МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Методические рекомендации к практическим занятиям для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» очной и заочной форм обучения

Часть 3

Могилев 2021

УДК 624.014
ББК 38.54
М 54

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство» «14» сентября 2021 г., протокол № 2

Составители: канд. техн. наук, доц. В. С. Михальков;
И. И. Мельянцова

Рецензент канд. техн. наук, доц. О. В. Голушкова

В методических рекомендациях рассмотрены примеры и порядок расчета подкрановой балки, поперечной рамы, внецентренно-сжатой стальной колонны и фермы одноэтажного производственного здания для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство».

Учебно-методическое издание

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Часть 3

Ответственный за выпуск	С. В. Данилов
Корректор	Т. А. Рыжикова
Компьютерная верстка	Н. Г. Полевничая

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 115. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования
«Белорусско-Российский университет».
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/156 от 07.03.2019.
Пр-т Мира, 43, 212022, г. Могилев.

© Белорусско-Российский
университет, 2021

Содержание

1 Компоновка поперечной рамы. Расчет вертикальных размеров..... 4
2 Компоновка поперечной рамы. Расчет горизонтальных размеров..... 7
3 Расчет подкрановой балки. Подбор сечения..... 9
4 Расчет подкрановой балки. Проверка прочности..... 12
5 Расчет подкрановой балки: проверка устойчивости и жесткости..... 15
6 Статический расчет поперечной рамы от нагрузок. Применение программных комплексов расчета рам..... 17
7 Сочетание нагрузок, действующих на раму..... 19
8 Расчет ступенчатой колонны. Часть 1–4..... 20
8.1 Определение расчетных длин колонн..... 20
8.2 Проектирование верхней части ступенчатых колонн..... 22
8.3 Проектирование нижней части ступенчатых колонн..... 24
9 Расчет стропильной фермы. Часть 1–3..... 29
Список литературы..... 32

1 Компоновка поперечной рамы. Расчет вертикальных размеров

Проектирование каркаса производственного здания начинается с компоновки его конструктивной схемы. Исходными данными являются размеры цеха (пролет, длина, высота до уровня головки кранового рельса), а также грузоподъемность и режим работы кранов, тип местности и др. Компоновку начинают с установления основных габаритных размеров элементов конструкций в плоскости рамы. Вертикальные размеры привязываются к отметке уровня пола, принимая ее нулевой.

Пример – Запроектировать поперечную раму одноэтажного производственного здания пролетом L = 24 м, оборудованного двумя мостовыми кранами грузоподъемностью Q = 100 т, группа режимов работы кранов $A3$. Длина здания – 96 м, отметка головки кранового рельса H_1 = 10 м. Шаг поперечных рам B = 12 м. Район строительства – г. Минск. Ригель проектируется в виде стропильной фермы; высота фермы на опоре – 3 м; уклон кровли i = 0,015. Тип покрытия – стальной профилированный настил.

Решение

Конструктивная схема поперечной рамы одноэтажного однопролетного производственного здания представлена на рисунке 1.1.

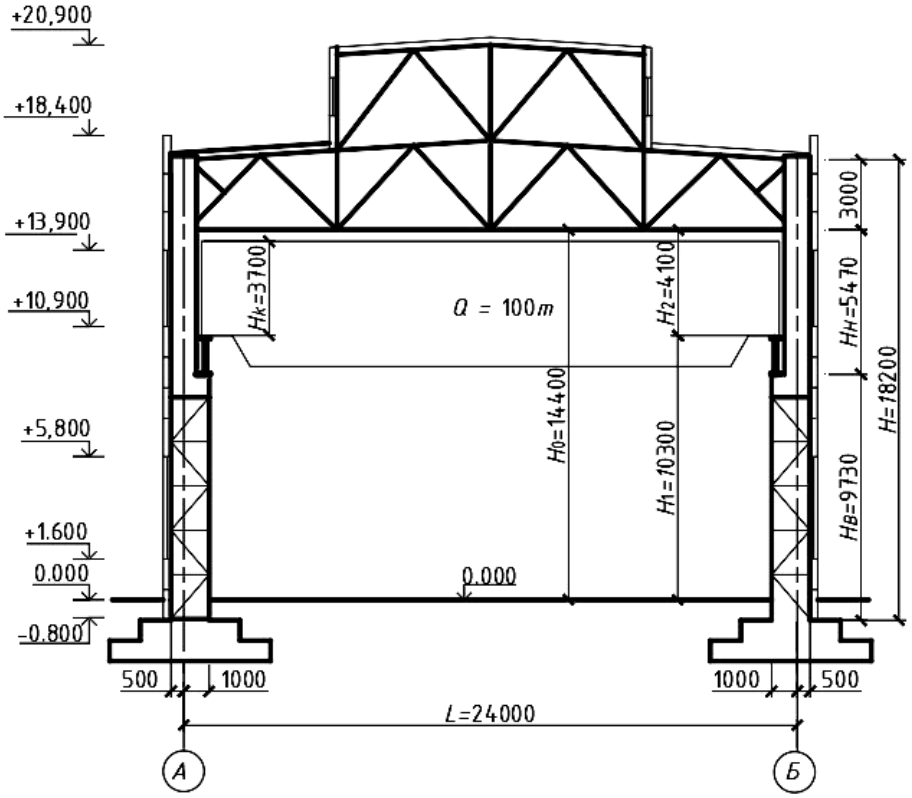

Рисунок 1.1 – Схема поперечной рамы одноэтажного производственного здания

Высоту здания от уровня пола до низа стропильных конструкций H_0 определяем по формуле

$$H_0 = H_1 + H_2, \tag{1.1}$$

где H_1 – расстояние от уровня пола до головки кранового рельса (дано в исходных данных);

H_2 – расстояние от головки кранового рельса до низа стропильных конструкций покрытия; определяется в зависимости от высоты мостового крана $H_к$,

$$H_2 = H_к + \delta + f, \tag{1.2}$$

где $H_к$ – расстояние от головки кранового рельса до верхней точки тележки крана (таблица 1.1). Для крана грузоподъемностью Q = 100 т $H_к$ = 3700 мм;

δ – зазор между верхней точкой тележки крана и строительными конструкциями; устанавливается требованиями техники безопасности (принимаем δ = 100мм);

f – размер, учитывающий прогиб конструкций покрытия (ферм, связей), принимаемый равным 200…400 мм в зависимости от величины пролета; принимаем f = 300 мм.

Справочные данные для мостовых кранов представлены в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Справочные данные мостовых кранов

Q, т	L, м	$H_к$, мм	B_1, мм	B_2, мм	K, мм	$F_{к1}$, кН	$F_{к2}$, кН	G_T, т	$G_к$, т	Тип рельса
30	24	2750	300	6300	5100	260		8,7	35	КР-70
	30	2750	300	6300	5100	280		8,7	41	
	36	2750	300	6800	5600	320		8,7	56,5	
50	24	3150	300	6860	5600	380		13,5	48,5	КР-80
	30	3150	300	6860	5600	415		13,5	59,5	
	36	3150	300	6860	5600	455		13,5	73,1	
80	24	4000	400	9100	4350	353	373	33,0	105	КР-100
	30	4000	400	9100	4350	373	402	33,0	120	
	36	4000	400	9100	4350	392	422	33,0	130	
100	24	3700	400	9600	4600	410	439	37,0	113	КР-120
	30	4000	400	9600	4600	449	469	37,0	133	
	36	4000	400	9600	4600	469	489	37,0	143	
125	24	4000	400	9400	4600	479	508	39,0	118	КР-120
	30	4000	400	9400	4600	508	538	39,0	133	
	36	4000	400	9400	4600	528	567	39,0	153	

Примечание – Q – грузоподъемность крана, т; L – пролет здания, м; $H_к$ – высота крана, мм; B_1 – свес крана, мм; B_2 – ширина крана, мм; K – база крана, мм; F_{k1}, F_{k2} – максимальные нормативные вертикальные давления колес крана, кН; G_T – масса тележки, т; G_k – масса крана с тележкой, т

$$H_2 = 3700 + 100 + 300 = 4100 \text{ мм.}$$

$$H_0 = 10000 + 4100 = 14100 \text{ мм.}$$

Размер H_0 принимается кратным 1,2 м – до высоты 10,8 м и кратным 1,8 м при большей высоте. Если при этом приходится несколько увеличить высоту цеха, то изменяют размер H_1, а размер H_2 оставляют минимально необходимым; принимаем $H_0 = 14400$ мм.

