

**Министерство науки и высшего образования Российской Федерации**  
**ФГБОУ ВО «Ингушский государственный университет»**

**Кафедра строительных дисциплин**

**Проектирование металлических балочных клеток**

**Методические указания**  
**к курсовой работе по дисциплине «Металлические конструкции»**

**Магас 2021**

Печатается по решению Учебно-методического совета Ингушского государственного университета (протокол №\_\_ от «\_\_»\_\_\_\_\_20\_\_ г.)

Рецензент: к.т.н., доцент Цечоева А.Х.

Составители: к.т.н. Ульбиева И.С., Ужахов К.М., Дзангиева А.Р. студент Мартазанов М.Г.

Проектирование металлических балочных клеток: Методические указания к курсовой работе по дисциплине «Металлические конструкции».

Методические указания составлены в соответствии с программой курса «Металлические конструкции». Указания содержат основные положения по расчёту и конструированию элементов балочной клетки. Приведены примеры расчёта и конструирования элементов металлических конструкций: прокатных и составных балок, центрально-нагруженной колонны сплошного сечения, примеры расчёта и конструирования узловых сопряжений.

Предназначены для студентов специальности «Экспертиза и управление недвижимостью», всех форм обучения, выполняющих курсовую работу по проектированию металлической балочной клетки.

Ингушский государственный университет. 2021

## ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Процесс выполнения курсовой работы «Металлические конструкции» направлен на формирование следующих компетенций:

-способностью выявить естественнонаучную сущность проблем, возникающих в ходе профессиональной деятельности, привлечь их для решения соответствующий физико-математический аппарат (ОПК-2);

-знанием нормативной базы в области инженерных изысканий, принципов проектирования зданий, сооружений, инженерных систем и оборудования, планировки и застройки населенных мест (ПК-1);

владением методами проведения инженерных изысканий, технологией проектирования деталей и конструкций в соответствии с техническим заданием с использованием универсальных и специализированных программно-вычислительных комплексов и систем автоматизированных проектирования (ПК-2);

-способностью проводить предварительное технико-экономическое обоснование проектных решений, разрабатывать проектную и рабочую техническую документацию, оформлять законченные проектно-конструкторские работы, контролировать соответствие разрабатываемых проектов и технической документации заданию, стандартам, техническим условиям и другим нормативным документам (ПК-3);

- владением технологией, методами доводки и освоения технологических процессов строительного производства, эксплуатации, обслуживания зданий, сооружений, инженерных систем, производства строительных материалов, изделий и конструкций, машин и оборудования (ПК-8);

-владением методами и средствами физического и математического (компьютерного) моделирования в том числе с использованием универсальных и специализированных программно-вычислительных комплексов, систем автоматизированных проектирования, стандартных пакетов автоматизации исследований, владение методами испытаний строительных конструкций и изделий, методами постановки и проведения экспериментов по заданным методикам (ПК-14).

## ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Тема курсовой работы по металлическим конструкциям: «Проектирование металлической балочной клетки».

Исходные данные на проектирование балочной клетки принимаются по табл.1 в соответствии с порядковым номером букв фамилии, имени и отчества студента. Пример выбора исходных данных представлен в табл.2.

### Состав курсовой работы.

1.Разработать монтажную схему балочной клетки с выделением грузовых площадей на рассчитываемые элементы. Рекомендуемые масштабы 1:100, 1:200, 1:400, 1:500.

2.Выполнить расчёты:

- а) стальной настил;
- б) балка настила из прокатного двутавра;
- в) главная балка составного сечения из сварного двутавра;
- г) центрально-сжатая колонна из двутавра типа К (стержень, база, оголо-вок);
- д) узлы сопряжений конструкций.

3. Выполнить графическую часть:

а) монтажную схему балочной клетки (план и разрезы) с маркировкой отправочных элементов. Рекомендуемые масштабы 1:10, 1:20, 1:25;

б) изображение отправочного элемента главной балки: фасад, вид сверху, снизу и сбоку, поперечные сечения. Рекомендуемые масштабы 1:10, 1:15, 1:20, 1:25, 1:40, 1:50;

в) изображение балки настила: фасад, вид сверху или снизу, поперечное сечение. Рекомендуемые масштабы 1:10, 1:20, 1:25;

г) узлы и сопряжения: монтажный стык главной балки, сопряжение балки настила с главной балкой, опирание главной балки на колонну. Рекомендуемые масштабы 1:5, 1:10, 1:15, 1:20;

д) спецификацию на отправочный элемент главной балки;

е) примечания к чертежу, включающие указания о материалах конструкций, способах сварки, типах электродов и марках сварочных проволок, преобладающих и не проставленных на чертеже размерах сварных швов, болтов, отверстий и т.д.

Законченная курсовая работа представляется к защите в виде пояснительной записки объемом 30...40 страниц текста и графической части в объеме 1 листа ватмана формата А1.

Буква Ф.И.О.	Шаг балок настила	Пролёт балок настила	Пролёт главных балок	Нормативная нагрузка кН/м <sup>2</sup>		Высота этажа <i>H</i> , м	Класс стали				Класс бетона фундамента	Коэффициент надёжности по нагрузке	
				Постоянная <i>q<sup>n</sup><sub>пост</sub></i>	Временная <i>q<sup>n</sup><sub>вр</sub></i>		Балок настила	Колонн	Поясов главной балки	Настила, стенки главной балки		Постоянной	Временной
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	1,2	3,6	9,0	12	20	5,0	С345	С390	С355	С245	В12,5	1,1	1,3
2	1,4	4,0	11,0	10	25	5,5							
3	1,0	5,2	12,2	5	16	6,0							
4	1,6	4,6	9,8	1	21	6,2							
5	1,2	5,4	13	8	19	5,2							
6	1,8	6,0	13,2	15	26	5,8							
7	0,8	5,6	9,4	4	16	6,5							
8	1,4	4,8	13,2	6	23	5,3							
9	1,2	5,8	10,2	1	17	6,4							
10	1,6	4,2	14,6	16	14	5,6							
11	1,0	3,8	11,2	6	18	5,9	С255	С355	С345	С245	В10		
12	1,8	5,0	12,4	12	12	5,2							
13	1,4	4,0	14,8	17	15	6,8							
14	0,8	5,6	10,4	11	10	5,7							
15	1,8	4,4	13,4	8	24	5,1							
16	1,0	4,2	14,4	13	17	6,4							

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
17	1,2	4,6	13,8	4	25	5,4	C255	C355	C345	C245	B10	1,1	1,3
18	1,4	5,2	12,6	12	21	5,7							
19	1,8	4,8	9,2	18	18	6,5							
20	1,0	5,6	12,0	14	22	5,3							
21	1,8	3,6	11,6	10	26	6,6	C355	C345	C390	C245	B15		
22	1,4	4,4	15,6	12	23	5,0							
23	0,8	5,8	10,6	14	26	6,2							
24	1,6	3,8	12,0	8	19	5,6							
25	1,2	6,0	14,0	7	27	5,5							
26	0,8	5,4	10,8	3	24	5,9							
27	1,0	4,0	12,7	8	16	5,4							
28	1,4	3,8	9,6	20	17	6,6							
29	1,0	4,2	14,2	2	22	5,1							
30	1,6	5,0	10,0	10	18	8,6							
31	0,8	5,4	11,8	9	27	5,8							
32	1,0	5,8	12,8	6	15	6,7							

Примечание: 1) тип настила стальной с относительным прогибом  $\frac{f}{l_n}$ ; типы электродов, марки сварочной проволоки выбираются по СП 16.13330.2017\* [1].

## Выбор исходных данных на проектирование

Таблица 2

Буква Ф.И.О.	№ п/п	Исходные данные	Условные обозна- чения	Ед. изм.	Размер, величина, сталь
М	1	Шаг балок настила	$a$	м	0,8
А	2	Пролёт балок настила	$l$	м	3,6
Р	3	Пролёт главных балок	$L$	м	12,6
Т	4	Нормативная постоянная нагрузка	$q_{пост}^n$	кН/м <sup>2</sup>	14
А	5	Нормативная временная нагрузка	$q_{вр}^n$	кН/м <sup>2</sup>	20
З	6	Высота этажа	$H$	м	6,4
А	7	Сталь балок настила			С345
Н	8	Сталь колонн			С355
О	9	Сталь поясов главной балки			С345
В	10	Сталь настила, стенки главной балки			С245
М	11	Класс бетона фундамента			В10
А	12	Коэффициент надёжности по нагрузке (постоянной)	$\gamma_f^{пост}$		1,1
Г	13	Коэффициент надёжности по нагрузке (временной)	$\gamma_f^{вр}$		1,3
	14	Тип настила – стальной с относительным прогибом	$\frac{f}{l_n}$		$\frac{1}{150}$
	15	Типы электродов, марки сварочной проволоки [1, табл. Г.1]			

## КОМПОНОВКА БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

Балочная клетка одноэтажной рабочей площадки, рекомендуемая к разработке по заданию, соответствует нормальному типу балочных клеток и представляет собой систему пересекающихся несущих балок (главных балок и балок настила), на которые опирается плоский стальной настил. Постоянные и временные нагрузки в балочной клетке нормального типа передаются с настила на балки настила, которые, в свою очередь передают их на главные балки, опирающиеся на колонны.

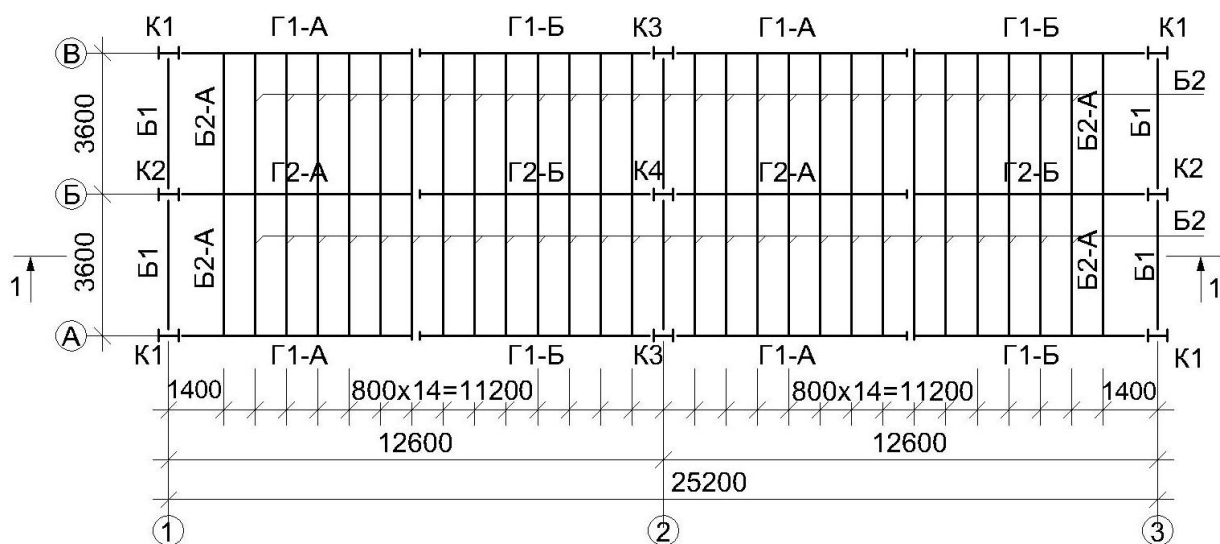
В курсовой работе в учебных целях принимаются главные балки, состоящие из двух взаимозаменяемых отправочных элементов. Так как главные балки имеют посередине монтажные стыки, то балки настила располагают симметрично относительно середины пролёта главных балок. Для упрощения сопряжения балок настила с главными необходимо среднюю часть пролёта главной балки оставить свободной, т.е. балка настила не должна приходиться на монтажный стык. Сопряжение балок настила с главными балками принимается в одном уровне верхних поясов.

На основании исходных данных (см. табл. 1, табл. 2) в пояснительной записке вычерчивается монтажная схема балочной клетки размерами по два пролёта балок настила и два пролёта главных балок с указанием маркировки элементов, основных размеров и грузовых площадей на рассчитываемые элементы. Пример монтажной схемы балочной клетки приведён на рис. 1. Стальной настил на плане балочной клетки условно не показывается.

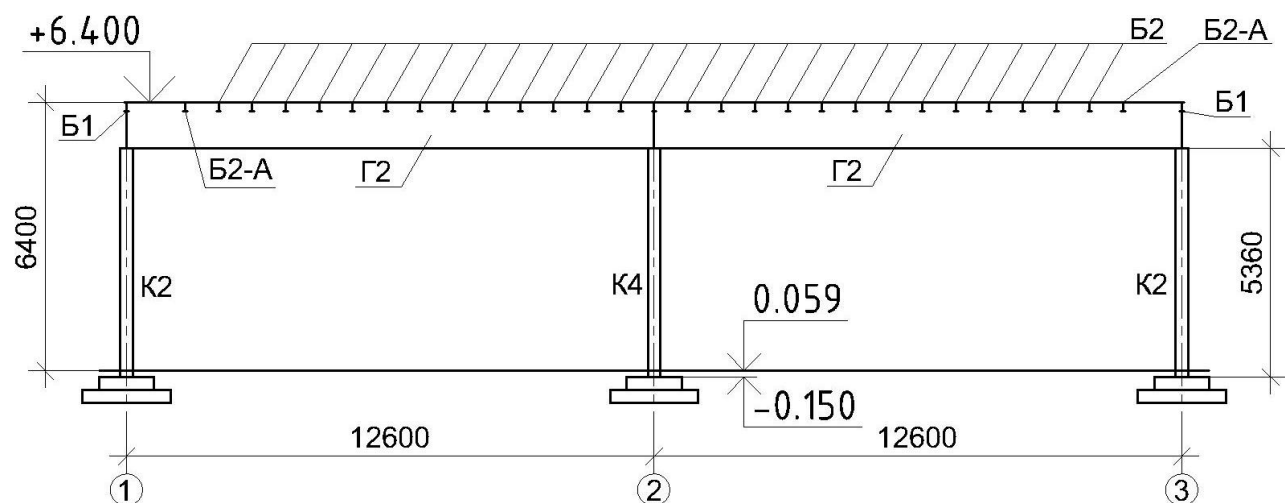
Маркировка несущих элементов балочной клетки зависит от приходящихся на них нагрузок. Марки элементов на схеме имеют буквенный индекс (буква русского алфавита) и цифровой порядковый номер. Пример монтажной схемы с маркировкой элементов представлен на рис. 1.

В курсовой работе выполняются расчёты стального настила, балки настила Б2, главной балки Г2, центрально-сжатой колонны К4. Грузовые площади на рассчитываемые элементы указаны на рис. 1. Расчёт выполняется по наиболее нагруженным элементам.

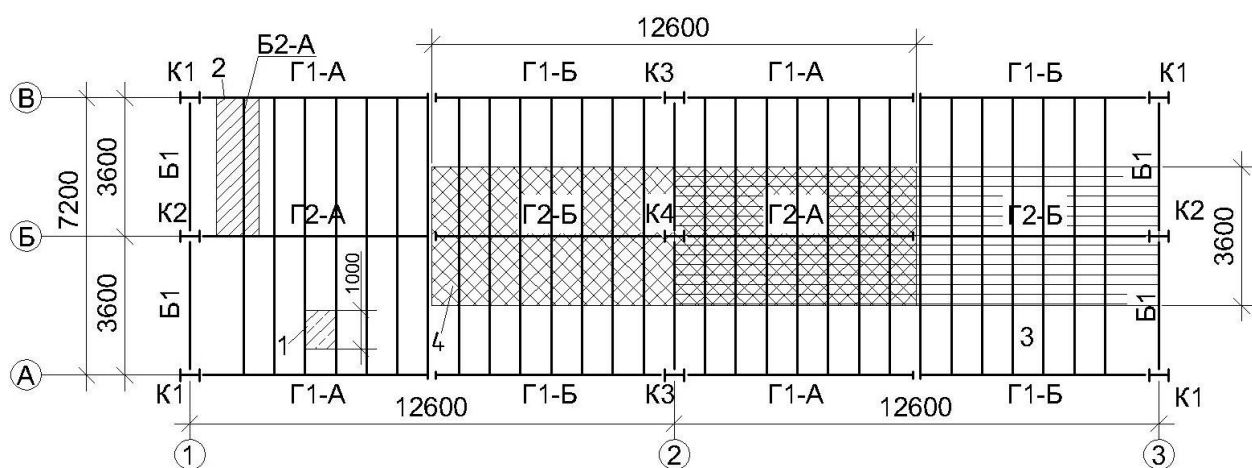




а – ПЛАН



б – разрез 1-1



в – грузовые площади на несущие элементы: 1 – настил, 2 – балка настила Б2-А, 3 – главная балка Г2, 4 – колонна К4

Рис. 1. Монтажная схема балочной клетки

### Пример. Сбор нагрузок на элементы

Для балок настила марки Б1 ширина грузовой площади составляет  $a'/2 = 1,4/2 = 0,7$  м, для балок настила Б2А ширина грузовой площади равна  $a/2 + a'/2 = 0,8/2 + 1,4/2 = 1,1$  м, для балок настила Б2 ширина грузовой площади равна шагу этих балок  $a = 0,8$  м. На главные балки марки Г1 нагрузка собирается с ширины  $l/2 = 3,6/2 = 1,8$  м. Для главных балок Г2 ширина грузовой площади равна расстоянию между главными балками или пролёту балок настила  $l = 3,6$  м.

Площади сбора нагрузок на колонны

$$K1 - \frac{L \cdot l}{4} = \frac{12,6 \cdot 3,6}{4} = 11,34 \text{ м}^2;$$

$$K2 - \frac{L \cdot l}{2} = \frac{12,6 \cdot 3,6}{2} = 22,68 \text{ м}^2;$$

$$K3 - \frac{L \cdot l}{2} = \frac{12,6 \cdot 3,6}{2} = 22,68 \text{ м}^2;$$

$$K4 - L \cdot l = 12,6 \cdot 3,6 = 45,36 \text{ м}^2.$$

### РАСЧЁТ СТАЛЬНОГО НАСТИЛА

В качестве настила в курсовой работе принимаются стальные плоские листы толщиной 6...16 мм, привариваемые к верхним поясам балок настила. Из условия рационального использования стали толщину стального настила можно принять в зависимости от действующей на него нормативной нагрузки (постоянной и временной): при нагрузке  $q^n \leq 10$  кН/м<sup>2</sup> для настилов следует использовать листы толщиной  $t_n = 6...8$  мм; при  $11 \leq q^n \leq 20$  кН/м<sup>2</sup>  $t_n = 8...10$  мм; при  $21 \leq q^n \leq 25$  кН/м<sup>2</sup>  $t_n = 10...12$  мм; при  $26 \leq q^n \leq 30$  кН/м<sup>2</sup>  $t_n = 12...14$ ; при  $q^n \geq 31$  кН/м<sup>2</sup>  $t_n = 14...16$ .

