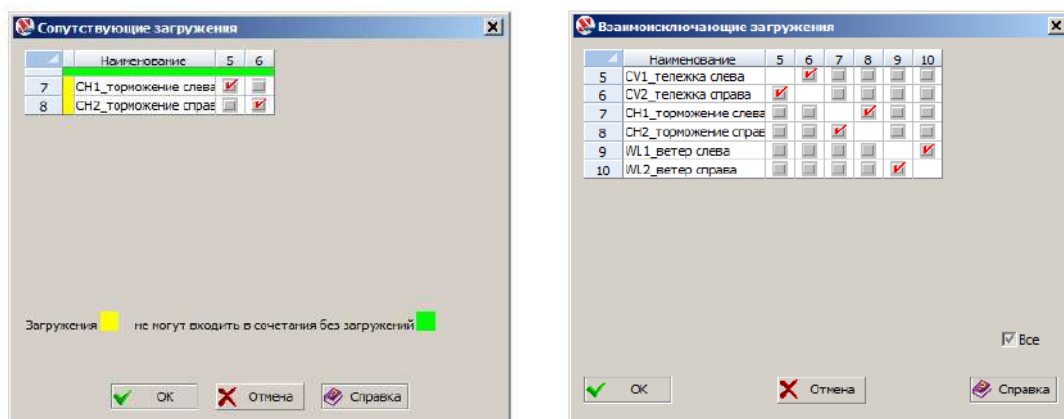


Рис. 5.3. Пример заполнения таблиц для РСУ.

После окончания расчета по определению РСУ через опцию «Информация об элементе» выводятся таблицы РСУ для верхней и нижней частей левой колонны (табл. 5.2 и 5.3). Лишняя информация из таблиц удаляется.

Табл. 5.2. РСУ, элемент № 31 (верхняя часть колонны)

Сечение	Критерий	$N$ кН	$M_y$ кН*м	$Q_z$ кН	$A_{mp}$ см <sup>2</sup>	Формула
1 (низ)	1	-329,9	53,3	-13,9	28	$L1+L2+L3+0.9*L4+L9$
	2	-113	-111,9	27,8	28,7	$L1+L2+L3+L5-L7+0.9*L10$
	6	<b>-355,7</b>	<b>56,5</b>	-10,3	30	$L1+L2+L3+L4+0.9*L9$
	9	-109,3	13	2,3		$L1+L2+L3$
	13	-291,3	-36,9	74,6		$L1+L2+L3+0.7*L4+L5+L7+0.9*L10$
	14	-101,4	-69,9	-25,2		$L1+L2+L3+0.9*L5-0.9*L7+L9$
	18	-368,2	-20,7	60,1		$L1+L2+L3+L4+0.7*L6+0.7*L8+0.9*L10$
	111	-103,1	18,8	-23,5		$L1+L2+L3+L9$
	211	<b>-338,6</b>	<b>-71,7</b>	31,3	32,2	$L1+L2+L3+0.9*L4+L5-L7+0.7*L10$
	212	-289,4	-85,2	35,3		$L1+L2+L3+0.7*L4+L5-L7+0.9*L10$
	1	-361,3	51,2	12,9	29,3	$L1+L2+L3+L4$
4 (верх)	1	-270,2	229,1	52,7	60,7	$L1+L2+L3+0.7*L4+0.9*L6+0.9*L8+L10$
	2	-79,8	-42,9	-2,8		$L1+L2+L3+L9$
	6	<b>-344,8</b>	<b>233,7</b>	<b>48,5</b>	65,6	$L1+L2+L3+L4+0.7*L6+0.7*L8+0.9*L10$
	9	-86	23,6	2,3		$L1+L2+L3$
	13	-269,8	227,4	53,7	60,4	$L1+L2+L3+0.7*L4+L6+L8+0.9*L10$
	17	-78,1	-32,9	22,6		$L1+L2+L3+0.9*L5-0.9*L7+L9$
	31	-266,1	171,4	53,7		$L1+L2+L3+0.7*L4+L5-L7+0.9*L10$
	111	-93,8	167,4	45,2		$L1+L2+L3+0.9*L6+0.9*L8+L10$
	211	-306,6	36,4	6,8		$L1+L2+L3+0.9*L4+L9$
		1	-338	111,8	12,9	

Табл. 5.3. РСУ элемент № 28 (нижняя часть колонны)

Сечение	Критерий	$N$ кН	$M_y$ кН*м	$Q_z$ кН	$A_{mp}$ см <sup>2</sup>	Формула
1 (низ)	1	-951,3	1189,4	-89,4		$L1+L2+L3+0.9*L5-0.9*L7+L9$
	2	<b>-1141,7</b>	<b>-1225,6</b>	<b>114</b>	171,8	$L1+L2+L3+0.7*L4+0.9*L5+0.9*L7+L10$
	5	-663,7	-1350,5	105,7	158,4	$L1+L2+L3+0.7*L4+0.9*L6+0.9*L8+L10$
	9	-226,6	-52,1	2,3		$L1+L2+L3$
	17	-220,4	885,3	-87,7		$L1+L2+L3+L9$
	18	-1271,7	-1037	98,7	161,3	$L1+L2+L3+0.9*L4+L5+L7+0.7*L10$
	211	<b>-1222,5</b>	<b>-1164,7</b>	<b>110,7</b>	170,4	$L1+L2+L3+0.7*L4+L5+L7+0.9*L10$
	511	-487,3	-1213,2	98,2	136,6	$L1+L2+L3+0.9*L6+0.9*L8+L10$
	611	-1209,5	992,1	-73,1		$L1+L2+L3+0.7*L4+L5-L7+0.9*L9$
	2	-478,6	-248,3	12,9		$L1+L2+L3+L4$
2 (верх)	1	-920,1	346,6	16,5	79,7	$L1+L2+L3+L5+L7+0.9*L9$
	2	-567,3	-23,4	60,1		$L1+L2+L3+L4+0.7*L6+0.7*L8+0.9*L10$
	5	-117,9	-47,7	32,7		$L1+L2+L3+L10$
	6	-1148,2	317,1	31,2	88,9	$L1+L2+L3+0.9*L4+L5+L7+0.7*L9$
	9	-111,7	-16,8	2,3		$L1+L2+L3$
	13	-1107,7	290,2	74,6		$L1+L2+L3+0.7*L4+L5+L7+0.9*L10$
	14	-836,4	268,8	-25,2		$L1+L2+L3+0.9*L5-0.9*L7+L9$
	17	-105,5	-9,2	-23,5		$L1+L2+L3+L9$
	18	-1156,8	290,2	70,6	86,8	$L1+L2+L3+0.9*L4+L5+L7+0.7*L10$
	211	-1155	242,5	31,3		$L1+L2+L3+0.9*L4+L5-L7+0.7*L10$
	212	-1098,9	208,5	32,6		$L1+L2+L3+L4+0.9*L5-0.9*L7+0.7*L10$
	2	-363,7	-47,9	12,9		$L1+L2+L3+L4$

Решающими комбинациями  $N$  и  $M$  для подбора сечений колонны будут те, в которых оба параметра будут максимальными, но так бывает редко. В спорных случаях можно использовать формулу ориентировочной требуемой площади сечения, реализуемую через *Excel* или вручную

$$A_{mp} = \frac{N}{R_y} \left( 1,25 + 2,2 \frac{M}{Nh} \right), \text{ где } h - \text{высота сечения колонны (45 или 100 см).}$$

Размерность  $M$  – кНсм.

Комбинация, дающая максимальную площадь, используется для подбора сечения.

После анализа таблиц РСУ получим решающие комбинации усилий для подбора сечений колонны:

- верхняя часть колонны:  $N = - 344,8$  кН;  $M = 233,7$  кНм;
- нижняя часть колонны:  $N = - 1141,7$  кН;  $M = - 1225,6$  кНм.

## 6. Подбор сечения колонны.

### 6.1. Расчетные длины участков колонны.

#### Нижний участок одноступенчатой колонны.

Коэффициент  $\mu_{lx}$  расчетной длины нижнего участка одноступенчатых колонн с верхним концом, закрепленным только от поворота, в плоскости рамы следует определять по приложению И [3] в зависимости от схемы приложения нагрузок, длины и жесткостей верхнего и нижнего участков (см. рис. 6.1).

Рассматриваемому случаю соответствует табл. И.2.

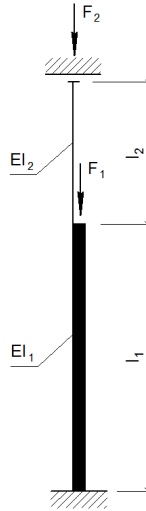


Рис. 6.1. К определению расчетных длин.

Для входа в табл. И.2 следует определить параметры  $\alpha_1$  и  $n$  :

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{\beta I_2}}; \quad n = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2},$$

где  $I_1, I_2, l_1, l_2$  - моменты инерции сечений и длины нижнего и верхнего участков колонны соответственно;

$$\beta = (F_1 + F_2) / F_2, \quad \text{где } F_1 = D_{max}, \quad F_2 = (g + q_s) \cdot B_{rt} \cdot L / 2.$$

Получим:

$$F_1 = D_{max} = 814 \text{ кН};$$

$$F_2 = (g + q_s) \cdot B_{rt} \cdot L / 2 = (0,629 + 2,8) \cdot 6 \cdot 30 / 2 = 309 \text{ кН};$$

$$\beta = (F_1 + F_2) / F_2 = (814 + 309) / 309 = 3,6;$$

$$l_1 = H_1 = 15,85 \text{ м}; \quad l_2 = H_2 = 4,35 \text{ м}; \quad I_1 = 516400 \text{ см}^4; \quad I_2 = 33451 \text{ см}^4;$$

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{\beta I_2}} = \frac{4,35}{15,85} \sqrt{\frac{516400}{3,6 \cdot 33451}} = 0,57; \quad n = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2} = \frac{33451 \cdot 15,85}{516400 \cdot 4,35} = 0,23.$$

после интерполяции из табл. И.2  $\mu_{lx} = 1,9$ .

Расчетная длина в плоскости рамы  $l_{ef,xl} = \mu_{lx} l_1 = 1,9 \cdot 15,85 = 30,12 \text{ м}$ .

Расчетная длина нижнего участка колонны из плоскости рамы  $l_{ef,y1}$  равна расстоянию между сечениями этого участка, закрепленными от смещения в направлении, перпендикулярном плоскости рамы. Такими сечениями будут концы рассматриваемого участка колонны. При этом будем считать эти концы стержня закрепленными шарнирно, поэтому  $\mu_{1y} = 1$ , а  $l_{ef,y1} = \mu_{1y} l_1 = l_1 = 15,85$  м.

#### Верхний участок одноступенчатой колонны.

Коэффициент  $\mu_{2x}$  расчетной длины верхнего участка одноступенчатых колонн в плоскости рамы во всех случаях определяется по формуле

$$\mu_{2x} = \mu_{1x} / \alpha_1 = 1,9 / 0,57 = 3,33 > 3, \text{ поэтому } \mu_{2x} = 3.$$

Расчетная длина в плоскости рамы  $l_{ef,x2} = \mu_{2x} l_2 = 3 \cdot 4,35 = 13,05$  м.

Расчетная длина верхнего участка колонны из плоскости рамы  $l_{ef,y2}$  по аналогии с нижним участком:

$$\mu_{2y} = 1, \text{ а } l_{ef,y2} = \mu_{2y} (l_2 - h_{cb}) = 1 \cdot (4,35 - 0,75) = 3,6 \text{ м.}$$

### 6.2. Верхняя часть колонны.

Верхняя часть колонны принимается в виде прокатного или сварного двутавра высотой  $h_2 = 450$  мм и длиной  $H_2 = 4350$  мм (рис. 6.2).

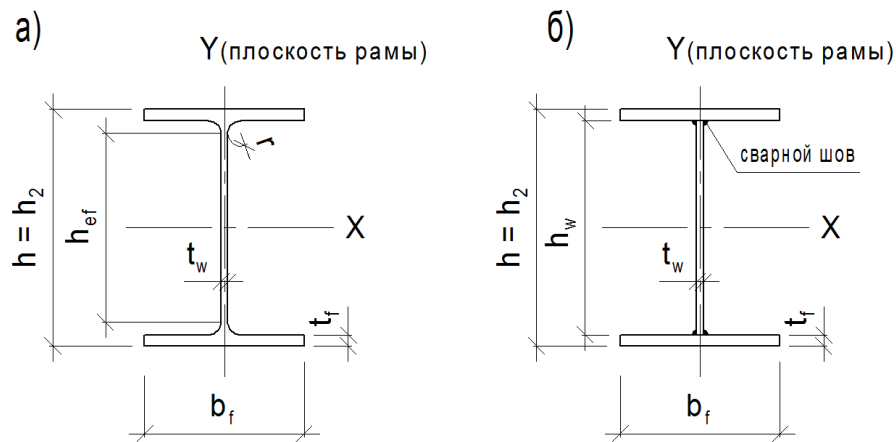


Рис. 6.2. Сечение верхней части колонны: а – прокатное; б – сварное.

Подбор сечения и проверка его несущей способности производится согласно разделу 9 [5]. Исходными данными являются:

- расчетное сочетание усилий  $N = -344,8$  кН;  $M = 233,7$  кНм;
- расчетные длины в плоскости и из плоскости рамы  $l_{ef,x2} = 13,05$  м,  $l_{ef,y2} = 4,35$  м;
- вид стали для изготовления колонны, расчетное сопротивление стали по пределу текучести  $R_y$  (таблицы В.3, В.4 [5]) для толщин до 30 мм; первоначально принимаем сталь С255Б для прокатного двутавра,  $R_y = 240$  Н/мм<sup>2</sup> = 24 кН/см<sup>2</sup> ( $t = 10-20$  мм);
- коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1,05$  (табл. 1 [5], п. 3).

Алгоритм подбора сечения приведен в части 1 Пособия [13].

- по известной высоте сечения  $h_2$  определим требуемые значения радиуса инерции  $i_x$  и ядрового радиуса  $\rho_x$

$$i_x \approx 0,42 \cdot h_2 = 0,42 \cdot 45 = 18,9 \text{ см}, \quad \rho_x \approx 0,35 \cdot h_2 = 0,35 \cdot 45 = 15,75 \text{ см};$$

- требуемые значения условной гибкости  $\bar{\lambda}_x$  и относительного эксцентриситета

$m_x$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x2}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1305}{18,9} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,36; \quad m_x = \frac{e_x}{\rho_x} = \frac{M}{N \cdot \rho_x} = \frac{220,7 \cdot 100}{313,4 \cdot 15,75} = 4,47,$$

$$\text{где } e_x = M / N;$$

- положив для определенности  $A_f / A_w = 1$  (здесь  $A_f$  – площадь пояса;  $A_w$  – площадь стенки) по табл. Д.2 [5] (тип сечения 5) определим коэффициент влияния формы сечения  $\eta$ , учитывающий степень развития пластических деформаций по высоте сечения

$$\eta = 1,9 - 0,1m_x - 0,02(6 - m_x)\bar{\lambda}_x = 1,9 - 0,1 \cdot 4,47 - 0,02(6 - 4,47) \cdot 2,36 = 1,38;$$

- значение приведенного относительного эксцентриситета

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,38 \cdot 4,47 = 6,17;$$

- по табл. Д.3 [5] определим требуемый коэффициент устойчивости  $\varphi_{e,mp}$  при внецентренном сжатии сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

$$\varphi_{e,mp} = f(\bar{\lambda}_x; m_{ef}) = 0,179;$$

- требуемая площадь сечения колонны

$$A_{mp} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_{e,mp} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{313,4 \cdot 1}{0,179 \cdot 24 \cdot 1,05} = 69,5 \text{ см}^2;$$

- по ГОСТ Р 57837-2017 принимаем минимальный по площади двутавр 45Б1 высотой примерно 45 см со следующими геометрическими характеристиками:  $A = 84,3 \text{ см}^2$ ;  $W_x = 1286,9 \text{ см}^3$ ;  $i_x = 18,45 \text{ см}$ ;  $i_y = 4,329 \text{ см}$ ;  $g = 66,2 \text{ кг/м}$ ;  $h = 44,6 \text{ см}$ ;  $b = 19,9 \text{ см}$ ;  $t_f = 1,2 \text{ см}$ ;  $t_w = 0,8 \text{ см}$ .

Подобранное сечение подлежит следующим проверкам:

- проверка прочности;
- проверка устойчивости в плоскости действия момента (в плоскости рамы);
- проверка устойчивости из плоскости действия момента (из плоскости рамы);
- проверка местной устойчивости поясов и стенки.