Общая высота колонны рамы от низа базы до низа ригеля H определяем по формуле

$$H = H_в + H_н, \tag{1.3}$$

где $H_в$ – длина верхней части ступенчатой колонны, $H_в = h + h_p + H_2$;

h – высота подкрановой балки; предварительно можно принять равной $(\frac{1}{8}...\frac{1}{10})$ длины подкрановой балки (шага поперечных рам); принимаем $h = 1{,}2$ м;

h_p – высота кранового рельса (таблица 1.2); принимаем $h_p = 170$ мм.

Таблица 1.2 – Рельсы крановые

Тип рельса	Высота рельса h_p, мм	Масса 1 м рельса m_p, кг	Площадь поперечного сечения A_p, см^2	Момент инерции сечения, см^4	
				I_x	I_y
КР-50	90	29,85	38,02	357,54	111,42
КР-60	105	50,03	50,99	654,6	195,88
КР-70	120	52,83	67,3	1081,99	327,16
КР-80	130	63,69	81,13	1547,4	432,39
КР-100	150	88,96	113,32	2864,73	940,98
КР-120	170	118,1	150,44	4923,79	1694,83
КР-140	190	153,49	195,63	7427,23	2483,4

$$H_в = 1200 + 170 + 4100 = 5470 \text{ мм.}$$

$H_н$ – длина нижней части колонны; определяем по формуле

$$H_н = H_0 - H_в + (600...1000), \tag{1.4}$$

где размер (600...1000) – обычно принимаемое заглубление опорной плиты башмака колонны ниже нулевой отметки пола; принимаем заглубление 800 мм.

Тогда

$$H_н = 14400 - 5470 + 800 = 9730 \text{ мм.}$$

$$H = 5470 + 9730 = 15200 \text{ мм}.$$

Высота фонаря зависит от требуемой освещенности и определяется светотехническим или теплотехническим расчетами с учетом высот типовых фонарных переплетов, бортовой стенки и карнизного элемента. Типовые фонарные переплеты имеют высоту 1250 или 1750 мм и могут устанавливаться в один или два яруса; принимаем два яруса фонарных переплетов высотой по 1250 мм каждый. Высоту бортовой стенки под переплетами принимаем равной 700 мм (чтобы остекление не заносило снегом). Карниз фонаря принимаем равным 300 мм. Ограждающая конструкция покрытия фонаря выполняется такой же, как и ограждающая конструкция здания.

Определяем высоту фонаря:

$$H_{фн} = 1250 \cdot 2 + 700 + 300 = 3500 \text{ мм}.$$

Полная высота здания (с учетом высот стропильной фермы и фонаря)

$$H_{\Sigma} = H + H_{ф} + H_{фн} = 15200 + 3000 + 3500 = 21700.$$

Одновременно с определением размеров поперечной рамы осуществляем разбивку стен и остекления по высоте. Высоту первого яруса остекления принимаем не более 12 м, второго яруса – не более 5 м. Верхняя панель должна быть выше кровли (чтобы образовать парапетную стенку).

Задание для выполнения практической работы

Установить вертикальные размеры поперечной рамы одноэтажного производственного здания пролетом L = 36 м, оборудованного двумя мостовыми кранами грузоподъемностью Q = 80 т, группа режимов работы кранов $A6$. Длина здания – 144 м, отметка головки кранового рельса H_1 = 11,5 м. Шаг поперечных рам B = 12 м. Ригель проектируется в виде стропильной фермы; высота фермы на опоре – 3,15 м; уклон кровли i = 1/10.

2 Компоновка поперечной рамы. Расчет горизонтальных размеров

Пример – Установить горизонтальные размеры поперечной рамы одноэтажного производственного здания по данным примера из раздела 1.

Решение

Привязка наружной грани колонны к оси колонны может быть нулевой, 250 и 500 мм. Нулевую привязку принимают в зданиях без мостовых кранов, а также в невысоких зданиях (при шаге колонн 6 м), оборудованных кранами

грузоподъемностью не более 30 т. Привязку a = 500 мм принимают для относительно высоких зданий с кранами грузоподъемностью 100 т и более, а также для зданий с кранами групп режимов работы *А*5–*А*8. В остальных случаях a = 250 мм.

Принимаем привязку a = 500 мм, а ширину сечения верхней части колонны $h_B = 1000$ мм.

При назначении ширины сечения нижней части ступенчатой колонны необходимо учитывать, чтобы кран при движении вдоль цеха не задевал колонну, расстояние от оси подкрановой балки до оси колонны должно быть не менее

$$L_B \geq B_1 + (h_B - a) + 75, \tag{2.1}$$

где B_1 – размер части кранового моста, выступающей за ось рельса; принимаем из таблицы 1.1 B_1 = 400 мм;

75 – зазор между краном и колонной, принимаемый по требованиям безопасности.

$$L_B = 400 + (1000 - 500) + 75 = 975 \text{ мм}.$$

Пролеты мостовых кранов имеют модуль 500 мм, поэтому L_B должен быть кратным 250 мм. Учитывая это, L_B = 1000 мм.

Пролет крана

$$L_K = L - 2 \cdot L_B = 24000 - 2 \cdot 1000 = 22000 \text{ мм}.$$

Ширина сечения нижней части колонны

$$h_H = L_B + a = 1000 + 500 = 1500 \text{ мм}.$$

В зданиях с интенсивной работой кранов (группы режимов работы *А*5–*А*8) для частого осмотра и ремонта крановых путей в стенках верхних частей колонн устраиваются проходы шириной не менее 400 мм и высотой 2000 мм. В данном примере проход в верхней части колонны не нужен, т. к. режим работы кранов *А*3.

Задание для выполнения практической работы

Установить привязку наружной грани колонны к оси, а также ширину сечения нижней и верхней части колонны одноэтажного производственного здания по исходным данным задания для выполнения практической работы из раздела 1.

3 Расчет подкрановой балки. Подбор сечения

Типы сечений подкрановых балок зависят от нагрузки, пролета и режима работы кранов. При пролете 6 м и кранах грузоподъемностью до 50 т обычного режима работы применяют прокатные двутавры, усиленные для восприятия горизонтальных сил листом или уголками, либо сварные двутавры несимметричного сечения. Для больших пролетов и грузоподъемностей кранов применяют сварные двутавровые балки с горизонтальной тормозной конструкцией.

Расчет подкрановых балок во многом аналогичен расчету обычных балок. Однако он имеет особенности, обусловленные подвижной нагрузкой, вызывающей большие местные напряжения под катками крана, воздействием не только вертикальных, но и горизонтальных сил, динамичностью нагрузки и многократностью ее приложения.