Толщину стального настила в курсовой работе можно также определить с помощью графика [6, рис. 7.6] или рисунка [7, рис. 8.7]. Для заданной нормативной нагрузки относительно прогиба  $1/150$  по графику находят предельное отношение пролёта настила (шага балок настила) к толщине настила. принимая шаг балок по заданию, по полученному соотношению определяют требуемую толщину настила. Фактическую толщину настила назначают путём округления требуемого значения до ближайшей большей толщины прокатываемого листа (прил. 4).

При необходимости в курсовой работе можно также принять плоский стальной настил, подкреплённый рёбрами жёсткости, и рассчитать его по несущей способности и деформациям [6, 6].

### Пример. Расчёт стального настила

В соответствии с исходными данными (см. табл. 2) в качестве настила применяем плоские стальные листы. Марка стали настила С245

Толщину настила определяем в зависимости от действующей на него нормативной суммарной нагрузки

$$\sum q^n = q_{пост}^n + q_{вр}^n = 14 + 20 = 34 \text{ кН/м}^2.$$

Принимаем толщину настила  $t_n = 16 \text{ мм}$ .

### РАСЧЁТ БАЛКИ НАСТИЛА Б2А

Ввиду сравнительно небольшого пролёта и нагрузки балка настила Б2А проектируется из прокатного двутавра. В курсовой работе в качестве прокатной балки принимаются двутавры с уклоном внутренних граней полок по ГОСТ 8239-89 [4] или двутавры с параллельными гранями полок типа Б (нормальный тип) по ГОСТ 26020-83 [5] (прил. 3).

Балка настила представляет собой однопролётную балку, нагруженную равномерно распределённой нагрузкой, собранной с соответствующей грузовой площади (рис. 2). Статическим расчётом определяются расчётные усилия (изгибающий момент  $M_{\max}$  и поперечная сила  $Q_{\max}$ ) в характерных сечениях балки.

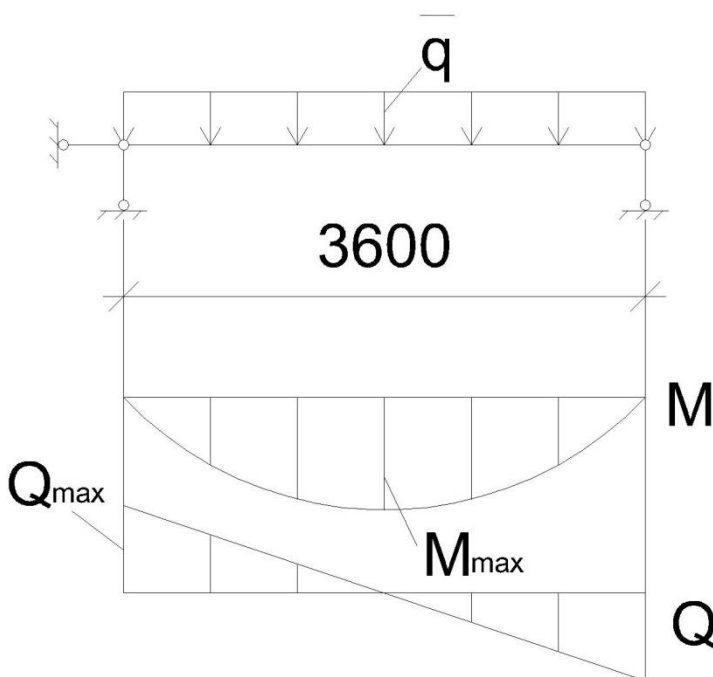


Рис. 2. Расчётная схема балки настила Б2

Подбор сечения балок настила в соответствии с [1, п. 8.2.1] ведётся с учётом развития пластических деформаций. В этом случае требуемый момент сопротивления сечения определяется по формуле

$$W_x^{\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{c_x \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

где  $R_y$  — расчётное сопротивление стали балки настила, определяемое для фасонного проката по [1, табл. В.3];  $M_{\max}$  — максимальный расчётный изгибающий момент;

$c_x$  – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций, принимаемый по [1, табл. Е.1];  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы [1, табл. 1].

По сортаменту прокатных профилей выбирается ближайший номер профиля с моментом сопротивления, равным или большим требуемого  $W_x \geq W_x^{тр}$ . Принимая во внимание, что при определении расчётных усилий нагрузка от собственного веса балки принималась приближенно, следует выполнить корректировку расчёта с учётом собственного веса балки.

По уточненным нагрузкам и фактическим геометрическим характеристикам подобранное сечение балки настила проверяется на прочность по нормальным и касательным напряжениям, жёсткость, общую и местную устойчивость.

### **Пример. Расчёт балки настила Б2**

Статический расчёт. Расчётная схема балки настила Б2А представлена на рис. 2. Сбор нагрузки на балку настила производится в табличной форме (табл. 3) с учётом фактического собственного веса настила. Нормативная нагрузка от собственного веса балки настила в первом приближении принимается  $q'_{сб} = 0,3 \dots 0,5$  кН/м<sup>2</sup>. Коэффициент надёжности по нагрузке для собственного веса металлических конструкций  $\gamma_f = 1.05$  [2, табл. 7.1]. Плотность стали равна  $\gamma_s = 78,5$  кН/м<sup>3</sup> [1, табл. Б.1].

Погонная нормативная нагрузка на балку

$$\bar{q}'_{\delta} = q'_{\delta} \cdot (a/2 + a'/2) = 35,656 \cdot 1,1 = 39,222 \text{ кН/м.}$$

Погонная расчётная нагрузка на балку

$$\bar{q}'_{\delta} = q'_{\delta} \cdot (a/2 + a'/2) = 43,1388 \cdot 1,1 = 47,457 \text{ кН/м.}$$

Максимальные расчётные значения изгибающего момента и поперечной силы для разрезной балки с равномерно распределённой нагрузкой определяются по формулам:

$$M'_{\max} = \frac{\bar{q}'_{\delta} \cdot l^2}{8} = \frac{47,457 \cdot 3,6^2}{8} = 76,8803 \text{ кНм; } Q'_{\max} = \frac{\bar{q}'_{\delta} \cdot l}{2} = \frac{47,457 \cdot 3,6}{2} = 85,4226 \text{ кН.}$$

## Нагрузка на балку настила Б2

Таблица 3

№ п/п	Вид нагрузки	Усл. обозн.	Ед. изм.	Норма- тивная нагрузка	Коэффициент надёжности по нагрузке $\gamma_f$	Расчётная нагрузка
1	Собственный вес настила $t_n \cdot \gamma_s = 0.016 \cdot 78.5 =$ $= 1,256 \text{ кН/м}^2$	$q_{сн}$	кН/м <sup>2</sup>	1,256	1,05	1,3188
2	Собственный вес балки настила	$q'_{сб}$	кН/м <sup>2</sup>	0,4	1,05	0,42
3	Постоянная нагрузка	$q_{пост}$	кН/м <sup>2</sup>	14	1,1	15,4
4	Временная нагрузка	$q_{вр}$	кН/м <sup>2</sup>	20	1,3	26
	Итого	$q'_б$		35,656		43,1388

### Конструктивный расчёт.

*Подбор сечения балки.* Так как расчёт балок настила ведётся с учётом развития пластических деформаций [1, п. 8.2.1], то требуемый момент сопротивления определяем по формуле

$$W_x^{\text{тр}} = \frac{M'_{\text{max}}}{c_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{7688}{1,12 \cdot 34 \cdot 1} = 201,9 \text{ см}^3,$$

где  $R_y = 34 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление стали по пределу текучести, принимаемое по [1, табл. В.3] для стали балки настила С345 при толщине фасонного проката  $t_f = 2 \dots 10 \text{ мм}$ ;  $\gamma_c = 1$  – коэффициент условий работы [1, табл. 1];  $c_x = 1,12$  – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций, определяемый в первом приближении по [1, табл. Е.1] для двутаврового сечения при отношении  $A_f/A_w = 0,5$ .

По требуемому моменту сопротивления  $W_x^{\text{тр}}$  по сортаменту (прил. 3) принимаем I 22 по ГОСТ 8239-89. Из сортамента выписываем геометрические характеристики подобранного сечения и собственный вес балки:

$$W_x = 232 \text{ см}^3; J_x = 2550 \text{ см}^4; A = 30,6 \text{ см}^2; b_f = 11 \text{ см}; h = 22 \text{ см};$$

$$t_w = 5,4 \text{ мм}; t_f = 8,7 \text{ мм}; S_x = 131 \text{ см}^3; \bar{q}_{c\bar{o}}^n = 0,24 \text{ кН/м}.$$

*Проверки несущей способности балки.* Уточняем нагрузки и усилия на балку настила с учётом её собственного веса. Фактическая расчётная погонная нагрузка

$$\bar{q}_{\bar{o}} = \bar{q}_{\bar{o}}' + (\bar{q}_{c\bar{o}}^n - \bar{q}_{c\bar{o}}^{n'} \cdot a) \cdot \gamma_f = 47,457 + (0,24 - 0,4 \cdot 1,1) \cdot 1,05 = 49,62 \text{ кН/м}.$$

Фактические расчётные значение изгибающего момента и поперечной силы

$$M_{\max} = \frac{49,62 \cdot 3,6^2}{8} = 80,38 \text{ кНм}; \quad Q_{\max} = \frac{49,62 \cdot 3,6}{2} = 89,32 \text{ кН}.$$

По [1, табл. Е.1] уточняем интерполяцией коэффициент  $c_x = 1,0865$  при фактическом отношении площади полки  $A_f$  к площади стенки  $A_w$

$$A_f/A_w = 9,57/11,46 = 0,835,$$

$$A_f = b_f \cdot t_f = 11 \cdot 0,87 = 9,57 \text{ см}^2;$$

$$A_w = A - 2 \cdot A_f = 30,6 - 2 \cdot 9,57 = 11,46 \text{ см}^2.$$

По [1, табл. В.3] уточняем расчётное сопротивление стали по пределу текучести  $R_y = 34 \text{ кН/см}^2$  при толщине полки  $t_f = 9,8 \text{ мм}$ .

Проверка прочности балки по нормальным напряжениям

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_x \cdot W_x \cdot \gamma_c} = \frac{8038}{1,0865 \cdot 232 \cdot 1} = 31,89 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 34 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность по нормальным напряжениям обеспечена.

Проверка прочности балки по касательным напряжениям

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{J_x \cdot t_w} = \frac{89,32 \cdot 131}{2550 \cdot 0,54} = 8,5 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 19,72 \text{ кН/см}^2$$

где  $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 34 = 19,72 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление стали сдвигу. Прочность по касательным напряжениям обеспечена.

Уточняем нормативную нагрузку на балку настила с учётом её собственного веса

$$\bar{q}_{\bar{o}}^n = \bar{q}_{\bar{o}}^{n'} + (\bar{q}_{c\bar{o}}^n - \bar{q}_{c\bar{o}}^{n'} \cdot a) = 39,222 + (0,24 - 0,4 \cdot 1,1) = 39,022 \text{ кН/м}.$$

Проверка жёсткости балки

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot \bar{q}_6^n \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot J_x} = \frac{5 \cdot 39,022 \cdot 10^{-2} \cdot 3,6^3 \cdot 10^6}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 2550} = \frac{1}{225,9} < \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{160},$$

Жёсткость балки обеспечена.

## РАСЧЁТ ГЛАВНОЙ БАЛКИ Г2

Главные балки ввиду больших нагрузок и пролётов проектируют в основном составного сечения из сварного симметричного двутавра.

Расчётная схема балок определяется типом балочной клетки. Главная балка по расчётной схеме является однопролётной шарнирно опёртой балкой, загруженной сосредоточенными силами (опорными реакциями), передаваемыми балками настила (рис. 3, а), и собственным весом в виде равномерно распределённой нагрузки, которую допускается принимать в пределах 1...2 % от нагрузки, действующей на балку. При равномерном и частом расположении балок настила (шесть и более) сосредоточенные силы можно заменить эквивалентной равномерно распределённой нагрузкой и определить её по грузовой площади, показанной на рис. 3, б. Крепление главных балок к колоннам в курсовой работе принимается шарнирным.

Статическим расчётом определяются расчётные усилия ( $M_{\max}$ ,  $Q_{\max}$ ) в характерных сечениях главной балки.

Требуемый момент сопротивления для главных балок определяется по упругой стадии работы материала

$$W_x^{\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{R_y^f \cdot \gamma_c},$$

где  $R_y^f$  – расчётное сопротивление стали поясов главной балки, принимаемое для листового проката по [1, табл. В.3].

Минимальная высота балки определяется из условия обеспечения жёсткости

$$h_{\min} = \frac{R_y^f \cdot L}{5 \cdot \gamma_f^{cp} \cdot E \cdot \left[ \frac{f}{L} \right]},$$

где  $\gamma_f^{cp} = q_{гб}/q_{гб}^n$  – средний коэффициент надёжности по нагрузке;

$E = 2,1 \cdot 10^4$  кН/см<sup>2</sup> – модуль упругости стали [1, табл. 63];  $\left[\frac{f}{L}\right]$  – предельный относительный прогиб [2, табл. Д.1].

Из условия экономичности, обеспечивающего минимальный расход стали, определяется оптимальная высота балки,

$$h_{\text{опт}} = k \cdot \sqrt{\frac{W_x^{\text{тр}}}{t_w^{\text{тр}}}},$$

где  $k$  – коэффициент, равный для сварных балок 1,15...1,2;  $t_w^{\text{тр}}$  – требуемая толщина стенки (мм), предварительно определяемая по эмпирической формуле

$$t_w^{\text{тр}} = 7 + 3 \cdot h_{\text{мин}},$$

где величина  $h_{\text{мин}}$  подставляется в м.

Назначаемая окончательно высота стенки главной балки  $h_{ef}$  должна быть близкой к  $h_{\text{опт}}$  (возможно отклонение от оптимальной высоты в пределах  $\pm 20\%$ ), но не меньше  $h_{\text{мин}}$ . Фактическая высота стенки балки должна быть также увязана со стандартными размерами прокатной универсальной или толстолистовой стали по ГОСТ 82-70\* или ГОСТ 19903-74\* (прил. 4).

После назначения высоты стенки главной балки определяется минимальная толщина стенки из условия обеспечения её местной устойчивости без дополнительного укрепления стенки продольными рёбрами жёсткости

$$t_{w,\text{мин}} = \frac{h_{ef}}{5,5} \sqrt{\frac{R_y^w}{E}}.$$

Окончательно толщина стенки  $t_w$  принимается с учётом ранее назначенной  $t_w^{\text{тр}}$ , не менее  $t_{w,\text{мин}}$  и не менее 6 мм. Толщину стенки необходимо также согласовать с типовыми размерами листового металлопроката (прил. 4).

Из условия прочности определяется минимально необходимая площадь сечения одного пояса главной балки

$$A_f^{\text{тр}} = \frac{W_x^{\text{тр}}}{h_{ef}} - \frac{m \cdot h_{ef} \cdot t_w}{6},$$



где  $m = 1$  – для главной балки с поясами и стенкой из одного класса стали;  
 $m = \frac{3}{2} \cdot \frac{R_y^w}{R_y^f} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{R_y^w}{R_y^f} \right)^2 \right]$  – для бистальной балки (сваренной из двух классов стали);  $R_y^w$  – расчётное сопротивление стали стенки главной балки, принимаемое для листового проката по [1, табл. 51].

Ширина полки принимается  $b_f = (1/3 \dots 1/5)h_{ef}$ , но не менее 180 мм.

Задавшись шириной полки  $b_f$ , находят её толщину  $t_f \geq A_f^{\text{тр}}/b_f$ . Для обеспечения местной устойчивости сжатого пояса минимальная толщина полки принимается из условия

$$t_f \geq \frac{b_{ef}}{0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y^f}}}$$

где  $b_{ef} = (b_f - t_w)/2$  – ширина свеса пояса.

Толщину полки рекомендуется назначать в пределах  $t_w \leq t_f \leq 3t_w$  и  $t_f \leq 40$  мм, поскольку в противных случаях проявятся недостатки сварных швов при большой разнице толщин свариваемых элементов и низкое качество толстого металлопроката.

Окончательно размеры пояса  $b_f$  и  $t_f$  назначаются в соответствии с сортаментом на листовую сталь (прил. 4).

### **Пример. Расчёт главной балки Г2**

Статический расчёт. Расчётная схема главной балки представлена на рис. 3, б.

Сбор нагрузок на главную балку выполняется в табличной форме (табл. 4) с учётом фактического собственного веса настила и балки настила Б2А (I 22Б1). Нормативная нагрузка от собственного веса главной балки принимается 2% от действующей на неё нагрузки.

