

Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Емельянов Сергей Геннадьевич
Должность: ректор
Дата подписания: 17.12.2021 11:25:18
Уникальный программный ключ:
9ba7d3e34c012eba476ffd2d064cf2781953be730df2374d16f3c0ce536f0fc6

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

**Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Юго-Западный государственный университет»
(ЮЗГУ)**

Кафедра уникальных зданий и сооружений

УТВЕРЖДАЮ
Проректор по учебной работе

О. А. Луктионова
« 15 » _____ 2017 г.


**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ**

Методические указания к практическим занятиям по дисциплине
«Металлические конструкции (общий курс)»
для студентов направления подготовки
08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений

Курск 2017

УДК 624.04

Составитель: С.Ю. Савин

Рецензент

Доктор технических наук, профессор *В.И. Колчунов*

Проектирование стальных конструкций многоэтажного каркасного здания: методические указания к практическим занятиям по дисциплине «Металлические конструкции (общий курс)» для студентов направления подготовки 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений / Юго-Зап. гос. ун-т; сост.: С.Ю. Савин. Курск, 2017. - 32 с.: ил.7, табл.4, прилож.4. Библиогр.: 31 с.

В настоящих методических указаниях рассмотрены расчет элементов стального каркаса многоэтажных зданий.

Методические указания предназначены для выполнения практических работ по дисциплине «Металлические конструкции (общий курс)» студентами специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений».

Текст печатается в авторской редакции

Подписано в печать 15.12.2017 . Формат 60x84 1/16.

Усл. печ. л. 1,86 . Уч.-изд.л. 1,68 . Тираж 100 экз. Заказ. 3639 . Бесплатно.

Юго-Западный государственный университет.

305040, г. Курск, ул. 50лет Октября, 94.

Содержание

1 Общие указания и задание	4
1.1 Общие требования к выполнению расчетно-графической работы	4
1.2 Задание на проектирование	4
2 Расчет и конструирование второстепенной балки перекрытия	8
2.1 Сбор нагрузок.....	8
2.2 Расчет по первой группе предельных состояний	12
2.3 Расчет по второй группе предельных состояний	13
3 Расчет и конструирование главной балки перекрытия	14
3.1 Определение расчетных усилий в главной балке.....	14
3.2 Расчет по первой группе предельных состояний	15
3.3 Расчет по второй группе предельных состояний	16
3.4 Расчет узла сопряжения главной и второстепенной балки	20
4 Расчет сплошной центрально сжатой колонны.....	24
4.1 Сбор нагрузок и определение усилий.....	24
4.2 Подбор сечения центрально сжатой колонны	26
5 Литература	28
Приложение А.....	29

1 Общие указания и задание

1.1 Общие требования к выполнению расчетно-графической работы

Целью выполнения расчетно-графической работы является овладение основами расчета и проектирования стальных конструкций, изучение метода расчета стальных конструкций по предельным состояниям (несущей способности и деформациям).

Расчетно-графическая работа выполняется на основании задания на проектирование и должна состоять из пояснительной записки, включающий расчетные обоснования принятых конструктивных решений, и графической части. Выполненные чертежи должны соответствовать требованиям ГОСТ Р 21.1101- 2013 «Основные требования к проектной и рабочей документации». Содержание пояснительной записки принять в соответствии с разделом данных методических указаний.

1.2 Задание на проектирование

Выполнить рабочий проект несущих конструкций многоэтажного гражданского здания (см. рисунки 1.1 и 1.2) с полным каркасом, включающий расчет и конструирование следующих конструкций:

- второстепенная балка перекрытия;
- главная балка перекрытия;
- узел сопряжения балки настила с главной балкой;
- сплошная колонна первого этажа.

Исходные данные студент принимает строго по двум последним цифрам шифра, указанного в зачетной книжке (таблицы 1.1 – 1.3).

В таблице 1.1 приведен шаг колонн $l_1 \times l_2$, причем l_1 - шаг в поперечном направлении, l_2 – шаг колонн в продольном направлении.

Здание имеет четыре пролета в поперечном направлении и шесть пролетов в продольном.

Основными несущими конструкциями многоэтажного каркасного здания являются стальные рамы, связи жесткости и междуэтажные монолитные перекрытия, выполненные по профилированному настилу. Главные и второстепенные балки выполняются однопролетными двутаврового сечения с шарнирным опиранием на колонны и шарнирным сопряжением между собой. Перекрытие – сталежелезобетонное по профилированному настилу, уложенному по второстепенным балкам.