Пример – Подобрать сечение подкрановой балки пролетом 12 м под два крана грузоподъемностью 100 т. Пролет здания – 30 м. Материал балки – сталь *С*255 ($f_{yd} = 240$ МПа; $f_s = 138,6$ МПа). Расчетный момент от вертикальной нагрузки $M_{x,Ed} = 4800$ кН·м; расчетный момент от горизонтальной нагрузки $M_{y,Ed} = 400$ кН·м; момент от загружения балки одним краном $M_{n,Ed} = 2900$ кН·м. Расчетные значения вертикальной и горизонтальной поперечных сил равны соответственно $V_{x,Ed} = 1900$ кН, $V_{y,Ed} = 160$ кН. Ширина сечения нижней части колонны h_H = 1,5 м. Предельный прогиб подкрановой балки f_u = 500.

Решение

Подбор сечения подкрановой балки выполняется в том же порядке, что и для обычных балок. Из условия общей прочности для балок крановых путей под краны групп режимов *А*1–*А*8, относящихся к 1-му классу элементов, требуемый момент сопротивления определяется по формуле

$$W_x = \frac{M_{x,Ed}}{f_{yd} \cdot \gamma_c}, \tag{3.1}$$

где f_{yd} – расчетное значение предела текучести стали, f_{yd} = 240 МПа;

γ_c – коэффициент условий работы; назначаем γ_c = 1,0.

$$W_x = \frac{4800 \cdot 10^3}{240 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,02 \text{ м}^3.$$

Оптимальную высоту балки определим по формуле

$$h_{opt} = k \cdot \sqrt{\frac{W_x}{t_w}}, \qquad (3.2)$$

где k – коэффициент, зависящий от конструктивного оформления балки; рекомендуется принимать для сварных балок k = 1,2…1,15; для клепаных – k = 1,25…1,2; принимаем k = 1,15;

t_w – толщина стенки балки; для балок высотой 1...2 м рациональное значение толщины стенки можно определить по следующей эмпирической формуле:

$$t_w = 7 + 3 \cdot \frac{h}{1000}, \qquad (3.3)$$

$$t_w = 7 + 3 \cdot \frac{1200}{1000} = 10,6 \text{ мм.}$$

Принимаем толщину стенки балки t_w = 12 мм. Тогда

$$h_{opt} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{0,02}{0,12}} = 1,48 \text{ м.}$$

Проверяем принятую толщину стенки по формуле

$$t_w = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{\max,Ed}}{h \cdot f_s}, \qquad (3.4)$$

где f_s – расчетное сопротивление материала стенки балки на сдвиг;

$$t_w = \frac{3}{2} \cdot \frac{1900 \cdot 10^3}{1,2 \cdot 138,6 \cdot 10^6} = 0,017 \text{ м} = 17 \text{ мм.}$$

Принимаем t_w = 18 мм.

Минимальную высоту балки определяем из условия полного использования материала балки при загружении расчетной нагрузкой

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{f_{yd} \cdot L_1}{E} \cdot f_u \cdot \frac{M_{n,Ed}}{M_{x,Ed}}, \qquad (3.5)$$

где E – модуль упругости второго рода; для стали $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа;

f_u – предельный прогиб подкрановой балки;

$M_{n,Ed}$ – момент от загружения балки одним краном (дано в исходных данных);

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{240 \cdot 10^6 \cdot 12 \cdot 500 \cdot 2900 \cdot 10^3}{2{,}1 \cdot 10^{11} \cdot 4800 \cdot 10^3} = 0{,}86\,\text{м}.$$

Окончательно принимаем высоту подкрановой балки h = 1,2 м.

Для определения размеров поясных листов вычисляем требуемый момент инерции сечения балки:

$$I_{xmp} = \frac{W_x \cdot h}{2} = \frac{20062{,}5 \cdot 10^{-6} \cdot 1{,}2}{2} = 0{,}012 \text{ м}^4, \tag{3.6}$$

а также момент инерции сечения стенки балки

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}, \tag{3.7}$$

где h_w – высота стенки балки. Предварительно назначим толщину поясного листа балки t_f = 30 мм. Тогда $h_w = h - 2 \cdot t_f = 1{,}2 - 2 \cdot 0{,}03 = 1{,}14$ м;

$$I_w = \frac{0{,}018 \cdot 1{,}14^3}{12} = 0{,}00222 \text{ м}^4.$$

Требуемая площадь сечения поясов балки

$$A_f = \frac{2 \cdot I_f}{h_0^2}, \tag{3.8}$$

где I_f – момент инерции, приходящийся на поясные листы,

$$I_f = I_{xmp} - I_w = 0{,}012 - 0{,}00222 = 0{,}00978 \text{ м}^4;$$

$$h_0 = h - t_f = 1{,}2 - 0{,}03 = 1{,}17 \text{ м};$$

$$A_f = \frac{2 \cdot 0{,}00978}{1{,}17^2} = 0{,}014289 \text{ м}^2.$$

Выражаем значение ширины пояса балки $b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{0{,}014289}{0{,}03} = 0{,}476$ м. Окончательно принимаем $b_f = 0{,}48$ м.

По полученным данным компонуем сечение подкрановой балки. В состав тормозной балки входят швеллер, горизонтальный лист из рифленой стали (обычно толщиной 6...8 мм) и верхний пояс подкрановой балки (рисунок 3.1). Поддерживающий швеллер опирается либо на стойку фахверка, либо на подкосы, прикрепленные к ребрам балки.

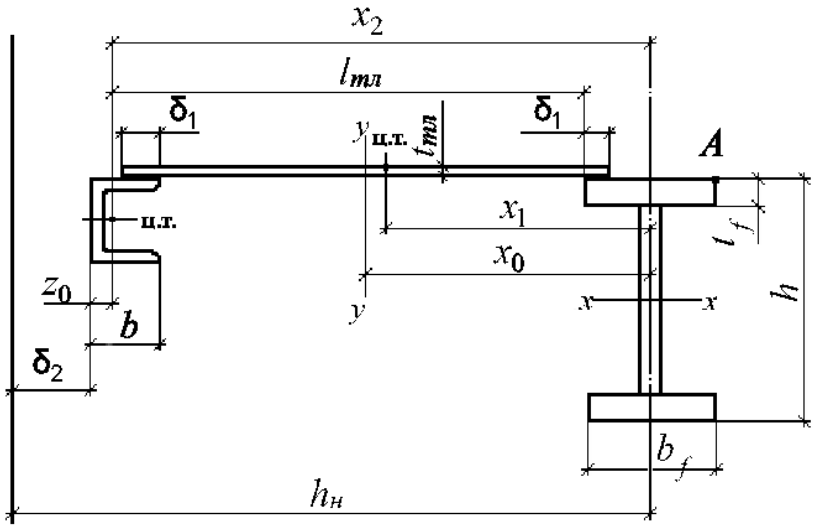

Рисунок 3.1 – Компоновка сечения тормозной балки

Задание для выполнения практической работы

Подобрать сечение подкрановой балки пролетом 12 м под два крана грузоподъемностью 50 т. Режим работы кранов *А*7 (γ_{F1} = 1,6). Пролет здания – 24 м. Материал балки – сталь *С*255 ($f_{yd} = 240$ МПа; $f_s = 138{,}6$ МПа). Ширина сечения нижней части колонны h_H = 1,5 м. Усилия, возникающие в балке, определить исходя из требований [3].

4 Расчет подкрановой балки. Проверка прочности

Расчет на прочность подкрановых балок следует выполнять согласно требованиям [1].

Проверку прочности стенки подкрановой балки производим по формуле

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{F1} \cdot \gamma_{F1} \cdot F_n}{t_w \cdot l_{ef}} \le f_{yd} \cdot \gamma_c, \qquad (4.1)$$

где γ_F – частный коэффициент для кранового воздействия; принимают по ТНПА;

γ_{F1} – коэффициент увеличения вертикальной сосредоточенной нагрузки от одного колеса крана, принимаемый в зависимости от группы режимов

работы кранов;

l_{ef} – условная длина распределения усилия F_n; можно определить по формуле

$$l_{ef} = \psi \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{1f}}{t_w}}, \tag{4.2}$$

где ψ – коэффициент, принимаемый для сварных и прокатных балок 3,25; для балок на высокопрочных болтах – 4,5. Принимаем ψ = 3,25;

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

$$I_{1f} = I_p + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12}, \tag{4.3}$$

где I_p – момент инерции кранового рельса (см. таблицу 1.2, $I_p = I_x$).