Погонная нормативная нагрузка

$$\bar{q}_{сб}^n = q_{гб}^n \cdot l = 36,21 \cdot 3,6 = 130,36 \text{ кН/м.}$$

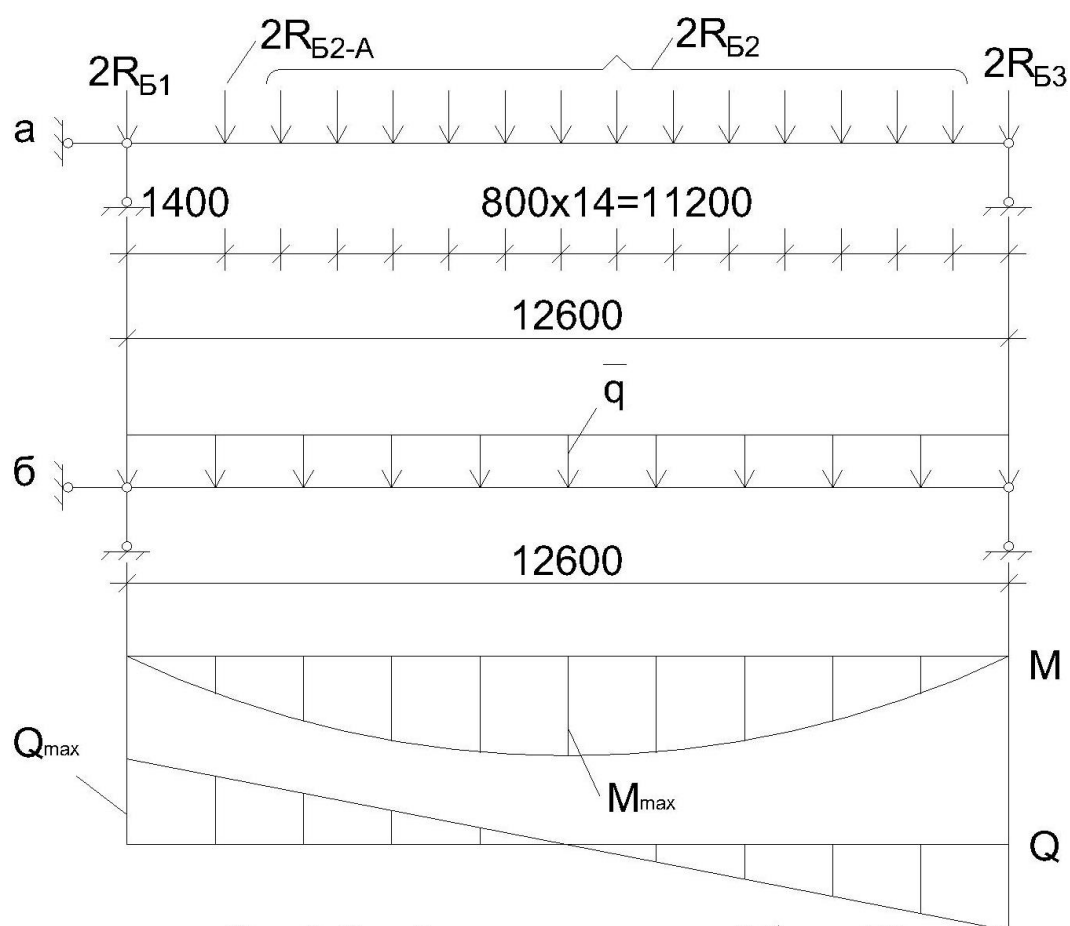


Рис. 3. Расчётные схемы главной балки Г2  
а - действительная схема, б - условная схема

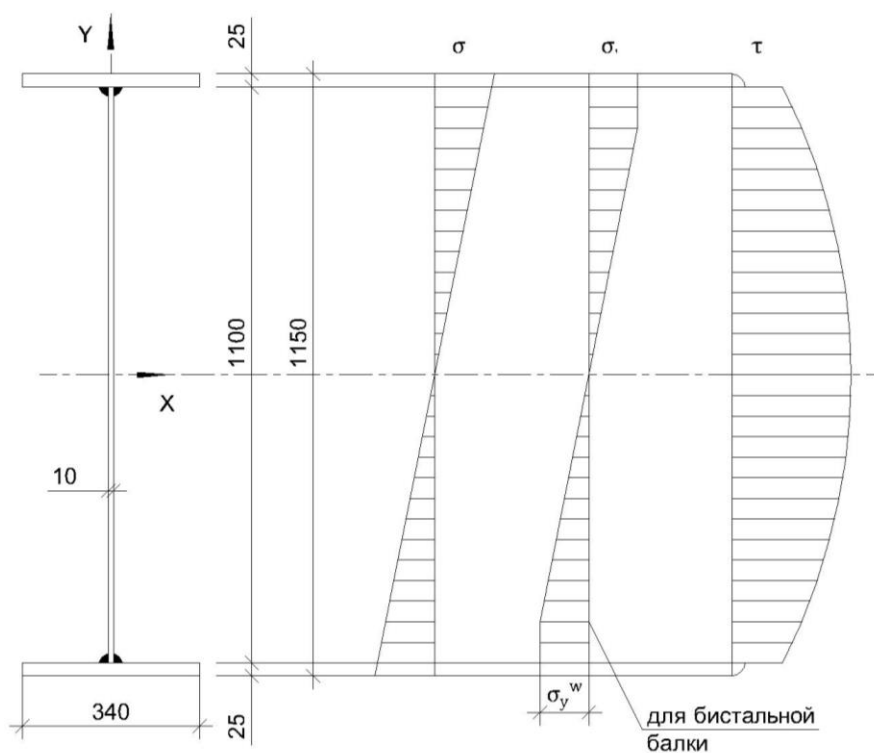


Рис. 4. Сечение составной главной балки Г2 и эпюры напряжений в середине пролёта

Погонная расчётная нагрузка

$$\bar{q}_{гб} = q_{гб} \cdot l = 43,72 \cdot 3,6 = 157,39 \text{ кН/м.}$$

Максимальные расчётные значения изгибающего момента и поперечной силы:

$$M_{\max} = \frac{\bar{q}_{гб} \cdot L^2}{8} = \frac{157,39 \cdot 12,6^2}{8} = 3123,40 \text{ кНм;}$$

$$Q_{\max} = \frac{\bar{q}_{гб} \cdot L}{2} = \frac{157,39 \cdot 12,6}{2} = 991,56 \text{ кН.}$$

Конструктивный расчёт. Сечение составной сварной главной балки показана на рис. 4. По заданию (см. табл. 2) главная балка бистальная: сталь поясов С345, сталь стенки С245 по ГОСТ 27772-88.

Требуемый момент сопротивления главной балки

$$W_x^{\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{R_y^f \cdot \gamma_c} = \frac{312340}{30 \cdot 1} = 10411,3 \text{ см}^3,$$

где  $R_y^f = 30 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление стали по пределу текучести, принимаемое по [1, табл. В.3] для стали поясов главной балки С345 при толщине листового проката  $t_f = 20 \dots 40 \text{ мм}$ ;  $\gamma_c = 1$  – коэффициент условий работы [1, табл. 1].

Устанавливаем минимальную высоту балки из условия жёсткости

$$h_{\min} = \frac{R_y^f \cdot L}{5 \cdot \gamma_f^{cp} \cdot E \cdot \left[ \frac{f}{L} \right]} = \frac{30 \cdot 1260}{5 \cdot 1,21 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot \frac{1}{250}} = 74,38 \text{ см,}$$

где  $\gamma_f^{cp} = q_{гб}/q_{гб}^n = 43,72/36,21 = 1,21$  – средний коэффициент надёжности по нагрузке;  $\left[ \frac{f}{L} \right] = \frac{1}{250}$  – предельный прогиб, определяемый интерполяцией по [2, табл. Д.1] в зависимости от пролёта главной балки: при пролёте главной балки  $L=6 \text{ м}$  предельный прогиб равен  $\left[ \frac{f}{L} \right] = \frac{1}{200}$ , при пролёте балки  $L=24 \text{ м}$  (12 м) –  $\left[ \frac{f}{L} \right] = \frac{1}{250}$ , при пролёте балки  $L \geq 36 \text{ м}$  (24 м) –  $\left[ \frac{f}{L} \right] = \frac{1}{300}$  (цифры, указанные в скобках, следует принимать при высоте помещений до 6 м включительно).

Требуемую толщину стенки определяем по эмпирической формуле

$$t_w^{\text{тр}} = 7 + 3 \cdot h_{\min} = 7 + 3 \cdot 0,7438 = 9,2314 \text{ мм.}$$

## Нагрузка на главную балку Г2

Таблица 4

№ п/п	Вид нагрузки	Усл. обозн.	Ед. изм.	Норма- тивная нагрузка	Коэффициент надёжности по нагрузке $\gamma_f$	Расчётная нагрузка
1	Собственный вес настила $t_n \cdot \gamma_s = 0,016 \cdot 78,5 =$ $= 1,256 \text{ кН/м}^2$	$q_{сн}$	кН/м <sup>2</sup>	1,256	1,05	1,319
2	Собственный вес балки настила $\bar{q}_{сб}^n / a = 0,24 / 1 =$ $= 0,24 \text{ кН/м}^2$	$q_{бн}$	кН/м <sup>2</sup>	0,24	1,05	0,252
3	Постоянная нагрузка	$q_{пост}$	кН/м <sup>2</sup>	14	1,1	15,4
4	Временная нагрузка	$q_{вр}$	кН/м <sup>2</sup>	20	1,3	26
5	Итого		кН/м <sup>2</sup>	35,496		42,971
6	Собственный вес главной балки Г2 $0,020 \cdot 35,496 =$ $= 0,71 \text{ кН/м}^2$	$q'_{сгб}$	кН/м <sup>2</sup>	0,71	1,05	0,75
	Всего	$q_{гб}$	кН/м <sup>2</sup>	36,21		43,72

Требуемую толщину стенки определяем по эмпирической формуле

$$t_w^{\text{тр}} = 7 + 3 \cdot h_{\min} = 7 + 3 \cdot 0,7438 = 9,2314 \text{ мм.}$$

По сортаменту листового проката (прил. 4) принимаем предварительно толщину стенки  $t_w = 10 \text{ мм.}$

Из экономических соображений определяем оптимальную высоту балки

$$h_{\text{опт}} = k \cdot \sqrt{\frac{W_x^{\text{тр}}}{t_w}} = 1,2 \cdot \sqrt{\frac{10411,3}{1}} = 122,4 \text{ см.}$$

По ГОСТ 19903-74\* (прил. 4) из условия  $h_{\min} < h_{ef} \leq h_{\text{опт}}$  окончательно принимаем высоту стенки  $h_{ef} = 1100 \text{ мм.}$

Минимальную толщину стенки из условия обеспечения её местной устойчивости без дополнительного укрепления стенки продольными рёбрами жёсткости определяем по формуле

$$t_{w,\min} = \frac{h_{ef}}{5,5} \sqrt{\frac{R_y^w}{E}} = \frac{110}{5,5} \sqrt{\frac{24}{2,1 \cdot 10^4}} = 0,68 \text{ см},$$

где  $R_y^w = 24 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление стали по пределу текучести, принимаемое по [1, табл. В.3] для стали стенки главной балки С245 при толщине листового проката  $t_w = 10 \text{ мм}$ .

В соответствии с (прил. 4), с учётом ранее назначенного и минимально допустимого значений окончательно принимаем толщину стенки  $t_w = 10 \text{ мм}$ .

Требуемая площадь одной полки

$$A_f^{\text{тр}} = \frac{W_x^{\text{тр}} - W_w \cdot m}{h_{ef}} = \frac{10411,3 - 2016,6 \cdot 0,944}{110} = 77,34 \text{ см}^2,$$

где  $W_w = \frac{t_w \cdot h_{ef}^2}{6} = \frac{1 \cdot 110^2}{6} = 2016,6 \text{ см}^3$  – момент сопротивления стенки;

$$m = \frac{3}{2} \cdot \frac{R_y^w}{R_y^f} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{R_y^w}{R_y^f} \right)^2 \right] = \frac{3}{2} \cdot \frac{24}{30} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{24}{30} \right)^2 \right] = 0,944.$$

Ширину полки назначаем из следующих условий:

$$b_f \geq 18 \text{ см}; \quad b_f = (1/3 \dots 1/5) h_{ef} = (1/3 \dots 1/5) \cdot 110 = 36,6 \dots 22 \text{ см}.$$

По сортаменту листового проката (прил. 4) принимаем ширину полки главной балки  $b_f = 340 \text{ мм}$ .

Толщину полки назначаем из следующих условий:

$$t_f \geq A_f / b_f = 77,34 / 34 = 2,27 \text{ см}; \quad t_f \geq t_w = 10 \text{ мм}; \quad t_f \leq 3 \cdot t_w = 3 \cdot 10 = 30 \text{ мм}.$$

По сортаменту (прил. 4) принимаем толщину полки  $t_f = 25 \text{ мм}$ .

Определяем геометрические характеристики подобранного сечения главной балки:

$$J_x = 2 \cdot \left[ \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{t_f + h_{ef}}{2} \right)^2 \right] + \frac{t_w \cdot h_{ef}^3}{12} =$$

$$= 2 \cdot \left[ \frac{34 \cdot 2,5^3}{12} + 34 \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{2,5 + 110}{2} \right)^2 \right] + \frac{1 \cdot 110^3}{12} = 648895,8 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{2 \cdot J_x}{h} = \frac{2 \cdot 648895,8}{115} = 11285,14 \text{ см}^3;$$

$$S_x = b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_{ef} + t_f}{2} \right) + \frac{h_{ef}}{2} \cdot t_w \cdot \frac{h_{ef}}{4} = 34 \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{110 + 2,5}{2} \right) + \frac{110^2 \cdot 1}{8} = 6293,75 \text{ см}^3;$$

где  $h = h_{ef} + 2 \cdot t_f = 110 + 2 \cdot 2,5 = 115 \text{ см}$  – высота главной балки.

По [1, табл. В.3] уточняем расчётные сопротивления сталей по пределу текучести:  $R_y^f = 30 \text{ кН/см}^2$  при толщине полки  $t_f = 25 \text{ мм}$  и  $R_y^w = 24 \text{ кН/см}^2$  при толщине стенки  $t_w = 10 \text{ мм}$ .

Проверка прочности главной балки по нормальным напряжениям

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{312340}{11285,14} = 27,68 \text{ кН/см}^2 < R_y^f \gamma_c = 30 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность по нормальным напряжениям обеспечена, запас прочности составляет 7,7 %.

Проверка прочности по касательным напряжениям

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{J_x \cdot t_w} = \frac{991,56 \cdot 6293,75}{648895,8 \cdot 1} = 9,62 \text{ кН/см}^2 < R_s^w \gamma_c = 13,92 \text{ кН/см}^2,$$

где  $R_s^w = 0,58 \cdot R_y^w = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление стали стенки на сдвиг. Прочность по касательным напряжениям обеспечена.

Проверка жёсткости главной балки

$$\frac{f}{L} = \frac{M^n \cdot L}{10 \cdot E \cdot J_x \cdot \alpha} = \frac{2586,99 \cdot 10^2 \cdot 1260}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 648895,8 \cdot 0,85} = \frac{1}{355,3} < \left[ \frac{f}{L} \right] = \frac{1}{250},$$

где  $\alpha = 0,8 \dots 0,9$  – коэффициент, учитывающий уменьшение сечения балки у опор;  $M^n$  – изгибающий момент от нормативной нагрузки

$$M^n = \frac{\bar{q}^n \cdot L^2}{8} = \frac{130,36 \cdot 12,6^2}{8} = 2586,99 \text{ кНм}.$$

Жёсткость балки обеспечена

Главная балка раскреплена в горизонтальной плоскости балками настила. Проверка общей устойчивости главной балки не требуется, если отношение расчётной длины сжатого пояса балки  $l_{ef}$  к ширине сжатого пояса  $b_f$  не превышает предельно допустимого значения:

$$l_{ef}/b_f \leq [l_{ef}/b_f],$$

где  $l_{ef}$  – расчётная длина сжатого пояса балки (расстояние между точками закрепления балки из плоскости), расчётная длина равна шагу балок настила  $l_{ef} = a$ ;  $[l_{ef}/b_f]$  – предельное отношение.

Для проверки условия находим следующие значения

$$l_{ef}/b_f = 110/34 = 3,24;$$

$$\begin{aligned} [l_{ef}/b_f] &= \left[ 0,41 + 0,0032 \cdot \frac{b_f}{t_f} + \left( 0,73 - 0,016 \cdot \frac{b_f}{t_f} \right) \cdot \frac{b_f}{h_0} \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y^f}} = \\ &= \left[ 0,41 + 0,0032 \cdot 15 + (0,73 - 0,016 \cdot 15) \cdot \frac{34}{112,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^4}{30}} = 16,04, \end{aligned}$$

где  $\frac{b_f}{t_f} = \frac{34}{2,5} = 13,6$  (при  $\frac{b_f}{t_f} < 15$  следует принимать  $\frac{b_f}{t_f} = 15$ );  $h_0 = l_{ef} + t_f = 110 + 2,5 = 112,5$  см – расстояние между осями поясных листов.

Так как  $l_{ef}/b_f = 3,24 < [l_{ef}/b_f] = 16,04$ , то общая устойчивость главной балки обеспечена.

До проведения остальных проверок для главной балки (проверки местной устойчивости полки и стенки) необходимо выполнить расчёт изменения сечения главной балки.

### Изменение сечения главной балки

В целях экономии металла при проектировании балочных клеток сечение составных балок, подобранное по максимальному моменту в середине пролёта, целесообразно уменьшить вблизи опор (рис. 6). В большинстве случаев сечение балки изменяют за счёт уменьшения ширины поясных листов, сохраняя постоянными их толщину и сечение стенки (рис. 5).

При действии на балку равномерно распределённой нагрузки наиболее рациональное место изменения сечения находится на расстоянии  $1/6$  пролёта балки от опоры  $x \approx 1/6L$ , при этом размер  $x$  назначается окончательно кратным 100 мм. Место изменения сечения не должно совпадать с примыканием поперечных рёбер (балок настила). Минимальное расстояние места стыка поясных листов от поперечного ребра принимается  $10t_w$ .

Ширина поясных листов в месте изменения сечения назначается из условий:  $b'_f \geq 180$  мм;  $b'_f \geq 0,5 \cdot b_f$ ;  $b'_f \geq 0,1 \cdot h$ ;  $A'_f \approx (0,5 \dots 0,6)A_f$ .

Окончательно ширина пояса изменённого сечения балки принимается в соответствии с сортаментом на листовую сталь (прил. 4).

В месте изменения сечения балки действуют изгибающий момент и поперечная сила

$$M_x = \frac{\bar{q}_{гб} \cdot x \cdot (L - x)}{2}; \quad Q_x = \bar{q}_{гб} \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right).$$

Проверка прочности изменённого сечения балки проводится по нормальным и касательным напряжениям

$$\sigma'_x = \frac{M_x}{W'_x} \leq R_y^f \gamma_c; \quad \tau'_x = \frac{Q_x \cdot S'_x}{J'_x \cdot t_w} \leq R_s^w \gamma_c.$$

Так как в месте изменения сечения балки действуют как нормальные, так и касательные напряжения, то необходимо также провести проверку прочности по приведённым напряжениям

$$\sigma_{прив} = \sqrt{(\sigma'_{x,w})^2 + 3 \cdot (\tau'_{x,w})^2} \leq 1,15 R_y^w \gamma_c,$$

где  $\sigma'_{x,w} = \sigma'_x \cdot \frac{h_{ef}}{h}$  – нормальное напряжение в месте соединения полки со стенкой (на уровне поясных швов);  $\tau'_{x,w} = \frac{Q_x}{h_{ef} \cdot t_w}$  – средние касательные напряжения в стенке.

В месте уменьшения ширины пояса проводится проверка общей устойчивости балки:

$$l_{ef}/b'_f \leq [l_{ef}/b'_f],$$

где  $l_{ef} = a$  – расчётная длина сжатого пояса балки;  $[l_{ef}/b'_f]$  – предельное отношение.



### Пример. Изменение сечения главной балки

Сечение главной балки изменяем уменьшением ширины поясов на расстоянии  $x \approx 1/6 L = 12,6/6 = 2,1$  м от опоры. Место изменения сечения не совпадает с местом примыкания поперечных рёбер  $a' = 1,4$  м  $< x = 2,1$  м  $< a' + a = 1,4 + 0,8 = 2,2$  м ( $2a = 1,6$  м  $< x = 2,1$  м  $< 3a = 2,4$  м), при этом расстояние от места стыка поясных листов до ближайшего поперечного ребра удовлетворяет условию  $(a' + a) - x = 1,4 + 0,8 - 2,1 = 0,1$  м  $= 10 \cdot t_w = 10$  см,  $3a - x = 3 \cdot 0,8 - 2,1 = 0,3$  м  $< 10 \cdot t_w = 10$  см.