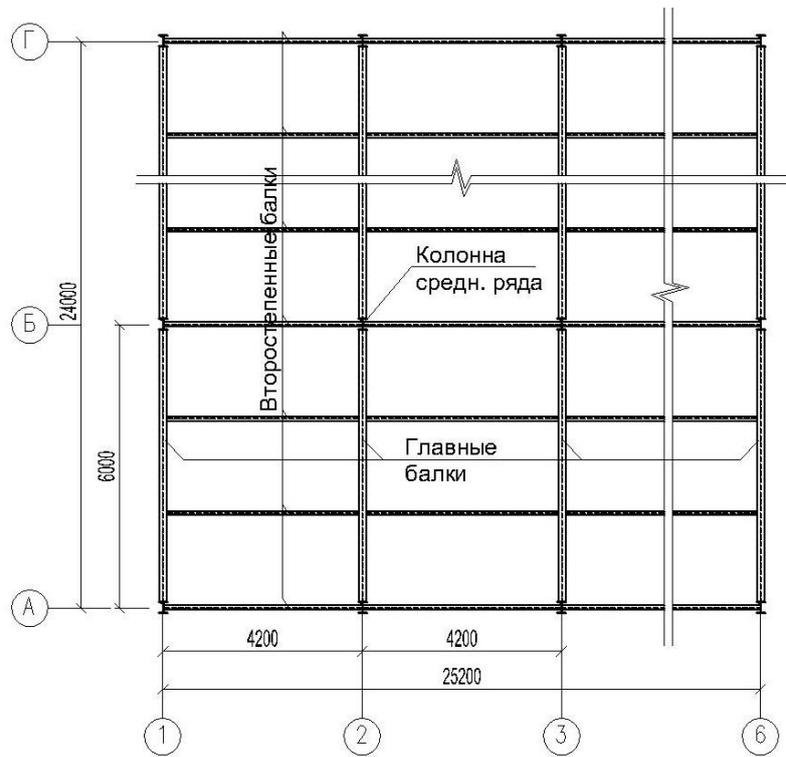


Рисунок 1.1- Схема расположения конструктивных элементов здания

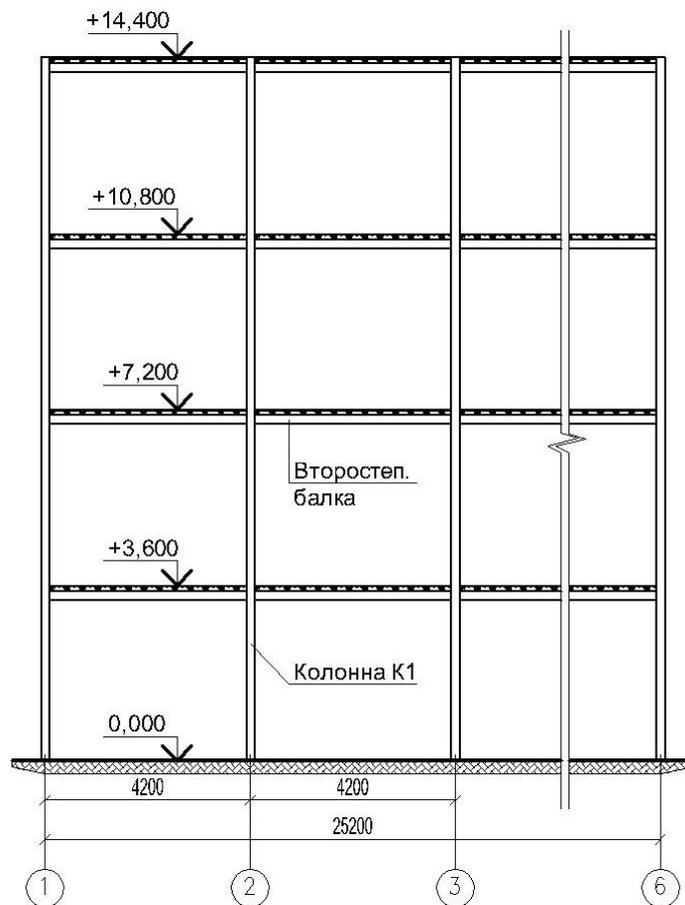


Рисунок 1.2 - Разрез здания

Таблица 1.1 – Сетка колонн $l_1 \times l_2$

Пред- последняя цифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	4,5×5,0	5,0×3,6	3,6×4,0	5,4×6,0	4,5×7,0	6,0×5,8	4,8×6,0	6,0×8,0	5,4×4,0	6,0 × 4,8
2	4,5×5,2	5,0×3,8	3,6×4,2	5,4×7,0	4,5×7,2	6,0×6,2	4,8×6,2	6,0×3,8	5,4×5,0	6,0 × 4,9
3	4,5×5,4	5,0×4,0	3,6×4,4	5,4×6,2	4,5×7,4	6,0×6,4	4,8×6,4	6,0×4,1	5,4×4,2	6,0 × 5,1
4	4,5×5,6	5,0×4,2	3,6×4,6	5,4×7,2	4,5×7,6	6,0×6,8	4,×6,6	6,0×4,3	5,4× 5,2	6,0 × 5,3
5	4,5×5,8	5,0×4,4	3,6×4,8	5,4×6,4	4,5×7,8	6,0×7,0	4,8×6,8	6,0×4,5	5,4×4,4	6,0×5,5
6	4,5×6,0	5,0×4,6	3,6×5,0	5,4×7,4	6,0×3,6	6,0×7,2	4,8×7,0	6,0×4,7	5,4×5,4	6,0 × 5,7
7	4,5×6,2	5,0×4,8	3,6×5,2	5,4×6,6	6,0×3,8	6,0×7,4	4,8×7,2	6,0×4,9	5,4×4,6	6,0 × 5,9
8	4,5×6,4	5,0×5,2	3,6×5,4	5,4×7,6	6,0×4,0	6,0×7,6	4,8×7,4	6,0×5,1	5,4×5,6	6,0×6,1
9	4,5×6,6	5,0×5,4	3,6×5,6	5,4×6,8	6,0×4,2	6,0×7,8	4,8×7,6	6,0×5,3	5,4×4,8	6,0 × 6,3
0	4,5×6,8	5,0×5,6	3,6×5,8	5,4×7,8	6,0×4,6	6,0×8,0	4,8×7,8	6,0×5,5	5,4×5,8	6,0 × 6,5

Таблица 1.2 – Основные характеристики здания

Показатели	Последняя цифра шифра документа									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Временная нагрузка на перекрытие P , кН/м ²	2,0	3,0	4,0	5,0	2,0	3,0	4,0	5,0	2,0	3,0
Число этажей	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7
Высота этажа H , м	3,9	3,6	3,6	3,3	3,0	3,0	2,8	3,6	3,9	3,3

Таблица 1.3 – Основные характеристики материалов для стальных конструкций

Последняя цифра шифра	Место строительства	Стальные конструкции	
		Материал главных, второстепенных балок и колонн – сталь по ГОСТ 27772-88	Профилированный настил по ГОСТ 24045-94 (укладывается широкой частью вниз)
1	Архангельск	С 245	Н60-845-0,7
2	Санкт-Петербург	С 255	Н60-845-0,8
3	Ставрополь	С 285	Н60-845-0,9
4	Москва	С 245	Н75-750-0,7
5	Орел	С 255	Н75-750-0,8
6	Воронеж	С 285	Н75-750-0,9
7	Казань	С 245	Н60-845-0,7
8	Пермь	С 255	Н60-845-0,8
9	Минск	С 285	Н60-845-0,9
0	Новосибирск	С 245	Н75-750-0,7

В методических указаниях приведен пример выполнения расчетно-графической работы для следующих исходных данных:

- 1 Размер здания в плане $L_1 \times L_2 = 24,0 \times 25,2$ м.
- 2 Сетка колонн $l_1 \times l_2 = 6,0 \times 4,2$ м.
- 3 Временная нагрузка на междуэтажное перекрытие $P = 2,0$ кН/м².
- 4 Число этажей $n = 4$.
- 5 Высота этажа $H = 3,6$ м.
- 6 Район строительства - г. Архангельск.
- 7 Материал главных, второстепенных балок и колонн:
- сталь С 245 по ГОСТ 27772-88:
- 8 Профилированный настил:
- Н75-750-0,8 по ГОСТ 24045-94.

Расчет выполнен в соответствии с требованиями норм [1, 2].

2 Расчет и конструирование второстепенной балки перекрытия

2.1 Сбор нагрузок

В соответствии с заданием на проектирование необходимо рассчитать и сконструировать второстепенную балку перекрытия.

Перекрытие выполняется из монолитного бетона (класс прочности на сжатие В20) по профилированному стальному настилу Н75-750-0,8 по ГОСТ 24045-94 (см. приложение А настоящих методических указаний). Толщина слоя бетона над верхними полками профилированного настила – 50 мм. Армирование верхней сжатой зоны выполняется конструктивно – легкими сетками $4C \frac{4B500 - 200}{4B500 - 200} b \times l$ по ГОСТ 23279-2012.

Согласно СТО 0047-2005 п. 7.1.1.2 нагрузка от собственного веса железобетонной плиты определяется по приведенной толщине h_b (см. рис. 2.1).

$$h_b = h'_b + \frac{(b + b_1)}{2 \cdot S_a} \cdot h_a = 50 + \frac{(92 + 137,5)}{2 \cdot 187,5} \cdot 75 = 96 \text{ мм},$$

$$q_{nl} = h_b \cdot \gamma_n \cdot g = 0,096 \cdot 1 \cdot 25 = 2,4 \text{ кН/м}^2.$$

Здесь b , b_1 , S_a , h_a – геометрические параметры для стального профилированного настила, принимаемые по ГОСТ 24045-94;

$h'_b = 50$ мм – толщина слоя бетона над верхними полками профилированного настила.