Проверка нормальных напряжений в верхнем поясе подкрановой балки (см. рисунок 3.1, точка A) осуществляется по следующей формуле:

$$\sigma_x^A = \frac{M_{x,Ed}}{W_x^A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y^A} < f_{yd} \cdot \gamma_c, \tag{4.4}$$

где W_x^A – момент сопротивления сечения относительно оси x-x,

$$W_x^A = \frac{2 \cdot I_x}{h}; \tag{4.5}$$

W_y^A – момент сопротивления сечения относительно оси y-y,

$$W_y^A = \frac{I_y}{x^A}; \tag{4.6}$$

где I_x – момент инерции сечения относительно оси x-x,

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2}\right)^2, \tag{4.7}$$

I_y – момент инерции сечения относительно оси y-y,

$$I_y = \frac{t_{tl} \cdot l_{tl}^3}{12} + t_{tl} \cdot l_{tl} \cdot (x_1 - x_0)^2 + A_{шв} \cdot (x_2 - x_0)^2 + A_f \cdot x_0^2 + \frac{t_f \cdot b_f^3}{12}; \tag{4.8}$$

$$x^A = x_0 + \frac{b_f}{2} \ . \qquad (4.9)$$

В сжатой зоне стенок подкрановых балок из стали с пределом текучести до 440 МПа должны быть выполнены следующие условия:

$$\sqrt{\left(\sigma_x + \sigma_{loc,x}\right)^2 - \left(\sigma_x + \sigma_{loc,x}\right)\cdot\sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3\cdot\left(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy}\right)^2} \le \beta\cdot f_{yd}\,; \qquad (4.10)$$

$$\sigma_x + \sigma_{loc,x} \le f_{yd}\cdot\gamma_c;\ \ \sigma_{loc,y} + \sigma_{fy} \le f_{yd}\,;\ \tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy} \le f_S\,, \qquad (4.11)$$

где $\sigma_x = \dfrac{M_{x,Ed}}{W_x}$; $\sigma_{loc,x} = 0,25\cdot\sigma_{loc,y}$; $\sigma_{fy} = \dfrac{2\cdot M_{T,Ed}\cdot t_w}{I_{1f}}$; $\tau_{xy} = \dfrac{V_{x,Ed}}{h\cdot t_w}$;
$\tau_{loc,xy} = 0,3\cdot\sigma_{loc,y}$; $\tau_{f,xy} = 0,25\cdot\sigma_{fy}$;

β – коэффициент, принимаемый равным 1,15 для расчета разрезных балок, 1,3 для расчета сечений на опорах неразрезных балок;

$M_{T,Ed}$ – местный крутящий момент,

$$M_{T,Ed} = F_n\cdot e + 0,75\cdot V_{t,Ed}\cdot h_p\,, \qquad (4.12)$$

где e – условный эксцентриситет;

$V_{t,Ed}$ – расчетная горизонтальная нагрузка, направленная поперек кранового пути, вызываемая перекосами мостовых кранов и непараллельностью крановых путей;

h_p – высота кранового рельса.

Пример – Проверить прочность стенки подкрановой балки, сечение которой подобрано в примере из раздела 3. Расчетное вертикальное усилие на колесо крана принять равным F_n = 525 кН. Режим работы крана *А*7 (γ_{F1} = 1,6).

Решение

Сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса I_{1f} согласно формуле (4.3)

$$I_{1f} = 4923,79 + \frac{48,0\cdot 3,0^3}{12} = 5031,79 \text{ см}^4,$$

где I_p = 4923,79 см^4.

Условная длина распределения усилия l_{ef} в соответствии с формулой (4.2) при ψ = 3,25

$$l_{ef} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{5031,79}{1,8}} = 45,78 \text{ см.}$$

Выполним проверку прочности стенки подкрановой балки по формуле (4.1):

$$\sigma_{loc,y} = \frac{1,6 \cdot 525 \cdot 10^3}{0,018 \cdot 45,78 \cdot 10^{-2}} = 101936799 \text{ Па} = 101,94 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа.}$$

Условие выполняется. Прочность стенки балки обеспечивается.

Задание для выполнения практической работы

Проверить прочность стенки и верхнего пояса подкрановой балки, сечение которой подобрано в задании для выполнения практической работы из раздела 3.

5 Расчет подкрановой балки: проверка устойчивости и жесткости

Проверка жесткости подкрановых балок производится по правилам строительной механики или приближенным способом от одного крана без учета коэффициента динамичности. С достаточной точностью прогиб разрезных подкрановых балок может быть определен по формуле

$$f = M^n_{x,Ed} \cdot l^2 / (10EI_x), \tag{5.1}$$

где $M^n_{x,Ed}$ – изгибающий момент в балке от нагрузки одного крана.

В неразрезных балках

$$f = \left(\frac{M_{ср,Ed}}{10} - \frac{M_{л,Ed} + M_{пр,Ed}}{72} \right) \cdot \frac{l^2}{EI_x}, \tag{5.2}$$

где $M_{ср,Ed}$, $M_{л,Ed}$, $M_{пр,Ed}$ – моменты в середине пролета, на левой и правой опорах соответственно.

Предельно допустимый прогиб подкрановых балок f_u установлен из условия обеспечения нормальной эксплуатации кранов и зависит от режима их работы.

Общую устойчивость балок крановых путей двутаврового сечения выполняют исходя из требований [1, п 8.4.4]. При наличии тормозных конструкций общая устойчивость балки, как правило, обеспечена и не требует проверки.

Местная устойчивость элементов подкрановых балок проверяется так же, как для обычных балок. При гибкости стенки $\bar{\lambda} > 2,2$ стенку балки следует укреплять поперечными ребрами жесткости. Устойчивость поясного листа обеспечивается отношением свеса сжатого пояса к его толщине. Ребра жесткости, обеспечивающие местную устойчивость стенки, должны иметь ширину не менее 90 мм. Двусторонние поперечные ребра жесткости к поясам балки не приваривают; при этом торцы ребер должны быть плотно пригнаны к верхнему поясу балки. Размеры ребер жесткости принимаются такими же, как и в обычных балках.

Пример – Проверить устойчивость пояса подкрановой балки по данным примера из раздела 3.

Решение

Устойчивость сжатых поясов считают обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{f_{ydf}}{E}}$ не превышает предельных значений $\bar{\lambda}_{uf}$, определяемой по формуле (для свеса полки двутаврового сечения)

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{f_{ydf}}{\sigma_c}} \ , \tag{5.3}$$

где σ_c – напряжение в сжатом поясе;

f_{ydf} – расчетное значение предела текучести стали полки балки.

Для однородного сечения

$$\sigma_c = \frac{M_{x,Ed}}{W_x \cdot \gamma_c} . \tag{5.4}$$

$$\sigma_c = \frac{4800 \cdot 10^3}{0,02 \cdot 1} = 240 \cdot 10^6 \text{ Па}.$$

Свес пояса балки

$$b_{ef} = \frac{(b_f - t_w)}{2} = \frac{(48 - 1,8)}{2} = 23,1 \text{ см}.$$

Тогда

$$\frac{0,23}{0,03} \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,1 \cdot 10^{11}}} = 0,26 < 0,5 \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{240 \cdot 10^6}} = 0,5 .$$

Условие выполняется, значит, устойчивость пояса обеспечена.