Принимаем окончательно  $x = 2,1$  м.

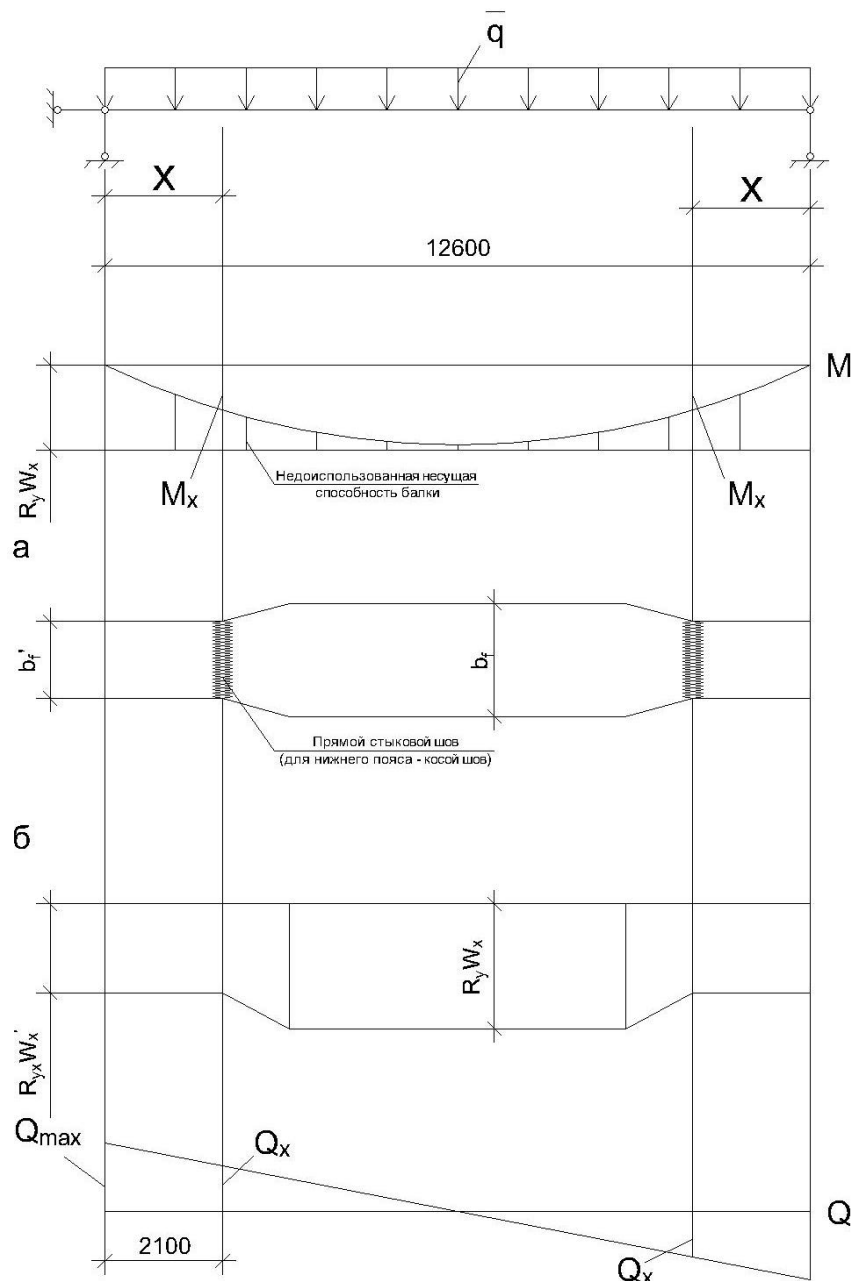


Рис. 5. Изменение сечения главной балки  
а - верхний пояс балки, б - эпюра материала

Размеры поясных листов в месте изменения сечения назначаем из условий:

$$b'_f \geq 180 \text{ мм}; b'_f \geq 0,5 \cdot 340 = 170 \text{ мм}; b'_f \geq 0,1 \cdot 1100 = 110 \text{ мм};$$

$$A'_f \approx (0,5 \dots 0,6) \cdot 85 = 42,5 \dots 51 \text{ см}^2.$$

По сортаменту листового проката (прил. 4) принимаем  $b'_f = 210 \text{ мм}$  (см. рис.5).

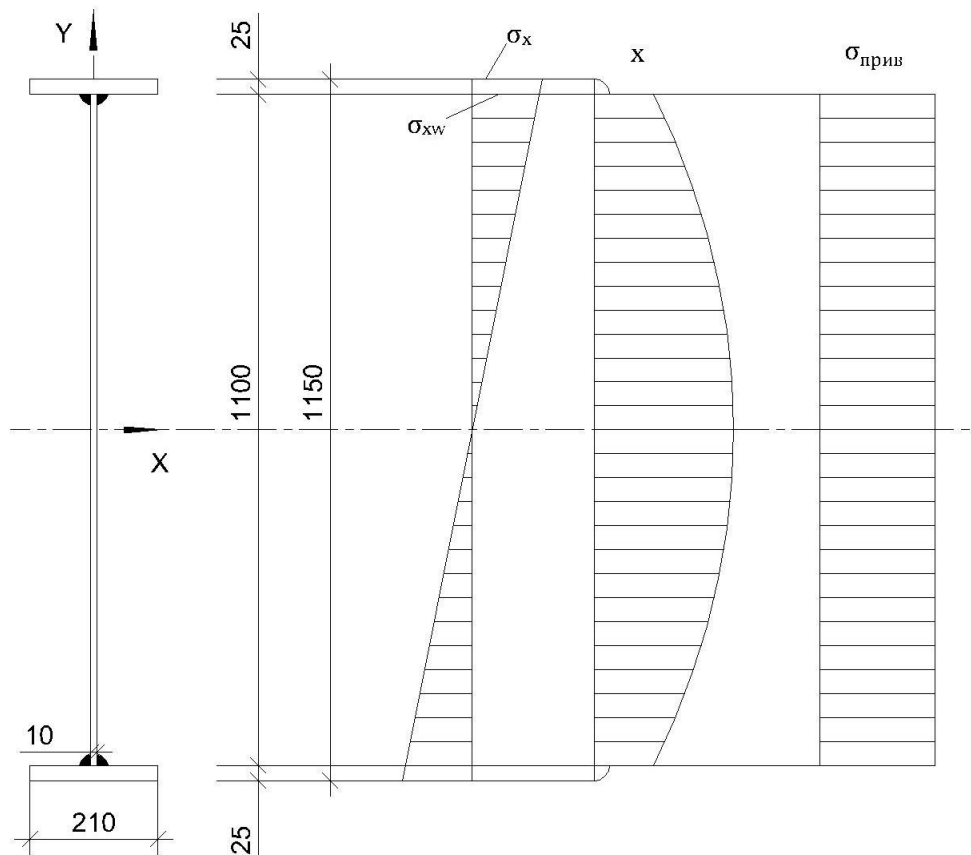


Рис. 6. Сечение составной главной балки Г2 и эпюры напряжений на опоре

Геометрические характеристики изменённого сечения

$$\begin{aligned} A'_f &= 21 \cdot 2,5 = 52,5 \text{ см}^2; \quad J'_x = 2 \cdot \left[ \frac{b'_f \cdot t_f^3}{12} + b'_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{t_f + h_{ef}}{2} \right)^2 \right] + \frac{t_w \cdot h_{ef}^3}{12} = \\ &= 2 \cdot \left[ \frac{21 \cdot 2,5^3}{12} + 21 \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{2,5 + 110}{2} \right)^2 \right] + \frac{1 \cdot 110^3}{12} = 443197,9 \text{ см}^4; \\ W'_x &= \frac{2 \cdot J'_x}{h} = \frac{2 \cdot 443197,9}{115} = 7707,8 \text{ см}^3; \end{aligned}$$

$$S'_x = b'_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_{ef} + t_f}{2} \right) + \frac{h_{ef}}{2} \cdot t_w \cdot \frac{h_{ef}}{4} = 21 \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{110 + 2,5}{2} \right) + \frac{110^2 \cdot 1}{8} = 4465,5 \text{ см}^3.$$

Расчётные усилия в месте изменения сечения главной балки

$$M_{x=2,1} = \frac{\bar{q}_{\text{гб}} \cdot x \cdot (L - x)}{2} = \frac{157,39 \cdot 2,1 \cdot (12,6 - 2,1)}{2} = 1735,22 \text{ кНм.}$$

$$Q_{x=2,1} = \bar{q}_{\text{гб}} \cdot \left( \frac{L}{2} - x \right) = 157,39 \cdot \left( \frac{12,6}{2} - 2,1 \right) = 661,04 \text{ кН.}$$

Проверка прочности изменённого сечения по нормальным напряжениям

$$\sigma'_x = \frac{M_x}{W'_x} = \frac{173522}{7707,8} = 22,51 < R_y^f \gamma_c = 30 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность по нормальным напряжениям обеспечена.

Проверка прочности по касательным напряжениям

$$\tau'_x = \frac{Q_x \cdot S'_x}{J'_x \cdot t_w} = \frac{661,04 \cdot 4465,5}{443197,9 \cdot 1} = 6,66 < R_s^w \gamma_c = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность по касательным напряжениям обеспечена.

Нормальные напряжения на уровне поясных швов

$$\sigma'_{x,w} = \sigma'_x \cdot \frac{h_{ef}}{h} = 22,51 \cdot \frac{110}{115} = 21,53 \text{ кН/см}^2.$$

Средние касательные напряжения в стенке

$$\tau'_{x,w} = \frac{Q_x}{h_{ef} \cdot t_w} = \frac{661,04}{110 \cdot 1} = 6 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка приведённых напряжений на уровне поясных швов

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{прив}} &= \sqrt{(\sigma'_{x,w})^2 + 3 \cdot (\tau'_{x,w})^2} = \sqrt{21,53^2 + 3 \cdot 6^2} = \\ &= 23,9 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_y^w \gamma_c = 1,15 \cdot 24 \cdot 1 = 27,6 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Принятое измененное сечение удовлетворяет условию прочности.

Проверяем прочность главной балки по касательным напряжениям на опоре для изменённого сечения

$$\tau'_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S'_x}{J'_x \cdot t_w} = \frac{661,04 \cdot 4465,5}{443197,9 \cdot 1} = 6,66 \text{ кН/см}^2 < R_s^w \gamma_c = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем общую устойчивость изменённого сечения балки:

$$l_{ef}/b'_f = 110/21 = 5,24;$$

$$\begin{aligned} [l_{ef}/b'_f] &= \left[ 0,41 + 0,0032 \cdot \frac{b'_f}{t_f} + \left( 0,73 - 0,016 \cdot \frac{b'_f}{t_f} \right) \cdot \frac{b'_f}{h_0} \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y^f}} = \\ &= \left[ 0,41 + 0,0032 \cdot 15 + (0,73 - 0,016 \cdot 15) \cdot \frac{21}{112,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^4}{30}} = 12,4, \end{aligned}$$

где  $\frac{b'_f}{t_f} = \frac{21}{2,5} = 8,4 < 15$ , поэтому в расчётах принимаем  $\frac{b'_f}{t_f} = 15$ .

Так как  $l_{ef}/b'_f = 5,24 < [l_{ef}/b'_f] = 12,4$ , то общая устойчивость главной балки в уменьшенном сечении обеспечена.

В изменённом сечении стык верхнего пояса выполняется прямым швом, а нижнего пояса косым швом, равнопрочным основному металлу.

## Проверки местной устойчивости элементов главной балки

### 1. Местная устойчивость пояса

Местная устойчивость пояса обеспечена, если выполняется условие

$$b_{ef}/t_f \leq [b_{ef}/t_f]$$

где  $b_{ef} = (b_f - t_w)/2$  – свес пояса;  $[b_{ef}/t_f] = 0,5 \cdot \sqrt{E/R_y^f}$  – предельное значение.

## Пример. Проверка местной устойчивости пояса главной балки Г2

### 1. Местная устойчивость пояса.

$$b_{ef}/t_f = 16,5/2,5 = 6,6 < [b_{ef}/t_f] = 13,23$$

где  $b_{ef} = (b_f - t_w)/2 = (34 - 1)/2 = 16,5$  см;  $[b_{ef}/t_f] = 0,5 \cdot$

$$\sqrt{E/R_y^f} = 0,5 \cdot \sqrt{2,1 \cdot 10^4/30} = 13,23.$$

Местная устойчивость пояса обеспечена (местная устойчивость сжатого пояса была обеспечена ещё на этапе подбора сечения главной балки благодаря надлежащему выбору отношения свеса пояса к его толщине).

## 2. Местная устойчивость стенки.

Устойчивость стенки балки не требуется проверять, если выполняется условие

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y^w}{E}} \leq [\bar{\lambda}_w]$$

где  $\bar{\lambda}_w$  – условная гибкость стенки;  $[\bar{\lambda}_w]$  – предельная условная гибкость стенки, определяемая по [1, п. 2.5.1]:  $[\bar{\lambda}_w] = 3,5$  – при отсутствии местного напряжения  $\sigma_{loc} = 0$  в балках с двусторонними поясными швами,  $[\bar{\lambda}_w] = 3,2$  – при отсутствии местного напряжения  $\sigma_{loc} = 0$  в балках с односторонними поясными швами,  $[\bar{\lambda}_w] = 2,5$  – при наличии местного напряжения  $\sigma_{loc} = 0$  в балках с двусторонними поясными швами.

При  $\bar{\lambda}_w > [\bar{\lambda}_w]$  необходима проверка местной устойчивости стенки.

Если при отсутствии подвижной нагрузки условная гибкость  $\bar{\lambda}_w > 3,2$ , то для обеспечения местной устойчивости стенки её следует укреплять поперечными рёбрами жёсткости. Поперечные рёбра жёсткости рекомендуется устанавливать на опорах и по длине балки в местах действия сосредоточенных сил от балок настила. Расстояния между рёбрами жёсткости не должны превышать  $a_{\max} = 2h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w > 3,2$  и  $a_{\max} = 2,5h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$  [1, п. 8.5.9].

Так как главная балка состоит из двух отправочных элементов и имеет посередине монтажный стык, то расстановку поперечных рёбер жёсткости необходимо выполнять симметрично относительно середине балки, при этом ребро жёсткости не должно приходиться на монтажный стык главной балки.

Поперечные рёбра жёсткости делят стенку балки на отдельные прямоугольные отсеки, которые могут потерять местную устойчивость независимо

друг от друга под действием нормальных  $\sigma_i$ , касательных  $\tau_i$  и местных напряжений  $\sigma_{loc}$  или от их совместного действия.

Проверка местной устойчивости стенки в отсеках проводится по формулам:

при отсутствии местного напряжения  $\sigma_{loc} = 0$

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

при наличии местного напряжения  $\sigma_{loc} \neq 0$

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

где  $\sigma_{xi} = \frac{M_{xi}}{W_{xi}} \cdot \frac{h_{ef}}{h}$  – нормальное сжимающее напряжение в отсеке у верхней границы стенки;  $\tau_{xi} = \frac{Q_{xi}}{h_{ef} \cdot t_w}$  – среднее касательное напряжение в стенке отсека;  $\sigma_{loc} = \frac{2 \cdot R_{\text{бн}}}{l_{ef} \cdot t_w}$  – местное напряжение в стенке под балками настила;  $\sigma_{cr}, \tau_{cr}, \sigma_{loc,cr}$  – соответственно критическое нормальное, касательное и местное напряжения, определяемые по [1, п. 8.5.3];  $M_{xi}, Q_{xi}$  – средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах расчётного отсека.

Если длина отсека меньше его высоты  $a_p < h_{ef}$ , то значения  $M_{xi}$  и  $Q_{xi}$  определяются по середине отсека. Если длина расчётного отсека больше его высоты  $a_p > h_{ef}$ , то  $M_{xi}$  и  $Q_{xi}$  следует вычислять по середине наиболее напряжённого условного участка с длиной, равной высоте отсека  $h_{ef}$ .

При невыполнении в отсеке проверки местной устойчивости стенки необходимо установить дополнительное поперечное ребро жёсткости. Размеры поперечных рёбер жёсткости назначаются в соответствии с требованиями [1, п. 8.5.9].

### **Пример. Проверка местной устойчивости стенки главной балки Г2**

Определяем условную гибкость стенки и сравниваем её с предельной гибкостью

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y^w}{E}} = \frac{110}{1} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,1 \cdot 10^4}} = 3,72 > [\bar{\lambda}_w] = 2,5.$$

При  $\sigma_{loc} = 0$  и  $\bar{\lambda}_w = 3,72 > [\bar{\lambda}_w] = 2,5$  необходима проверка местной устойчивости стенки.

Так как  $\bar{\lambda}_w = 3,72 > 3,2$ , то стенку главной балки укрепляем поперечными рёбрами жёсткости. Расстояние между рёбрами жёсткости в соответствии с [1, п. 8.5.9] при условной гибкости  $\bar{\lambda}_w = 3,757 > 3,2$  не должно превышать  $a_p^{\max} = 2 \cdot h_{ef} = 2 \cdot 1,1 = 2,2 \text{ м} < 3 \text{ м}$ .