Нагрузки на 1 м^2 перекрытия приведены в таблице 2.1. По заданию временная (полезная) нагрузка на перекрытие составляет $2,0 \text{ кН/м}^2$. Коэффициенты надежности по нагрузке определяются в соответствии с табл. 8.3 СП 20.13330.2011

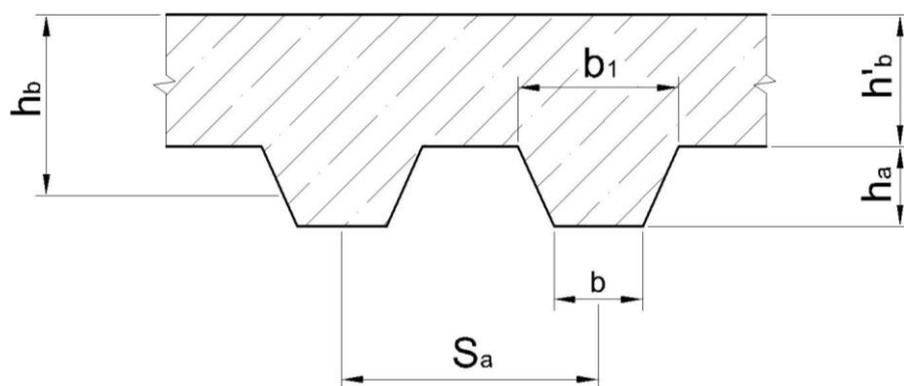


Рис. 2.1 – Поперечное сечение плиты перекрытия

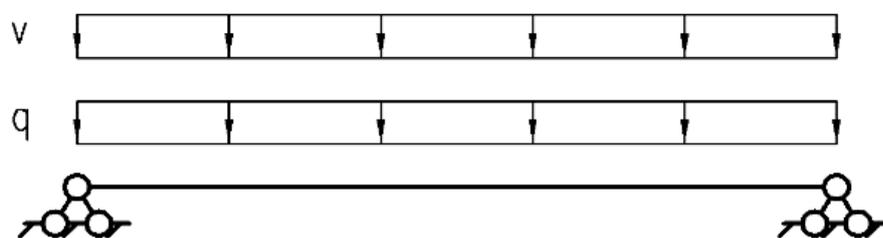


Рис. 2.2 – Расчетная схема второстепенной балки

Таблица 2.1 – Сбор нагрузок на 1 м² плиты перекрытия

№ п.п	Вид загрузки	Нормативное значение, кН/м ²	γ_f по табл. 8.3, [2]	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянные нагрузки				
1	Собственный вес настила (несъемной опалубки) Н75-750-0,8 (ГОСТ 24045-94) 11,2*9,81/1000	0,11	1,2	0,13
2	Собственный вес монолитного ж/б перекрытия $\delta = 96$ мм, $\rho = 2500$ кг/м ³ : $0,096 \cdot 25 =$	2,4	1,2	2,88
3	Цементно-песчаная стяжка $\delta = 20$ мм, $\rho = 1800$ кг/м ³ : $0,02 \cdot 18 =$	0,44	1,2	0,53
4	Пол из керамогранитной плитки $\delta = 10$ мм, $\rho = 2600$ кг/м ³ : $0,01 \cdot 26 =$	0,26	1,2	0,31
	<u>Итого постоянные:</u>	3,21	-	3,85

Продолжение таблицы 2.1

№ п.п	Вид загрузки	Нормативное значение, кН/м ²	γ_f по табл. 8.3, [2]	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Временные нагрузки				
5	Временная нагрузка на плиты перекрытия (по заданию)	2	1,2	2,4
6	Нагрузка на плиты перекрытия от веса временных перегородок (п. 8.2.2 [2], учитывается как длительная нагрузка)	0,5	1,3	0,65
<u>Итого временные:</u>		2,5		3,05
<u>Итого полная $q_{пл.}$:</u>		5,71		6,90

Располагаем второстепенные балки таким образом, чтобы их шаг находился в интервале $a_{вб} = 2 \dots 3,5$ м:

$$a_{вб} = 6 / 3 = 2 \text{ м.}$$

Принимаем 4 второстепенные балки длиной 4,2 м, расположенные с шагом 2 м (см. рис. 1.1).

Нагрузка на 1 п.м. длины второстепенной балки при шаге второстепенных балок 2 м с учетом коэффициента надежности по назначению здания (II класс ответственности) $\gamma_n = 1$:

- нормативная:

$$q^n = 1,02 \cdot q_{пл}^n \cdot a_{вб} \cdot \gamma_n = 1,02 \cdot 5,71 \cdot 2 \cdot 1,0 = 11,65 \text{ кН/м};$$

- расчетная:

$$q^p = 1,02 \cdot q_{пл}^p \cdot a_{вб} \cdot \gamma_n = 1,02 \cdot 6,9 \cdot 2 \cdot 1,0 = 14,08 \text{ кН/м},$$

где 1,02 – коэффициент, учитывающий собственный вес второстепенной балки.

Расчетные значения изгибающего момента и перерезывающей силы:

$$M_{\max} = \frac{q^p \cdot l^2}{8} = \frac{14,08 \cdot 4,2^2}{8} = 31,05 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max} = \frac{q^p \cdot l}{2} = \frac{14,08 \cdot 4,2}{2} = 29,57 \text{ кН}.$$

2.2 Расчет по первой группе предельных состояний

Так как балка сплошного сечения и на нее действует статическая нагрузка, расчет ведем с учетом развития пластических деформаций, причем для прокатных двутавров принимаем $c_1 = 1,1$. Требуемый момент сопротивления двутавра:

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{31,05 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1} \cdot 10^6 = 117,61 \text{ см}^3.$$

где $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$ (МПа) – по таблице В.5 приложения В СП 16.13330.2011 для фасонного проката толщиной от 2 до 20мм из стали С245; $\gamma_c = 1$ – коэффициент условия работы балки (табл.1 СП 16.13330.2011, см. примечание 5), в дальнейшем при описании формул будем его опускать. По сортаменту ближайший больший момент сопротивления $W_x = 120,1 \text{ см}^3$ для двутавра нормального №18Б1 по ГОСТ 26020-83, погонная масса $g^H_{св} = 0,154 \text{ кН/м}$, $I_x = 1063 \text{ см}^4$.

Проверяем прочность балки

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot W} = \frac{31,05 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 120,1 \cdot 10^{-6}} = 235 \text{ Н / мм}^2 < R_y = 240 \text{ Н / мм}^2.$$

Прочность балки обеспечена.

2.3 Расчет по второй группе предельных состояний

Проверяем прогиб конструкции из условия:

$$f \leq f_{ult} ,$$

где f – прогиб балки по результатам статического расчета;

f_{ult} – предельное значение прогиба при заданном пролете, определяемое по табл. Е.1 приложения Е СП 20.13330.2011.

Для пролета 4,2 м определяем f_{ult} интерполяцией между значениями для 3 и 6 м:

$$\begin{aligned} f_{ult} &= l \times \left[\frac{\left(\frac{1}{150} - \frac{1}{200} \right)}{6-3} \cdot (6-l) + \frac{1}{200} \right] = \\ &= 4,2 \times \left[\frac{\left(\frac{1}{150} - \frac{1}{200} \right)}{6-3} \cdot (6-4,2) + \frac{1}{200} \right] = 2,52 \text{ см.} \end{aligned}$$

Находим расчетный прогиб конструкции и сравниваем его с предельным:

$$\begin{aligned} f &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{11,65 \cdot 10^3 \cdot 4,2^4}{2,06 \cdot 10^{11} \cdot 1063 \cdot 10^{-8}} \cdot 100 = \\ &= 2,16 \text{ см} < f_{ult} = 2,52 \text{ см.} \end{aligned}$$

Жесткость второстепенной балки обеспечена.