Задание для выполнения практической работы

Проверить устойчивость пояса подкрановой балки, сечение которой подобрано в задании для выполнения практической работы из раздела 3.

6 Статический расчет поперечной рамы от нагрузок. Применение программных комплексов расчета рам

Поперечные рамы являются основными несущими конструкциями здания. Они воспринимают все нагрузки, действующие на здание, и передают их на грунт. Поперечная рама состоит из колонн и ригеля, которым является стропильная ферма.

В зависимости от конструкции сопряжения ригеля с колонной различают раму с жесткими узлами и с шарнирным прикреплением ригеля. Достоинством рамы с жестким сопряжением является большая жесткость при воздействии горизонтальных нагрузок. Такие рамы применяют в однопролетных зданиях высотой более 10 м или при установке в здании мостовых кранов грузоподъемностью более 20 т. В иных случаях применяют рамы с шарнирным сопряжением.

Расчетная схема рамы является многократно статически неопределимой сквозной системой с жесткими узлами. Принято, что при использовании легких ферм можно пренебрегать жесткостью узлов при определении усилий (т. е. считать их шарнирными), а сквозные элементы рамы (колонны, ферма) заменять сплошными эквивалентной жесткости. Весьма малыми углами поворота верхних узлов рамы при действии горизонтальных нагрузок и изгибающих моментов можно пренебречь, т. е. считать ригель бесконечно жестким.

Таким образом, при расчете поперечных рам стальных каркасов промышленных зданий используются упрощенные расчетные схемы, которые резко сокращают трудоемкость расчета и дают погрешности, почти не влияющие на результаты расчета. Оси стоек в расчетной схеме совпадают с центрами тяжести верхнего и нижнего сечений колонны. В ступенчатых колоннах центры тяжести верхней и нижней частей расположены не на одной оси, и поэтому стойка рамы имеет горизонтальный уступ, равный расстоянию между геометрическими осями колонн (рисунок 6.1).

По опыту проектирования производственных зданий известно, что расстояние между центрами тяжести сечений верхнего и нижнего участков колонны можно принять

$$e_0 = (0,45...0,55) \cdot h_H - 0,5 \cdot h_B, \qquad (6.1)$$

где h_H, h_B – ширина сечений нижнего и верхнего участков колонны соответственно.

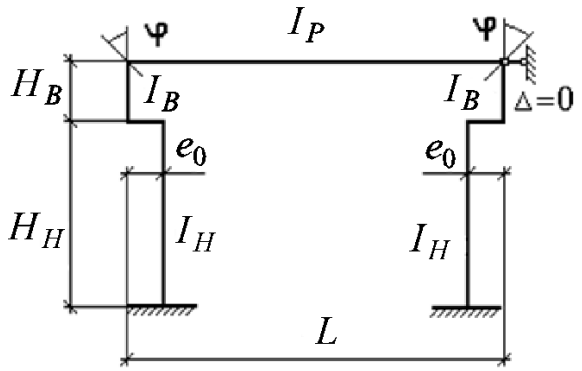

Рисунок 6.1 – Расчетная схема поперечной рамы

Для статического расчета рамы достаточно знать только соотношения моментов инерции элементов рамы, а не их абсолютные значения. Эти соотношения можно принять в пределах

$$\frac{I_H}{I_B} = 5...10, \quad \frac{I_p}{I_H} = 2...6, \tag{6.2}$$

где I_H, I_B и I_p – моменты инерции нижней и верхней частей колонны и ригеля соответственно.

На поперечную раму производственного здания действуют нагрузки: *постоянные* – от веса ограждающих и несущих конструкций здания; *переменные* – полезные, снеговые, ветровые и нагрузки от кранового оборудования.

Сбор нагрузок должен выполняться в соответствии с действующими ТНПА.

Рама рассчитывается обычными методами строительной механики (методами сил, перемещений) с учетом действительной работы каркаса, представляющего пространственную систему, и с принятием некоторых упрощений, не приводящим к большим погрешностям.

Расчет поперечной рамы методом перемещений подробно рассмотрен в [3]. Рассматриваются восемь загружений поперечной рамы:

– постоянная нагрузка (нагрузки на ригель рамы и колонну);

– снеговая нагрузка на ригель рамы;

– максимальная вертикальная крановая нагрузка D_{max} и момент M_{max} на левой колонне и минимальная вертикальная крановая нагрузка D_{min} и момент M_{min} на правой колонне;

– то же D_{max} и M_{max} справа и D_{min} и M_{min} слева;

– сила поперечного торможения крана T на левой колонне (действует слева направо или справа налево);

– сила поперечного торможения крана T на правой колонне (действует слева направо или справа налево);

– ветер слева;

– ветер справа.

Для восьми загружений рамы вычисляются значения усилий M, Q и N в четырех расчетных сечениях левой либо правой стойки. Результаты расчета сводятся в таблицу.

В настоящее время значительная часть расчетов при проектировании строительных конструкций выполняется при помощи программных комплексов. Существуют сотни программных продуктов, имеющих специализированное либо универсальное назначение, рынок которых развивается непрерывно и динамически. Так, например, к таким программным комплексам можно отнести Autodesk Robot Structural Analysis Professional; Лира-Сапр, Real Steel; Advance Steel и многие другие.

Autodesk Robot Structural позволяет производить расчет конструкций, используя различные нормы проектирования. Основными этапами расчета в программных комплексах являются составление расчетных схем, задание нагрузок, генерация РСУ и подбор сечения.

После создания геометрической схемы рамы и опор переходят к заданию нагрузок, действующих на поперечную раму, и выполняют расчет модели. После расчета можно увидеть эпюры усилий, а также просмотреть результаты в табличной форме. Программа предусматривает также подбор сечения элементов рамы и формирует отчет о проверке сечений.

Задание для выполнения практической работы

Выполнить статический расчет поперечной рамы одноэтажного производственного здания по исходным данным примера из раздела 1.

7 Сочетание нагрузок, действующих на раму

Нагрузка на расчетной схеме задается в последовательных нагружениях. В первом нагружении прикладываются постоянные нагрузки. В последующих – снеговая, ветровая и крановая. В результате статического расчета поперечной рамы на различные нагружения определяются усилия в расчетных сечениях: 1–1 – сечение по верху колонны; 2–2 – сечение по низу надкрановой части колонны; 3–3 – сечение по верху надкрановой части колонны; 4–4 – сечение по верху заделки колонны в фундамент.

Согласно [2] расчетные значения эффектов воздействий E_d следует определять, применяя сочетания воздействий, которые рассматриваются как действующие одновременно. Каждое сочетание воздействий включает доминирующее переменное или особое воздействие.

Общая форма записи эффектов воздействий для основного сочетания имеет следующий вид:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\cdot\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i}; \tag{7.1}$$

$$\sum_{j\geq 1}\xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1}\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i},$$

где $G_{k,j}$ – характеристическое значение постоянного воздействия;

$Q_{k,i}$ – характеристическое значение сопутствующего переменного воздействия;

$Q_{k,1}$ – характеристическое значение доминирующего переменного воздействия;

$\gamma_{G,j}, \gamma_{Q,i}$ – частные коэффициенты для постоянного и переменного воздействия соответственно;

$\psi_{0,i}$ – коэффициент для комбинационного значения переменного воздействия;

ξ – понижающий коэффициент для неблагоприятного постоянного воздействия G.

8 Расчет ступенчатой колонны. Часть 1–4

В каркасах одноэтажных производственных зданий при кранах большой грузоподъёмности основным типом колонн являются ступенчатые стальные колонны, при этом наибольшее распространение получили ступенчатые колонны сплошного и сквозного сечений. Генеральные размеры колонн устанавливаются при компоновке поперечной рамы.