Для установки рёбер жёсткости в местах действия сосредоточенных сил от балок настила, шаг поперечных рёбер необходимо принять кратным шагу балок настила

$$a'_p = a' + a = 1,4 + 0,8 = 2,2 \text{ м (для первого отсека),}$$

$$a_p = 2a = 2 \cdot 0,8 = 1,6 \text{ м (для остальных отсеков) (рис. 7,а).}$$

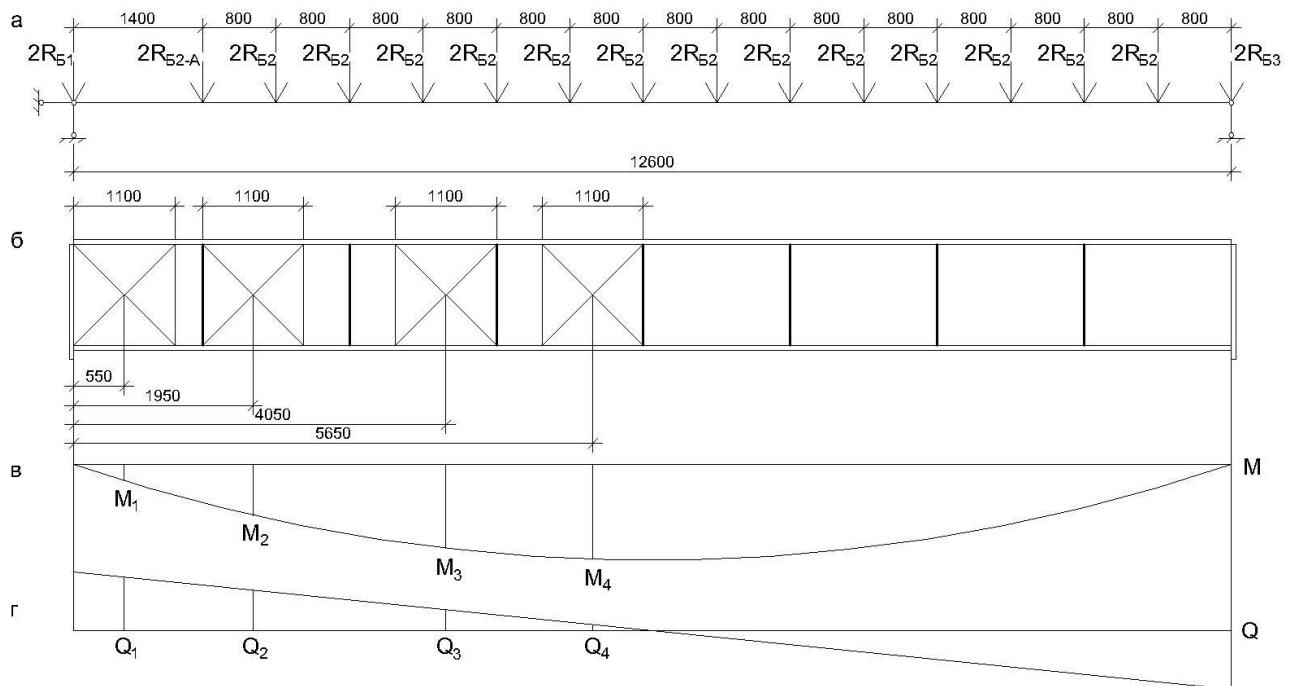


Рис. 7. Проверка местной устойчивости стенки главной балки Г2: а - расчётная схема балки, б - расположение расчётных отсеков, в - эпюра изгибающих моментов, г - эпюра поперечных сил

Так как количество шагов балок настила нечётное, первый отсек принимаем  $a' = 1,4 \text{ м}$ . Схема расстановки поперечных рёбер жёсткости по длине главной балки показана на рис. 7,б.

Так как по всей длине балки поперечные рёбра жёсткости установлены в местах опирания балок настила, то в каждом отсеке местные напряжения смятия равны нулю  $\sigma_{loc} = 0$ , и предельная гибкость стенки в соответствии с [1, п. 8.5.1] становится равной  $[\bar{\lambda}_w] = 3,5$ . При  $\bar{\lambda}_w = 3,72 > [\bar{\lambda}_w] = 3,5$ , требуется проверка местной устойчивости стенки в отсеках главной балки.

Проверка местной устойчивости стенки 1-го отсека.

Длина 1-го отсека больше его высоты  $a'_p = 1,4 \text{ м} > h_{ef} = 1,1 \text{ м}$ , поэтому момент и поперечную силу для 1-го отсека определяем по его середине

$$x_1 = \frac{h_{ef}}{2} = \frac{1,1}{2} = 0,55 \text{ м (см. рис. 7):}$$

$$M_{x_1=0,55} = \frac{\bar{q}_{г6} \cdot x_1 \cdot (L - x_1)}{2} = \frac{157,39 \cdot 0,55 \cdot (12,6 - 0,55)}{2} = 521,55 \text{ кНм;}$$

$$Q_{x_1=0,55} = \bar{q}_{г6} \cdot \left( \frac{L}{2} - x_1 \right) = 157,39 \cdot \left( \frac{12,6}{2} - 0,55 \right) = 904,99 \text{ кН.}$$

Нормальное сжимающее напряжение в отсеке у верхней границы стенки

$$\sigma = \frac{M_{x_1}}{W'_x} \cdot \frac{h_{ef}}{h} = \frac{52155 \cdot 110}{7707,8 \cdot 115} = 6,47 \text{ кН/см}^2,$$

где  $W'_x = 7707,8 \text{ см}^3$  – момент сопротивления в изменённом сечении, принятый при проверке 1-го отсека, т.к.  $x_1 = 0,55 \text{ м} < x = 2,1 \text{ м}$ .

Среднее касательное напряжение в отсеке

$$\tau = \frac{Q_{x_1}}{h_{ef} \cdot t_w} = \frac{904,99}{110 \cdot 1} = 8,23 \text{ кН/см}^2.$$

Критическое нормальное напряжение при отсутствии местного напряжения в отсеке определяем по [1, форм. (75)]

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y^w}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{33,6 \cdot 24}{3,72^2} = 58,27 \text{ кН/см}^2,$$

где  $c_{cr} = 33,6$  – коэффициент, определяемый интерполяцией по [1, табл. 12] в зависимости от значения коэффициента  $\delta$ , вычисляемого по [1, форм. 84],

$$\delta = \beta \cdot \frac{b'_f}{h_{ef}} \cdot \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 0,8 \cdot \frac{21}{110} \cdot \left( \frac{2,5}{1} \right)^3 = 2,386,$$



здесь  $\beta = 0,8$  – коэффициент, принимаемый по [1, табл. 13];  $b'_f = 210$  мм – ширина пояса в изменённом сечении, принимаемая при проверке 1-го отсека, т.к.  $x_1 = 0,55 \text{ м} < x = 2,1 \text{ м}$ .

Критическое касательное напряжение определяемое по [1, форм. (83)]

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,27^2}\right) \cdot \frac{0,58 \cdot 24}{3,72^2} = 15,24 \text{ кН/см}^2,$$

где  $\mu = 140/110 = 1,27$  – отношение большей стороны отсека к меньшей;

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y^w}{E}} = \frac{110}{1} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,1 \cdot 10^4}} = 3,72; \text{ здесь } d - \text{ меньшая из сторон отсека}$$

Проверяем местную устойчивость стенки 1-го отсека

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{6,47}{58,27}\right)^2 + \left(\frac{8,23}{15,24}\right)^2} = 0,551 < \gamma_c = 1.$$

Местная устойчивость стенки 1-го отсека обеспечена.

Сталь поперечных рёбер жёсткости принимаем такую же, как сталь стенки главной балки. В соответствии с табл. 2, назначаем сталь поперечных рёбер жёсткости С245. Ширина поперечного ребра определяется по требованиям [1, п. 8.5.9]:

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{30} + 25 = \frac{1100}{30} + 25 = 61,67 \text{ мм}.$$

Принимаем ширину ребра  $b_h = 90$  мм (кратной 5мм).

Толщина поперечного ребра назначается из условия

$$t_s \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y^w}{E}} = 2 \cdot 90 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,1 \cdot 10^4}} = 6,09 \text{ мм}.$$

По сортаменту листового проката (прил. 4) принимаем  $t_s = 10$  мм.

На концах рёбер жёсткости для пропуска поясных и уменьшения концентрации сварочных напряжений устраиваются скосы размером 40х60 (рис. 8). Поперечные рёбра привариваются ручной сваркой к стенке и полке балки сплошными швами минимальных катетов, назначаемых по [1, табл. 38] для тавровых соединений с двусторонними угловыми швами.

## Проверка местной устойчивости стенки балки

№ п/п	Характеристика сечения	Отсеки			
		1	2	3	4
1	Место проверки местной устойчивости $x_i$ , м	0,55	1,95	4,05	5,65
2	Расчётный момент $M_{xi}$ , кНм	521,55	1634,3	2725,01	3090,16
3	Расчётная поперечная сила $Q_{xi}$ , кН	904,99	684,65	354,13	102,3
4	Момент сопротивления $W_{xi}$ , см <sup>3</sup>	7707,8	11285,14	11285,14	11285,14
5	$\sigma = \frac{M_{xi}}{W_{xi}} \cdot \frac{h_{ef}}{h}$ , кН/см <sup>2</sup>	6,47	13,85	23,1	26,2
6	$\tau = \frac{Q_{xi}}{h_{ef} \cdot t_w}$ , кН/см <sup>2</sup>	8,23	6,22	3,22	0,93
7	Меньшая сторона отсека $d_{min}$ , м	1,1	1,1	1,1	1,1
8	Большая сторона отсека $d_{max}$ , м	1,4	1,6	1,6	1,6
9	Отношение $\mu = d_{max}/d_{min}$	1,27	1,45	1,45	1,45
10	$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d_{min}}{t_w} \cdot \sqrt{R_y^w/E}$	3,72	3,72	3,72	3,72
11	$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s^w}{\bar{\lambda}_{ef}^2}$ , кН/см <sup>2</sup>	15,24	14,11	14,11	14,11
12	$\delta = \beta \cdot \frac{b_{fi}}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3$ , где $\beta = 0,8$	2,386	3,864	3,864	3,864
13	$c_{cr}$ по [1, табл. 12]	33,6	34,5	34,5	34,5
14	$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y^w}{\bar{\lambda}_w^2}$ , кН/см <sup>2</sup>	58,27	59,83	59,83	59,83
15	$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{R_y^w/E}$	3,72	3,72	3,72	3,72
16	$\sigma/\sigma_{cr}$	0,11	0,23	0,39	0,44
17	$\tau/\tau_{cr}$	0,54	0,44	0,23	0,07
18	$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2}$	0,551	0,5	0,45	0,44
19	Примечания: местная устойчивость	обеспеч.	обеспеч.	обеспеч.	обеспеч.

В примере для швов крепления рёбер жёсткости к полкам при толщине более толстого из свариваемых элементов  $t_f = 25$  мм минимальный катет шва равен,  $k_f = 12$  мм, для швов крепления рёбер жёсткости к стенке балки при толщине более толстого из свариваемых элементов  $t_s = t_w = 10$  мм минимальный катет шва равен  $k_f = 4$  мм.



где  $S'_f = b'_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_{ef} + t_f}{2}\right)$  – статический момент пояса балки в изменённом сечении относительно нейтральной оси.

Требуемый катет шва:

по металлу шва

$$k_{f1} \geq \frac{T}{n \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c}$$

по металлу границы плавления

$$k_{f2} \geq \frac{T}{n \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c}$$

где  $n = 2$  – при двусторонних швах;  $R_{wf}$  – расчётное сопротивление углового шва по металлу шва [1, табл. Г.1];  $R_{wz} = 0,45R_{un}$  – расчётное сопротивление углового шва по металлу границы сплавления;  $\beta_f, \beta_z$  – коэффициенты глубины проплавления [1, табл. 39].

Окончательно катет шва принимается с учётом конструктивных требований [1, табл. 38].

### Пример. Расчёт поясных сварных швов для главной балки Г2

Статический момент пояса балки в изменённом сечении относительно нейтральной оси

$$S'_f = b'_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_{ef} + t_f}{2}\right) = 21 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{110 + 2,5}{2}\right) = 2953,13 \text{ см}^3.$$

Сдвигающая сила на 1 см длина балки

$$T = \frac{Q_{\max} \cdot S'_f}{J'_x} = \frac{991,56 \cdot 2953,13}{443197,9} = 6,61 \text{ кН/см}.$$

Поясные швы выполняются двусторонними, автоматической сваркой в лодочку. Марку сварочной проволоки выбираем по [1, табл. Г.1] в зависимости от сталей свариваемых элементов. Для сталей С245 и С345 принимаем сварочную проволоку Св-08А по ГОСТ 2246-70\* (диаметр проволоки  $d=3 \dots 5$  мм).

Определяем катет шва:

по металлу шва

$$k_{f1} \geq \frac{T}{n \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{6,61}{2 \cdot 1,1 \cdot 18,5 \cdot 1} = 0,162 \text{ см} = 1,62 \text{ мм};$$

по металлу границы сплавления

$$k_{f2} \geq \frac{T}{n \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{6,61}{2 \cdot 1,15 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,173 \text{ см} = 1,73 \text{ мм};$$

где  $n = 2$  – при двусторонних швах;  $\beta_f = 1,1$ ,  $\beta_z = 1,15$  – коэффициенты глубины проплавления [1, табл. 3];  $R_{wf} = 18,5 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление углового шва по металлу шва, принимаемое по [1, табл. 4] для сварочной проволоки Св-08А;  $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление углового шва по металлу границы сплавления;  $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$  – нормативное временное сопротивление, определяемое по [1, табл. В.3].

Минимально допустимый катет шва для таврового соединения с двусторонними угловыми швами при толщине более толстого из свариваемых элементов  $t_f = 25 \text{ мм}$ . Минимальный катет шва равен  $k_f = 12 \text{ мм}$ .

Окончательно принимаем катет поясных сварных швов  $k_f = 12 \text{ мм}$ .

## СОПРЯЖЕНИЕ БАЛОК НАСТИЛА С ГЛАВНЫМИ БАЛКАМИ

В курсовой работе сопряжение балок настила с главными балками принимается в одном уровне верхних поясов через поперечные рёбра жёсткости (рис. 9). Балки настила крепятся к поперечным рёбрам жёсткости главной балки болтами нормальной точности (болты класса точности В). Рекомендуются диаметр болта в первом приближении  $d=20 \text{ мм}$ . Для балок настила из двутавров I 18 и I 20 по ГОСТ 8239-89 наибольший диаметр болта принимается  $d=16 \text{ мм}$ .

Расчёт сопряжения сводится к определению числа болтов. За расчётное усилие принимается опорная реакция балки настила  $R_{6н}$ . Под действием опорной реакции болтовое соединение работает на срез и на смятие.

Расчётное усилие, которое может быть воспринято одним болтом, определяется по [1, п. 14.2.9]

на срез

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A_b \cdot n_s;$$

на смятие

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d_b \cdot \sum t_{min};$$

где  $R_{bs}$  – расчётное сопротивление болта на срез [1, табл. Г.5];  $A_b$  – площадь сечения стержня болта [1, табл. Г.9];  $R_{bp}$  – расчётное сопротивление смятию болтового соединения [1, табл. Г.6];  $n_s$  – число расчётных срезов одного болта;  $\gamma_b$  – коэффициент условий работы болтового соединения [1, табл. 41];  $d_b$  – наружный диаметр стержня болта;  $\sum t_{min}$  – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении.

Необходимое количество болтов в соединении определяется по формуле

$$n \geq \frac{R_{бн}}{[N_{b,min}] \cdot \gamma_c}$$

где  $[N_{b,min}]$  – меньшее из значений расчётных усилий одного болта на срез или смятие.

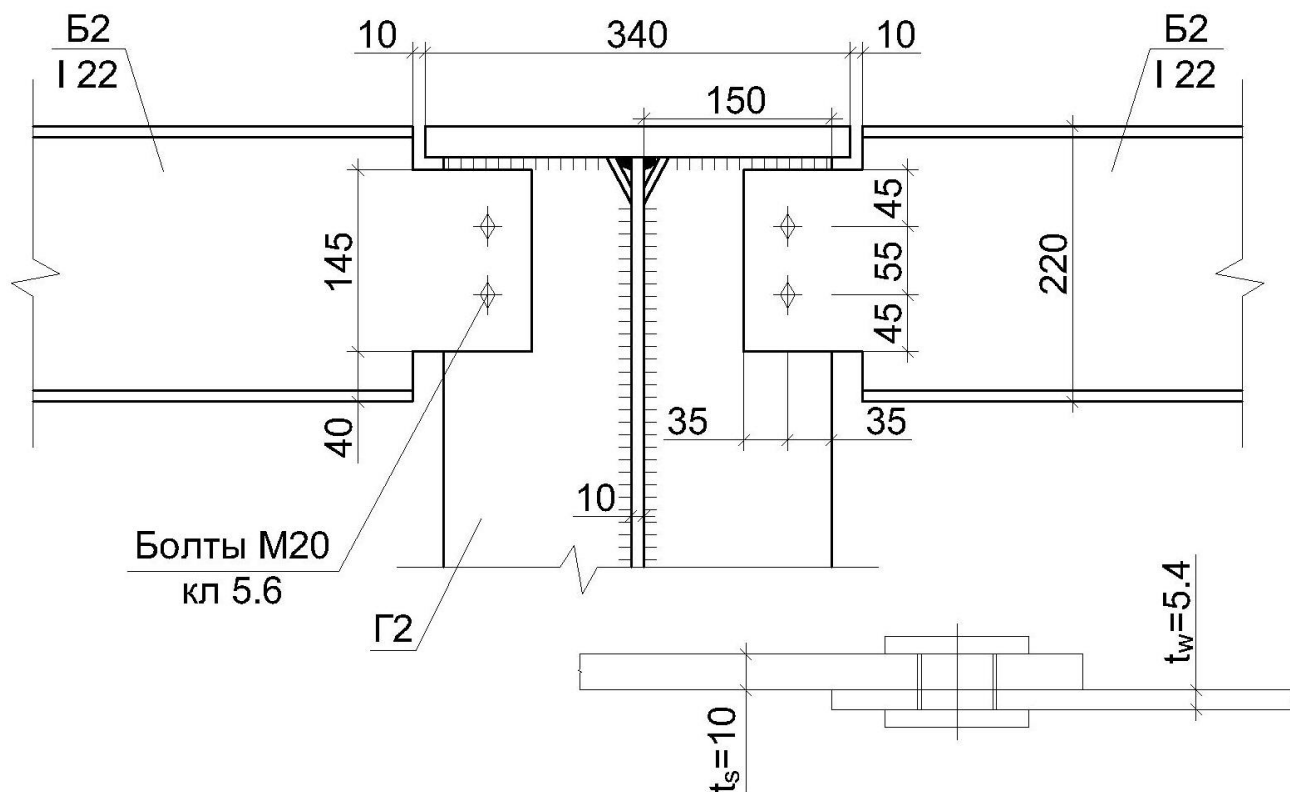


Рис. 9. Сопряжение балок настила с главными балками

Конструктивно количество болтов в соединении принимается  $n \geq 2$ . Болты рекомендуется размещать на минимальных расстояниях друг от друга в соответствии с требованиями [1, табл. 40].

Вырез части стенки и отверстия под болты ослабляют сечение балки настила, поэтому опорное сечение балки необходимо проверить на срез:

$$\tau = \frac{R_{бн}}{A_n} \leq R_s \gamma_c$$

где  $A_n$  – площадь сечения балки настила с учётом ослабления.

### **Пример. Сопряжение балок настила с главными балками**

Сопряжение балок принимаем на болтах нормальной точности М20 (болты класса точности В) класса прочности 5.6, отверстия под болты  $d_{отв} = 22$  мм. Балка настила запроектирована из двутавра I 22 по ГОСТ 26020-83 из стали С345. Опорная реакция балки настила  $R_{бн} = Q_{\max} = 89,32$  кН.