3 Расчет и конструирование главной балки перекрытия

3.1 Определение расчетных усилий в главной балке

На главную балку перекрытия действуют сосредоточенные нагрузки от веса монолитного сталежелезобетонного перекрытия, веса второстепенных балок, а также полезная нагрузка (см. рис. 3.1, а), передающиеся в местах сопряжения второстепенных балок с главной. Величина сосредоточенных нагрузок равна значению поперечной силы от расчетной нагрузки в опорных сечениях второстепенных балок:

$$F^p = Q_{с.б.} = 29,57 \text{ кН}.$$

Помимо сосредоточенных сил следует учитывать распределенную нагрузку от собственного веса главной балки:

$$q^p = 0,02 \cdot \frac{F^p}{a_{с.б.}} \cdot \gamma_n = 0,02 \cdot \frac{29,57}{2} \cdot 1,0 = 0,3 \text{ кН/м}.$$

где 0,02 – коэффициент, учитывающий собственный вес второстепенной балки.

Наибольший изгибающий момент для представленной расчетной схемы (рис. 3.1, б) будет в середине пролета, наибольшая поперечная сила в приопорной зоне (рис. 3.1, г)¹:

$$M_{\max}^p = \frac{q^p \cdot l^2}{8} + \frac{F^p \cdot l}{3} = \frac{0,3 \cdot 6^2}{8} + \frac{29,57 \cdot 6}{3} = 60,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{\max}^p = \frac{q^p \cdot l}{2} + F^p = \frac{0,3 \cdot 6}{2} + 29,57 = 30,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

¹ При другом количестве второстепенных балок выражения для максимального изгибающего момента и поперечной силы следует определять в соответствии с правилами строительной механики.

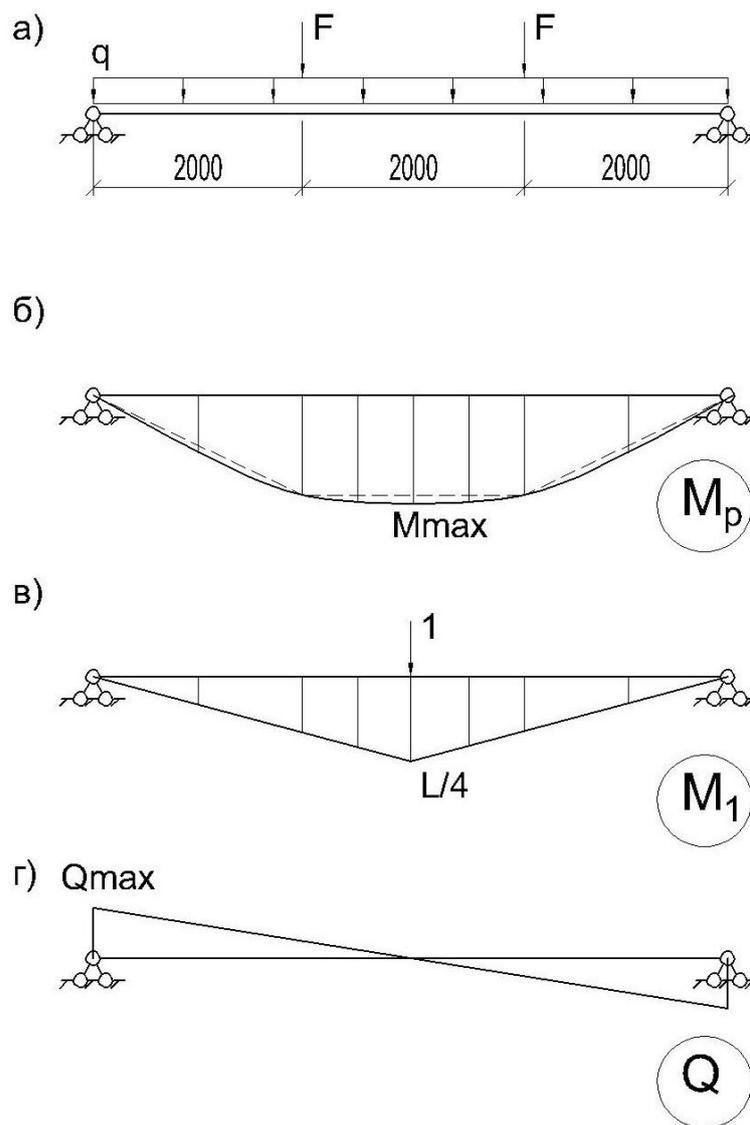


Рис. 3.1 – К расчету главной балки

3.2 Расчет по первой группе предельных состояний

Определяем требуемый момент сопротивления двутавра для его работы в упругой стадии:

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{60,5 \cdot 10^3}{240 \cdot 10^6} \cdot 10^6 = 252,1 \text{ см}^3.$$

где $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$ (МПа) – по таблице В.5 приложения В СП16.13330.2011 для фасонного проката толщиной от 2 до 20мм из стали С245; По сортаменту ближайший больший момент сопротивле-

ния $W_x = 260,5 \text{ см}^3$ для двутавра нормального № 23Б1 по ГОСТ 26020-83, погонная масса $g_{cb}^H = 0,258 \text{ кН/м}$, $I_x = 2996 \text{ см}^4$.

Проверяем прочность балки

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{60,5 \cdot 10^3}{260,5 \cdot 10^{-6}} = 232,2 \text{ Н/мм}^2 < R_y = 240 \text{ Н/мм}^2.$$

Прочность балки обеспечена.

3.3 Расчет по второй группе предельных состояний

Проверяем прогиб конструкции из условия:

$$f \leq f_{ult},$$

где f – прогиб балки по результатам статического расчета,

f_{ult} – предельное значение прогиба при заданном пролете, определяемое по табл. Е.1 приложения Е СП 20.13330.2011.

Для пролета 6 м:

$$f_{ult} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3,00 \text{ см}.$$

Считаем, что нагрузка от крайних второстепенных балок передается непосредственно на колонны.

Найдем нормативные значения сосредоточенной и равномерно распределенной нагрузки².

$$F^H = Q_{в.б.}^H = \frac{q_{в.б.}^H \cdot l_{в.б.}}{2} = \frac{11,65 \cdot 4,2}{2} = 24,5 \text{ кН},$$

$$q_{с.в.,з.б.}^H = 0,02 \cdot \frac{F^H}{a_{в.б.}} = 0,02 \cdot \frac{24,5}{2} = 0,25 \text{ кН}.$$

² Строго говоря, при расчете по второй группе предельных состояний так же, как и при расчете по первой группе предельных состояний следует пользоваться расчетными значениями нагрузки, полученными из нормативных путем умножения на коэффициенты надежности по нагрузке. Однако для второй группы предельных состояний коэффициент надежности по нагрузке как правило равен 1. Поэтому далее будем вести расчет на действие нормативных нагрузок.

Наибольший прогиб балки при заданном варианте загрузки будет в середине пролета. С учетом расчетной схемы балки, пользуясь интегралом Мора, получим:

$$f = \int_0^l \frac{\bar{M}_1 \cdot M_p}{E \cdot I_x} dx, \quad (1)$$

где \bar{M}_1 – выражение для изгибающего момента от единичной силы (безразмерной), приложенной в середине пролета главной балки (рис. 3.2, в):

$$\begin{cases} \bar{M}_1 = \bar{R}_l \cdot x; & 0 \leq x \leq \frac{l}{2}, \\ \bar{M}_1 = \bar{R}_l \cdot x - \left(x - \frac{l}{2}\right); & \frac{l}{2} < x \leq l. \end{cases}$$

Здесь \bar{R}_l – реакция в левой опоре от единичной силы;

M_p – выражение для изгибающих моментов от заданной нагрузки (рис. 3.2, б)

$$\begin{cases} M_p = R_l \cdot x; & 0 \leq x \leq \frac{l}{a_{в.б.}}, \\ \dots \\ M_p = R_l \cdot x - \dots - P_n(x - n \cdot a_{в.б.}); & (l - a_{в.б.}) < x \leq l. \end{cases}$$

В приведенном выше выражении R_l – реакция в левой опоре от заданной нагрузки.