Выполним каждую проверку.

### Проверка прочности.

Элементы из стали  $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$  (для стали С255Б  $R_{yn} = 245 \text{ Н/мм}^2$ ), не подвергающиеся непосредственному воздействию динамических нагрузок, при напряжениях  $\tau < 0,5R_s$  и  $\sigma = N/A > 0,1R_y$ , проверяются на прочность по формуле (105) [3] при  $M_y = 0$  и  $B = 0$

$$\left( \frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где  $N$ ,  $M_x$  – абсолютные значения соответственно продольной силы и изгибающего момента при наиболее неблагоприятном их сочетании;

$n$ ,  $c_x$  – коэффициенты, учитывающие упруго-пластическую работу стали и принимаемые согласно табл. Е.1 [5], тип сечения 1;

$n = 1,5$ ; для проверяемого двутавра  $A_f = 19,9 \cdot 1,2 = 23,88 \text{ см}^2$ ;  $A_w = (44,6 - 1,2 \cdot 2) \cdot 0,8 = 33,76 \text{ см}^2$ ;  $A_f/A_w = 23,88 / 33,76 = 0,71 \approx 0,5$ ;  $c_x = 1,12$ ;  $c_x$  – ко-

эфициенты, учитывающие упруго-пластическую работу стали и принимаемые согласно табл. Е.1 [5]:

Если  $\sigma = N/A \leq 0,1R_y$ , то формулу (105) [3] следует применять при обеспечении местной устойчивости стенки и поясов. Это условие для прокатных двутавров выполняется всегда.

$$\text{Получим: } \left( \frac{344,8}{84,3 \cdot 24 \cdot 1,05} \right)^{1,5} + \frac{233,7 \cdot 100}{1,12 \cdot 1286,9 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,064 + 0,644 = 0,708 < 1.$$

Прочность обеспечена.

### Проверка устойчивости в плоскости действия момента (в плоскости рамы).

Данная проверка согласно п. 9.2.2 [3] производится по формуле (109) [3]

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

где  $\varphi_e$  – коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом, определяемый по табл. Д.3 [3] в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_x$  и приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef}$ , определяемого по формуле

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x,$$

здесь  $\eta$  – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по табл. Д.2 [3], тип сечения 5;

$$m_x = \frac{e_x A}{W_c}; \quad e_x = \frac{M_x}{N}; \quad W_c = W_x - \text{момент сопротивления сечения для}$$

наиболее сжатого волокна;  $M_x$  – наибольший момент в пределах длины верхнего участка колонны.

При  $m_{ef} > 20$  проверку следует выполнять как для изгибаемых элементов (устойчивость плоской формы изгиба, раздел 8 [3]).

$$\text{Получим: } \bar{\lambda}_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1305}{18,45} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,41; \quad e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{233,7 \cdot 100}{344,8} = 67,8 \text{ см};$$

$$m_x = \frac{e_x A}{W_c} = \frac{67,8 \cdot 84,3}{1286,9} = 4,44;$$

$$\eta = 1,75 - 0,1m_x - 0,02(5 - m_x) \quad \bar{\lambda}_x = 1,75 - 0,1 \cdot 4,44 - 0,02(5 - 4,44) \cdot 2,41 = 1,28;$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,28 \cdot 4,44 = 5,68; \quad \varphi_e = 0,189;$$

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} = \frac{344,8}{0,189 \cdot 84,3 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,86 < 1.$$

Устойчивость обеспечена, но с запасом 14%, поэтому сечение следует уменьшить.

Т.к. в сортаменте прокатных двутавров нет сечений меньшей площади с высотой 45 см, переходим на сварной двутавр: полки (пояса) – 10x200, стенка – 8x430.

Геометрические характеристики сечения:

$$A = 0,8 \cdot 43 + 2 \cdot 1 \cdot 20 = 74,4 \text{ см}^2;$$

$$I_x = 0,8 \cdot 43^3 / 12 + 2 \cdot 1 \cdot 20 \cdot [(43 + 1)/2]^2 = 5300 + 19360 = 24660 \text{ см}^4;$$

$$W_x = 24660 / (45/2) = 1096 \text{ см}^3;$$

$$I_y = 2 \cdot 1 \cdot 20^3 / 12 = 1333 \text{ см}^4; \quad W_y = 1333 / (20/2) = 133 \text{ см}^3;$$

$$i_x = \sqrt{24660/74,4} = 18,2 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{1333/74,4} = 4,23 \text{ см};$$

$$g = 74,4 \cdot 78,5/100 = 58,4 \text{ кг/м}; \quad h = 45 \text{ см}; \quad b = 20 \text{ см}; \quad t_f = 1 \text{ см}; \quad t_w = 0,8 \text{ см}.$$

Проверим данное сечение:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1305}{18,2} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,45; \quad e_x = 67,8 \text{ см}; \quad m_x = \frac{e_x A}{W_c} = \frac{67,8 \cdot 74,4}{1096} = 4,60;$$

$$\eta = 1,75 - 0,1m_x - 0,02(5 - m_x) \quad \bar{\lambda}_x = 1,75 - 0,1 \cdot 4,60 - 0,02(5 - 4,60) \cdot 2,45 = 1,27;$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,27 \cdot 4,60 = 5,84; \quad \varphi_e = 0,184;$$

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} = \frac{344,4}{0,184 \cdot 74,4 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,998 < 1$$

Устойчивость обеспечена.

$$\text{Проверка гибкости: } \lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} = \frac{1305}{18,2} = 72 < \lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,998 = 120.$$

### Проверка устойчивости из плоскости действия момента (из плоскости рамы).

Это проверка, учитывающая возможность изгибно-крутильной формы потери устойчивости, выполняется согласно п.п. 9.2.4 – 9.2.6 [3] по формуле (111) [3]

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

где  $c$  - коэффициент, определяемый согласно п. 9.2.5 [3] в зависимости от  $m_x$  и коэффициентов  $\alpha$  и  $\beta$  (табл. 21 [3], тип сечения 1;

$\varphi_y$  - коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый в зависимости от  $\bar{\lambda}_y$ , по табл. Д.1 [3]; при этом должно выполняться условие  $\lambda_y \leq \lambda_u$  (см. выше).

При определении относительного эксцентриситета  $m_x$  за расчетный момент  $M_x$  следует принимать согласно п. 9.2.6 [3] не максимальный момент в колонне, а максимальный момент в пределах средней трети длины рассматриваемого участка колонны, но не менее половины наибольшего момента по длине стержня. Для определения  $M_x$  следует обратиться к статическому расчету (табл. 5.1) и определить значения момента от тех нагрузок, которые входят в РСУ, используемые при подборе сечения.

Формула для определения  $M_x$ :  $L1+L2+L3+L4+0,7 \cdot L6+0,7 \cdot L8+0,9 \cdot L10$ .

Получим:

- в сечении 2-1-1 (рис. 5.2)

$$M_x = 3,1 + 12,3 + 1,1 + 54,9 + 0,7 \cdot (-18,5) + 0,7 \cdot 2,7 + 0,9 \cdot 13,6 = 72,6 \text{ кНм};$$

- в сечении 2-1-2

$$M_x = 3,9 + 16,1 + 0,2 + 71,5 + 0,7 \cdot 9,3 + 0,7 \cdot 18,6 + 0,9 \cdot 41,1 = 148,2 \text{ кНм}.$$

$M_{max} / 2 = 233,7 / 2 = 116,9 < 148,2$ , поэтому принимаем  $M_x = 148,2$  кНм.

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{148,2 \cdot 100}{344,4} = 43 \text{ см}; \quad m_x = \frac{e_x A}{W_c} = \frac{43 \cdot 74,4}{1096} = 2,92;$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{efy2}}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{360}{4,23} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,90 < 3,14.$$

При  $m_x \leq 5$   $c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} \leq 1$ , где  $\alpha = 0,65 + 0,05 m_x$ ;  $\beta = 1$  (см. табл. 21 [3]).

Получим:  $\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot 2,92 = 0,80$ ;  $\varphi_y = 0,663$ ;  $c = \frac{1}{1 + 0,8 \cdot 2,92} = 0,30$ .

Проверка устойчивости:  $\frac{344,4}{0,30 \cdot 0,663 \cdot 74,4 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,92 < 1$ .

Устойчивость обеспечена.

Дополнительно повторно проверим прочность назначенного сечения:

$$\left( \frac{344,4}{74,4 \cdot 24 \cdot 1,05} \right)^{1,5} + \frac{233,7 \cdot 100}{1,12 \cdot 1096 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,077 + 0,753 = 0,83 < 1.$$

Прочность обеспечена.

Т.к. сечение сварное, необходимо проверить местную устойчивость его стенки и полок. Методика проверок изложена в [13], раздел 6.2.

1) Стенка.

Для сварного двутавра местная устойчивость стенки будет обеспечена, если условная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  не превышает значений предельной условной гибкости  $\bar{\lambda}_{uw}$  по формулам табл. 22 [5].

Из этой таблицы следует, что  $\bar{\lambda}_{uw}$  в пределах  $1 \leq m_x \leq 10$  зависит от  $\bar{\lambda}_x$ , соотношения  $c\varphi_y$  и  $\varphi_e$  и коэффициента  $\alpha$  (типы сечений 1 и 2);

$\bar{\lambda}_x = 2,45 > 2$ ;  $c\varphi_y = 0,30 \cdot 0,663 = 0,199 > \varphi_e = 0,184$ , поэтому

$\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uwl} = 1,2 + 0,35 \bar{\lambda}_x = 1,2 + 0,35 \cdot 2,45 = 2,06 < 3,1$ ;

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{43}{0,8} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,83 < \bar{\lambda}_{uw} = 2,06.$$

Местная устойчивость стенки обеспечена.

2) Пояса (полки).

Устойчивость поясов колонны с гибкостью  $0,8 \leq \bar{\lambda}_x (\bar{\lambda}_y) \leq 4$  следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса  $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  (здесь  $b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2}$ ) не превышает значений предельной условной гибкости  $\bar{\lambda}_{uf}$ , определяемых по формуле (132) [5] (табл. 23 [5], тип сечения 1)

$$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01 (1,5 + 0,7 \bar{\lambda}_x) m_x,$$

где  $\bar{\lambda}_{ufc} = 0,36 + 0,1 \bar{\lambda}$  (формула (37) табл. 10 [3]), здесь  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y$ .

Получим:  $\bar{\lambda}_x = 2,45$ ;  $\bar{\lambda}_y = 2,90$ ;  $b_{ef} = \frac{20 - 0,8}{2} = 9,6$  см;

$\bar{\lambda}_{ufc} = 0,36 + 0,1 \cdot 2,90 = 0,65$ ;  $\bar{\lambda}_{uf} = 0,65 - 0,01 (1,5 + 0,7 \cdot 2,45) \cdot 2,90 = 0,50$ ;

$$\bar{\lambda}_f = \frac{9,6}{1} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,33 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,50.$$

Местная устойчивость поясов обеспечена.

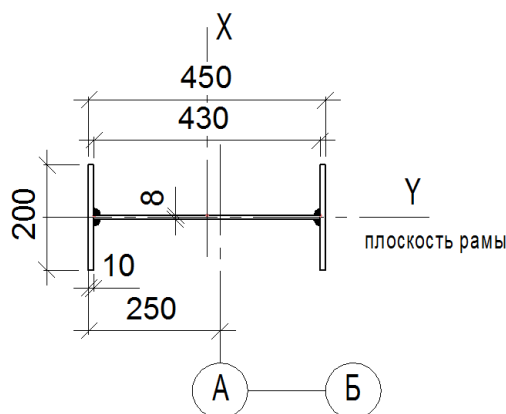


Рис. 6.3. Сечение верхней части колонны.

Итоги проверок сводятся в таблицу (табл. 6.1).

Табл. 6.1. Результаты проверок верхней части колонны.

Вид проверки		Коэффициент использования $k_u$	Примечания
Прочность		0,83	
Устойчивость	В плоскости рамы	0,998	
	Из плоскости рамы	0,92	
Максимальная гибкость		$72 / 120 = 0,60$	

### 6.3. Нижняя часть колонны.

Нижняя часть колонны в данном проекте принимается в виде симметричного сечения высотой  $h_l = 1000$  мм и длиной  $H_l = 15,45$  м, состоящего из двух ветвей, связанных решеткой (рис. 6.4). Сечения ветвей – одинаковые прокатные двутавры типов Б или Ш по ГОСТ Р 57837-2017, сталь С255Б,  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup> ( $t = 10-20$  мм) - табл. В.4 [3]. Данное решение реализовано в типовой серии 1.424.3-7 [12]. В этом случае наиболее просто выполняется условие равенства высот сечений обеих ветвей для обеспечения условий крепления элементов решетки.

Расчетные длины:  $l_{ef,xl} = 30,12$  м;  $l_{ef,y1} = 15,85$  м.

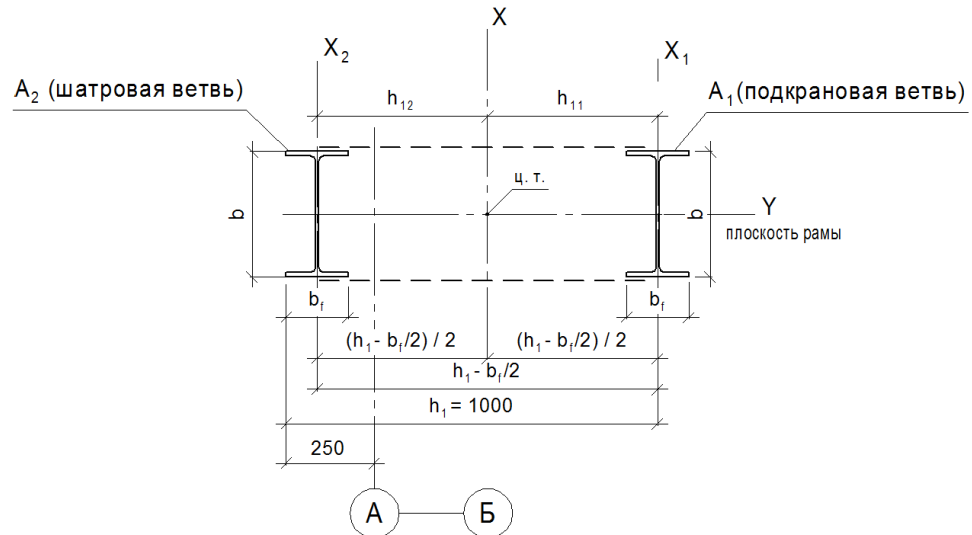


Рис. 6.4. Сечение нижней части колонны.

В связи с тем, что нижняя часть колонны в расчетной схеме представлена одним стержнем, необходимо определить усилия в её ветвях.

Расчетные усилия в едином стержне колонны:  $N = - 1141,7$  кН;  $M = - 1225,6$  кНм.

Максимальное усилие в сжатой ветви:

$$N_{e,max} = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_1 - b_f/2},$$
 где  $b_f$  – ширина полки двутавра, первоначально этой величиной можно задаться, приняв  $b_f = 20-25$  см.

Получим: 
$$N_{e,max} = \frac{-1141,7}{2} + \frac{-1225,6 \cdot 100}{100 - 25/2} = -570,8 - 1400,7 = -1971,5 \text{ кН.}$$

Одновременно в другой ветви возникает усилие

$$N_{e,min} = \frac{-1141,7}{2} + \frac{1225,6 \cdot 100}{100 - 25/2} = -570,8 + 1400,7 = 829,9 \text{ кН.}$$

Т.к. сечение колонны симметричное, то необходимо подобрать сечение наиболее нагруженной ветви, а сечение другой принять таким же. В данном случае это ветвь, у которой  $N = N_{e,max} = - 1971,5$  кН.

Ветвь рассчитывается как центрально сжатый стержень с шарнирами по концам в плоскости и из плоскости рамы.

Расчетом из плоскости рамы определится сечение ветви. Задавшись гибкостью ветви  $\lambda_y = 100$ , получим  $\bar{\lambda}_y = 100 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,41$  и коэффициент устойчивости  $\varphi_y = 0,560$ .

Требуемый радиус инерции  $i_{y,mp} = 1585 / 100 = 15,85$  см.

Требуемая площадь сечения  $\frac{1971,5}{0,56 \cdot 24 \cdot 1,05} = 139,7 \text{ см}^2$ .