8.1 Определение расчетных длин колонн

Пример – Определить расчетные длины верхней и нижней части одноступенчатой колонны стального каркаса одноэтажного производственного здания с жестким сопряжением ригеля с колонной пролетом 24 м (высота подкрановой балки $h_{пб}$ = 1,2 м). Длина нижней и верхней частей колонны равны соответственно H_H = 12 м и H_B = 6,2 м. Соотношение моментов инерций нижней и верхней части колонны $\frac{I_H}{I_B} = 5$. Усилия, возникающие в нижней и верхней частях колонны, N_{Ed1} = 2100 кН и N_{Ed2} = 750 кН.

Решение

Расчетные длины колонн в плоскости поперечной рамы для нижней и верхней частей определяются по формулам

$$l_{efx1} = \mu_1 \cdot l_1;\ l_{efx2} = \mu_2 \cdot l_2\ , \qquad (8.1)$$

где l_1, l_2 – геометрические длины нижней и верхней частей колонны соответственно, $l_1 = H_H = 12$ м, $l_2 = H_B = 6{,}2$ м.

Коэффициенты μ_1 и μ_2 следует принимать в зависимости от параметров n и α_1:

$$n = \frac{I_2 \cdot l_1}{I_1 \cdot l_2};\ \alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \cdot \sqrt{\frac{I_1}{\beta \cdot I_2}}\ , \tag{8.2}$$

где β – соотношение усилий в нижней и верхней частях колонны, $\beta = \frac{N_{Ed1}}{N_{Ed2}} = \frac{2100}{750} = 2{,}8$.

$$n = \frac{1 \cdot 12}{5 \cdot 6{,}2} = 0{,}387;\quad \alpha_1 = \frac{6{,}2}{12} \cdot \sqrt{\frac{5}{2{,}8 \cdot 1}} = 0{,}69.$$

Значение коэффициента μ_1 определим по [1, таблица К.2], $\mu_1 = 1{,}86$.

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} \le 3. \tag{8.3}$$

$$\mu_2 = \frac{1{,}86}{0{,}69} = 2{,}7.$$

$$l_{efx1} = 1{,}86 \cdot 12 = 22{,}32 \text{ м};\ l_{efx2} = 2{,}7 \cdot 6{,}2 = 16{,}74 \text{ м}.$$

Расчетная длина колонн из плоскости рамы (в направлении вдоль здания) принимается равной расстоянию между закрепленными от смещения из плоскости точками (опорами колонн, подкрановых балок и подстропильных ферм, узлами скрепления связей, ригелей и т.п.). При этом должны учитываться фактические условия закрепления концов колонн. С учетом вышеизложенного расчетная длина из плоскости рамы определяется как

$$l_{efy1} = \mu_{y1} \cdot l_1;\ l_{efy2} = \mu_{y2} \cdot (l_2 - h_{пб}), \tag{8.4}$$

где μ_{y1} – коэффициент расчетной длины, $\mu_{y1} = 0{,}7$ – при решении базы колонн, обеспечивающей их защемление из плоскости рамы, $\mu_{y1} = 1$ – во всех остальных случаях;

μ_{y2} – коэффициент расчетной длины для верхней части колонн, $\mu_{y2} = 1$;

$h_{пб}$ – высота подкрановой балки.

$$l_{efy1} = l_1 = 12 \text{ м}; \; l_{efy2} = l_2 - h_{пб} = 6,2 - 1,2 = 5 \text{ м}.$$

8.2 Проектирование верхней части ступенчатых колонн

Верхняя часть ступенчатой колонны проектируется, как правило, двутаврового сечения. Высоту сечения колонны назначают из условия жесткости с соблюдением технологических ограничений и требований унификации.

Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, выполняют по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_e A f_{yd} \gamma_c} \le 1, \tag{8.5}$$

где φ_e – коэффициент устойчивости при внецентренном сжатии; определяют по [1, таблица Д.3] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef}, вычисляемого по формуле

$$m_{ef} = \eta m, \tag{8.6}$$

где η – коэффициент влияния формы сечения [1, приложение Д];

m – относительный эксцентриситет,

$$m = \frac{eA}{W_c}, \tag{8.7}$$

где e – эксцентриситет, $e = \dfrac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$ (M_{Ed} и N_{Ed} принимают согласно [1, п. 9.2.3];

W_c – момент сопротивления сечения, вычисленный для наиболее сжатого волокна.

Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых стержней сплошного постоянного сечения, кроме коробчатого, из плоскости действия момента при изгибе их в плоскости наибольшей жесткости ($I_x > I_y$), совпадающей с плоскостью симметрии, а также швеллеров выполняют по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{c\varphi_y A f_{yd} \gamma_c} \le 1, \tag{8.8}$$

где c – коэффициент, определяют по [1, п. 9.2.5];

φ_y – коэффициент устойчивости при центральном сжатии.

Пример – Выполнить проверку устойчивости в плоскости изгиба верхней части одноступенчатой внецентренно-сжатой колонны, сечение которой представлено на рисунке 8.1 (A = 0,01868 м^2). Расчетные длины колонны взять из примера в подразд. 8.1. Материал колонны – сталь C345 (f_{yd} = 320 МПа). Момент, действующий в сечении, M_{Ed} = 1800 кНм.

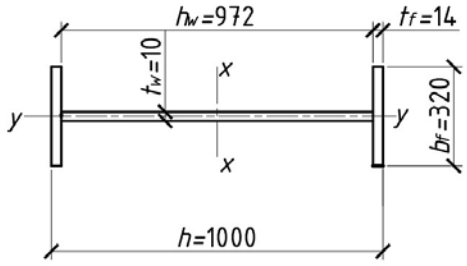

Рисунок 8.1 – Исходные данные к примеру (размеры даны в миллиметрах)

Решение

Гибкость верхней части колонны в плоскости действия момента

$$\lambda_x = \frac{l_{efx2}}{i_x}, \tag{8.9}$$

где i_x – радиус инерции сечения, $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$.

Момент инерции сечения

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2}\right)^2 =$$

$$= \frac{0,01 \cdot 0,972^3}{12} + 2 \cdot 0,32 \cdot 0,014 \cdot \left(\frac{1 - 0,014}{2}\right)^2 = 0,002942994 \text{ м}^3.$$

$$i_x = \sqrt{\frac{0,0029442994}{0,01868}} = 0,397 \text{ м}.$$

$$\lambda_x = \frac{16,74}{0,397} = 42,16.$$

Условная гибкость

$$\overline{\lambda_x} = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 42{,}16 \cdot \sqrt{\frac{320 \cdot 10^6}{2{,}06 \cdot 10^{11}}} = 1{,}66 .$$

Момент сопротивления сечения

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 0.002942994}{1} = 0{,}005886 \text{ м}^3.$$

Относительный эксцентриситет

$$m = \frac{eA}{W_c} = \frac{M_{Ed} \cdot A}{N_{Ed} \cdot W_c} = \frac{1800 \cdot 10^3 \cdot 0{,}01868}{750 \cdot 10^3 \cdot 0{,}005886} = 7{,}62 .$$

Так как $\frac{A_f}{A_w} = \frac{0{,}32 \cdot 0{,}014}{0{,}972 \cdot 1} = 0{,}461$, то значение коэффициента влияния формы $\eta = 1{,}25$ [1, таблица Д.2].

Приведенный относительный эксцентриситет

$$m_{ef} = 1{,}25 \cdot 7{,}62 = 9{,}53 .$$

Тогда $\varphi_e = 0{,}138$.

Проверку устойчивости выполняем по формуле (8.5):

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_e A f_{yd} \gamma_c} = \frac{750 \cdot 10^3}{0{,}138 \cdot 0{,}01868 \cdot 320 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0{,}91 < 1 .$$

Устойчивость верхней части колонны в плоскости действия момента обеспечена.