Для вычисления интеграла (1) воспользуемся численным методом Симпсона, известным из математики. Для этого найдем значения на эпюрах изгибающих моментов \bar{M}_1 и M_p для всех точек, начиная с левой опоры и заканчивая правой опорой с шагом $0,5 \cdot a_{в.б.} = 1$ м. Учитывая симметрию получим:

$$M_p(0) = M_p(6) = 0 \text{ кНм},$$

$$M_p(1) = M_p(5) = R_l \cdot \frac{a_{\text{с.б.}}}{2} - q^H \cdot \frac{a_{\text{с.б.}}^2}{8} = \\ = (24,5 + 0,75) - 0,25 \cdot \frac{2^2}{8} = 25,125 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_p(2) = M_p(4) = R_l \cdot a_{\text{с.б.}} - q^H \cdot \frac{a_{\text{с.б.}}^2}{2} = \\ = (24,5 + 0,75) \cdot 2 - 0,25 \cdot \frac{2^2}{2} = 50,0 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_p(2,5) = M_p(3,5) = R_l \cdot \frac{5a_{\text{с.б.}}}{4} - q^H \cdot \frac{25a_{\text{с.б.}}^2}{32} - F^H \frac{a_{\text{с.б.}}}{4} = \\ = (24,5 + 0,75) \cdot 2,5 - 0,25 \cdot \frac{25 \cdot 2^2}{32} - 24,5 \cdot \frac{2}{4} = 50,094 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_p(3) = R_l \cdot \frac{3a_{\text{с.б.}}}{2} - q^H \cdot \frac{9a_{\text{с.б.}}^2}{8} - F^H \frac{a_{\text{с.б.}}}{2} = \\ = (24,5 + 0,75) \cdot 3 - 0,25 \cdot \frac{9 \cdot 2^2}{8} - 24,5 = 50,125 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Найдем значения на эпюре изгибающих моментов M_p для всех точек, начиная с левой опорой и заканчивая правой опорой с шагом $0,5 \cdot a_{\text{с.б.}} = 1$ м. Учитывая симметрию получим:

$$\bar{M}_1(0) = \bar{M}_1(6) = 0, \quad \bar{M}_1(1) = \bar{M}_1(5) = 0,5, \quad \bar{M}_1(2) = \bar{M}_1(4) = 1, \\ \bar{M}_1(2,5) = \bar{M}_1(3,5) = 1,25, \quad \bar{M}_1(3) = 1,5.$$

Выполняем численное интегрирование по формуле Симпсона:

$$f = \frac{a_{\text{с.б.}}}{3 \cdot EI_x} \cdot \left[(\bar{M}_1(0) \cdot M_p(0) + 4 \cdot \bar{M}_1(1) \cdot M_p(1) + \bar{M}_1(2) \cdot M_p(2)) + \right. \\ \left. + \frac{1}{2} (\bar{M}_1(2) \cdot M_p(2) + 4 \cdot \bar{M}_1(2,5) \cdot M_p(2,5) + \bar{M}_1(3) \cdot M_p(3)) \right].$$

$$f = \frac{2}{3 \cdot 2,06 \cdot 10^{11} \cdot 2996 \cdot 10^{-8}} \cdot [(0 \cdot 0 + 4 \cdot 25,125 \cdot 0,5 + 50 \cdot 1) + \frac{1}{2}(50 \cdot 1 + 4 \cdot 50,094 \cdot 1,25 + 50,125 \cdot 1,5)] = 3,11 \text{ см.}$$

Сравниваем полученное значение прогиба с предельным

$$f = 3,11 \text{ см} > f_{ult} = 3,00 \text{ см},$$

– условие не выполняется. Принимаем по ГОСТ 26020-83 двутавр №23Ш1, для которого: $W_x = 377 \text{ см}^3$, погонная масса $g_{cg} = 0,362 \text{ кН/м}$, $I_x = 4260 \text{ см}^4$.

Находим прогиб по формуле Симпсона:

$$f = \frac{a_{в.б.}}{3 \cdot EI_x} \cdot [(\bar{M}_1(0) \cdot M_p(0) + 4 \cdot \bar{M}_1(1) \cdot M_p(1) + \bar{M}_1(2) \cdot M_p(2)) + \frac{1}{2}(\bar{M}_1(2) \cdot M_p(2) + 4 \cdot \bar{M}_1(2,5) \cdot M_p(2,5) + \bar{M}_1(3) \cdot M_p(3))] =$$

$$= \frac{2}{3 \cdot 2,06 \cdot 10^{11} \cdot 4260 \cdot 10^{-8}} \cdot [(0 \cdot 0 + 4 \cdot 25,125 \cdot 0,5 + 50 \cdot 1) + \frac{1}{2}(50 \cdot 1 + 4 \cdot 50,094 \cdot 1,25 + 50,125 \cdot 1,5)] = 2,19 \text{ см.}$$

Сравниваем полученное значение прогиба с предельным

$$f = 2,19 \text{ см} < f_{ult} = 3,00 \text{ см},$$

– условие выполняется.

Жесткость главной балки обеспечена.

3.4 Расчет узла сопряжения главной и второстепенной балки

Выбираем узел сопряжения в одном уровне, поскольку такое конструктивное решение позволяет сэкономить внутреннее пространство здания.

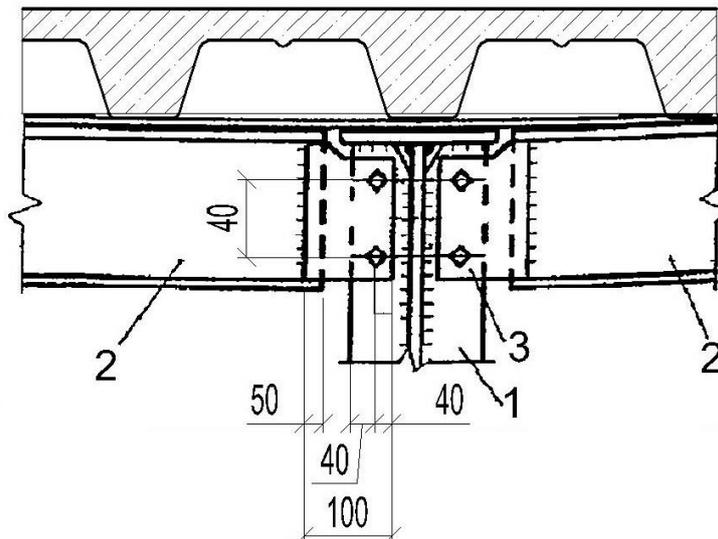


Рис. 3.3 – Узел сопряжения главной и второстепенных балок в одном уровне: 1 – главная балка; 2 – второстепенная балка; 3 – соединительный элемент (пластина)

Соединение выполняется на болтах (принимаем класс прочности болтов 5.6, класс точности А), количество которых определяем по формуле:

$$n \geq \frac{1,2 \cdot F_b}{N_{b,\min}},$$

где $F_b = Q_{\max} = 29,57$ кН – расчетное усилие, принимаемое равным опорной реакции второстепенной балки;

$N_{b,\min}$ – минимальная несущая способность одноболтового соединения определяемое в соответствии с требованиями СП16.13330.2011:

- из условия среза:

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 210 \cdot 10^6 \cdot 2,01 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 42,21 \text{ кН},$$

В приведенном выше выражении $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы конструкции по табл.1 СП 16.13330.2011,

$\gamma_b = 1,0$ - коэффициент условий работы болтового соединения по табл. 41 СП 16.13330.2011,

$n_s = 1$ – количество плоскостей среза в болтовом соединении;

$A_b = 2,01 \text{ см}^2$ – площадь брутто (по ненарезанной части) для болтов $d_b = 16 \text{ мм}$ по таблице Г.9 приложения Г СП 16.13330.2011.