Принимаем двутавр **45Б3**:  $A = 115,43 \text{ см}^2$ ;  $I_x = 40710,41 \text{ см}^4$ ;  $W_x = 1785,5 \text{ см}^3$ ;  $i_x = 18,78 \text{ см}$ ;  $I_y = 2307,62 \text{ см}^4$ ;  $W_y = 229,61 \text{ см}^3$ ;  $i_y = 4,471 \text{ см}$ ;  $g = 90,6 \text{ кг/м}$ ;  $h = 45,6 \text{ см}$ ;  $b = 20,1 \text{ см}$ ;  $t_f = 1,7 \text{ см}$ ;  $t_w = 1,05 \text{ см}$ .

Проверка устойчивости ветви из плоскости рамы.

$$l_{ef} = H_1 = 1585 \text{ см}; \quad \lambda = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{1585}{18,78} = 84; \quad \bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 84 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,87; \quad \varphi = 0,669$$

(тип сечения  $b$ );

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{1971,5}{0,669 \cdot 115,43 \cdot 24 \cdot 1,05} = 1,01 \approx 1.$$

Устойчивость ветви из плоскости рамы обеспечена.

$$\lambda = 85 < \lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 1 = 120.$$

$$\text{Прочность ветви: } \frac{N}{A R_y \gamma_c} = \frac{1971,5}{115,43 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,68 < 1.$$

Прочность обеспечена с запасом 32 %.

Расчетной длиной в плоскости будет длина ветви между узлами решетки. Для её определения необходимо задаться типом решетки и количеством участков разбиения. Количество участков разбиения назначаются так, чтобы угол между осями ветви и элемента решетки составлял примерно 35-55°.

В серии [12] принята треугольная система решетки без дополнительных стоек. Общей длиной участка разбиения будет длина нижней части колонны за вычетом высоты траверсы.

Высота траверсы  $h_{mp}$  принимается равной 0,5-0,8 высоты нижней части колонны  $h_1$ .

Получим:  $h_1 = 1000 \text{ мм}$ ;  $h_{mp} = 750 \text{ мм}$ ;  $H_1 - h_{mp} = 15850 - 750 = 15100 \text{ мм}$ . Для угла наклона решетки  $\alpha_p = 45^\circ$  необходимо расстояние между её узлами  $l_6 = h_1 - b/2 = 1000 - 200/2 = 900 \text{ мм}$  (здесь  $b$  – ширина полки двутавра), т.е. количество участков разбиения  $n = 16,8 \approx 17$ . С целью уменьшения количества элементов решетки примем  $n = 14$ . Тогда  $l_6 = 15100 / 14 \approx 1080 \text{ мм}$ ,  $\alpha_p = \arctg((h_1 - b/2) / l_6) = \arctg(900 / 1080) = 40^\circ$  (рис. 6.5).

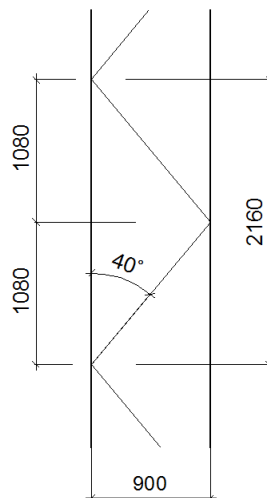


Рис. 6.5. К построению элементов решетки.

Проверка устойчивости ветви в плоскости рамы.

$$l_{ef} = l_0 = 216 \text{ см}; \quad \lambda = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{216}{4,471} = 48; \quad \bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 48 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,64; \quad \varphi = 0,876$$

(тип сечения *b*);

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{1971,5}{0,876 \cdot 115,43 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,77 < 1.$$

Устойчивость обеспечена с запасом 23 %.

Окончательно принимаем сечение обеих ветвей колонны из прокатного двутавра 45Б3.

Проверка устойчивости нижней части колонны в плоскости рамы  
как единого стержня.

Данная проверка делается согласно п. 9.3.2 [3]. В этом случае расчет ведется не с учетом условной гибкости  $\bar{\lambda}_y$ , а условной гибкости  $\bar{\lambda}_{ef}$ , учитывающей податливость решетки.

На рис. 6.6 показано принятое сечение нижней части колонны.

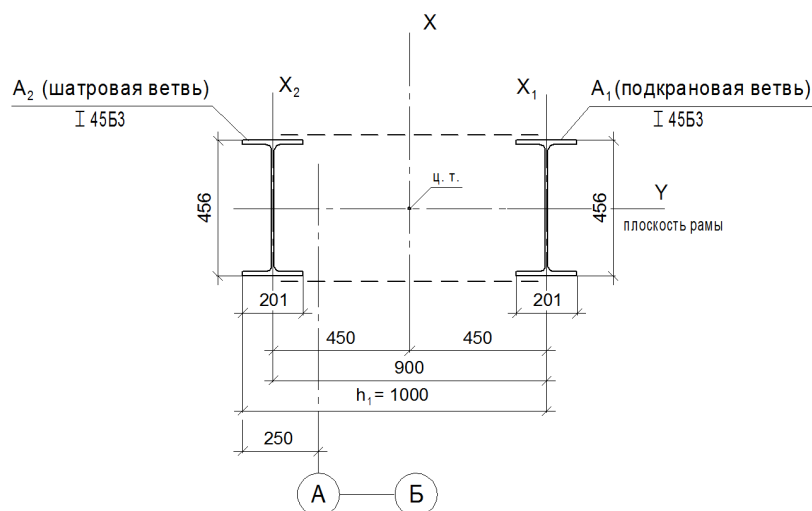


Рис. 6.6. Принятое сечение нижней части колонны.

Геометрические характеристики сечения в целом:  $A = 115,43 \cdot 2 = 230,86 \text{ см}^2$ ;  $I_x = 2 \cdot (2307,62 + 115,43 \cdot 45^2) = 472107 \text{ см}^4$ ;  $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{472107}{230,86}} = 45,2 \text{ см}$ ;  $\lambda_x = 3012 / 45,2 = 67$ ;  $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 67 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,29$ ;  $\varphi = 0,779$  (тип сечения «*b*»).

Длина раскоса в осях при расстоянии между ветвями 900 мм составит

$$d = \sqrt{900^2 + 1080^2} = 1486 \text{ мм}.$$

Угол наклона решетки  $\alpha_p = 40^\circ$ .

Решетка располагается в плоскостях полок двутавров и выполняется из одиночных равнополочных прокатных уголков. Решетка работает на поперечную силу, определяемую как максимум из двух величин:

- реально действующая расчетная поперечная сила  $Q$ ;
- фиктивная поперечная сила  $Q_{fic}$  (формула (18) [3]), учитывающая эксцентриситеты приложения нагрузок и возможную кривизну стержня колонны.

$$Q = 114 \text{ кН};$$

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E / R_y) N / \varphi = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - 20600 / 24) 1141,7 / 0,779 = 15,3 \text{ кН}.$$

Для расчетов принимаем  $Q = 114 \text{ кН}$  (табл. 5.3). На одну плоскость решетки действует поперечная сила  $Q / 2 = 57 \text{ кН}$ . Продольная сила в одном раскосе

$$N_p = Q / \sin \alpha = 57 / \sin 40^\circ = 89 \text{ кН}.$$

Считая раскос сжатым, определим его сечение:

$$A_{mp} = \frac{N_p}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{89}{0,5 \cdot 24 \cdot 0,75} = 9,9 \text{ см}^2; \text{ принимаем уголок } 75 \times 8; A = 11,5 \text{ см}^2; i_{min} =$$

1,47 см;

$$l_{ef} = d = 148,6 \text{ см}; \lambda = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{148,6}{1,47} = 101; \bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 101 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,45; \varphi =$$

0,485 (тип сечения c);

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{89}{0,485 \cdot 11,5 \cdot 24 \cdot 0,75} = 0,89 < 1.$$

Устойчивость раскоса обеспечена.

$$\text{Приведенная гибкость } \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \frac{A}{A_{dl}}},$$

где  $\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b} = 10 \frac{146,8^3}{90^2 \cdot 108} = 36,2$ , здесь  $d = 146,8 \text{ см}$  – длина раскоса;  $b = 90 \text{ см}$ ;

$$l_b = 216 / 2 = 108 \text{ см (см. рис. 3а [3])};$$

$$A = 230,86 \text{ см}^2 \text{ - площадь сечения колонны};$$

$$A_{dl} = 11,5 \text{ см}^2 \text{ - площадь сечения одного раскоса решетки}.$$

$$\text{Получим: } \lambda_{ef} = \sqrt{67^2 + 36,2 \frac{230,86}{11,5}} = 72; \bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 72 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,46.$$

Относительный эксцентриситет  $m = e \cdot A \cdot a / I_x$ , где  $e = M / N = 1225,6 \cdot 100 / 1147,1 = 106,8 \text{ см}$ ;  $a = 45 \text{ см}$ . Тогда  $m = 106,8 \cdot 230,86 \cdot 45 / 472107 = 2,35$ ;  $\varphi_e = 0,250$ .

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} = \frac{1147,1}{0,25 \cdot 230,86 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,79 < 1.$$

Устойчивость единого стержня колонны обеспечена.

$$\lambda_{ef} = 72 < \lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,79 = 133.$$

Результаты расчетов сведены в табл. 6.2.

Табл. 6.2. Результаты расчетов нижней части колонны.

Вид проверки		Коэффициент использования $k_u$	Примечания
Ветвь колонны	Прочность	0,68	
	Устойчивость	В плоскости рамы	0,77
		Из плоскости рамы	1
	Гибкость из плоскости рамы		$85/120 = 0,71$
Всё сечение	Устойчивость в плоскости рамы	0,79	
	Гибкость в плоскости рамы	$72/133 = 0,54$	

## 7. Температурные швы, система связей каркаса.

При изменении температуры в элементах каркаса могут появляться значительные дополнительные усилия, для уменьшения которых весь каркас делится на отдельные части температурными швами.

В однопролетном здании выполняются только поперечные температурные швы.

Предельное расстояние между поперечными температурными швами зависит от температурного режима здания, его вида, расчетной температуры эксплуатации и определяется по табл. 44 [3].

Так на пример, для отапливаемого здания при расчетной температуре  $t \geq -45^\circ\text{C}$  наибольшее расстояние между температурными швами вдоль здания составляет 230 м, а предельное расстояние от температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи по колоннам составляет 90 м.

Таким образом, если устраивать одну вертикальную связь по нижним частям колонн в середине температурного блока, то полная длина этого блока составит не более 180 м. В данном случае принимаем длину температурного блока 126 м.

В каждом температурном блоке здания согласно п. 15.4 [3] следует устраивать самостоятельную систему связей, объединяющих плоские элементы в пространственную систему, способную воспринимать нагрузки, действующие на сооружение в любом направлении. Кроме того, связи раскрепляют и обеспечивают устойчивость элементов, уменьшают их расчетные длины и облегчают монтаж конструкций.

Конструкция связей должна обеспечить геометрическую неизменяемость связевого блока. Для этого между раскрепляемыми конструкциями вводятся распорки и диагональные элементы (раскосы).

Сечения элементов связей назначают, как правило, по предельной гибкости  $\lambda_u$ . Значения  $\lambda_u$  назначают по табл. 32 [3] (сжатые элементы) и табл. 33 [3] (растянутые элементы).

Согласно табл. 32 для сжатых элементов вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)  $\lambda_u = 210 - 60 \cdot \alpha$ , для всех остальных сжатых связей  $\lambda_u = 200$ .

Согласно табл. 33 для растянутых элементов вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок) при статической нагрузке  $\lambda_u = 300$ , для всех остальных растянутых связей  $\lambda_u = 400$ .

Тип сечения сжатых элементов связей должен обеспечивать максимальный радиус инерции при минимуме площади поперечного сечения. При применении равнополочных уголков целесообразно сечение в виде креста из двух уголков, соединенных

прокладками. Однако вне конкуренции сечение в виде круглой или квадратной тонкостенной трубы.

Тип сечения растянутых связей может быть таким же как сжатых связей, но ввиду большой величины  $\lambda_u$  поперечные размеры сечения будут меньше.

#### Связи по колоннам.

Для зданий с подкрановыми балками вертикальные связи между основными колоннами располагаются в двух уровнях по высоте (рис. 7.1).

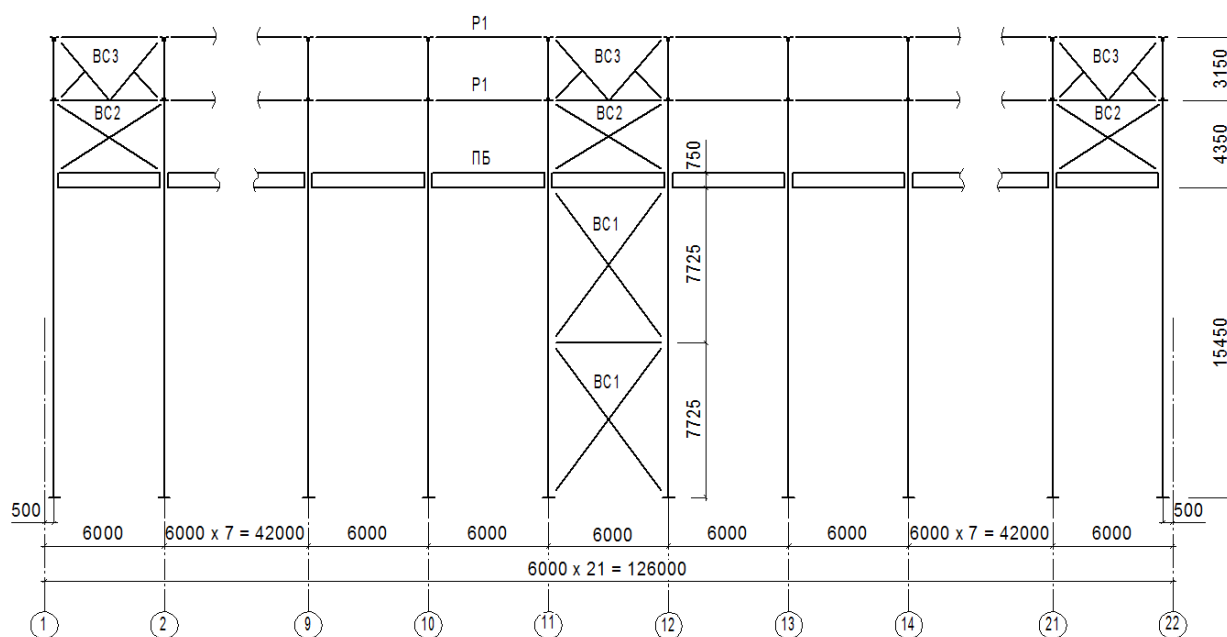


Рис. 7.1. Связи по колоннам.

Ниже уровня подкрановых балок связи следует располагать в середине или около середины температурного блока. Т.к. высота сечения  $h_1 > 600$  мм, связи ставятся в плоскости каждой из двух ветвей колонны.

Связи выше уровня подкрановых балок ставятся в плоскости осей колонн и располагают в шагах колонн, примыкающих к температурным швам или торцам здания, а также в тех шагах, где расположены связи нижнего уровня.

Определим сечения связей, приняв их из квадратных гнутосварных профилей (ГСП) по ГОСТ 30245-2012.

BC1: связи крестовые, поэтому рассчитываются как растянутые;  $\lambda_u = 300$ ; длина диагонального элемента  $l = 978$  см;  $i_{mp} = l / \lambda_u = 978 / 300 = 3,26$  см; принимаем ГСП 90x4,  $A = 13,35$  см<sup>2</sup>;  $i = 3,48$  см. Распорка принимается такого же сечения.

BC2: связи крестовые, поэтому рассчитываются как растянутые;  $\lambda_u = 400$ ; длина диагонального элемента  $l = 700$  см;  $i_{mp} = l / \lambda_u = 700 / 400 = 1,75$  см; принимаем ГСП 50x4,  $A = 6,95$  см<sup>2</sup>;  $i = 1,85$  см.

BC3: все элементы связевой фермы рассчитываются как сжатые;  $\lambda_u = 200$ ; длина поясов  $l = 600$  см;  $i_{mp} = l / \lambda_u = 600 / 200 = 3$  см; принимаем ГСП 80x4,  $A = 11,75$  см<sup>2</sup>;  $i = 3,07$  см. Решетка связевой фермы принимается из ГСП 50x4,  $A = 6,95$  см<sup>2</sup>;  $i = 1,85$  см.