Расчётное усилие на срез, которое может быть воспринято одним болтом, определяем по формуле

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A_b \cdot n_s = 21 \cdot 0,9 \cdot 3,14 \cdot 1 = 59,35 \text{ кН},$$

где  $R_{bs} = 21 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление болта на срез, принимаемое по [1, табл. Г.5] для болтов класса прочности 5.6;  $\gamma_b = 0,9$  – коэффициент, определяемый по [1, табл. 41] для многоболтового соединения при болтах класса точности В;  $A_b = 3,14 \text{ см}^2$  – площадь сечения стержня болта  $d = 20$  мм [1, табл. Г.9];  $n_s = 1$  – число расчётных срезов одного болта.

Расчётное усилие на смятие, которое может быть воспринято одним болтом, определяем по формуле

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d_b \cdot \sum t_{min} = 64,5 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 0,54 = 62,7 \text{ кН},$$

где  $R_{bp} = 64,5 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление смятию болтового соединения, принимаемое по [1, табл. Г.6] для болтов точности В при нормативном временном сопротивлении  $R_{un} = 49 \text{ кН/см}^2$ , определённом по [1, табл. В.3] для стали балки настила С345 при  $t_w = 5,4$  мм;  $\sum t_{min} = 0,56$  см – величина, принятая равной меньшему из двух значений –  $t_w = 5,4$  мм или  $t_s = 10$  мм.

Необходимое количество болтов в соединении

$$n \geq \frac{R_{бн}}{[N_{b,min}] \cdot \gamma_c} = \frac{89,32}{59,35 \cdot 1} = 1,5$$

Принимаем 2 болта.

Размещаем болты на балке настила. Болты располагаем симметрично с учётом толщины полки главной балки и высоты катета сварного шва, соединяющего поперечные рёбра жёсткости и полку главной балки (см. рис. 9). Длина вырезанного участка стенки не должна превышать:

$$l_{max} = h_{бн} - 2 \cdot (t_f^{гб} + k_f) = 22 - 2 \cdot (2,5 + 1) = 15 \text{ см.}$$

По [1, табл. 40] определяем минимальные расстояния:

между центрами болтов  $a_{min,1} = 2,5d_{отв} = 2,5 \cdot 22 = 55 \text{ мм};$

от центра болта до края элемента вдоль усилия  $a_{min,2} = 2d_{отв} = 2 \cdot 22 = 44 \text{ мм};$

от центра болта до края элемента поперёк усилия при обрезных кромках  $a_{min,3} = 1,5d_{отв} = 1,5 \cdot 22 = 33 \text{ мм.}$

Принимаем  $a_{min,1} = 55 \text{ мм}, a_{min,2} = 45 \text{ мм}, a_{min,3} = 35 \text{ мм.}$

Длина вырезанного участка стенки

$$l = a_{min,1} + 2a_{min,2} = 55 + 2 \cdot 45 = 145 \text{ мм} < l_{max} = 150 \text{ мм.}$$

Проверяем сечение балки настила на срез с учётом ослабления отверстия под болты

$$\tau = \frac{R_{бн}}{A_n} = \frac{89,32}{(14,5 - 2 \cdot 2,2) \cdot 0,54} = 16,38 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 19,72 \text{ кН/см}^2$$

где  $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 34 = 19,72 \text{ кН/см}^2$ . Прочность балки настила обеспечена.



## ОПОРНАЯ ЧАСТЬ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

В курсовой работе сопряжение главных балок с колоннами принимается путём их опирания сверху (рис. 10). Конец балки в месте опирания на колонну укрепляют опорным ребром. Ребро жёсткости для передачи опорной реакции надёжно прикрепляют к стенке балки сварными швами, а торец опорного ребра строгают для непосредственной передачи опорного давления на колонну. Выступающая вниз часть опорного ребра принимается  $a_p = 15$  мм или  $a_p = 20$  мм.

Размеры опорного ребра балки определяются из расчёта на смятие при  $a_p \leq 1,5t_p$  или сжатие при  $a_p > 1,5t_p$ .

Из условия смятия торцевой поверхности ребра при  $a_p \leq 1,5t_p$  требуемая площадь сечения ребра находится по формуле

$$A_p = R_{гб}/R_p$$

где  $R_{гб}$  – опорная реакция главной балки;  $R_p = R_{un}/\gamma_m$  – расчётное сопротивление стали смятию торцевой поверхности;  $R_{un}$  – нормативное временное сопротивление стали главной балки;  $\gamma_m = 1,025$  – коэффициент надёжности по материалу, принимаемый по [1, табл. 3] для стали по ГОСТ 27772-2015.

Из условия сжатия при  $a_p > 1,5t_p$  требуемая площадь сечения ребра определяется по формуле

$$A_p = R_{гб}/R_y$$

где  $R_y$  – расчётное сопротивление стали по пределу текучести, принимаемое по [1, табл. В.3].

Ширина опорного ребра  $b_p$  принимается равной ширине пояса в месте изменения сечения главной балки  $b_p = b'_f$ . Толщина опорного ребра находится из условия  $t_p = A_p/b_p$ . Окончательно величина  $t_p$  уточняется по сортаменту на листовую сталь (см. прил. 4).

Опорную часть главной балки необходимо проверить на устойчивость в плоскости как стойку, центрально нагруженную опорной реакцией. В расчётное сечение стойки включают сечение опорного ребра и часть стенки балки шириной  $b_w = 0,65t_w\sqrt{E/R_y^w}$  (см. рис. 10). Расчётная длина стойки принимается равной высоте стенки [1, п. 8.5.10].

## Проверка устойчивости опорной части балки

$$\sigma = \frac{R_{\Gamma 6}}{\varphi \cdot A_{\text{оп.ч.}}}$$

где  $A_{\text{оп.ч.}} = b_p \cdot t_p + b_w \cdot t_w$  – площадь опорной части;  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый интерполяцией по (прил. 2) в зависимости от гибкости  $\lambda$  и расчётного сопротивления  $R_y$ , здесь  $\lambda = h_{ef}/i_z$  – гибкость опорного участка из плоскости балки;  $i_z$  – радиус инерции сечения опорной части

$$i_x = \sqrt{J_z/A_{\text{оп.ч.}}}; \quad J_z = \frac{t_p \cdot b_p^3}{12} + \frac{b_w \cdot t_w^3}{12}.$$

Сварные фланговые швы, прикрепляющие опорное ребро к стенке балки, выполняются ручной сваркой или полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа.

Определяется катет сварного шва

по металлу шва

$$k_f = \frac{1}{\beta_f} \cdot \sqrt{\frac{R_{\Gamma 6}}{n \cdot 85 \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}};$$

по металлу границы сплавления

$$k_f = \frac{1}{\beta_z} \cdot \sqrt{\frac{R_{\Gamma 6}}{n \cdot 85 \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c}},$$

где  $n = 2$  – для двусторонних швов.

Принимаемый окончательно катет углового шва должен удовлетворять конструктивным требованиям  $k_f^{\min} \leq k_f \leq k_f^{\max}$ .

## Пример. Расчёт опорного ребра главной балки Г2

Класс стали опорного ребра принимаем такой же, как класс стали стенки главной балки С245 (см. табл. 2). Выступающую вниз часть опорного ребра принимаем  $a_p = 20$  мм (см. рис. 10).

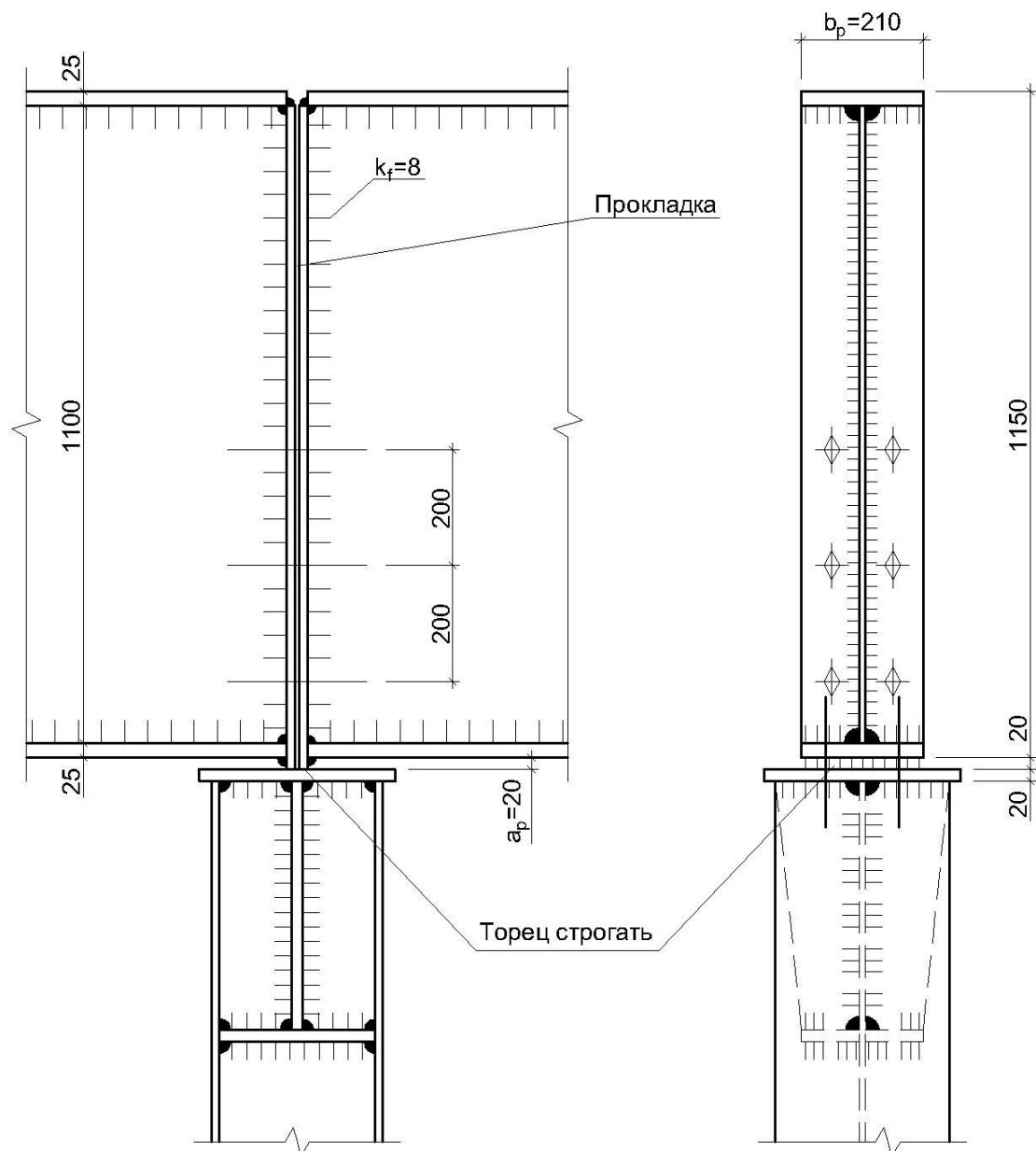


Рис. 10. Опираие главных балок на колонну

Так как толщина опорного ребра ещё не определена и соотношение величин  $a_p$  и  $1,5t_p$  не известно, то в первом приближении, принимая  $a_p \leq 1,5t_p$ , определяем требуемую площадь сечения ребра из условия смятия

$$A_p = R_{гб}/R_p = 991,56/36,1 = 27,47 \text{ см}^2,$$

где  $R_{гб} = Q_{\max} = 991,56 \text{ кН}$ ;  $R_p = R_{un}/\gamma_m = 37/1,025 = 36,1 \text{ кН/см}^2$ ;  $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$  – нормативное временное сопротивление стали [1, табл. В.3] при  $t = 2 \dots 20 \text{ мм}$ ;  $\gamma_m = 1,025$  [1, табл. 3].

Ширину опорного ребра принимаем равной ширине пояса в месте изменения сечения главной балки  $b_p = b'_f = 21$  см. Толщина опорного ребра

$$t_p = A_p/b_p = 27,47/21 = 1,308 \text{ см} = 13,08 \text{ мм.}$$

В соответствии с сортаментом на листовую сталь (прил. 4) принимаем  $t_p = 14$  мм.

Проверяем первоначально принятое условие смятия  $a_p \leq 1,5t_p$ . Так как  $a_p = 20 \text{ мм} < 1,5t_p = 1,5 \cdot 14 = 21 \text{ мм}$ , то условие смятия выполняется. Размеры, найденные выше, принимаем окончательно.

Так как  $1,5t_p = 1,5 \cdot 14 = 21 \text{ мм} > 20 \text{ мм}$ , то проверяем ребро из условия смятия:

$$\sigma = R_{гб}/A_p = 991,56/(21 \cdot 1,4) = 33,73 \text{ кН/см}^2 < R_p\gamma_c = 36,1 \text{ кН/см}^2.$$

В расчётное сечение опорного участка балки включаем сечение опорного ребра и часть стенки шириной

$$b_w = 0,65t_w\sqrt{E/R_y^w} = 0,65 \cdot 1 \cdot \sqrt{2,1 \cdot 10^4/24} = 19,23 \text{ см.}$$

Геометрические характеристики опорной части балки

$$A_{\text{оп.ч.}} = b_p \cdot t_p + b_w \cdot t_w = 21 \cdot 1,4 + 19,23 \cdot 1 = 48,63 \text{ см}^2;$$

$$J_z = \frac{t_p \cdot b_p^3}{12} + \frac{b_w \cdot t_w^3}{12} = \frac{1,4 \cdot 21^3}{12} + \frac{19,23 \cdot 1^3}{12} = 1082,05 \text{ см}^4$$

$$i_z = \sqrt{J_z/A_{\text{оп.ч.}}} = \sqrt{1082,05/48,63} = 4,72 \text{ см.}$$

Гибкость опорного участка  $\lambda = h_{ef}/i_z = 110/4,72 = 23,31$ . По (прил. 2) для гибкости  $\lambda = 23,31$  и расчётного сопротивления  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$  определяем интерполяцией коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 0,952$ .

Проверяем опорную часть балки на устойчивость из плоскости

$$\sigma = \frac{R_{гб}}{\varphi \cdot A_{\text{оп.ч.}}} = \frac{991,56}{0,952 \cdot 48,63} = 21,42 \text{ кН/см}^2 < R_y\gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость опорной части балки обеспечена.

Сварные швы, прикрепляющие опорное ребро к стенке балки, выполняются полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа. Принимаем марку сварочной проволоки Св-08Г2С по [1, табл. Г.1].

Определяем катет шва:

по металлу шва

$$k_f = \frac{1}{\beta_f} \cdot \sqrt{\frac{R_{гб}}{n \cdot 85 \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}} = \frac{1}{0,7} \cdot \sqrt{\frac{991,56}{2 \cdot 85 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1}} = 0,744 \text{ см};$$

по металлу границы сплавления

$$k_f = \frac{1}{\beta_z} \cdot \sqrt{\frac{R_{гб}}{n \cdot 85 \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c}} = \frac{1}{1} \cdot \sqrt{\frac{991,56}{2 \cdot 85 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1}} = 0,592 \text{ см},$$

где  $\beta_f = 0,7, \beta_z = 1$  – коэффициенты глубины проплавления [1, табл. 39];  $n = 2$  – для двусторонних швов;  $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление углового шва по металлу шва, принимаемое по [1, табл. Г.2] для сварочной проволоки Св-08Г2С;  $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление углового шва по металлу границы сплавления;  $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$  – нормативное временное сопротивление, определяемое по [1, табл. В.3] для стали С245 при  $t_p = 14 \text{ мм}$ .

Минимально допустимый катет шва определяем по [1, табл. 38] для таврового соединения с двусторонними угловыми швами при толщине более толстого из свариваемых элементов  $t_p = 14 \text{ мм}$ . Минимальный катет шва равен  $k_f^{\min} = 6 \text{ мм}$ .

Принимаем окончательно  $k_f = 8 \text{ мм}$ .

## МОНТАЖНЫЙ СТЫК ГЛАВНЫХ БАЛОК

Для объединения двух отправочных элементов главной балки в единую конструкцию необходимо запроектировать монтажный стык в середине пролёта балки. Стык конструируют так, чтобы получить одинаковые, т.е. взаимозаменяемые половинки балки.

В курсовой работе монтажный стык главных балок выполняется на высокопрочных болтах и накладках (рис. 11). Каждый пояс балки перекрывается

три накладки с двух сторон, а стенка — двумя вертикальными накладками, площадь сечения которых должна быть не меньше площади сечения перекрываемого ими элемента.

Максимальный изгибающий момент в главной балке распределяется между поясами и стенкой пропорционально их жёсткостям,

$$M_f = \frac{M_{max} \cdot J_f}{J_x}; \quad M_w = \frac{M_{max} \cdot J_w}{J_x}$$

где  $J_w = t_w \cdot h_{ef}^3 / 12$  — момент инерции стенки главной балки;  $J_f = J_x - J_w$  — момент инерции поясов.

*Стык поясов.* Расчётное усилие в поясе  $N_f = M_f / (h_{ef} + t_f)$ .

Необходимое количество болтов на полунакладке

$$n \geq \frac{N_f}{Q_{bh} \cdot k_1 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c},$$

где  $k_1$  — количество поверхностей трения соединяемых элементов;  $Q_{bh}$  — расчётное усилие, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяемое по [1, форм. (191)]:

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h}$$

здесь  $R_{bh} = 0,7 R_{bun}$  — расчётное сопротивление высокопрочного болта;  $R_{bun}$  — временное сопротивление болта, определяемое по [1, табл. Г.8];  $A_{bn}$  — площадь сечения болта нетто [1, табл. Г.9];  $\mu, \gamma_h$  — соответственно коэффициент трения и коэффициент надёжности, принимаемые по [1, табл. 42] в зависимости от способа обработки соединяемых поверхностей и способа регулирования натяжения болта.

В целях уменьшения размеров и массы накладок болты рекомендуется размещать на поясных накладках на минимальных расстояниях друг от друга в соответствии с требованиями [1, табл. 40].

*Стык стенки.* Задаётся расстояние между крайними по высоте рядами болтов  $a_{max}$ . Определяется коэффициент стыка

$$\alpha = \frac{M_w}{m \cdot a_{max} \cdot Q_{bh} \cdot k_2}$$

где  $m$  – количество вертикальных рядов болтов на полунакладке (рекомендуется принимать  $m = 2$ );  $k_2$  – количество поверхностей трения.

В зависимости от полученного коэффициента  $\alpha$  по [5, табл. 7.8] определяется количество болтов в одном вертикальном ряду  $k$ . В соответствии с требованиями [1, табл. 40] назначается шаг болтов и уточняется расстояние  $a_{max}$ .