$R_{bs} = 210 \text{ Н/мм}^2$ – расчетное сопротивление болта на срез, принимаемое по табл. Г.5 приложения Г СП 16.13330.2011 (в данном примере приняты болты класса прочности 5.6 по ГОСТ 52627);

- из условия смятия:

$$N_{bs} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 560 \cdot 10^6 \cdot 0,016 \cdot 0,016 \cdot 1 \cdot 1 = 143,36 \text{ кН},$$

где $R_{bp} = 560 \text{ Н/мм}^2$ - расчетное сопротивление смятию соединения (соединительная пластинка, приваренная к второстепенной балке, и ребро жесткости главной балки), определяемое в зависимости от временного сопротивления R_u по таблице Г.6 приложения Г СП 16.13330.2011. При этом временное сопротивление R_u принимаем по таблице В.5 приложения В СП 16.13330.2011 для листового проката соответствующей толщины (в данном примере $R_u = 360 \text{ Н/мм}^2$ для стали С245).

$d_b = 16 \text{ мм}$ – диаметра болта;

$\sum t = 16 \text{ мм}$ – суммарная толщина соединяемых болтами элементов.

ТОВ.

Таким образом, $N_{b,\min} = N_{bs} = 42,21 \text{ кН}$. Тогда

$$n \geq \frac{1,2 \cdot 29,57}{42,21} = 0,84.$$

Принимаем $n = 2$ болта класса прочности 5,6 (класс точности А).

Проверяем сечение соединительного элемента (рис.3.3, 3) из условия среза силой F_b :

$$\begin{aligned} \frac{F_b}{(h \cdot t - n \cdot d \cdot t) R_s \gamma_c} &= \\ &= \frac{29,57 \cdot 10^3}{(0,14 \cdot 0,008 - 2 \cdot 0,016 \cdot 0,008) \cdot 139,2 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,25 \leq 1, \end{aligned}$$

где $h = 140$ мм - высота соединительного элемента, приваренного к второстепенной балке;

$t = 8$ мм – толщина соединительного элемента;

$n = 2$ – количество болтов;

$d = 16$ мм – диаметр болтов;

$R_s = 139,2$ Н/мм² – расчетное сопротивление стали срезу (по табл. 2 СП 16.13330.2011 $R_s = 0,58R_y$).

Условие выполняется, следовательно, принятые размеры соединительного элемента достаточны. В том случае, если условия не выполняются, необходимо увеличить размеры соединительных элементов.

Проверяем сварные швы, объединяющие соединительные элементы со стенками балок, на совместное действие $Q = F_b$, $M = Q \cdot l$, где l – расстояние от оси болтового соединения до рассматриваемого углового шва. Принимаем $l = 100$ мм с учетом конструктивных требований к размещению болтов согласно таблице 40 СП16.13330.2011 и с учетом зазора 10 мм между торцом второстепенной балки и верхней полкой главной балки (см. рис. 3.3).

$$\frac{1}{R_{wf(z)}\gamma_c} \sqrt{\left(\frac{Q}{2 \cdot \beta_{f(z)} k_f l_w}\right)^2 + \left(\frac{6M}{2 \cdot \beta_{f(z)} k_f l_w^2}\right)^2} \leq 1,$$

где R_{wf} , R_{wz} – расчетное сопротивление металла шва или расчетное сопротивление металла на границе сплавления (проверка выполняется для наименьшего значения). R_{wf} следует принимать по таблице Г.2 приложения Г СП 16.13330.2011 в зависимости от типа электрода или сварочной марки проволоки. Выбор типа электрода или марки проволоки зависит от материала, из которого изготовлены соединяемые на сварку элементы конструкции, и принимается в соответствии с таблицей Г.1 приложения Г СП 16.13330.2011. R_{wz} следует принимать в соответствии с таблицей 4 СП 16.13330.2011.

β_f , β_z – коэффициенты, принимаемые по таблице 39 СП 16.13330.2011 в зависимости от технологии сварки и катета шва.

k_f - размер катета шва. Минимально допустимые размеры катета шва приведены в таблице 38 СП 16.13330.2011. Максимальное значение катета шва ограничено значением $1,2 \cdot t_{min}$, где t_{min} – толщина наибо-

лее тонкой из свариваемых деталей. Учитывая, что толщина стенки двутавра $t_{min} = 4,3$ мм – максимально допустимый размер катета шва $k_f = 5$ мм, минимальное значение по табл. 38 СП 16.13330.2011 $k_f = 4$ мм. Принимаем окончательно $k_f = 5$ мм.

$l_w = h - 10$ мм = $140 - 10 = 130$ мм – расчетная длина углового сварного шва, крепящего соединительную пластинку к стенке второстепенной балки.

Принимаем полуавтоматическую (механизированную) технологию сварки, сварочную проволоку $d = 2$ мм СВ-08А и флюс АН-348А. Находим значения $R_{wf} \cdot \beta_f$, $R_{wz} \cdot \beta_z$ и примем для последующих расчетов минимальное из них:

$$R_{wf} \cdot \beta_f = 180 \cdot 0,9 = 162 \text{ Н/мм}^2 < R_{wz} \cdot \beta_z = 0,45 \cdot 370 \cdot 1,05 = \\ = 174,8 \text{ Н/мм}^2 .$$

$$\frac{1}{180 \cdot 10^6 \cdot 1} \sqrt{\left(\frac{29,57 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,005 \cdot 0,13} \right)^2 + \left(\frac{6 \cdot 29,57 \cdot 10^3 \cdot 0,1}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,005 \cdot 0,13^2} \right)^2} = 0,66 \leq 1.$$

Условие выполняется, следовательно, оставляем принятые ранее параметры узла сопряжения главной и второстепенной балки в одном уровне.