Во всех случаях при высоте сечения колонны  $h > 600$  мм связи устраиваются в плоскости каждой из двух полок, т.е. каждая связь состоит из двух элементов, соединенных распорками (по типу лестницы).

### Связи по фермам (ригелям).

На рис. 7.2 показаны связи по фермам.

Горизонтальные поперечные связи ГС1 по верхним поясам стропильных ферм включают в себя поперечные связевые фермы и распорки. Роль распорок по верхним поясам могут выполнять прогоны (с учетом п. 15.4.6 [5]). Поперечные связевые фермы устанавливаются в связевых блоках, распорки раскрепляют верхние пояса ферм от смещений из плоскости по всей длине здания и крепятся к связевым блокам. Распорки устанавливают в середине пролета и по его торцам, расстояние между ними назначают так, чтобы гибкость пояса каждой фермы из плоскости рамы на время монтажа не превышала 220.

В данном случае применяются одиночные диагональные элементы, поэтому они

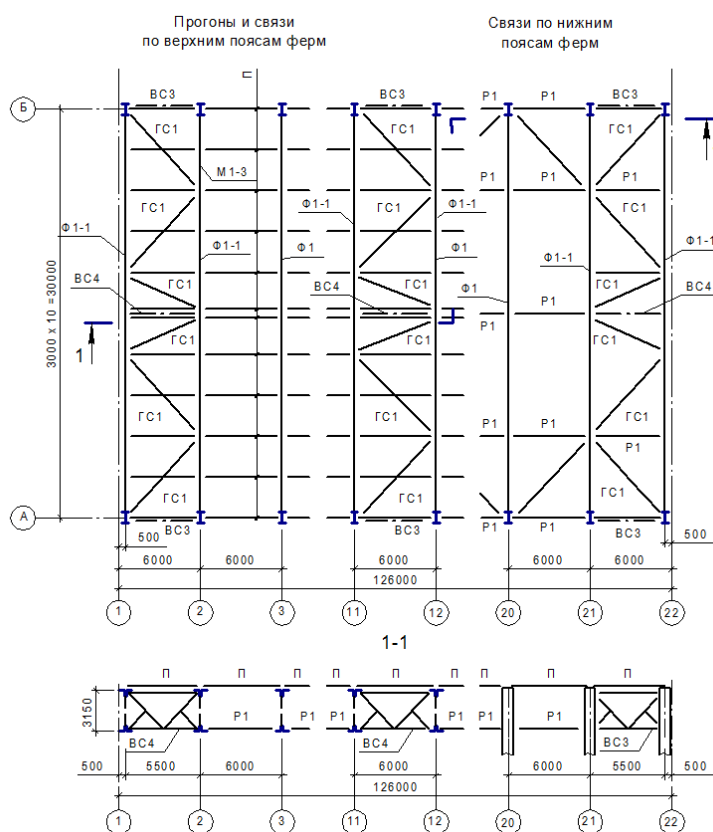


Рис. 7.2. Связи по фермам.

рассчитываются как сжатые элементы;  $\lambda_u = 200$ ; длина диагонального элемента  $l = 848$  см;  $i_{mp} = l / \lambda_u = 848 / 200 = 4,24$  см; принимаем ГСП 120х4,  $A = 18,15$  см<sup>2</sup>;  $i = 4,71$  см.

Горизонтальные поперечные связи ГС1 по нижним поясам также состоят из поперечных связевых ферм и распорок (растяжек). Распорки (растяжки) по нижним поясам устанавливают для уменьшения гибкости нижнего пояса из плоскости фермы.

Диагональные элементы - ГСП 120х4 (см. выше), длина распорок  $l = 600$  см;  $i_{np} = l / \lambda_u = 600 / 200 = 3$  см; принимаем ГСП 80х4,  $A = 11,75$  см<sup>2</sup>;  $i = 3,07$  см.

Горизонтальные продольные связи ГС1 по нижним поясам состоят из связевых ферм, располагаемых в крайних панелях нижних поясов однопролетного здания. Такие связи совместно с поперечными связями образуют жесткий контур в плоскости нижних поясов и предусматриваются только для зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью  $Q_o = 10$  тс и более, а также при наличии подстропильных ферм(п. 15.4.5 [5]).

Именно горизонтальные поперечные и продольные связи по нижним поясам ферм создают жесткий диск, перераспределяющий усилия на смежные рамы.

Диагональные элементы – ГСП 120х4, распорки - ГСП 80х4.

Вертикальные связи ВС4 между фермами служат для устранения сдвиговых деформаций в блоке покрытия вдоль здания. Вертикальные связевые фермы устанавливаются в связевых блоках между колоннами в опорных сечениях, а также в пролете.

Сечения элементов ВС4 принимаются такими же, как у связей ВС3.

## 8. Подбор сечений опорных элементов ригеля.

Подбор сечений опорных элементов требуется для конструирования узла сопряжения ригеля с колонной.

Для подбора сечений необходимо определить расчетные усилия в этих элементах. РСУ назначаются из условия нахождения максимального сжимающего или растягивающего усилия. Особенностью для данного ригеля является то, что в крайних панелях поясов возможно появление усилий, не характерных по знаку для обычных ферм с шарнирным сопряжением с колоннами.

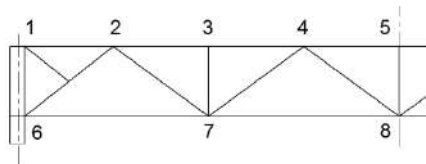


Рис. 8.1. Нумерация элементов ригеля.

Табл. 8.1. РСУ в элементе 1-2 (рис. 8.1).

Сечение	Критерий	N кН	Формула
1	1	<b>46,8</b>	$L1+L2+L3+0.9*L6+0.9*L8+L10$
1	2	<b>-33,9</b>	$L1+L2+L3+0.9*L4+L9$
1	9	-2	$L1+L2+L3$
1	2	-7,3	$L1+L2+L3+L4$
2	1	46,8	$L1+L2+L3+0.9*L6+0.9*L8+L10$
2	2	-33,9	$L1+L2+L3+0.9*L4+L9$
2	9	-2	$L1+L2+L3$
2	2	-7,3	$L1+L2+L3+L4$

Расчетные усилия:  $N = 46,8$  кН (для проверки прочности);  $N = - 33,9$  кН (для проверки устойчивости).

Табл. 8.2. РСУ в элементе 2-6 (рис. 8.1).

Сечение	Критерий	$N$ кН	Формула
1	1	-69,9	$L1+L2+L3+0.9*L5-0.9*L7+L9$
1	2	<b>-377,8</b>	$L1+L2+L3+L4+0.7*L6+0.7*L8+0.9*L10$
1	9	-79,9	$L1+L2+L3$
1	2	-369	$L1+L2+L3+L4$
2	1	-69,7	$L1+L2+L3+0.9*L5-0.9*L7+L9$
2	2	-377,6	$L1+L2+L3+L4+0.7*L6+0.7*L8+0.9*L10$
2	9	-79,7	$L1+L2+L3$
2	2	-368,8	$L1+L2+L3+L4$

Расчетное усилие:  $N = - 377,8$  кН (для проверки устойчивости).

Табл. 8.3. РСУ в элементе 6-7 (рис. 8.1).

Сечение	Критерий	$N$ кН	Формула
1	1	<b>239,4</b>	$L1+L2+L3+L4+0.9*L9$
1	2	<b>-28,2</b>	$L1+L2+L3+L6+L8+0.9*L10$
1	9	50	$L1+L2+L3$
1	1	227,3	$L1+L2+L3+L4$
2	1	239,4	$L1+L2+L3+L4+0.9*L9$
2	2	-28,2	$L1+L2+L3+L6+L8+0.9*L10$
2	9	50	$L1+L2+L3$
2	1	227,3	$L1+L2+L3+L4$

Расчетные усилия:  $N = 239,4$  кН (для проверки прочности);  $N = - 28,2$  кН (для проверки устойчивости).

Толщина фасонки фермы назначается по табл. 8.4, где максимальное усилие в элементе – это усилие в опорном раскосе 2-6.

Табл. № 8.4. Рекомендуемая толщина фасонки.

Максимальное усилие в элементах решетки, кН	< 150	150 - 255	<b>260 - 405</b>	410 - 605	610 - 1005	1010 - 1405	1410 - 1800	> 1800
	Толщина фасонки, мм	6	8	<b>10</b>	12	14	16	18

Принимаем толщину фасонки  $t_{\phi} = 10$  мм.

Результаты подбора сечений приведены в табл. 8.5.

Табл. 8.5. Подбор сечения элементов.

Элемент	Сеч.	A, см <sup>2</sup>	N, кН	Геом. длина, см	Расч. длины, см		Радиусы инерции, см		Гибкости				φ	γ <sub>c</sub>	$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$ $\frac{N}{A R_y \gamma_c}$
					l <sub>ef,x</sub>	l <sub>ef,1</sub>	i <sub>x</sub>	i <sub>y</sub>	λ <sub>x</sub>	λ <sub>y</sub>	$\bar{\lambda}_{max}$	λ <sub>u</sub>			
1-2	2L90x6	21,22	46,8	280	280	580	2,78	4,04	101	<b>144</b>	4,92	400	-	0,9	0,10
			-33,9									150			0,297
2-6	2L100x8	31,2	-377,6	420	210	420	3,07	4,47	68	94	3,21	124	0,525	1	0,96
6-7	2L125x8	39,38	239,4	580	580	580	3,87	5,46	<b>150</b>	106	5,12	400	-	0,9	0,28
			-28,2									150			0,278

Сечения элементов 1-2 и 6-7 назначены по предельной гибкости.

## 9. Расчет и конструирование узлов сопряжения элементов рамы.

### 9.1. Узел примыкания ригеля к колонне.

Колонна и ригель образует рамный узел, воспринимающий момент в плоскости рамы.

Опорная реакция ригеля передается на колонну через опорный столик, изготавливаемый из листовой стали толщиной в полтора-два раза больше толщины опорного фланца ригеля.

Высота опорного столика определяется длиной сварных швов, прикрепляющих столик к колонне

$$h_{on.cm} \geq \frac{1,3 \cdot Q_{rt}^{max}}{2k_f \beta_{f(z)} R_{f(z)}} + 1 \text{ см.}$$

Расчет производится по металлу шва и по металлу границы сплавления, в качестве расчетной принимается большая величина.

Коэффициент 1,3 учитывает возможность неравномерного нагружения швов из-за неточностей изготовления и крепления опорного столика и опорного фланца ригеля.

Болтовое соединение в нижней части узла проверяется при наличии растягивающего усилия в нем; учитывается неравномерная работа каждой пары болтов. Расчетное усилие действует в фиктивном элементе, учитывающим эксцентриситет примыкания фермы к колонне.

В верхней части узла проверяется несущая способность болтов на растяжение от максимального усилия в крайней панели верхнего пояса, а также прочность фланца на изгиб и прочность сварных швов крепления фланца к фасонке.

В табл. 9.1 приведены РСУ в нижнем фиктивном элементе. Расчетное растягивающее усилие  $N = 13,6$  кН; опорная реакция ригеля  $Q = 273,8$  кН.

Табл. 9.1. РСУ в нижнем фиктивном элементе.

Сечение	Критерий	N кН	Q <sub>z</sub> кН	Формула
1	1	<b>13,6</b>	<b>53</b>	L1+L2+L3+L9
1	2	-99,5	273,2	L1+L2+L3+L4+0.9*L6+0.9*L8+0.7*L10
1	5	-10,7	262,5	L1+L2+L3+L4+0.9*L9
1	6	-89,9	65,5	L1+L2+L3+L6+L8+0.9*L10
1	9	-5,2	58,7	L1+L2+L3

Сечение	Критерий	N кН	Q <sub>z</sub> кН	Формула
1	13	-97,5	274	L1+L2+L3+L4+0.7*L6+0.7*L8+0.9*L10
1	14	-15,1	51,4	L1+L2+L3+0.9*L5-0.9*L7+L9
1	18	<b>-105,6</b>	211,8	L1+L2+L3+0.7*L4+L6+L8+0.9*L10
1	2	-27,6	267,6	L1+L2+L3+L4
2	1	13,6	52,8	L1+L2+L3+L9
2	2	-105,6	211,6	L1+L2+L3+0.7*L4+L6+L8+0.9*L10
2	9	-5,2	58,5	L1+L2+L3
2	13	-97,5	<b>273,8</b>	L1+L2+L3+L4+0.7*L6+0.7*L8+0.9*L10
2	14	-15,1	51,3	L1+L2+L3+0.9*L5-0.9*L7+L9
2	2	-27,6	267,5	L1+L2+L3+L4

На рис. 9.1 показана конструкция верхней части узла сопряжения ригеля с колонной.

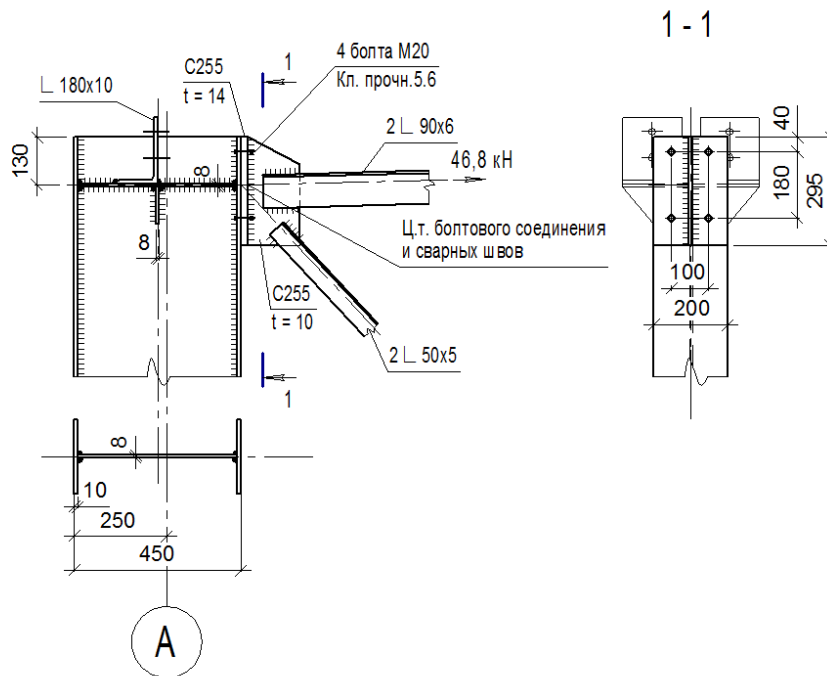


Рис. 9.1. Верхняя часть узла сопряжения ригеля с колонной.

Болт М20, класс прочности 5.6, класс точности В:  $A_{bn} = 2,45 \text{ см}^2$  (табл. Г.9 [3],  $R_{bt} = 225 \text{ Н/мм}^2 = 22,5 \text{ кН/см}^2$  (табл. Г.5 [1]);  $\gamma_b = 1$ ;  $\gamma_c = 1$ .

Расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом на растяжение:

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_b \gamma_c = 22,5 \cdot 2,45 \cdot 1 \cdot 1 = 55,1 \text{ кН};$$

Усилие  $N = 46,8 \text{ кН}$  нагружает болтовое соединение без эксцентриситета, поэтому на каждый из четырех болтов действует усилие  $N / 4 = 46,8 / 4 = 11,7 \text{ кН} < N_{bt} = 55,1 \text{ кН}$ .

Болтовое соединение способно воспринять действующую на него нагрузку.

Сварное соединение: сварка механизированная, сварочная проволока Св-08Г2С диаметром  $< 1,4 \text{ мм}$ , положение шва нижнее, катет шва  $k_f = 6 \text{ мм} = 0,6 \text{ см}$ ; коэффици-

енты глубины проплавления  $\beta_f = 0,7$ ,  $\beta_z = 1,0$  (табл. 39 [3]);  $R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2 = 21,5 \text{ кН/см}^2$  (табл. Г.2 [3]);  $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 38 = 17,1 \text{ кН/см}^2$ .

Сварной шов:  $l_w = (29,5 - 1) \cdot 2 = 57 \text{ см}$ ;  $A_{wf} = \beta_f k_f l_w = 0,7 \cdot 0,6 \cdot 57 = 23,9 \text{ см}^2$ ;  
 $A_{wz} = \beta_z k_f l_w = 1 \cdot 0,6 \cdot 57 = 34,2 \text{ см}^2$ .

Усилие  $N = 44,9 \text{ кН}$  нагружает сварное соединение без эксцентриситета.