От изгибающего момента в болтах крайнего ряда возникают максимальные горизонтальные усилия. Прочность стыка стенки проверяется по формуле

$$N_{max} = M_w \cdot \frac{a_{max}}{m \cdot \sum a_i^2} \leq Q_{bh} k_2.$$

Определяется усилие натяжения высокопрочного болта  $P = R_{bh} \cdot A_{bn}$ .

Проверяется ослабление нижнего растянутого пояса отверстиями под болты и ослабление накладок в середине стыка. При статических нагрузках ослабление сечения элементов необходимо учитывать, если выполняется условие  $A_n < 0,85A$ . В этом случае проверку прочности следует производить по условной площади  $A_c = 1,18A_n$ .

### **Пример. Монтажный стык главных балок Г2**

Монтажный стык отправочных элементов главных балок выполняем на высокопрочных болтах и накладках. Расчётные усилия в середине пролёта главной балки  $M_{max} = 3123,40 \text{ кНм}$ ,  $Q = 0$ .

Принимаем высокопрочные болты М20 из стали 40Х «селект». Способ обработки соединяемых поверхностей – газопламенный без консервации, способ регулирования натяжения болтов – по углу поворота гайки.

*Стык поясов.* Изгибающий момент, воспринимаемый поясами, определяем по формуле:

$$M_f = \frac{M_{max} \cdot J_f}{J_x} = \frac{3123,40 \cdot 537979,1}{648895,8} = 2589,51 \text{ кНм},$$

где  $J_w = t_w \cdot h_{ef}^3 / 12 = 1 \cdot 110^3 / 12 = 110916,7 \text{ см}^4$ ;  $J_x = 648895,8 \text{ см}^4$ ;  
 $J_f = J_x - J_w = 648895,8 - 110916,7 = 537979,1 \text{ см}^4$ .

Расчётное усилие в поясе

$$N_f = M_f / (h_{ef} + t_f) = 2589,51 \cdot 10^2 / (110 + 2,5) = 2301,8 \text{ кН}.$$

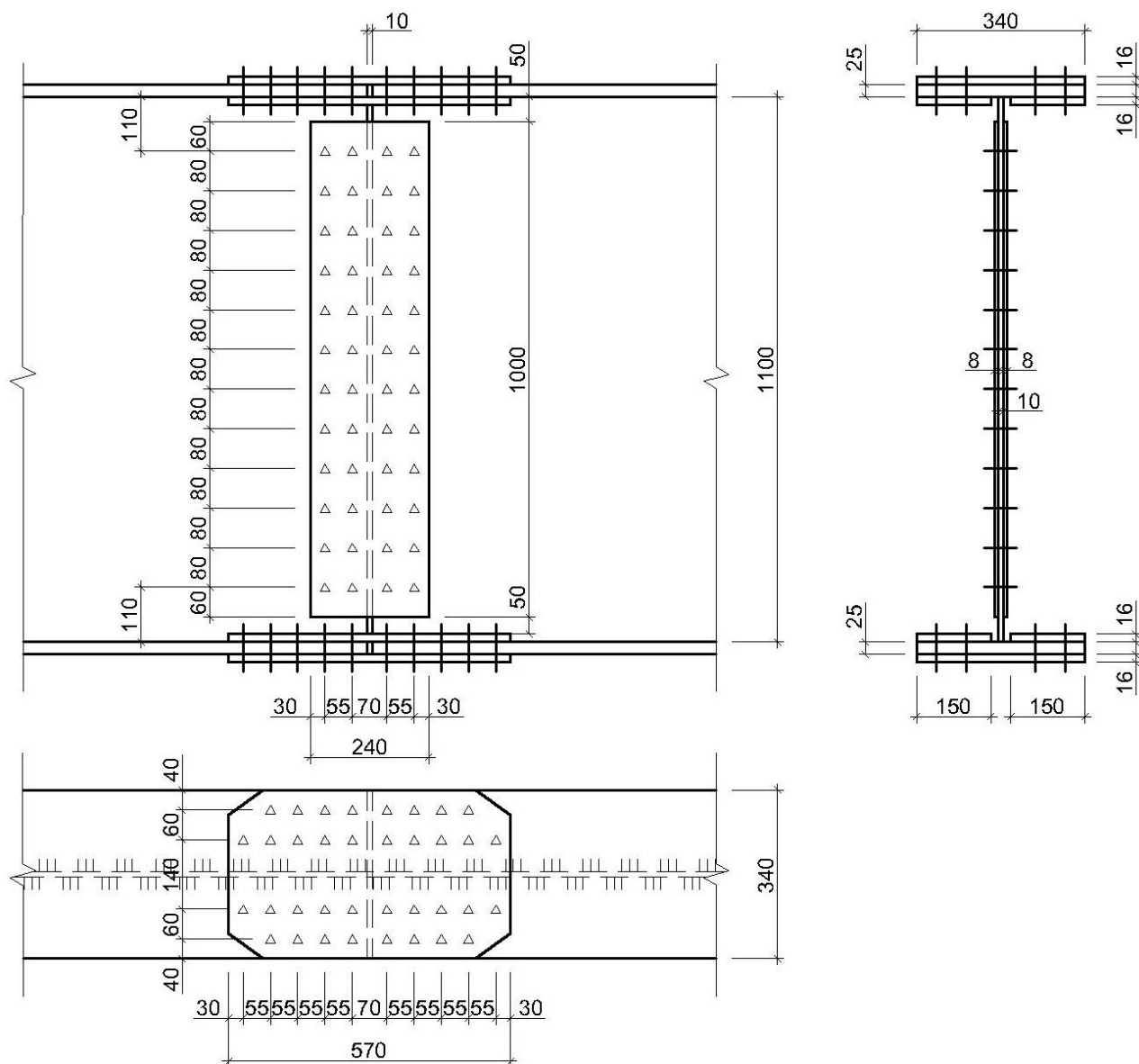


Рис. 11. Монтажный стык главной балки на высокопрочных болтах

Расчётное усилие  $Q_{bh}$ , которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом определяем по [1, форм. (191)]

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h} = \frac{75,5 \cdot 2,45 \cdot 0,42}{1,12} = 69,4 \text{ кН},$$

где  $R_{bh} = 0,7R_{bun} = 0,7 \cdot 107,8 = 75,5 \text{ кН/см}^2$ , здесь  $R_{bun} = 107,8 \text{ кН/см}^2$  – временное сопротивление, определяемое по [1, табл. Г.8] для болтов  $d = 20 \text{ мм}$  из стали 40Х «селект»;  $A_{bn} = 2,45 \text{ см}^2$  – площадь сечения болта нетто [1, табл. Г.9];  $\mu = 0,42$  – коэффициент трения [1, табл. 42];  $\gamma_h = 1,12$  – коэффициент надёжности [1, табл. 42].



Необходимое количество болтов на полунакладке

$$n \geq \frac{N_f}{Q_{bh} \cdot k_1 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c} = \frac{2301,8}{69,4 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1} = 16,6,$$

где  $\gamma_b = 1$  – коэффициент условия работы соединения, принимаемый по [1. п. 14.3.4] при количестве болтов в первом приближении  $n \geq 10$ ;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, принимаемый по [1, табл. 1];  $k_1 = 2$  – количество поверхностей трения соединяемых элементов.

Принимаем 18 болтов. Полученное количество болтов ставим по каждую сторону от центра стыка, т.е. на каждой полунакладке.

По [1, табл. 40] определяем минимальные расстояния:

между центрами болтов  $a_{min,1} = 2,5d_{отв} = 2,5 \cdot 22 = 55$  мм;

от центра болта до края элемента  $a_{min,2} = 1,3d_{отв} = 1,3 \cdot 22 = 28,6$  мм;

Принимаем  $a_{min,1} = 55$  мм,  $a_{min,2} = 30$  мм.

Пояс балки перекрываем тремя накладками сечениями 340x14 мм и 2x150x14 мм, общей площадью сечения

$$\sum A_n = 34 \cdot 1,4 + 2 \cdot 15 \cdot 1,4 = 89,6 \text{ см}^2 > A_f = 34 \cdot 2,5 = 85 \text{ см}^2.$$

*Стык стенки.* Момент, действующий на стенку, определяем по формуле

$$M_w = \frac{M_{max} \cdot J_w}{J_x} = \frac{3123,40 \cdot 110916,7}{648895,8} = 533,89 \text{ кНм}.$$

Принимаем расстояние между крайними по высоте рядами болтов

$$a_{max} = 1100 - 2 \cdot 100 = 900 \text{ мм}.$$

Коэффициент стыка

$$\alpha = \frac{M_w}{m \cdot a_{max} \cdot Q_{bh} \cdot k_2} = \frac{53389}{2 \cdot 90 \cdot 69,4 \cdot 2} = 2,137,$$

где  $m = 2$  – количество вертикальных рядов болтов на полунакладке;  $k_2 = 2$  – количество поверхностей трения.

По [5, табл. 7.8] находим количество болтов в одном вертикальном ряду  $k = 12$  при  $\alpha = 2,13 > 2,128$ .

В соответствии с требованиями [1, табл. 40] назначаем шаг болтов на стенке  $a = 80$ , тогда расстояние между крайними рядами болтов равно  $a_{max} = 11 \cdot 80 = 880$  мм.

Проверяем стык стенки

$$N_{max} = M_w \cdot \frac{a_{max}}{m \cdot \sum a_i^2} = \frac{53389 \cdot 88}{2 \cdot 18304} = 128,34 \text{ кН} < Q_{bh} k_2 = 69,4 \cdot 2 = 138,8 \text{ кН},$$

$$\text{где } \sum a_i^2 = 88^2 + 72^2 + 56^2 + 40^2 + 24^2 + 8^2 = 18304 \text{ см}^2.$$

Стенку перекрываем двумя вертикальными накладками  $1000 \times 240 \times 8$ .

$$\text{Усилие натяжения болта } P = R_{bh} \cdot A_{bn} = 75,5 \cdot 2,45 = 184,98 \text{ кН}.$$

Проверяем ослабление нижнего растянутого пояса отверстиями под болты  $d = 22$  мм. По краю стыка пояс ослаблен четырьмя отверстиями

$$A_n^f = 34 \cdot 2,5 - 2 \cdot 2,2 \cdot 2,5 = 74 \text{ см}^2 > 0,85 A_f = 0,85 \cdot 34 \cdot 2,5 = 72,25 \text{ см}^2$$

Так как  $A_n^f > 0,85 A_f$ , то ослабление пояса можно не учитывать.

Проверяем ослабление накладок в середине стыка четырьмя отверстиями

$$A_n^{\text{накл}} = 89,6 - 4 \cdot 2 \cdot 1,4 \cdot 2,2 = 64,96 \text{ см}^2 < 0,85 A_f = 0,85 \cdot 34 \cdot 2,5 = 72,25 \text{ см}^2.$$

Так как  $A_n^{\text{накл}} < 0,85 A_f$ , то увеличиваем толщину накладок. Принимаем накладки толщиной 16 мм:

$$\begin{aligned} A_n^{\text{накл}} &= 1,6 \cdot (34 + 2 \cdot 15) - 4 \cdot 2 \cdot 1,6 \cdot 2,2 = 74,24 \text{ см}^2 > 0,85 A_f = \\ &= 0,85 \cdot 34 \cdot 2,5 = 72,25 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

## РАСЧЁТ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТОЙ КОЛОННЫ К4

В курсовой работе необходимо рассчитать и запроектировать среднюю колонну К4 (стержень, оголовок и базу). Так как главные балки опираются на колонну сверху, то за расчётную схему колонны принимается центрально сжатая стойка с шарнирно закреплённым верхним концом. Сопряжение колонны с фундаментом принимается жёстким. Расчётная схема колонны представлена на рис. 12.

Расчётная нагрузка на среднюю колонну равна сумме двух опорных реакций главной балки

$$N = 2R_{гб}$$

Расчётные длины колонны:

в плоскости главных балок

$$l_{efx} = \mu \cdot l_x = \mu \cdot (H + 0,15 - t_n - h_{гб} - a_p);$$

из плоскости

$$l_{efy} = \mu \cdot l_y = \mu \cdot (H + 0,15 - t_n - h_{бн}),$$

где  $l_x, l_y$  – геометрические длины колонны соответственно в плоскости и из плоскости главных балок;  $\mu$  – коэффициент приведения длины, зависящий от способа закрепления концов колонны [1, табл. 30, а];  $H$  – высота этажа по заданию; 0,15 м – заглубление базы колонны;  $h_{гб}$  – высота главной балки;  $h_{бн}$  – высота балки настила;  $t_n$  – толщина настила;  $a_p$  – выступ опорного ребра главной балки.

В курсовой работе стержень колонны проектируется сплошного сечения из прокатного двутавра с параллельными гранями полков колонного типа по ГОСТ 26020-83 (см. прил. 3).

Задача по подбору сечения колонны решается методом последовательного приближения. В первом приближении задаются гибкостью стержня колонны в пределах  $\lambda_3 = 60 \dots 100$  и по (прил. 2) находят коэффициент продольного изгиба  $\varphi_3$ .

Требуемая площадь сечения колонны определяется по формуле

$$A^{тр} = \frac{N}{\varphi_3 \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

где  $R_y$  – расчётное сопротивление стали колонны [1, табл. В.3].

При опирании главной балки на колонну сверху (см. рис. 10) ширина полки двутавра колонны принимается больше ширины полки главной балки в изменённом сечении  $b_f \geq b'_{f,гб}$ . При примыкании балки к колонне сбоку ширина полки двутавра колонны принимается  $b_f \geq b'_{f,гб} + 40$  мм.

По сортаменту (прил. 3) по  $A^{тр}$  с учётом конструктивных требований подбирается сечение колонны.

Для проверки подобранного сечения уточняются гибкости

$$\lambda_x = l_{efx}/i_x \leq [\lambda]; \quad \lambda_y = l_{efy}/i_y \leq [\lambda].$$

По наибольшей гибкости  $\lambda_{max}$  и расчётному сопротивлению  $R_y$  по (прил. 2) определяется интерполяцией минимальный коэффициент продольного изгиба  $\varphi_3$ .

Проверка общей устойчивости колонны выполняется по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{min} \cdot A} \leq R_y \gamma_c.$$

Сечение колонны считается подобранным удовлетворительно, если напряжение близко к расчётному сопротивлению. Так как гибкостью колонны  $\lambda_3$  задаются произвольно, то в первом приближении обычно не удаётся подобрать рациональное сечение. Выяснив несоответствие, подбирается другой двутавр и вновь проверяется на общую устойчивость.

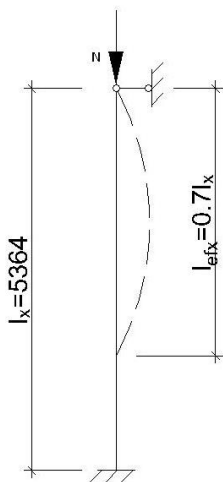


Рис. 12. Расчётная схема колонны

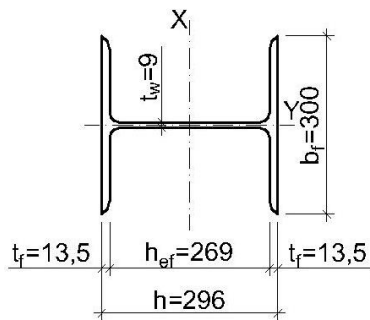


Рис. 13. Сечение колонны K4

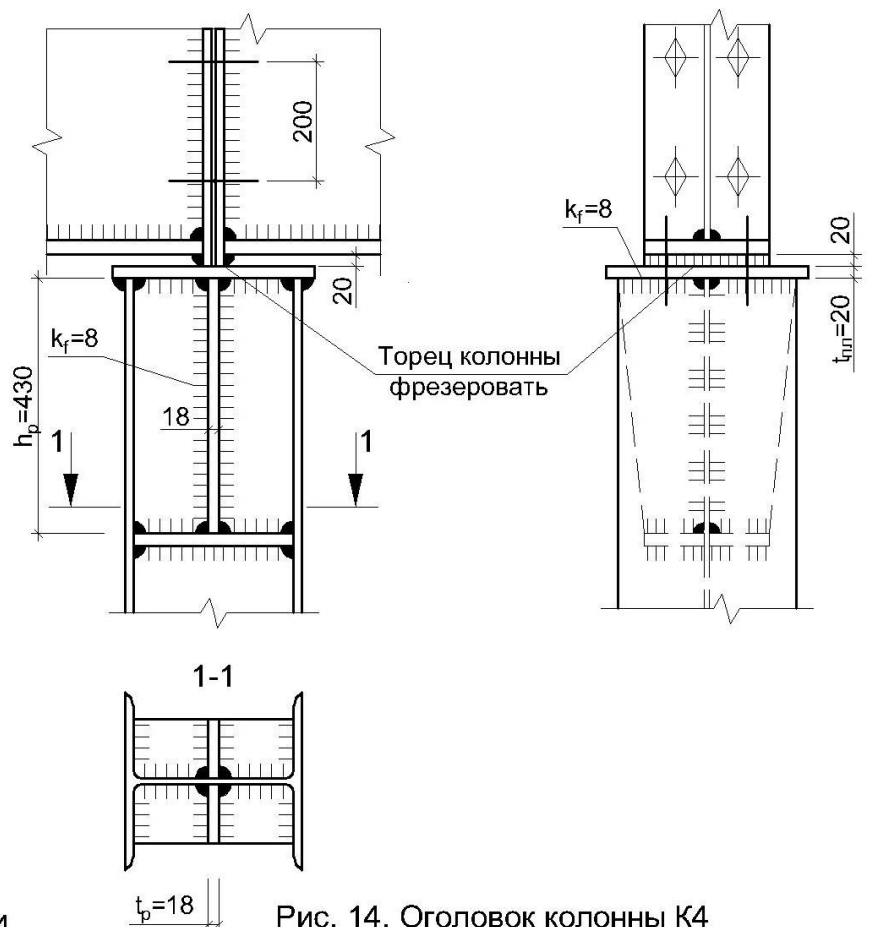


Рис. 14. Оголовки колонны K4

### Пример. Подбор сечения колонны К4

По заданию (см. табл. 2) сталь колонны С355 по ГОСТ 27772-88. Высота этажа  $H = 6.4$  м.