4 Расчет сплошной центрально сжатой колонны

4.1 Сбор нагрузок и определение усилий

Грузовая площадь колонны среднего ряда $A = 6,0 \times 4,2 = 25,2 \text{ м}^2$.
Нагрузка на покрытие здания приведена в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Нагрузка на колонну

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Вес конструкции кровли: -гидроизоляционный ковер 4 слоя	0,19	1,3	0,27
-цементно-песчаная стяжка $\delta = 40 \text{ мм}$, $\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$	$22 \cdot 0,04 = 0,88$	1,3	1,144
-пеностекло $\delta = 120 \text{ мм}$, $\rho = 300 \text{ кг/м}^3$	$3 \cdot 0,12 = 0,36$	1,3	0,468
-керамзит по уклону $\delta = 100 \text{ мм}$, $\rho = 1200 \text{ кг/м}^3$	$12 \cdot 0,1 = 1,2$	1,3	1,560
-пароизоляция 1 слой	0,05	1,3	0,065
Вес сталежелезобетонного покрытия (по табл. 2.1)	$(0,11 + 2,4) = 2,51$	1,2	3,01
Итого постоянная нагрузка g_p	5,19	-	6,52
Временная нагрузка – снеговая для Архангельска по табл. 10.1 СП 20.13330.2011 для IV снегового района ³	1,71	1,4	2,4
Полная нагрузка $(g_p + s)$	6,9	-	8,92

³ Снеговой район следует принимать по карте 1 приложения Ж СП 20.13330.2011. В данном примере для простоты расчетная нагрузка принята по таблице 10.1 СП 20.13330.2011, а нормативная нагрузка получена путем деления расчетного значения на коэффициент надежности по назначению $\gamma_f = 1,4$. В общем случае такой подход не верен. Нормативное значение снеговой нагрузки следует определять в соответствии с указаниями п. 10.1 СП 20.13330.2011, а расчетное значение получать путем умножения нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$ в соответствии с п.10.12 СП 20.13330.2011.

Постоянная нагрузка от перекрытия одного этажа с учетом веса временных перегородок и коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 1$:

$$G_1 = g_1 \cdot A \cdot \gamma_n = (3,85 + 0,65) \cdot 25,2 \cdot 1 = 113,4 \text{ кН},$$

где $g_1 = (3,85 + 0,65) = 4,5 \text{ кН/м}^2$ – расчетная постоянная нагрузка на перекрытие здания с учетом веса временных перегородок (табл. 2.1).

Нагрузка от собственного веса главных и второстепенных балок:

$$G_2 = g_{г.б.} \cdot l_{г.б.} + g_{в.б.} \cdot l_{в.б.} \cdot n_{в.б.} = 0,362 \cdot 6 + 0,154 \cdot 4,2 \cdot 3 = 4,1 \text{ кН},$$

где $g_{г.б.} = 0,362 \text{ кН/м}$ – погонная нагрузка от собственного веса главной балки; $g_{в.б.} = 0,154 \text{ кН/м}$ – погонная нагрузка от собственного веса второстепенной балки; $n_{в.б.} = 3$ – количество второстепенных балок, нагрузка с которых передается на одну колонну; $l_{в.б.} = 4,2 \text{ м}$ – расчетная длина второстепенной балки; $l_{г.б.} = 6,0 \text{ м}$ – расчетная длина главной балки.

Полная расчетная нагрузка, передаваемая на колонну с покрытия:

$$G_3 = (g_p + s) \cdot A \cdot \gamma_n = 8,92 \cdot 25,2 \cdot 1 = 224,8 \text{ кН}$$

Временную нагрузку с перекрытиями v_1 (см. табл. 2.1) для расчета колонны в соответствии с п.8.2.5 СП 20.13330.2011 будем учитывать с понижающим коэффициентом φ_i . Для помещений, указанных в позиции 2 таблицы 8.3 СП 20.13330.2011:

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{\varphi_1 - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{0,76 - 0,4}{\sqrt{4}} = 0,58,$$

где φ_1 принимаем согласно указаниям п. 8.2.4 СП 20.13330.2011

$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{25,2/9}} = 0,76.$$

В приведенных выше выражениях $n = 4$ – число перекрытий, от которых учитывается нагрузка (число этажей в здании);

A – грузовая площадь колонны;

A_1 (A_2) – грузовая площадь по п. 8.2.4 СП 20.13330.2011.

Нормальная сила в средней колонне на уровне первого этажа составит:

$$N = G_1 \cdot n + G_2 \cdot (n + 1) + G_3 + v_1 \cdot A \cdot n \cdot \varphi_3 = \\ = 113,4 \cdot 4 + 4,1 \cdot 5 + 224,8 + 2,4 \cdot 25,2 \cdot 4 \cdot 0,58 = 839,2 \text{ кН.}$$

4.2 Подбор сечения центрально сжатой колонны

Из-за разницы в размерах пролетов, неравномерности распределения нагрузки в них, эксцентриситетов приложения продольных сил и т.д. колонны подвержены действию изгибающих моментов (особенно колонны крайних рядов). Если изгибающие моменты вносят существенный вклад в напряженно-деформированное состояние колонны, пренебрегать ими нельзя.

Однако в данной расчетно-графической работе для упрощения рассмотрим одну из колонн центрального ряда. Она практически не будет испытывать на себе действия изгибающих моментов, так как балки опираются на нее симметрично. Поэтому будем условно считать колонну центрально сжатой.

Зададимся гибкостью стержня колонны $\lambda = 80$ (назначается в пределах 70...90).

Находим приведенную гибкость:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 80 \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 2,73,$$

По таблице Д.1 приложения Д СП16.13330.2011 подбираем значение коэффициента потери устойчивости центрально сжатых элементов φ :

$$\varphi = \frac{0,785 - 0,747}{2,8 - 2,6} (2,8 - 2,73) + 0,747 = 0,76.$$

Находим требуемую площадь сечения стержня колонны:

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{839,2 \cdot 10^3}{0,76 \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 0,95} \cdot 10^4 = 48,4 \text{ см}^2,$$

где N – усилие в колонне по п.4.1,

$\gamma_c = 0,95$ – коэффициент условий работы согласно позиции 4 таблицы 1 СП 16.13330.2012.

Исходя из требуемой площади сечения подобран двутавр №20К1 по ГОСТ 26020-83 со следующими характеристиками: $A = 52,82 \text{ см}^2$, $i_z = 50,3 \text{ мм}$, $g_k = 0,415 \text{ кН/м}$.

Выполняем проверку подобранного сечения из условия устойчивости:

$$\frac{N + g_k \cdot H \cdot n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{839,2 \cdot 10^3 + 0,415 \cdot 10^3 \cdot 3,6 \cdot 4}{0,91 \cdot 52,82 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 0,95} = 0,77 \leq 1,$$

В данном выражении $H = 3,6 \text{ м}$ – высота этажа;

$n = 4$ – количество этажей;

$\varphi = 0,91$ – подобрано интерполяцией по таблице Д.1 приложения Д СП16.13330.2011 для фактической приведенной гибкости.

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 50,1 \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 1,7,$$

где $\lambda = \frac{\mu \cdot l}{i_z} = \frac{0,7 \cdot 3,6}{0,0503} = 50,1.$

Здесь $\mu = 0,7$ для нижнего участка колонны по табл. 30 СП 16.13330.2011, l – фактическая длина участка колонны между закреплениями (в данном случае принимается равной высоте этажа).

Условие выполняется, окончательно принимаем двутавр №20К1 по ГОСТ 26020-83.

Расчет узлов сопряжения главных и второстепенных балок с колонной в данном примере расчетно-графической работы не приводится. При необходимости с ними можно ознакомиться в [3 ... 6].

5 Литература

Нормативная и инструктивная литература

1. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* [Текст]. – М.: Минрегион России, 2011. – 172с.
2. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* [Текст]. – М.: Минрегион России, 2011. - 96с.

Основная литература

3. Металлические конструкции : учебник для высш. проф. образования [Текст] / под ред. Юрий Иванович Кудишин ; Евгений Иванович Беленя; Вера Семеновна Игнатъева . - М. : Академия (Academia) , 2011. - 681с.
4. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1, 2, 3. Элементы конструкций : учеб. пособие для вузов [Текст] / под ред. Владимира Васильевича Горева. - М. : Высшая школа , 2001. - 551 с.