Прочность швов по металлу швов:

$$\frac{N \gamma_n}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c l_w} = \frac{46,8 \cdot 1}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 57} = 0,09 < 1.$$

Прочность швов по металлу границы сплавления:

$$\frac{N \gamma_n}{\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c l_w} = \frac{46,8 \cdot 1}{1 \cdot 0,6 \cdot 17,1 \cdot 1 \cdot 57} = 0,08 < 1.$$

Сварное соединение способно воспринять действующую на него нагрузку.

Проверка прочности фланца на изгиб: сталь С255,  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ ;  $t_\phi = 1,4 \text{ см}$ ; высота фланца  $a_\phi = 29,5 \text{ см}$ ; расстояние между болтами по горизонту  $b_{\phi b} = 10 \text{ см}$ ;  $W_\phi = a_\phi t_\phi^2 / 6 = 29,5 \cdot 1,4^2 / 6 = 9,6 \text{ см}^3$ .

Фланец изгибается как балка пролетом  $b_{\phi b}$  с защемлениями по концам. Изгибающий момент во фланце  $M_\phi = N b / 8 = 46,8 \cdot 10 / 8 = 58,5 \text{ кНсм}$ .

Напряжение во фланце  $\sigma_\phi = M_\phi / W_\phi = 58,5 / 9,6 = 6,1 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2$ .

Фланец способен воспринять действующую на него нагрузку.

На рис. 9.2 показана нижняя часть узла сопряжения ригеля с колонной.

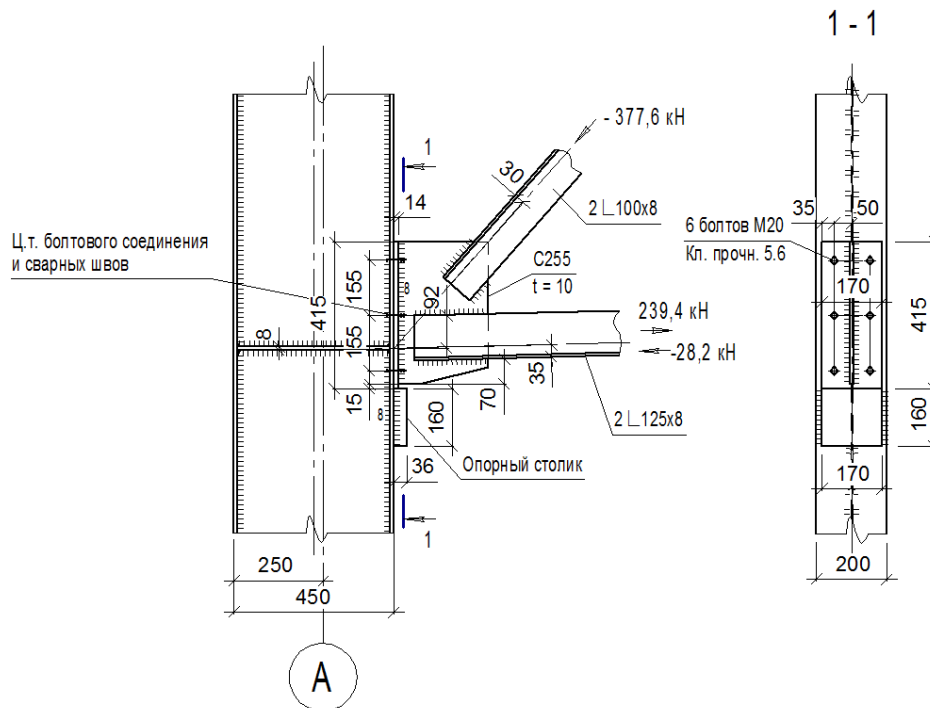


Рис. 9.2. Нижняя часть узла сопряжения ригеля с колонной

Расчетные длины швов крепления нижнего пояса и опорного раскоса:

- нижний пояс (обушок):

- при расчете по металлу шва

$$l_{wf,Ob} = \frac{0,7N\gamma_n}{2\beta_f k_{f,Ob} R_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0,7 \cdot 239,4 \cdot 1}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 21,5 \cdot 1} + 1 = 6 + 1 = 7 \text{ см};$$

- при расчете по металлу границы сплавления

$$l_{wf,Ob} = \frac{0,7N\gamma_n}{2\beta_z k_{f,Ob} R_{wz} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0,7 \cdot 239,4 \cdot 1}{2 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 17,1 \cdot 1} + 1 = 5 + 1 = 6 \text{ см};$$

принимаем шов по обушку  $k_{f,Ob} \times l_{w,Ob} = \underline{10 \times 70 \text{ мм.}}$

- нижний пояс (перо):

- при расчете по металлу шва

$$l_{wf,\Pi} = \frac{0,3N\gamma_n}{2\beta_f k_{f,\Pi} R_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0,3 \cdot 239,4 \cdot 1}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 21,5 \cdot 1} + 1 = 4 + 1 = 5 \text{ см};$$

- при расчете по металлу границы сплавления

$$l_{wf,\Pi} = \frac{0,3N\gamma_n}{2\beta_z k_{f,\Pi} R_{wz} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0,3 \cdot 239,4 \cdot 1}{2 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 17,1 \cdot 1} + 1 = 3 + 1 = 4 \text{ см};$$

принимаем шов по перу  $k_{f,\Pi} \times l_{w,\Pi} = \underline{7 \times 40 \text{ мм.}}$

- опорный раскос (обушок):

- при расчете по металлу шва

$$l_{wf,Ob} = \frac{0,7N\gamma_n}{2\beta_f k_{f,Ob} R_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0,7 \cdot 377,6 \cdot 1}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 21,5 \cdot 1} + 1 = 9 + 1 = 10 \text{ см};$$

- при расчете по металлу границы сплавления

$$l_{wf,Ob} = \frac{0,7N\gamma_n}{2\beta_z k_{f,Ob} R_{wz} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0,7 \cdot 377,6 \cdot 1}{2 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 17,1 \cdot 1} + 1 = 8 + 1 = 9 \text{ см};$$

принимаем шов по обушку  $k_{f,Ob} \times l_{w,Ob} = \underline{10 \times 100 \text{ мм.}}$

- нижний пояс (перо):

- при расчете по металлу шва

$$l_{wf,\Pi} = \frac{0,3N\gamma_n}{2\beta_f k_{f,\Pi} R_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0,3 \cdot 377,6 \cdot 1}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 21,5 \cdot 1} + 1 = 6 + 1 = 7 \text{ см};$$

- при расчете по металлу границы сплавления

$$l_{wf,\Pi} = \frac{0,3N\gamma_n}{2\beta_z k_{f,\Pi} R_{wz} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0,3 \cdot 377,6 \cdot 1}{2 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 17,1 \cdot 1} + 1 = 5 + 1 = 6 \text{ см};$$

принимаем шов по перу  $k_{f,\Pi} \times l_{w,\Pi} = \underline{7 \times 70 \text{ мм.}}$

### Определение высоты опорного столика.

Опорная реакция ригеля  $Q_{rt}^{max} = 273,8 \text{ кН}$  (см. табл. 9.1).

Высота опорного столика:

$$h_{on.cm.f} \geq \frac{1,3 \cdot Q_{rt}^{max}}{2k_f \beta_f R_{wf}} + 1 \text{ см} = \frac{1,3 \cdot 273,8}{2 \cdot 0,8 \cdot 0,7 \cdot 21,5} + 1 = 15 + 1 = 16 \text{ см};$$

$$h_{on.cm.z} \geq \frac{1,3 \cdot Q_{rt}^{max}}{2k_f \beta_z R_{wz}} + 1 \text{ см} = \frac{1,3 \cdot 273,8}{2 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 17,1} = 13 + 1 = 14 \text{ см};$$

Принимаем высоту опорного столика 16 см.

Проверим опорный фланец на смятие торца.

$b_\phi = 17 \text{ см}; t_\phi = 1,4 \text{ см}; A_\phi = 17 \cdot 1,4 = 23,8 \text{ см}^2; R_p = R_u = 36 \text{ кН/см}^2$  (табл. В.3 [3]).

$$\frac{Q_{rt}^{max}}{A_\phi R_p} = \frac{273,8}{23,8 \cdot 36} = 0,32 < 1.$$

Условие прочности фланца на смятие выполняется.

#### Проверка прочности сварных швов крепления фасонки к опорному фланцу.

Проверка производится на действие максимального по абсолютной величине усилия  $N = -105,6 \text{ кН}$  (табл. 9.1), действующего на швы с эксцентриситетом  $e_N = 9,2 \text{ см}$  (рис. 9.2) и создающего момент  $M = N e_N = 105,6 \cdot 9,2 = 972 \text{ кНсм}$ , а также на действие опорной реакции ригеля  $Q_{rt}^{max} = 273,8 \text{ кН}$ .

Сварной шов:  $l_w = 40 - 1 = 39 \text{ см}; A_{wf} = \beta_f k_f l_w = 0,7 \cdot 0,8 \cdot 39 = 21,8 \text{ см}^2; A_{wz} = \beta_z k_f l_w = 1 \cdot 0,8 \cdot 39 = 31,2 \text{ см}^2; W_{wf} = \beta_f k_f l_w^2 / 6 = 0,7 \cdot 0,8 \cdot 39^2 / 6 = 142 \text{ см}^3; W_{wz} = \beta_z k_f l_w^2 / 6 = 1 \cdot 0,8 \cdot 39^2 / 6 = 202,8 \text{ см}^3$ .

Напряжение в сварных швах от  $N$ :

- по металлу шва  $\tau_{wf,N} = N / 2A_{wf} = 105,6 / (2 \cdot 21,8) = 2,4 \text{ кН/см}^2$ ;
- по металлу границы сплавления  $\tau_{wz,N} = N / 2A_{wz} = 105,6 / (2 \cdot 31,2) = 1,7 \text{ кН/см}^2$ .

Напряжение в сварных швах от  $Q_{rt}^{max}$ :

- по металлу шва  $\tau_{wf,Q} = Q_{rt}^{max} / 2A_{wf} = 273,8 / (2 \cdot 21,8) = 6,3 \text{ кН/см}^2$ ;
- по металлу границы сплавления  $\tau_{wz,Q} = Q_{rt}^{max} / 2A_{wz} = 273,8 / (2 \cdot 31,2) = 4,4 \text{ кН/см}^2$ .

Напряжение в сварных швах от  $M$ :

- по металлу шва  $\tau_{wf,M} = M / 2W_{wf} = 972 / (2 \cdot 142) = 3,4 \text{ кН/см}^2$ ;
- по металлу границы сплавления  $\tau_{wz,M} = M / 2W_{wz} = 972 / (2 \cdot 202,8) = 2,4 \text{ кН/см}^2$ .

Суммарные приведенные напряжения в сварных швах:

- по металлу шва

$$\tau_f = \sqrt{\tau_{wf,Q}^2 + (\tau_{wf,N} + \tau_{wf,M})^2} = \sqrt{6,3^2 + (2,4 + 3,4)^2} = 8,6 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2;$$

- по металлу границы сплавления

$$\tau_f = \sqrt{\tau_{wz,Q}^2 + (\tau_{wz,N} + \tau_{wz,M})^2} = \sqrt{4,4^2 + (1,7 + 2,4)^2} = 6,0 \text{ кН/см}^2 < R_{wz} = 17,1 \text{ кН/см}^2.$$

Сварное соединение способно воспринять действующую на него нагрузку.

#### Проверка прочности болтового соединения.

Шесть болтов М20 работают на растяжение от силы  $N = 13,6 \text{ кН}$  (табл. 9.1), действующей с эксцентриситетом 9,2 см.  $M_b = 13,6 \cdot 9,2 = 125 \text{ кНсм}$ .

Болт М20, класс прочности 5.6, класс точности В:  $A_{bn} = 2,45 \text{ см}^2$  (табл. Г.9 [3],  $R_{bt} = 225 \text{ Н/мм}^2 = 22,5 \text{ кН/см}^2$  (табл. Г.5 [1]);  $\gamma_b = 1$ ;  $\gamma_c = 1$ .

Расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом на растяжение:

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_b \gamma_c = 22,5 \cdot 2,45 \cdot 1 \cdot 1 = 55,1 \text{ кН};$$

Усилие на более нагруженный болт :

$$N_{bp} = N/6 + M_b / (15,5 \cdot 2) = 13,6/6 + 125/31 = 2,3 + 4,0 = 6,3 \text{ кН} < N_{bt} = 55,1 \text{ кН}.$$

Болтовое соединение способно воспринять действующую на него нагрузку.

## 9.2. Узел сопряжения верхней и нижней частей колонны.

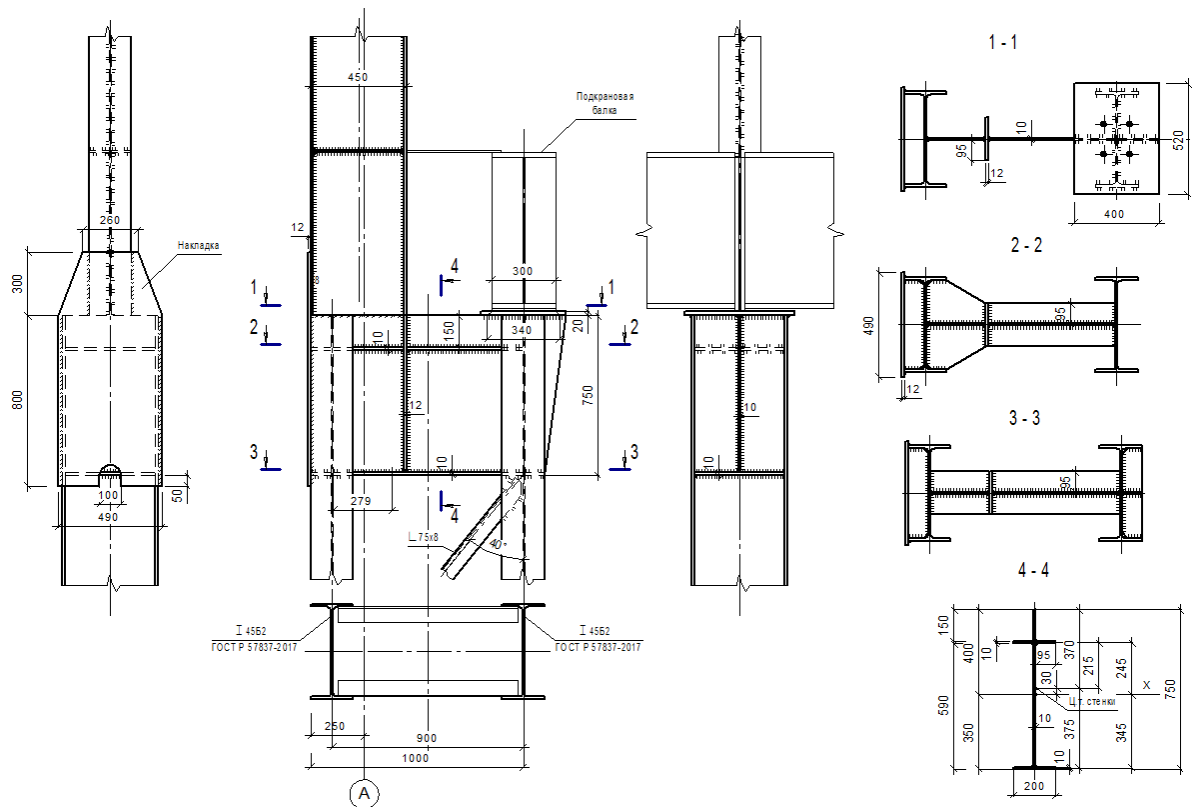


Рис. 9.3. Узел сопряжения верхней и нижней частей колонны.

Конструкция узла показана на рис. 9.3. В месте изменения сечения в колонне размещается траверса – короткая балка высотой  $h_{mp} = 750$  мм.

Стыковка обеих частей колонны выполняется на строительной площадке с помощью сварки: внешняя часть – с помощью накладки, внутренняя и средняя части – стыковым швом.

После конструирования узла производятся следующие проверки:

- проверка прочности сварного соединения верхней и нижней частей колонны;
- проверка прочности стенки траверсы от реакции подкрановых балок;
- проверка прочности траверсы.

В сварном стыке действуют следующие усилия (табл. 5.2):

комб. 1:  $N = - 339$  кН;  $M = - 71,1$  кНм (догружает внешнюю часть колонны);

комб. 2:  $N = - 316$  кН;  $M = 56,5$  кНм (догружает внутреннюю часть колонны).