8.3 Проектирование нижней части ступенчатых колонн

Стержень сквозной колонны составляют из двух ветвей, связанных между собой соединительной решеткой. Основным типом соединительной решетки является раскосная треугольная решетка. сквозная колонна работает как ферма с параллельными поясами. Пояса воспринимают продольную силу *N* и изгибающий момент *M*, а решетка – поперечную силу *Q*.

Расчет колонн производится в два этапа. На первом этапе выполняют приближенный расчет по недеформированной схеме, с помощью которой назначают площади поперечных сечений ветвей, рассматривая их самостоятельно как

центрально-сжатые стержни, шарнирно подкрепленные в узлах соединительной решетки. На втором этапе проверяют устойчивость сквозного стержня в целом.

Расстояние между ветвями назначают из условия жесткости с учетом технологических и унифицированных привязок. В нижней части колонны это расстояние должно быть увязано с разностью стандартных пролетов здания и мостового крана, а также с унифицированной привязкой наружных граней к продольным осям здания.

Продольные силы в ветвях колонны определяем по формулам

$$N_{bm1} = N_{Edi} \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_{Edi}}{h_0}; \quad N_{bm2} = N_{Edj} \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_{Edj}}{h_0} \tag{8.10}$$

где $N_{Edi}, N_{Edj}, M_{Edi}, M_{Edj}$ – расчетные значения продольной силы и изгибающего момента при *i*-й и *j*-й комбинациях нагрузок;

y_1, y_2 – расстояния от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести противоположной ветви. Так как положение центра тяжести колонны неизвестно, в первом приближении можно принять $y_1 = 0,45 \cdot h_0$; $y_2 = 0,55 \cdot h_0$. Более точно эти расстояния можно рассчитать по формуле

$$y_i = \frac{\left|M_{Edj}\right|}{\left|M_{Edi}\right| + \left|M_{Edj}\right|} \cdot h. \tag{8.11}$$

После определения расчётных усилий в ветвях назначают площади их поперечных сечений из расчета на устойчивость каждой из них в обеих плоскостях. При этом ветвь рассматривают как центрально-сжатый стержень, расчетная длина которого в плоскости *y-y* равна расстоянию между узлами соединительной решетки, а в перпендикулярной плоскости – расчетной длине колонны или участка между точками закрепления колонны от смещений из плоскости действия момента. По найденной площади компонуют сечения ветвей. Все требования местной устойчивости для стенки и полок, условие свариваемости элементов принимаются так же, как и для центрально-сжатых колонн. Скомпоновав сечения ветвей, рассчитывают их фактические площади A_{b1} и A_{b2}, положение центра тяжести наружной ветви и центр тяжести всего сечения. Корректируют продольные усилия в ветвях и рассчитывают геометрические характеристики сечения обоих ветвей в целом. Выполняют проверку устойчивости, соответственно, ветвей колонны, оценивают принятое сечение, стремясь, чтобы недонапряжение для ветвей было минимальным.

Следующим этапом расчета является подбор сечения раскосов решетки. Расчет решетки ведут на большую из фактической и условной поперечной силы. Фактическое значение поперечной силы принимается из статического расчета рамы, а условно – как и для центрально-сжатых стержней.

Заключительной для запроектированного сечения сквозной колонны является проверка его устойчивости как единого стержня в плоскости действия мо-

мента. Проверка же устойчивости из плоскости действия момента не проводится, т. к. она обеспечена устойчивостью отдельных ветвей относительно оси *y*.

Пример – Определить сечение ветвей внецентренно-сжатой колонны производственного здания, соединенных раскосной решеткой с дополнительными стойками. Высота сечения h_H = 1500 мм. Подкрановую ветвь колонны рассчитываем по усилиям M_{Ed1} = –1150 кНм, N_{Ed1} = –2180 кН, наружную – по M_{Ed2} = 1270 кНм, N_{Ed2} = 2100 кН. Материал колонны – сталь *C*255.

Решение

Определяем ориентировочное положение центра тяжести колонны. Принимая z_0 = 5 см, находим $h_0 = h_H - z_0 = 150 - 5 = 145$ см.

$$y_1 = \frac{1270}{1150 + 1270} \cdot 145 = 76 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 145 - 76 = 69 \text{ см}.$$

Усилие в подкрановой ветви

$$N_{bm1} = 2180 \cdot \frac{69}{145} + \frac{1150 \cdot 10^2}{145} = 1830{,}5 \text{ кН}.$$

Усилие в наружной ветви

$$N_{bm2} = 2100 \cdot \frac{76}{145} + \frac{1270 \cdot 10^2}{145} = 1976{,}6 \text{ кН}.$$

Компонуем сечение ветвей. Предварительно зададимся $\varphi = 0{,}8$. Для подкрановой ветви

$$A_{b1} = \frac{N_{bm1}}{\varphi \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} = \frac{1830{,}5 \cdot 10}{0{,}8 \cdot 240 \cdot 1} = 95{,}34 \text{ см}^2.$$

Для наружной ветви

$$A_{b2} = \frac{N_{bm2}}{\varphi \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} = \frac{1976{,}6 \cdot 10}{0{,}8 \cdot 240 \cdot 1} = 102{,}95 \text{ см}^2.$$

Высоту сечения нижней части колонны назначают в пределах $\left(\frac{1}{20}...\frac{1}{30}\right)\cdot H_H$. Назначаем высоту сечения нижней части колонны 50 см. Принимаем для подкрановой ветви двутавр № 50 по ГОСТ 8239–89 $A_{b1} = 100$ см^2.

Сечение наружной ветви принимаем из двух уголков, соединенных вертикальным листом. Лист назначаем размером $h \times t = 460 \times 10$ мм, учитывая удобство сварки и условия размещения сварных швов. Тогда требуемая площадь уголка

$$A_{mp} = \frac{(A_{b2} - h \cdot t)}{2} = \frac{(102,95 - 46 \cdot 1)}{2} = 28,48 \text{ см}^2.$$

Принимаем два уголка 160×10 мм по ГОСТ 8509–93 с площадью сечения A = 31,4 см^2, x_0 = 4,3 см, I_x = 774 см^4.

Площадь сечения наружной ветви $A_{b2} = 31,4 \cdot 2 + 46 \cdot 1 = 108,8$ см^2.

Расстояние от наружной грани до центра тяжести ветви

$$z_0 = \frac{S_0}{A_{b2}} = \frac{\left[46,0 \cdot 1,0 \cdot 0,5 + 2 \cdot 31,4 \cdot (1 + 4,30)\right]}{108,8} = 3,27 \text{ см}.$$

Моменты инерции сечения наружной ветви

$$I_{x2} = 2 \cdot (774 + 31,4 \cdot (4,3 - 3,27)^2) + 46,0 \cdot 1,0 \cdot (3,27 - 0,5)^2 = 2160 \text{ см}^4;$$

$$I_y = \frac{1,0 \cdot 46^3}{12} + 2 \cdot (774 + 31,4 \cdot (\frac{50}{2} - 4,3)^2) = 36569 \text{ см}^4.$$

Радиусы инерции сечения наружной ветви

$$i_{x2} = \sqrt{\frac{I_{x2}}{A_{b2}}} = \sqrt{\frac{2160}{108,8}} = 4,5 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{b2}}} = \sqrt{\frac{36569}{108,8}} = 18,3 \text{ см}.$$

Общая площадь сечения колонны

$$A_{b1} + A_{b2} = 100 + 108,8 = 208,8 \text{ см}^2.$$

Расстояние между осями ветвей

$$h_0 = h_H - z_0 = 150 - 3,3 = 146,7 \text{ см}.$$

Расстояние от центра тяжести до центральных ветвей

$$y_1 = \frac{A_{b2} \cdot h_0}{A} = \frac{108,8 \cdot 146,7}{208,8} = 76,4 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 146,7 - 76,4 = 70,3 \text{ см}.$$

На рисунке 8.2 схематично представлено поперечное сечение нижней части ступенчатой колонны.