Дополнительная литература

5. Мандриков А. П. Примеры расчета металлических конструкций [Электронный ресурс] : учебное пособие. — Электрон. дан. — СПб. : Лань, 2012. — 432 с. — Режим доступа: http://e.lanbook.com/books/element.php?pl1_id=9466
6. Турков, А.В. Методические указания к курсовой работе по металлическим конструкциям на тему " Рабочая площадка промышленного здания". Ч. 1. Конструирование и расчет стальных балок : спец. 2903, 2905 [Текст] / А.В. Турков. - Орел : Изд-во ОрелГТУ, 1997. - 44 с.

Приложение А (вспомогательные таблицы)

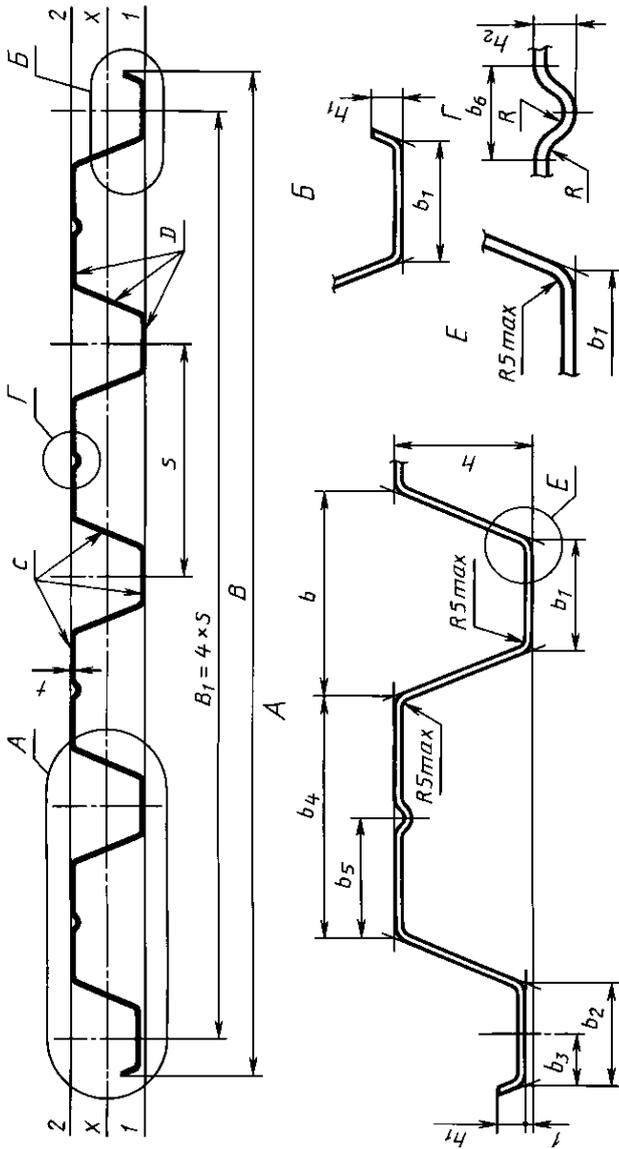


Рисунок 1 — Профилированный лист типа Н высотой 57 и 60 мм

Таблица 1

Обозначение профилированного листа	Размеры сечения, мм											Площадь сечения A , см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочные величины на 1 м ширины				Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм					
	h	B_1	t	B	b	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6			h_1 , не менее	h_2	R , не более	S			при сжатых узких полках		при сжатых широких полках		
																				момент инерции I_x , см ⁴	момент сопротивления W_{x1}	момент инерции I_x , см ⁴	момент сопротивления W_{x2}	
H57-750-0,6			0,6												6,6	5,6	46,2	12,0	18,0	46,2	13,8	15,9	7,5	
H57-750-0,7	57	750	0,7	801	94,5	44	42	20	93	46,5	18	10	7	4	187,5	7,7	6,5	53,8	21,1	53,8	16,4	19,7	8,7	1100
H57-750-0,8			0,8												8,8	7,4	61,2	17,9	24,4	61,2	18,9	24,0	9,8	
H60-845-0,7			0,7												8,8	7,4	62,1	14,6	24,4	59,1	16,5	18,7	8,8	
H60-845-0,8	60	845	0,8	902	89,5	50	47	22	122	61	16	14	5	3,5	211,2	10,0	8,4	70,6	28,1	69,9	19,0	22,7	9,9	1250
H60-845-0,9			0,9												11,3	9,3	79,0	20,9	31,8	78,7	21,5	27,0	11,1	

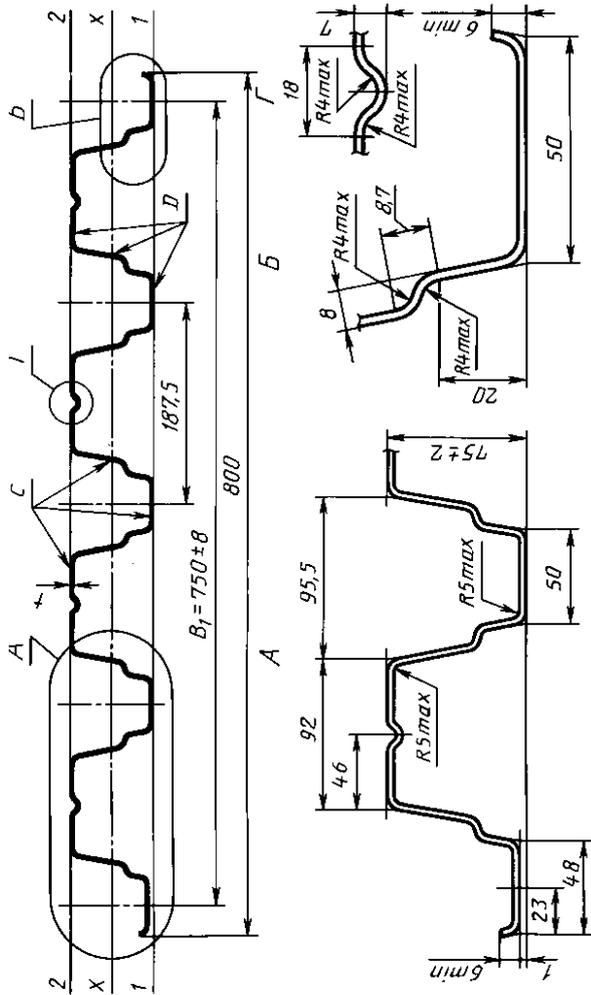


Рисунок 2 — Профилированный лист типа Н высотой 75 мм

Таблица 2

Обозначение профилированного листа	t, мм	Площадь сечения A, см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочные величины на 1 м ширины						Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм
				при сжатых узких полках		при сжатых широких полках		при сжатых широких полках			
				момент инерции I _x , см ⁴	момент сопротивления W _{x1} , см ³	момент инерции I _y , см ⁴	момент инерции I _{xy} , см ⁴	момент инерции I _{ys} , см ⁴	момент сопротивления W _{x1} , см ³		
H75—750—0,7	0,7	8,8	7,4	104,5	22,5	29,1	104,5	25,6	28,1	9,8	1250
H75—750—0,8	0,8	10,0	8,4	114,9	25,8	32,2	114,9	28,5	33,1	11,2	
H75—750—0,9	0,9	11,3	9,3	129,6	30,2	37,6	129,6	31,6	38,0	12,5	