Полагая в запас, что усилие от верхней части передается только через её пояса, получим усилия в них:

от комб. 1:  $N_f = N/2 + M/(h_2 - t_f) = 339/2 + 71,1 \cdot 100/(45 - 1) = 331$  кН – это усилие нагружает накладку;

от комб. 2:  $N_f = 316 / 2 + 56,5 \cdot 100/(45 - 1) = 286$  кН – это усилие нагружает стыковой шов пояса; усилие в другой полке  $N_{f1} = 316 / 2 - 56,5 \cdot 100/(45 - 1) = 29,6$  кН (растяжение отсутствует).

Накладка:  $A = 49 \cdot 1,2 = 58,8$  см<sup>2</sup>;  $N_f / A = 331 / 58,8 = 5,6$  кН/см<sup>2</sup> <  $R_y \gamma_c = 24$  кН/см<sup>2</sup> ;

минимальная длина накладки выше плоскости стыка:

- при расчете по металлу шва  $l_f = \frac{N_f}{2k_f \beta_f R_{wf}} + 1 = \frac{331}{2 \cdot 0,8 \cdot 0,7 \cdot 21,5} + 1 = 14,7$  см;

- при расчете по металлу границы сплавления  $l_z = \frac{N_f}{2k_f \beta_z R_{wz}} + 1 = \frac{331}{2 \cdot 0,8 \cdot 17,1} + 1 = 13,1$  см.

Конструктивно принимаем  $l = 30$  см.

Стыковой шов:  $l_w = 19,9 - 2 \cdot 1,1 = 17,7$  см;  $A_w = l_w t_f = 17,7 \cdot 1,1 = 19,5$  см<sup>2</sup>;

$N_f / A_w = 286 / 19,5 = 14,7$  кН/см<sup>2</sup> <  $R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 24 = 20,4$  кН/см<sup>2</sup>.

Стенка траверсы:  $D_{max} = 814$  кН (табл. 4.3); площадь смятия  $A_{cm} = 34 \cdot 1 = 34$  см<sup>2</sup>;

$D_{max} / A_{cm} = 814 / 34 = 23,9$  кН/см<sup>2</sup> <  $R_p \gamma_c = R_u \gamma_c = 36 \cdot 1 = 36$  кН/см<sup>2</sup>.

Траверса: расчетная схема – шарнирно опертая балка пролетом  $l_{mp} = h_1 - b_f/2 = 100 - 10 = 90$  см, нагруженная силой  $N_f$  в пролете (рис. 9.4).

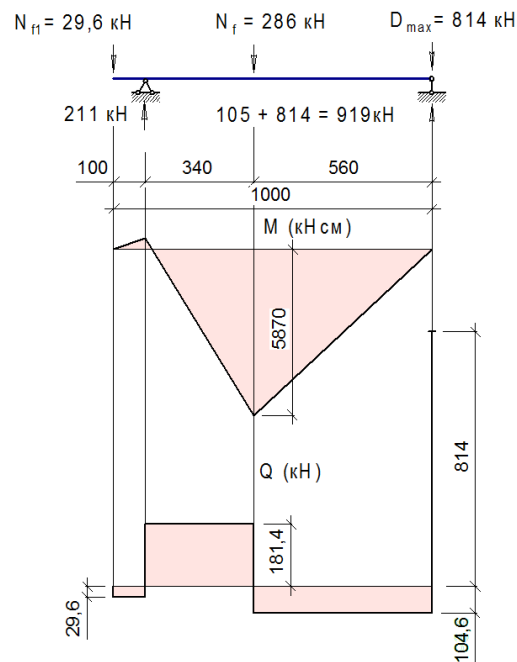


Рис. 9.4. Расчетная схема траверсы.

В наиболее нагруженном сечении действуют:  $M = 5870$  кНсм;  $Q = 181,4$  кН.

Сечение траверсы и положение её центра тяжести показано на рис. 9.3.

$A = 74 \cdot 1 + 20 \cdot 1 + 2 \cdot 9,5 \cdot 1 = 113$  см<sup>2</sup>; смещение центра тяжести относительно центра тяжести стенки  $y_c = \Sigma S_x / A = (2 \cdot 9,5 \cdot 1 \cdot 21,5 - 20 \cdot 1 \cdot 37,5) / 113 = -341,5 / 113 = -3$  см;  $I_x = 1 \cdot 74^3 / 12 + 74 \cdot 1 \cdot 3^2 + 2 \cdot 9,5 \cdot 1 \cdot 24,5^2 + 20 \cdot 1 \cdot 34,5^2 = 33769 + 666 + 11405 + 23805 = 69645$  см<sup>4</sup>;  $W_{xв} = 69645 / 40 = 1741$  см<sup>3</sup>;  $W_{xн} = 69645 / 35 = 1990$  см<sup>3</sup>.

Максимальное напряжение от  $M$ :  $5870 / 1741 = 3,4$  кН/см<sup>2</sup>.

Среднее напряжение от  $Q$ :  $181,4 / (74 \cdot 1) = 2,5$  кН/см<sup>2</sup>.

Приведенное напряжение:  $\sqrt{3,4^2 + 3 \cdot 2,5^2} = 5,5$  кН/см<sup>2</sup> <  $1,15 R_{yгс} = 1,15 \cdot 24 = 27,6$  кН/см<sup>2</sup>.

Траверса удовлетворяет условию прочности.

### 9.3. База колонны.

Для сквозных колонн рациональным решением является применение раздельной базы. В этом случае для каждой ветви устраивается своя база. Эти базы рассчитываются отдельно по аналогии с базами центрально сжатых колонн.

Т.к. в рассматриваемом случае сечение нижней части симметричное, то расчету подлежит база для наиболее нагруженной ветви, а база другой ветви принимается такой же.

Расчетные усилия:  $N = -1971,5$  кН (см. раздел 6). Суммарная поперечная сила в опоре  $Q = 114$  кН (табл. 5.3).

Для расчета анкерных болтов необходимо рассмотреть комбинацию усилий, в которой продольное усилие будет минимальным, а момент – максимальным. Из табл. 5.3 имеем три комбинации:

комб. 1:  $N = -220,4$  кН;  $M = 885,3$  кНм;

комб. 2:  $N = -487$  кН;  $M = 1213,2$  кНм;

комб. 3:  $N = -663,7$  кН;  $M = 1350,5$  кНм;

Максимальное усилие в растянутой ветви:

$$N_{с, \max} = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_1 - b_f / 2}, \text{ где } b_f \approx 20 \text{ см} - \text{ширина полки двутавра.}$$

Получим:

$$\text{комб. 1: } N_{с, \max} = \frac{-220,4}{2} + \frac{885,3 \cdot 100}{100 - 20/2} = -110,2 + 983,7 = 873,5 \text{ кН;}$$

$$\text{комб. 2: } N_{с, \max} = \frac{-487}{2} + \frac{1213,2 \cdot 100}{100 - 20/2} = -243,5 + 1348 = 1104,5 \text{ кН;}$$

$$\text{комб. 3: } N_{с, \max} = \frac{-663,7}{2} + \frac{1350,5 \cdot 100}{100 - 20/2} = -331,8 + 1500,6 = 1168,8 \text{ кН.}$$

В расчет принимаем комбинацию 3.

Минимальная площадь опорной плиты:  $A_{пл, \min} = N / (\psi R_{b, loc})$ , где

$R_{b,loc}$  - расчетное сопротивление бетона на местное смятие определяется по формуле  $R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b$ ,

здесь:  $R_b$  - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, зависит от класса прочности бетона и определяется по табл. 9.2.

$\psi$  - коэффициент, принимаемый равным 1 при равномерном распределении местной нагрузки на площади смятия.

Табл. 9.2. Призменная прочность бетона  $R_b$

Вид сопротивления	Бетон	$R_b$ при классе прочности бетон, кН/см <sup>2</sup>		
		В 15	В 20	В 25
Призменная прочность $R_b$	Тяжелый, мелкозернистый	0,85	1,15	1,45

$\varphi_b$  - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}}, \text{ принимается } \leq 2,5 \text{ и } \geq 1;$$

$A_{b,max}$  - максимальная расчетная площадь обреза фундамента;

$A_{b,loc}$  - площадь приложения сжимающей силы (площадь опорной плиты).

Так как при расчете опорной плиты величины  $A_{b,max}$  и  $A_{b,loc}$  являются неизвестными, то значение коэффициента  $\varphi_b$  принимаем равным 1,5.

Получим: бетон В20,  $R_b = 1,15$  кН/см<sup>2</sup>;  $R_{b,loc} = 1,5 \cdot 1,15 = 1,72$  кН/см<sup>2</sup>.

$$A_{пл.min} = N / (\psi R_{b,loc}) = 1971,5 / (1 \cdot 1,72) = 1146 \text{ см}^2.$$

Длина плиты  $L_{пл}$  и её ширина  $B_{пл}$  конструктивно должны обеспечить свесы за габариты ветви для размещения сварных швов. Размеры плиты в плане принимаются кратными 10 мм.

Центр тяжести плиты совмещается с центром тяжести ветви.

Конструкция базы под одну ветвь показана на рис. 9.5.

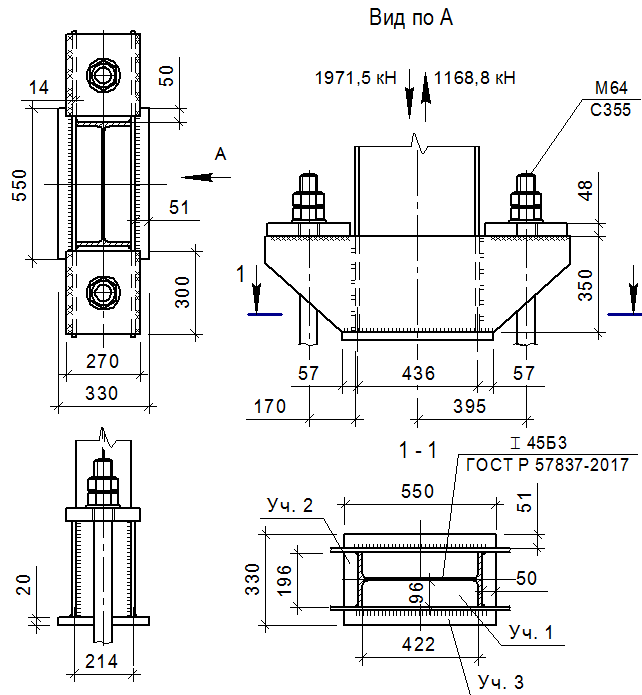


Рис. 9.5. База одной ветви.

$L_{пл} = 55 \text{ см}$ ;  $B_{пл} = 33 \text{ см}$  (конструктивно);  $A_{пл} = 55 \cdot 33 = 1815 \text{ см}^2 > A_{пл.min}$ .

Среднее напряжение под плитой  $\sigma_{пл} = 1971,5 / 1815 = 1,09 \text{ кН/см}^2 < R_{b,loc} = 1,72 \text{ кН/см}^2$ .

Толщина плиты  $t_{пл}$  определяется расчетом её характерных участков на изгиб от реактивного давления фундамента  $\sigma$ . На рис. 9.5 отмечены следующие участки:

- участок 1 – опирание на 4 стороны;
- участок 2 – опирание на 3 стороны;
- участки 3 – консоль.

Изгибающие моменты по участкам определяются согласно разделу 8.6 [3] по следующим формулам:

- для участка, опертого на 4 стороны:

$$M_a = \alpha_1 \cdot \sigma_{пл} \cdot a^2 \text{ - в направлении короткой стороны;}$$

$$M_b = \alpha_2 \cdot \sigma_{пл} \cdot a^2 \text{ - в направлении длинной стороны;}$$

здесь  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  - коэффициенты, определяемые по табл. Е.2 [3] в зависимости от отношения более длинной стороны участка к короткой;

- для участка, опертого на 3 стороны:

$$M_3 = \alpha_3 \cdot \sigma_{пл} \cdot d_1^2, \text{ здесь } \alpha_3 \text{ - коэффициент, определяемый по табл. Е.2 [3] в}$$

зависимости от отношения длины стороны  $a_1$ , перпендикулярной к свободной, к длине свободной стороны  $d_1$ ;

- для консольного участка:

$$M_1 = \sigma_{пл} \cdot c^2 / 2, \text{ здесь } c \text{ - вылет консоли.}$$

Для всех участков принимается среднее напряжение под плитой  $\sigma_{пл}$ .

Из всех моментов в плите выбирается максимальный  $M_{пл,max}$ , и по его значению определяется толщина плиты  $t_{пл}$ :

$$t_{пл} \geq \sqrt{\frac{6M_{пл,max}}{R_y \gamma_c}},$$

где  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы плиты, принимаемый согласно табл. 1 [3] в зависимости от толщины плиты:

$$t_{nl} \leq 40 \text{ мм: } \gamma_c = 1,2;$$

$$40 \text{ мм} < t_{nl} \leq 60 \text{ мм: } \gamma_c = 1,15;$$

$$60 \text{ мм} < t_{nl} \leq 80 \text{ мм: } \gamma_c = 1,1.$$

Принятая толщина плиты должна соответствовать сокращенному сортаменту на листовую сталь.

В связи с тем, что при увеличении толщины проката его расчетное сопротивление падает, не следует принимать толщину плиты более 40 мм.

Произведем расчеты.

Участок 1.  $b/a = 422/96 = 4,4 > 2$ ;  $\alpha_1 = 0,125$ ;  $\alpha_2 = 0,037$ ;  $M_1 = M_a = 0,125 \cdot 1,09 \cdot 9,6^2 = 12,6 \text{ кНсм}$ .

Участок 2.  $a_1/d_1 = 50/196 = 0,26 < 0,5$ , поэтому считаем участок консольным с вылетом  $a_1 = 5 \text{ см}$ ;  $M_2 = 1,09 \cdot 5^2/2 = 13,6 \text{ кНсм}$ .

Участок 3.  $c = 50/196 = 0,26 < 0,5$ , поэтому считаем участок консольным с вылетом  $a_1 = 5,1 \text{ см}$ ;  $M_3 = 1,09 \cdot 5,1^2/2 = 14,2 \text{ кНсм}$ .

$M_{max} = M_3 = 14,2 \text{ кНсм}$ .  $t_{nl} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 14,2}{24 \cdot 1,2}} = 1,7 \text{ см}$ . Принимаем  $t_{nl} = 20 \text{ мм}$  (конструктивно).

Толщина траверсы  $t_{mp} = 14 \text{ мм}$  (примерно равна толщине полки двутавра). Высота траверсы  $h_{mp}$  определится из условия размещения четырех угловых швов, воспринимающих всю продольную силу в ветви:

$$h_{mp} \geq \frac{N}{4k_f \beta_{f(z)} R_{wf(z)} \gamma_c} + 1 \text{ см.}$$

Сварка механизированная, сварочная проволока Св-08Г2С диаметром  $< 1,4 \text{ мм}$ , положение шва нижнее, катет шва  $k_f = 10 \text{ мм} = 1 \text{ см}$ ; коэффициенты глубины проплавления  $\beta_f = 0,7$ ,  $\beta_z = 1,0$  (табл. 39 [3]);  $R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2 = 21,5 \text{ кН/см}^2$  (табл. Г.2 [3]);  $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 38 = 17,1 \text{ кН/см}^2$ .

Получим:

$$\text{- при расчете по металлу шва } h_{mp,f} \geq \frac{1971,5}{4 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 21,5 \cdot 1} + 1 = 33 + 1 = 34 \text{ см};$$

$$\text{- при расчете по границе сплавления } h_{mp,z} \geq \frac{1971,5}{4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 17,1 \cdot 1} + 1 = 29 + 1 = 30 \text{ см.}$$

Принимаем  $h_{mp} = 35 \text{ см}$ .

Проверим прочность сварных швов крепления траверсы к опорной плите.

$k_f = 1,4 \text{ см}$ ;  $l_w = 55 - 1 = 54 \text{ см}$ ;  $A_{wf} = \beta_f k_f l_w = 0,7 \cdot 1,4 \cdot 54 = 52,9 \text{ см}^2$ ;  $A_{wz} = \beta_z k_f l_w = 1 \cdot 1,4 \cdot 54 = 75,6 \text{ см}^2$ ;

$$\text{- при расчете по металлу шва } \frac{1971,5}{2 \cdot 1,4 \cdot 0,7 \cdot 52,9 \cdot 21,5 \cdot 1,05} = 0,84 < 1;$$

- при расчете по металлу границы сплавления

$$\frac{1971,5}{2 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 75,6 \cdot 17,1 \cdot 1,05} = 0,52 < 1.$$

Прочность сварных швов обеспечена.