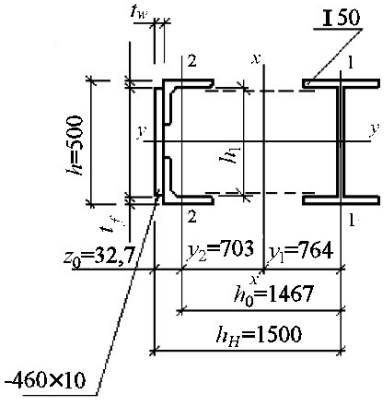

Рисунок 8.2 – Поперечное сечение нижней части колонны (размеры даны в миллиметрах)

Далее уточняем усилия в ветвях колонны с учетом фактических y_1 и y_2 и выполняем проверку устойчивости ветвей колонны, оценивая принятое сечение, стремясь, чтобы недонапряжение для ветвей было минимальным.

Задание для выполнения практической работы

Подобрать сечения верхней сплошной и нижней сквозной частей колонны (сопряжение ригеля и колонны жесткое) по данным примера из раздела 1. Расчетные усилия взять из статического расчета рамы по данным задания для выполнения практической работы из раздела 6. Материал колонны – сталь *С*255.

9 Расчет стропильной фермы. Часть 1–3

Расчет ферм производится в соответствии с требованиями, изложенными в [1].

Расчетные длины элементов в плоскости фермы можно посчитать по формуле

$$l_x = \mu \cdot l, \tag{9.1}$$

где μ – коэффициент расчетной длины;

l – геометрическая длина элемента, равная расстоянию между центрами узлов.

Коэффициент $\mu = 1$ используется для поясов, опорных раскосов, опорных стоек, коэффициент $\mu = 0{,}9$ – для промежуточных элементов решетки ферм с прикреплением элементов решетки к поясам впритык (например, бесфасоночные соединения элементов трубчатых ферм), коэффициент $\mu = 0{,}8$ – для промежуточных элементов решетки ферм из парных уголков, ферм с поясами из широкополочных тавров и т. п.

Расчетные длины стержней ферм определяют в соответствии с [1, таблица 25] (за исключением элементов перекрестной решетки, расчетную длину для которых определяют по [1, таблица 26]).

После определения расчетных длин производится подбор сечений стержней фермы.

Различают четыре вида напряженного состояния элементов конструкций.

1 Центрально-растянутые стержни.

Величину требуемой площади сечения находят по формуле

$$A_{TP} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd} \cdot \gamma_c}. \tag{9.2}$$

В случае если рассчитываемый элемент имеет ослабление сечения (отверстие для болтов), принимаем профиль с площадью на 10 %...15 % более требуемой с дальнейшей его проверкой по величине нетто.

Далее сравнивается гибкость стержня в плоскости и из плоскости изгиба фермы с предельной гибкостью [1, таблицы 33 и 34].

2 Центрально-сжатые стержни.

Требуемая площадь сечения определяется по нижеприведенной формуле, для чего предварительно задаются гибкостью (для поясов и опорных раскосов λ = 80...100, для решеток λ = 100...120):

$$A_{TP} \geq \frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}. \tag{9.3}$$

Гибкость элементов должна быть меньше предельной.

3 Внецентренно-растянутые стержни.

Внецентренное растяжение появляется в том случае, когда растягивающая сила действует с эксцентриситетом *e*. Проверку прочности обычно производят по формуле

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_n} \le f_{yd} \cdot \gamma_c . \qquad (9.4)$$

В частности, эксцентриситетно приложенная сила создает изгибающий момент, равный $M = N \cdot e$.

4 Внецентренно-сжатые стержни

Требуемая площадь внецентренно-сжатого стержня определяется по формуле

$$A_{TP} = \frac{N_{Ed}}{\varphi_e \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}, \qquad (9.5)$$

где φ_e – коэффициент устойчивости при внецентренном сжатии; определяют по [1, таблица Д.3] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef}.

После расчета следует попытаться уменьшить число калибров сечений профилей, применяемых в ферме. Для тех элементов, площади которых близки по значению, сечения следует принять одинаковыми (по большому сечению). В одной ферме не рекомендуется принимать более 6…8 различных калибров профилей.

Следующим этапом проектирования ферм является конструирование узлов фермы.

В результате расчета узлов определяются длины и катеты сварных швов. Прикрепление элементов решетки, монтажные стыки отправочных марок ферм, узлы опирания стропильных ферм на колонны, несущие стены или подстропильные конструкции рассчитываются отдельно.

Пример – Требуется подобрать сечение верхнего центрально-сжатого пояса из двух уголков стропильной фермы по расчетному усилию $N_{Ed} = 580$ кН. Материал фермы сталь *C*255 ($f_{yd} = 240$ МПа). Расчетные длины стержня $l_x = 3$ м, $l_y = 3$ м. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$.

Решение

Верхний пояс принимаем без изменения сечения по всей длине. Задаемся гибкостью в пределах, рекомендуемых для поясов: λ = 90. Принимаемому расчетному сечению соответствует тип кривой устойчивости *c* и, следовательно

при $\overline{\lambda} = \lambda\sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 90 \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 3,07$. Тогда φ = 0,555.

Требуемая площадь сечения

$$A_{TP} = \frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} = \frac{580}{0,555 \cdot 24,0 \cdot 1} = 43,54 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 ∟125 х 9, A = 44,0 см^2, i_x = 3,86 см, i_y = 5,56 см.

Гибкости стержня

$$\lambda_x = \frac{\ell_x}{i_x} = \frac{300}{3,86} = 77,7 < \lambda_{ux} = 127,38;\ \varphi_x = 0,626;$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_y}{i_y} = \frac{300}{5,56} = 54 < \lambda_{uy} = 137,4;\ \varphi_y = 0,77;$$

$$\alpha_x = \frac{N_{Ed}}{\varphi_x \cdot A \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} = \frac{580}{0,626 \cdot 44 \cdot 24,0 \cdot 1} = 0,877;$$

$$\lambda_{ux} = 180 - 60 \cdot \alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,877 = 127,38;$$

$$\alpha_y = \frac{N_{Ed}}{\varphi_y \cdot A \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} = \frac{580}{0,77 \cdot 44 \cdot 24,0 \cdot 1} = 0,71;$$

$$\lambda_{uy} = 180 - 60 \cdot \alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,71 = 137,4.$$

Проверка устойчивости стержня

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{мин} \cdot A} = \frac{5800}{0,626 \cdot 44} = 210,57 \text{ МПа} < f_{yd} \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа}.$$

Устойчивость обеспечена.

Задание для выполнения практической работы

Запроектировать стропильную ферму из уголков по данным примера из раздела 1. Материал стержней ферм – сталь *С*255.

Список литературы

1 **СП 5.04.01–2021.** Стальные конструкции. – Введ. 01.10.2021 (с отменой СНиП II-23-81*). – Минск: Минстройархитектуры, 2021. – 153 с.

2 **СН 2.01.01–2019.** Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 16.11.2019 (с отменой ТКП EN 1990–2011 (02250)). – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 89 с.

3 **Кудишин**, **Ю. И.** Металлические конструкции: учебник / Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева; под ред. Ю. И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – Москва: Академия, 2011. – 688 с.

4 **Горев**, **В. В.** Металлические конструкции: учебное пособие для строительных вузов в 3 т. Т. 1: Элементы стальных конструкций / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов; под ред. В. В. Горева. – Москва: Высшая школа, 2004. – 551 с.