Анкерные болты.

Требуемая площадь сечения одного анкерного болта нетто (с учетом ослабления резьбой):

$$A_{bn} \geq \frac{F_a}{n \cdot R_{ba} \cdot \gamma_c},$$

где  $n$  – количество анкерных болтов в базе;

$R_{ba}$  – расчетное сопротивление растяжению фундаментных (анкерных) болтов, назначаемое по табл. Г.7 [3] в зависимости от диаметра болтов и нормативного сопротивления (предела текучести) стали болтов  $R_{yn}$ ;  
 $\gamma_c = 1,05$  – табл. 1 [3], п. 3.

Диаметр анкерных болтов принимается в зависимости от  $A_{bn}$  по табл. Г.9 [3].

Получим:  $F_a = 1104,5$  кН;  $n = 2$ ;  $R_{ba} = 22$  кН/см<sup>2</sup>;

$$A_{bn} \geq \frac{1168,8}{2 \cdot 22 \cdot 1,05} = 25,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 болта диаметром 64 мм ( $A_{bn} = 26,76$  см<sup>2</sup>, сталь С355).

Анкерная плитка работает как балка пролетом  $l = 214$  мм = 21,4 см на воздействие сосредоточенной силы  $N = F_a / 2 = 1168,8 / 2 = 588,4$  кН в половине пролета.

Изгибающий момент  $M = N l / 4 = 588,4 \cdot 21,4 / 4 = 3148$  кНсм.

Принимаем ширину плитки  $b = 300$  мм = 30 см; сталь С355, диаметр отверстия для анкерного болта  $d_o = 67$  мм = 6,7 см; ширина плитки нетто  $b_n = 30 - 6,7 = 23,3$  см.

Минимальная толщина плитки:

$$t \geq \sqrt{\frac{6M}{b_n R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 3148}{23,3 \cdot 33 \cdot 1,05}} = 4,8 \text{ см.}$$

Принимаем плитку сечением 48 х 300 мм.

Дополнительно проверим прочность траверс.

- проверка на отпор фундамента: расчетная схема показана на рис. 9.6.

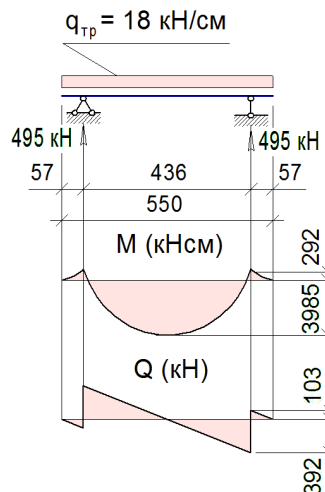


Рис. 9.6. К проверке прочности траверсы от отпора фундамента.

Линейная нагрузка на траверсу:  $q_{mp} = \sigma_{nl} B_{nl} / 2 = 1,09 \cdot 33 / 2 = 18$  кН/см.

Моменты на опорах:  $M_{mp.on} = 18 \cdot 5,7^2 / 2 = 292$  кНсм; момент в пролете  $M_{mp.np} = 18 \cdot 43,6^2 / 8 - 292 = 3985$  кНсм.

Поперечная сила на опоре  $Q_{mp} = 392$  кН.

Площадь сечения траверсы  $A_{mp} = 1,4 \cdot 35 = 49$  см<sup>2</sup>; момент сопротивления  $W_{mp} = 1,4 \cdot 35^2 / 6 = 286$  см<sup>3</sup>.

Имеем: в пролете  $M_{mp.pr} / (W_{mp} R_y \gamma_c) = 3985 / (286 \cdot 24 \cdot 1,05) = 0,55 < 1$ ;

на опоре  $\sigma_{mp} = M_{mp.on} / W_{mp} = 292 / 286 = 1$  кН/см<sup>2</sup>;  $\tau_{mp} = Q_{mp} / A_{mp} = 392 /$

$49 = 8$  кН/см<sup>2</sup>;  $\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{mp}^2 + 3\tau_{mp}^2} = \sqrt{1^2 + 3 \cdot 8^2} = 13,9$  кН/см<sup>2</sup>  $< 1,15R_y \gamma_c = 24 \cdot$

$1 = 24$  кН/см<sup>2</sup>.

Прочность траверсы при действии отпора фундамента обеспечена.

- проверка на усилие от анкерного болта:  $N = F_a / 2 = 1168,8 / 2 = 584,2$  кН; плечо этой силы  $e = 17$  см (рис. 9.5);  $M = N e = 584,2 \cdot 17 = 9931$  кНсм.

$\sigma_{mp} = 9931 / (2 \cdot 286) = 17,4$  кН/см<sup>2</sup>;  $\tau_{mp} = 584,2 / (2 \cdot 49) = 6$  кН/см<sup>2</sup>;

$\sigma_{red} = \sqrt{17,4^2 + 3 \cdot 6^2} = 20,3$  кН/см<sup>2</sup>  $< 1,15R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24$  кН/см<sup>2</sup>.

Прочность траверсы при действии усилия от анкерного болта обеспечена.

На рис. 9.7 показана вся база колонны.

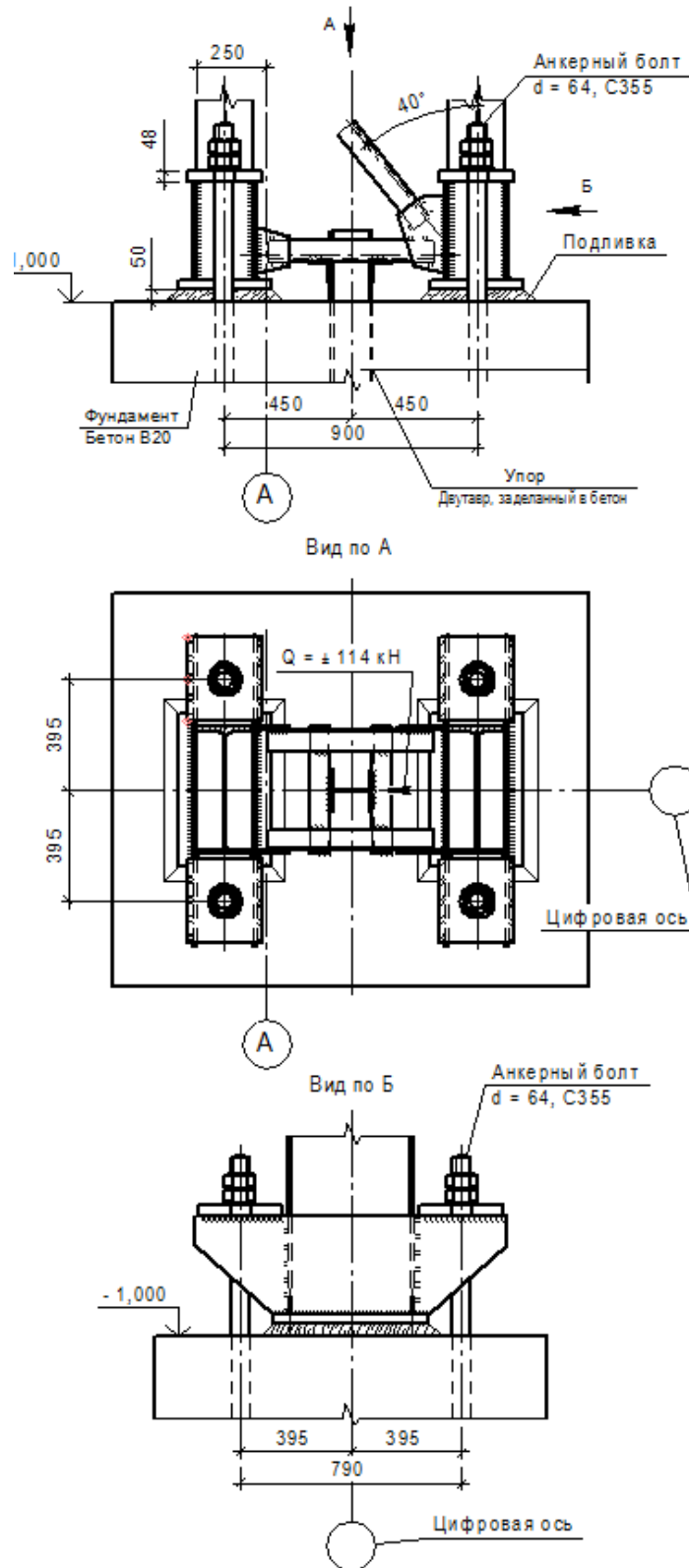


Рис. 9.7. Общий вид базы.

Конструкция базы может быть значительно упрощена и облегчена при переходе на решение без траверс.

На рис. 9.8 показана база одной ветви без траверс. Размеры опорной плиты в плане остаются без изменения. Усилие на плиту ветвь колонны передает через сварные швы по всему её периметру, катет шва для полок 14 мм, для стенки – 12 мм.

Расчетное количество болтов располагается в габаритах плиты.

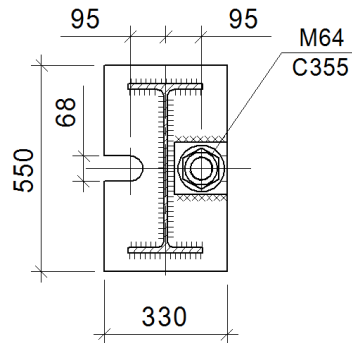


Рис. 9.8. Конструкция базы одной ветви колонны.

Решающим расчетным случаем для определения толщины плиты является отрывающее усилие  $N = 1213,2$  кН, вызывающее её изгиб усилиями в анкерных болтах.

Расчет базы реализован в программном комплексе *IDEA Statica*, учитывающем геометрическую и физическую нелинейность при проверках несущей способности стальных элементов, сварных швов, анкерных болтов и бетона фундамента. Толщина плиты по расчету составила 48 мм при относительной пластической деформации 0,6% в ограниченных областях.

На рис. 9.9 показано распределение приведенных напряжений в узле от прижимающего усилия  $N_1 = 1971,8$  кН и от отрывающего усилия  $N_2 = 1168,8$  кН.

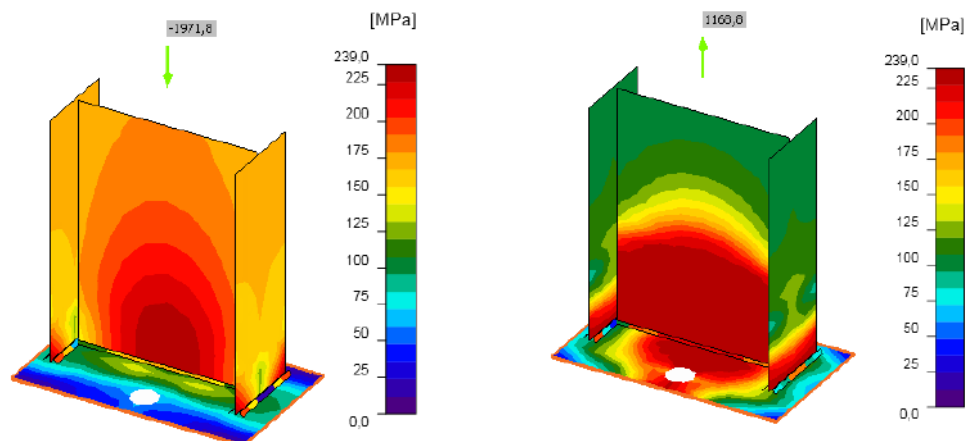


Рис. 9.9. Приведенные напряжения в базе одной ветви в случаях прижимающего и отрывающего усилий.

На рис. 9.10 показана конструкция базы в целом.

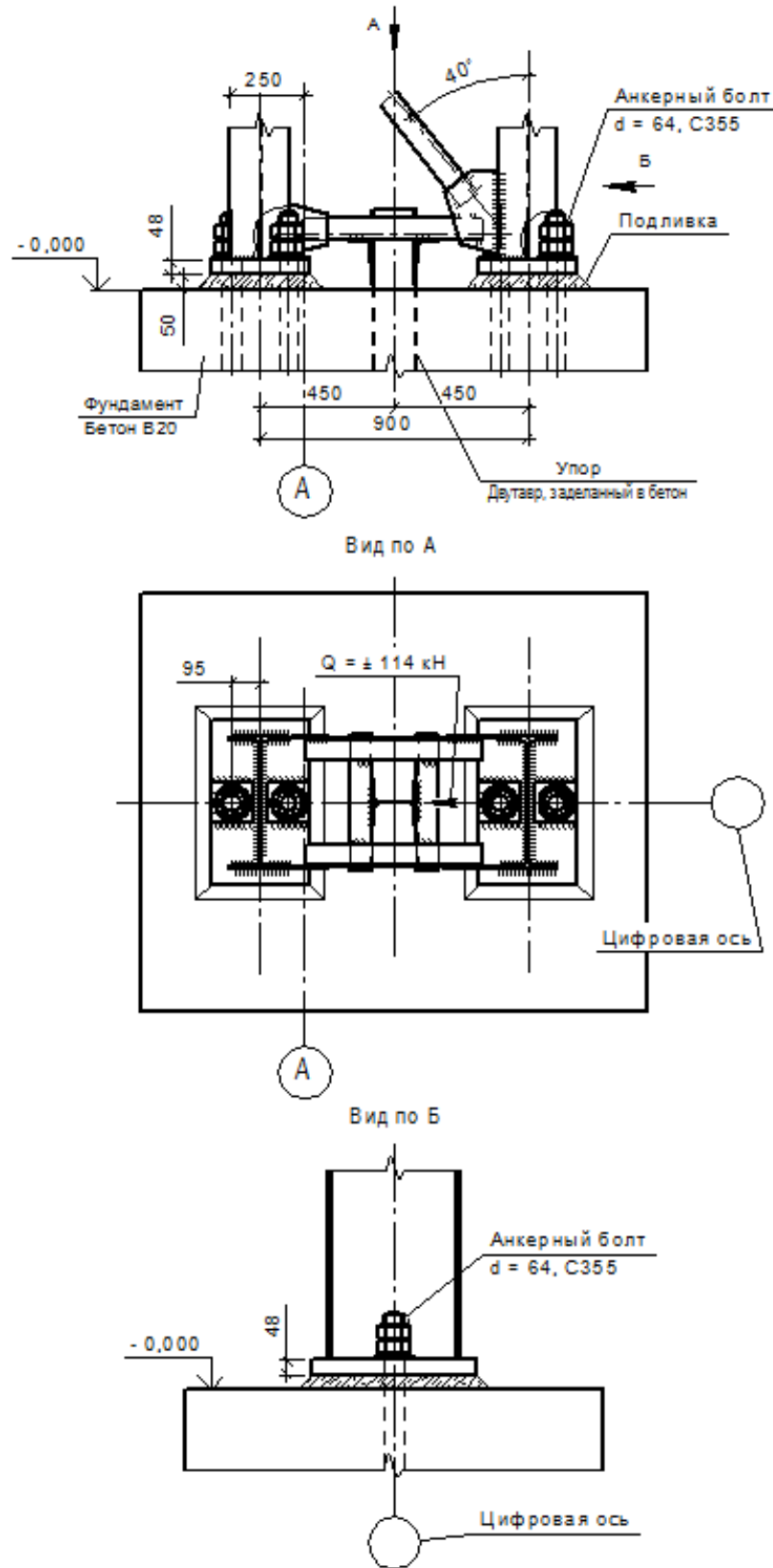


Рис. 9.10. Конструкция базы без траверс.

Для ручного расчета можно рекомендовать методику расчета фланцевого соединения, работающего на центральное растяжение.

Сравнивая варианты баз с траверсами и без них, можно сделать вывод о том, что база без траверс конструктивно проще и значительно (в 2,2 раза) легче (табл. 9.3).

Табл. 9.3. Сравнение конструкции баз.

Конструкция базы	Позиция	Сечение, мм	Кол-во	Вес, кг		
				Позиции	Всех	Итого
С траверсами	Опорная плита	20x330x550	2	28,5	57	319
	Траверса	14x350x1110	4	35	140	
	Анкерная плитка	48x270x300	4	30,5	122	
Без траверс	Опорная плита	48x330x550	2	68,4	137	142
	Шайба	10x120x120	4	1,13	5	

Кроме того, база без траверс более компактная и не требует «прятать» её ниже отметки 0,000. Вследствие этого каждая колонна будет короче на величину  $h_b$ , равную в данном случае 1 м, это отразится и в расчетной схеме, причем в лучшую сторону.

Каждый погонный метр нижней части колонны весит  $90,6 \cdot 2 = 181,2$  кг (здесь 90,6 кг – вес 1 п.м двутавра 45Б3).

Т.о., применение базы без траверс дает экономию стали на одну колонну  $\delta G = 319 - 142 + 181 = 358$  кг.

Решение о применении конструктивного типа базы принимается студентом или руководителем курсового проекта.

## Список используемой литературы

1. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. – Москва : Стандартинформ, 2015. – 13 с.
2. СП 20.13330.2016. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия. Изменения № 1, 2, 3, 4, 5/ Минстрой России. – Москва : Стандартинформ, 2018. – 105 с.
3. СП 16.13330.2017. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции. Изменения № 1, 2, 3, 4, 5, 6 / Минстрой России. - М.: Стандартинформ, 2017. – 145 с.
4. СП 131.13330.2020. СНиП 23-01-99\*. Строительная климатология. Изменение №1, 2 / Минстрой России. – Москва : ФГУП Стандартинформ, 2021. – 149 с.
5. Металлические конструкции.: учебное пособие для строительных вузов В 3 томах. Том 2. Конструкции зданий / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов [и др.] ; под редакцией В. В. Горева. – Москва : Высшая школа, 1997. – 528 с. : ил. – ISBN 5-06-003538-7.
6. Колотов, О. В. Стальная стропильная ферма покрытия одноэтажного производственного здания . Рабочее проектирование на стадиях КМ и КМД : учебное пособие / О. В. Колотов, В. В. Пронин ; Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2024. – 57 с. – ISBN 978-5-528-00581-2.
7. Пронин, В. В. Практические занятия по курсу металлических конструкций. Задания и примеры выполнения : учебное пособие / В. В. Пронин ; Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. – 4-е изд., перераб.и доп. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2025. – 73 с. – ISBN 978-5-528-00603-1.
8. СП 294.1325800.2017. Конструкции стальные. Правила проектирования : официальное издание : утвержден Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 31 мая 2017 г. N 828/пр : введен впервые: введен в действие с 1 декабря 2017 г. – URL : [https:// docs. cntd. ru/ document/456088764?ysclid=mg0cg5s37e239009259](https://docs.cntd.ru/document/456088764?ysclid=mg0cg5s37e239009259).
9. ГОСТ 24045-2016. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия : национальный стандарт Российской Федерации : издание официальное : утвержден и введен в действие Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 2 ноября 2016 г. : взамен ГОСТ 24045-2010 : дата введения 2017-04-01. – URL: <https://docs.cntd.ru/document/1200141111?ysclid=mg0czhgdin478162541>.
10. ГОСТ 21.502-2016. Правила выполнения рабочей документации металлических конструкций. – Москва : Стандартинформ, 2017. – 24 с.
11. ГОСТ 23682-79. Колонны стальные ступенчатые для зданий с мостовыми кранами электрическими кранами общего назначения грузоподъемностью до 50 т. Технические условия : утвержден и введен в действие Постановлением Государственного комитета СССР по делам строительства от 22 мая 1979 г. N 70 : дата введения 1981-01-01. – URL: <https://docs.cntd.ru/document/1200000078?ysclid=mg0fbgwnsq125995270>.
12. Серия 1.424.3-7. Стальные колонны одноэтажных производственных зданий, оборудованных мостовыми опорными кранами. Выпуск 1. Колонны для зданий высотой от 10,8 до 18,0 м с мостовыми электрическими кранами общего назначения

грузоподъемностью до 50 т. Чертежи КМ. / Центральный научно-исследовательский и проектный институт строительных металлоконструкций им. Н.П. Мельникова. – Москва, 1985. – URL: <https://gostrf.com/normadata/1/4293849/4293849713.htm?ysclid=mg0fnz1zac297186091>.

13. Пронин, В. В. Стальной каркас одноэтажного однопролетного производственного здания с опорными мостовыми кранами. Часть 1. Теоретические основы компоновки, расчетов и конструирования : учебное пособие / В. В. Пронин ; Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. – Нижний Новгород: ННГАСУ, 2026. – 77 с.
14. Расчет профилированных настилов систем ООО «Компания Металл Профиль» / Центральный научно-исследовательский и проектный институт строительных металлоконструкций им. Н. П. Мельникова. – Москва, 2014. – 72 с.

## Приложение П.1

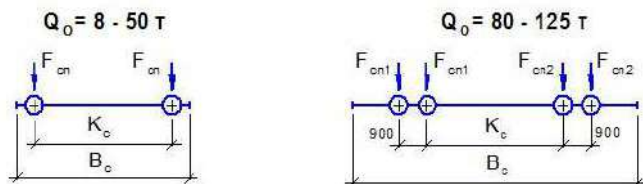
Справочные данные мостовых кранов общего назначения  
грузоподъемностью  $Q_0 = 8 - 125$  т

Табл. П.1

Q <sub>0</sub> (т)	L <sub>c</sub> (м)	Размеры крана (мм)				Нормативное давление колеса (кН)						Вес тележки крана G <sub>т</sub> (кН)			Вес крана с тележкой G <sub>c</sub> (кН)			Рекомендуемый крановый рельс	ГОСТ на кран
		H <sub>c</sub>	B <sub>1</sub>	K <sub>c</sub>	B <sub>c</sub>	F <sub>cn1</sub>			F <sub>cn2</sub>			1К-3К	4К-6К	7К,8К	1К-3К	4К-6К	7К,8К		
						1К-3К	4К-6К	7К,8К	1К-3К	4К-6К	7К,8К								
8	16,5	1900	230	4400	5400	60	80	110				22			86	125	200	P43, КР 70	25711
	22,5					70	85	125							117	145	265		
	28,5					80	100	145							148	205	335		
	34,5					90	115	165							180	265	415		
12,5	16,5	1900	230	4400	5500	85	120	135				30			103	160	285	P43, КР 70	25711
	22,5					95	135	145							141	205	360		
	28,5					105	155	165							178	260	465		
	34,5					115	170	195							216	320	575		
20	16,5	2400	260	4400	5600	135	170	195				63			149	220	285	P43 (P50 – для 7К,8К), КР 70	25711
	22,5					150	180	220							203	255	360		
	28,5					165	200	255							257	332	465		
	34,5					180	235	285							311	465	575		
32	16,5	2750	300	5100	6300	210	235	280				87			211	280	425	P50, КР 70 (КР 80 – для 7К,8К)	25711
	22,5					225	260	315							288	350	520		
	28,5					245	280	345							365	410	620		
	34,5					260	320	380							442	565	730		
50	16,5	3150	300	5600	6860	305	360	430				135			289	415	580	КР 80	25711
	22,5					335	380	470							394	485	690		
	28,5					360	415	505							499	595	790		
	34,5					385	455	525							604	731	860		
80	16	3700	400	4600	9600	316	357		335	367		320	390		850	980		КР 100 (КР 120 – для 6К)	6711
	22					345	380		365	390					970	1100			
	28	4000				365	411		390	420					1090	1260			
	34					385	430		410	440					1220	1410			
100	16	4000	400	4600	9600	372	412		392	422		360	420		950	1070		КР 120	6711
	22					402	441		431	451					1070	1170			
	28					440	471		460	480					1170	1370			
	34					460	490		480	500					1310	1520			
125	16	4300	400	4600 (6К)	9400 10400 (6К)	431	420		461	430		380	450		970	1130		КР 120	6711
	22					471	447		500	457					1100	1230			
	28					500	478		530	488					1220	1420			
	34					525	500		560	510					1410	1590			

## Приложение П.2

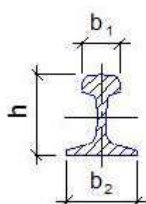
Выписка из ГОСТ 19903-74 «Прокат листовой горячекатаный»

Рекомендованные для учебного проектирования толщины листов, мм:

4; 5; 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 38; 40; 42; 45; 48; 50.

Ширина листов, мм:

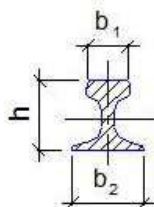
500; 510; 600; 650; 670; 700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400; 3600; 3800.



## Приложение П.3

Рельсы железнодорожные для дорог широкой колеи по ГОСТ Р 51685-2000

Тип рельса	$b_1$ (мм)	$b_2$ (мм)	$h$ (мм)	$g$ (кг/м)	$I_x$ (см <sup>4</sup> )	$I_t$ (см <sup>4</sup> )
P-43	70	114	140	44,65	1489	127
P-50	72	132	152	51,63	2018	201



Рельсы крановые по ГОСТ 4121-96

Тип рельса	$b_1$ (мм)	$b_2$ (мм)	$h$ (мм)	$g$ (кг/м)	$I_x$ (см <sup>4</sup> )	$I_t$ (см <sup>4</sup> )
KP70	70	120	120	46,10	1040,18	253
KP80	80	130	130	59,81	1504,57	387
KP100	100	150	150	83,09	2768,43	765
KP120	120	170	170	113,47	4754,83	1310
KP140	140	170	170	141,70	5486,19	2130

Обозначения в таблицах:

$b_1$  – ширина головки рельса;

$b_2$  – ширина подошвы рельса;

$h$  – высота рельса;

$I_t$  – момент инерции рельса на кручение.

## Приложение П.4

### Справочные данные по профилированным настилам Расчетные значения предельных нагрузок на профилированный настил

Тип профнастила	шаг опор, м	Предельная нагрузка, кг/м <sup>2</sup> , при расчетной схеме			
		1 - пролётной	2 - пролётной	3 - пролётной	4 - пролётной
Н57-750-0,7	3	290	262	309	295
	4	91	170	199	190
Н57-750-0,8	3	337	365	426	409
	4	106	205	256	245
Н60-845-0,5	3	<b>148</b>	<b>134</b>	-	<b>146</b>
Н60-845-0,55	3	<b>168</b>	<b>159</b>	-	<b>174</b>
Н60-845-0,7	3	<b>282</b>	<b>247</b>	269	<b>270</b>
	4	102	172	184	175
Н60-845-0,8	3	<b>334</b>	<b>314</b>	378	<b>343</b>
	4	122	203	254	241
Н60-845-0,9	3	<b>376</b>	<b>388</b>	504	<b>424</b>
	4	138	240	300	286
Н60-845-1,0	3	<b>395</b>	<b>446</b>	-	<b>512</b>
Н75-750-0,7	3	<b>450</b>	<b>308</b>	<b>350</b>	<b>337</b>
Н75-750-0,8	3	<b>516</b>	<b>411</b>	<b>467</b>	<b>449</b>
	4	248	296	370	345
Н75-750-0,9	3	<b>604</b>	<b>526</b>	<b>597</b>	<b>575</b>
	4	293	347	434	405
Н75-750-1,0	3	<b>622</b>	<b>632</b>	<b>741</b>	<b>713</b>
Н114-750-0,7	3	<b>636</b>	<b>256</b>	<b>291</b>	<b>280</b>
Н114-750-0,8	3	<b>871</b>	<b>348</b>	<b>396</b>	<b>381</b>
	4	588	588	735	-
	6	193	261	-	-
Н114-750-0,9	3	<b>1113</b>	<b>445</b>	<b>506</b>	<b>487</b>
	4	659	659	824	-
	6	218	293	-	-
Н114-750-1,0	3	<b>1276</b>	<b>563</b>	<b>639</b>	<b>615</b>
	4	733	733	916	-
	6	244	325	-	-
Н114-600-0,7	3	<b>734</b>	<b>314</b>	<b>357</b>	<b>343</b>
Н114-600-0,8	3	<b>1048</b>	<b>427</b>	<b>485</b>	<b>467</b>
	4	602	612	765	-
	6	201	272	-	-
Н114-600-0,9	3	<b>1192</b>	<b>546</b>	<b>621</b>	<b>597</b>
	4	685	689	862	-
	6	228	306	-	-
Н114-600-1,0	3	<b>1352</b>	<b>690</b>	<b>784</b>	<b>755</b>
	4	771	771	917	-
	6	258	345	-	-
Н114-600-1,2	3	<b>1508</b>	<b>992</b>	<b>1128</b>	<b>1085</b>
Н126-978-0,7	4	446	446	557	518
	6	198	198	248	230
	9	88	88	110	102
Н126-978-0,8	4	523	523	654	608
	6	233	233	291	270
	9	103	103	129	120

H126-978-0,9	4	605	605	756	703
	6	269	269	336	312
	9	119	119	149	139
H126-978-1,0	4	887	887	859	799
	6	305	305	382	355
	9	136	136	170	158
H135-930-0,7	4	504	504	630	586
	6	224	224	280	261
	9	100	100	125	116
H135-930-0,8	4	592	592	740	688
	6	263	263	329	306
	9	117	117	146	136
H135-930-0,9	4	684	684	855	795
	6	304	304	380	354
	9	135	135	169	157
H135-930-1,0	4	778	778	973	905
	6	346	346	432	402
	9	154	154	192	179
H153-840-1,0	4	839/841 <sup>x)</sup>	518/555 <sup>x)</sup>	616/663 <sup>x)</sup>	-
	6	373/374 <sup>x)</sup>	277/293 <sup>x)</sup>	333/353 <sup>x)</sup>	-
	9	166/166 <sup>x)</sup>	142/149 <sup>x)</sup>	-	-
H153-840-1,2	4	1037/1023 <sup>x)</sup>	692/729 <sup>x)</sup>	827/873 <sup>x)</sup>	-
	6	461/455 <sup>x)</sup>	363/379 <sup>x)</sup>	438/458 <sup>x)</sup>	-
	9	205/202 <sup>x)</sup>	183/190 <sup>x)</sup>	-	-
H153-840-1,5	4	1298	982/988 <sup>x)</sup>	1181/1188 <sup>x)</sup>	-
	6	577	503/505 <sup>x)</sup>	610/613 <sup>x)</sup>	-
	9	256	248/249 <sup>x)</sup>	-	-
H158-750-1,0 H160-750-1,0	4	973/970 <sup>x)</sup>	600/653 <sup>x)</sup>	714/781 <sup>x)</sup>	-
	6	433/431 <sup>x)</sup>	321/343 <sup>x)</sup>	385/414 <sup>x)</sup>	-
	9	192	165/174 <sup>x)</sup>	-	-
H158-750-1,2 H160-750-1,2	4	1202/1181 <sup>x)</sup>	800/856 <sup>x)</sup>	956/1025 <sup>x)</sup>	-
	6	534/525 <sup>x)</sup>	420/444 <sup>x)</sup>	506/537 <sup>x)</sup>	-
	9	237/233 <sup>x)</sup>	212/222 <sup>x)</sup>	-	-
H158-750-1,5 H160-750-1,5	4	1505/1500 <sup>x)</sup>	1133/1157 <sup>x)</sup>	1362/1392 <sup>x)</sup>	-
	6	669/667 <sup>x)</sup>	580/590 <sup>x)</sup>	704/716 <sup>x)</sup>	-
	9	297/296 <sup>x)</sup>	287/291 <sup>x)</sup>	-	-

<sup>x)</sup> при сжатых широких полках.

Выделенные значения нагрузок приняты по отчету ЦНИИПСК им. Мельникова [14], приведенные величины - минимальные, независимо от положения настила.

### Приложение П.5.

Болты фундаментные диаметром более 48 мм.  
Выписка из ГОСТ 24379.0-2012.

Диаметр шпильки, мм	Площадь нетто $A_{bn}$ , см <sup>2</sup>	Диаметр шпильки, мм	Площадь нетто $A_{bn}$ , см <sup>2</sup>
56	20,30	100	69,95
64	26,76	110	85,56
72	34,60	125	111,91
80	43,44	140	141,81
90	55,91		

## **Приложение П.6**

Пример оформления графического материала



Пронин Владислав Валерьевич

Стальной каркас  
одноэтажного однопролетного производственного  
здания с опорными мостовыми кранами

Часть 2

Пример расчета

Учебное пособие

Подписано в печать формат 60x90 1/8. Бумага газетная. Печать трафаретная.  
Уч. изд. л. 7,9. Усл. печ. л. 8,2. Тираж 50 экз. Заказ №

---

Федеральное государственное образовательное учреждение высшего образования  
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»  
603000, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.  
Полиграфический центр ННГАСУ, 603000, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65  
<http://www.nngasu.ru>, [rector@nngasu.ru](mailto:rector@nngasu.ru)