Расчётная нагрузка на колонну

$$N = 2R_{гб} = 2 \cdot 991,56 = 1983,12 \text{ кН.}$$

Геометрические длины колонны:

в плоскости главных балок

$$l_x = H + 0,15 - t_n - h_{гб} - a_p = 6,4 + 0,15 - 0,016 - 1,15 - 0,02 = 5,364 \text{ м;}$$

из плоскости

$$l_y = H + 0,15 - t_n - h_{бн} = 6,4 + 0,15 - 0,016 - 0,22 = 6,314 \text{ м.}$$

Расчётные длины колонны:

в плоскости

$$l_{efx} = \mu \cdot l_x = 0,7 \cdot 5,364 = 3,755 \text{ м;}$$

из плоскости

$$l_{efy} = \mu \cdot l_y = 0,7 \cdot 6,314 = 4,42 \text{ м;}$$

где  $\mu = 0,7$  – коэффициент приведения длины, определяемый по [1, табл. 30] в соответствии с условиями закрепления концов стержня.

Задаёмся гибкостью  $\lambda_3 = 70$ . По [1, табл. В.3] для стали колонны С355 определяем расчётное сопротивление  $R_y = 35 \text{ кН/см}^2$ , принимая в первом приближении толщину полки колонны  $t_f = 8 \dots 16 \text{ мм}$ . В зависимости от  $\lambda_3 = 70$  и  $R_y = 35 \text{ кН/см}^2$  по (прил. 2) определяем интерполяцией коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 0,6623$ .

Исходя из условия общей устойчивости, определяем требуемую площадь сечения колонны

$$A^{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi_3 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1983,12}{0,6623 \cdot 35 \cdot 1} = 85,55 \text{ см}^2,$$

Находим требуемые радиусы инерции сечения:

$$i_x^{\text{TP}} = l_{efx}/\lambda_3 = 375,5/70 = 5,36 \text{ см}; \quad i_y^{\text{TP}} = l_{efy}/\lambda_3 = 442/70 = 6,31 \text{ см}.$$

Ширина полки при опирании балки на колонну сверху (см. рис. 14)

$$b_f \geq b'_{f, \Gamma 6} = 210 \text{ мм}; \quad b_f \geq i_y^{\text{TP}}/\alpha = 6,31/0,24 = 26,29 \text{ см},$$

где  $\alpha = 0,24$  – коэффициент для симметричного двутавра.

Принимаем двутавр I 30К1 по ГОСТ 26020-83 (см. прил. 3). Сечение колонны К4 представлено на рис. 13. Из сортамента выписываем геометрические характеристики выбранного сечения:

$$A = 108 \text{ см}^2; \quad b_f = 300 \text{ мм}; \quad t_f = 13,5 \text{ мм}; \quad h = 296 \text{ мм}; \quad t_w = 9 \text{ мм};$$

$$J_x = 18110 \text{ см}^4; \quad W_x = 1223 \text{ см}^3; \quad J_y = 6079 \text{ см}^4; \quad W_y = 405 \text{ см}^3;$$

$$S_x = 672 \text{ см}^3; \quad i_x = 12,95 \text{ см}; \quad i_y = 7,5 \text{ см}; \quad \bar{q}_{\text{с.в}} = 0,848 \text{ кН/м}.$$

Для проверки сечения стержня колонны определяем гибкости

$$\lambda_x = l_{efx}/i_x = 375,5/12,95 = 29; \quad \lambda_y = l_{efy}/i_y = 442/7,5 = 58,9.$$

По [1, табл. В.3] уточняем  $R_y = 35 \text{ кН/см}^2$  для стали колонны С355 при  $t_f = 13,5 \text{ мм}$ . По наибольшей гибкости  $\lambda_{\text{max}} = \lambda_y = 58,9$  и расчётному сопротивлению  $R_y = 35 \text{ кН/см}^2$  по (прил. 2) определяем интерполяцией минимальный коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 0,75974$ .

Уточняем расчётное усилие в колонне с учётом её собственного веса

$$N = 2R_{\Gamma 6} + 1,05 \cdot \bar{q}_{\text{с.в}} \cdot i_x = 2 \cdot 991,56 + 1,05 \cdot 0,848 \cdot 12,95 = 1994,65 \text{ кН}.$$

Проверяем общую устойчивость колонны

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\text{min}} \cdot A} = \frac{1994,65}{0,75974 \cdot 108} = 24,31 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 35 \text{ кН/см}^2.$$

Общая устойчивость колонны обеспечена.

Гибкость колонны не превышает предельного значения [1, табл. 32]

$$\lambda_{\text{max}} = \lambda_y = 58,9 < [\lambda] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,695 = 138,3,$$

где  $\alpha = N/\varphi_{\text{min}} A R_y \gamma_c = 1994,65/(0,75974 \cdot 108 \cdot 35 \cdot 1) = 0,695 > 0,5$ .

Проверка местной устойчивости полки и стенки для прокатного двутавра не требуются.

### Оголовок колонны

Оголовок колонны предназначен для восприятия и равномерного распределения по сечению стержня колонны значительной сосредоточенной силы, передаваемой главными балками.

При опирании главных балок на колонну сверху узел сопряжения является шарнирным. В этом случае оголовок колонны состоит из опорной плиты и рёбер, поддерживающих плиту и передающих нагрузку на стержень колонны (рис. 14).

Толщина опорной плиты назначается конструктивно 20 ... 30 мм, а размеры плиты в плане принимаются так, чтобы она выходила за контур колонны на 10 ... 20 мм. Швы, прикрепляющие ребро оголовка к плите, должны выдерживать полное давление на оголовок. Если торец колонны фрезеруется, то давление от главных балок передаётся через опорную плиту непосредственно на рёбра оголовка, и сварные швы прикрепления плиты назначаются конструктивно с минимальным размером катета.

Высота опорных рёбер назначается из условия размещения угловых сварных швов:

при расчёте по металлу шва

$$h_p \geq \frac{N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см};$$

при расчёте по металлу границы плавления

$$h_p \geq \frac{N}{n \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см},$$

где  $n$  – количество сварных швов; 1 см – даётся на непровар.

Высота опорного ребра не должна быть больше предельной длины флангового шва  $l_w^{\max} = 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$ .

Толщина ребра определяется из условия сопротивления на смятие под полным опорным давлением:

$$t_p = \frac{N}{l_{cm} \cdot R_p},$$

где  $R_p$  – расчётное сопротивление стали смятию торцевой поверхности;  $l_{cm}$  – длина сминаемой поверхности.

Назначив окончательно толщину ребра  $t_p$  в соответствии с сортаментом на листовую сталь (см. прил. 4), следует проверить ребро на срез:

$$\tau = \frac{0,5 \cdot N}{h_p \cdot t_p} \leq R_s \gamma_c.$$

Чтобы придать жёсткость рёбрам, поддерживающим опорную плиту, и укрепить от потери устойчивости стенку стержня колонны в местах передачи сосредоточенных нагрузок, вертикальные рёбра обрамляются снизу горизонтальными рёбрами.

### **Пример. Расчёт и конструирование оголовка колонны К4**

Так как в курсовой работе главные балки опираются на колонны сверху, то узел сопряжения является шарнирным. Конструкция оголовка колонны показана на рис. 14.

Толщину опорной плиты принимаем конструктивно  $t_{пл} = 20$  мм.

Вертикальные рёбра привариваются к плите и к стенке колонны ручной сваркой электродами Э50 [1, табл. Г.1]. Швы, прикрепляющие ребро оголовка к плите, должны выдерживать полное давление на оголовок.

Расчёт катета шва по металлу шва

$$k_{f1} \geq \frac{N}{\beta_f \cdot \sum l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{1994,65}{0,7 \cdot 2 \cdot (21 - 1) \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1} = 3,31 \text{ см.}$$

Расчёт катета шва по металлу границы сплавления

$$k_{f2} \geq \frac{N}{\beta_z \cdot \sum l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{1994,65}{1 \cdot 2 \cdot (21 - 1) \cdot 21,15 \cdot 1 \cdot 1} = 2,36 \text{ см.}$$

где  $\beta_f = 0,7$  и  $\beta_z = 1$  – коэффициенты глубины проплавления [1, табл. 39];  $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление углового шва по металлу шва [1, табл. Г.2];  $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 47 = 21,15 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротив-



ление углового шва по металлу границы сплавления;  $R_{un} = 47 \text{ кН/см}^2$  – нормативное временное сопротивление, определяемое по [1, табл. В.3] для стали С355 при  $t_f = 13,5 \text{ мм}$ ;  $\sum l_w$  – расчётная длина швов.

По расчётам катет шва получается большим  $k_f = 18 \text{ мм}$ , поэтому принимаем стержень колонны с фрезерованным торцом, а катет шва назначаем конструктивно  $k_f = 8 \text{ мм}$ .

Высоту ребра оголовка  $h_p$  определяем по требуемой длине сварных швов, передающих нагрузку на стержень колонны. Сварка ручная электродами Э50. Катет шва назначаем из следующих условий:

$$k_f^{\min} < k_f < k_f^{\max},$$

где  $k_f^{\min} = 6 \text{ мм}$  – минимально допустимый катет шва;  $k_f^{\max} = 1,2t_{\min} = 1,2 \cdot 9 = 10,8 \text{ мм}$  – максимальный катет шва.

Принимаем  $k_f = 8 \text{ мм}$ . Так как  $\beta_f \cdot R_{wf} = 0,7 \cdot 21,5 = 15,05 \text{ кН/см}^2 < \beta_z \cdot R_{wz} = 1 \cdot 21,5 = 21,5 \text{ кН/см}^2$ , то расчёт ведём по металлу шва.

Необходимая высота ребра

$$h_p \geq \frac{N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{1994,65}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 42,4 \text{ см}.$$

Предельно допустимая высота  $h_p^{\max} = 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,8 = 47,6 \text{ см}$ .

Назначаем высоту ребра  $h_p = 43 \text{ см}$ .

Толщину ребра оголовка определяем из условия сопротивления на смятие под полным опорным давлением

$$t_p = \frac{N}{l_{cm} \cdot R_p} = \frac{1994,65}{25 \cdot 45,85} = 1,74 \text{ см},$$

где  $R_p = R_{un}/\gamma_m = 47/1,025 = 45,85 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление стали смятию торцевой поверхности;  $l_{cm}$  – длина сминаемой поверхности, принимаемая равной  $l_{cm} = b'_{f,гб} + 2 \cdot t_{пл} = 21 + 2 \cdot 2 = 25 \text{ см}$ , но не более ширины полки колонны  $l_{cm}^{тр} \leq b_f = 30 \text{ см}$ .

В соответствии с сортаментом на листовую сталь (прил. 4) принимаем толщину ребра  $t_p = 18 \text{ мм}$ .

Проверяем на срез

$$\tau = \frac{0,5 \cdot N}{h_p \cdot t_p} = \frac{0,5 \cdot 1994,65}{43 \cdot 1,8} = 12,89 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 19,72 \text{ кН/см}^2,$$

где  $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 34 = 19,72 \text{ кН/см}^2$ , здесь  $R_y = 34 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление по [1, табл. В.3] при  $t_p = 18 \text{ мм}$ .

Размеры плиты оголовка назначаем конструктивно 340x340x20 мм в зависимости от размеров колонны и условия размещения угловых сварных швов.

Крепление главных балок к колонне принимаем на монтажных болтах  $d = 20 \text{ мм}$ , которые фиксируют проектное положение балок. Между собой главные балки крепятся на болтах нормальной точности  $d = 20 \text{ мм}$ .

### База колонны

База является опорной частью колонны и служит для передачи усилий с колонны на фундамент. По конструктивному решению базы могут быть с траверсой и без траверс (с фрезерованным торцом стержня колонны). В курсовой работе для колонны К4, необходимо запроектировать базу с фрезерованным торцом (рис. 15, а).

Площадь опорной плиты базы определяются из условия смятия бетона фундамента под плитой

$$A_{пл} = N/R_{b,loc},$$

где  $R_{b,loc}$  – расчётное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле  $R_{b,loc} = R_b \cdot \gamma$ , здесь  $R_b$  – расчётное сопротивление бетона сжатию (призменная прочность), принимаемое по [3, табл. 6.8];  $\gamma = \sqrt[3]{A_{\phi}/A_{пл}}$  – коэффициент, учитывающий местное сжатие бетона, принимаемый в первом приближении  $\gamma = 1,2 \dots 1,2$ ;  $A_{\phi}$  – площадь верхнего обреза фундамента.

При фрезерованном торце стержня колонны опорная плита принимается квадратной в плане с размерами  $B = L \geq \sqrt{A_{пл}}$ .

Окончательно назначив размеры плиты в соответствии с сортаментом на листовую сталь (см. прил. 4), проверяют напряжения в бетоне фундамента:

$$q = \frac{N}{B \cdot L} \leq R_{b,loc}.$$

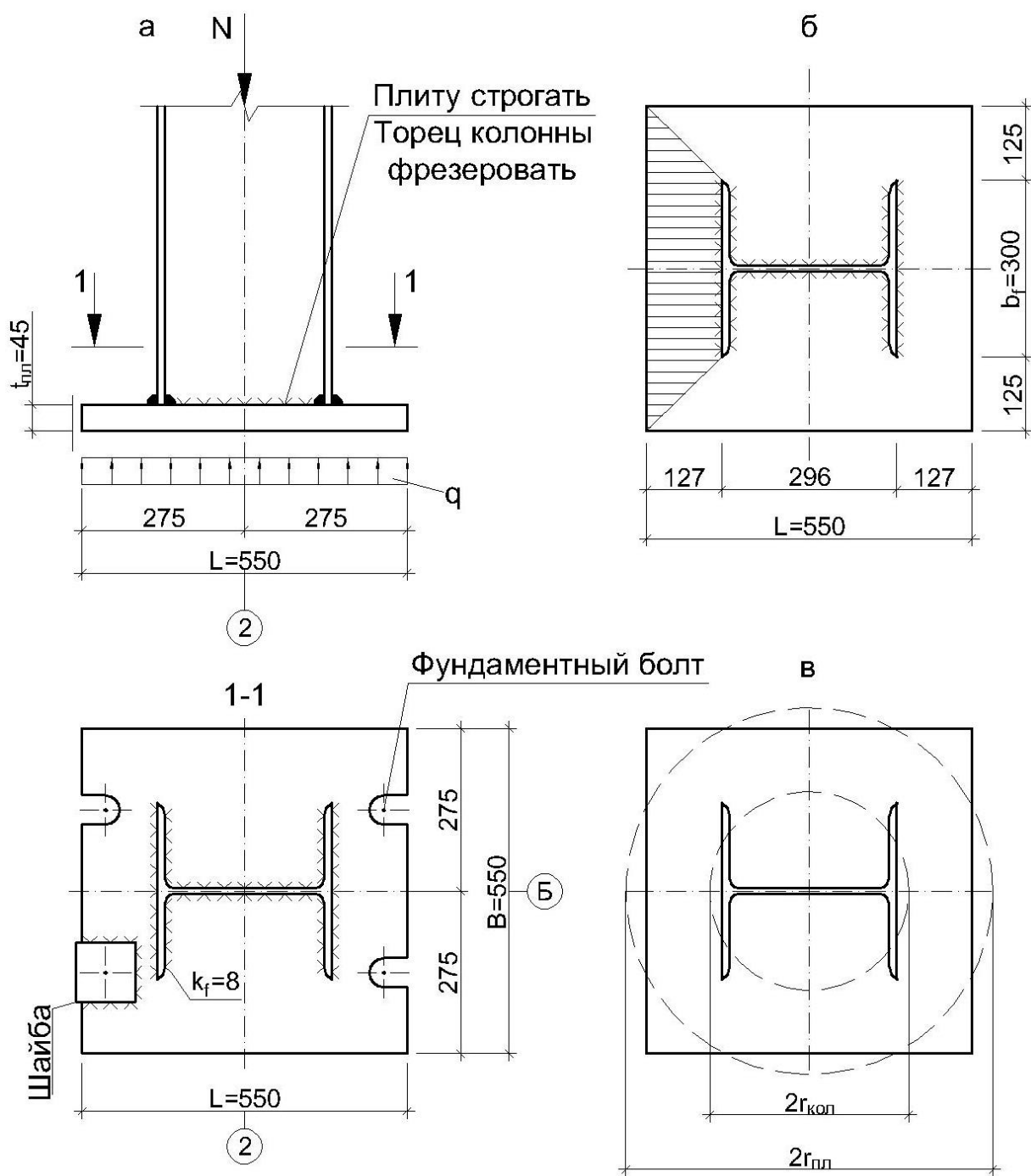


Рис. 15. База колонны К4: а - конструктивное решение базы, б, в - к определению толщины опорной плиты

Приближенный расчёт толщины опорной плиты можно выполнить по балочной схеме, рассматривая трапецидальный участок плиты как консоль шириной  $b = b_f$  (рис. 15, б). Изгибающий момент в плите по кромке колонны

$$M = A_{\text{трап}} \cdot q \cdot c,$$

где  $A_{\text{трап}}$  – площадь трапеции;  $c$  – расстояние от центра тяжести трапеции до кромки колонны.

Требуемая толщина плиты

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b_f \cdot R_y}}$$

Окончательно величина  $t_{пл}$  уточняется по сортаменту на листовую сталь (см. прил. 4).

Подобранные размеры плиты проверяются более точным методом, который учитывает фактический пространственный изгиб плиты. Заменяя опорную плиту и сечение колонны равновеликими по площади кругами, проводится проверка прочности плиты по приведённым напряжениям (рис. 15, в).

Для восприятия напряжений от случайных моментов и поперечных сил сварные швы, прикрепляющие колонну с фрезерованным торцом к опорной плите, условно рассчитываются на усилие, составляющее 15 % от общего давления.

Фундаментальные болты в центрально-сжатых колоннах назначаются конструктивно диаметром 20 ... 36 мм.

### **Пример. Расчёт и конструирование базы колонны К4**

В курсовой работе для колонны К4 проектируем базу с фрезерованным торцом. Сопряжение колонны с фундаментом жёсткое. Конструкция базы показана на рис. 15, а.

По заданию (см. табл. 2) принимаем класс бетона фундамента В10. Задавшись коэффициентом  $\gamma = 1,2$ , определяем расчётное сопротивление бетона смятию

$$R_{b,loc} = R_b \cdot \gamma = 0,612 \cdot 1,2 = 0,7344 \text{ кН/см}^2,$$

где  $R_b = 0,612 \text{ кН/см}^2$  – призмная прочность бетона класса В10 [3, табл. 6.8].

Требуемая площадь опорной плиты

$$A_{пл} = N / R_{b,loc} = 1994,65 / 0,7344 = 2716,03 \text{ см}^2.$$

Плиту проектируем квадратной в плане

$$B = L \geq \sqrt{A_{пл}} = \sqrt{2716,03} = 52,12 \text{ см.}$$

Принимаем опорную плиту с размерами  $B = L = 550$  мм.

Размеры фундамента под опорной плитой принимают на 30 ... 40 см больше габаритов плиты. Назначаем размеры фундамента  $B_{\phi} = L_{\phi} = 550 + 300 = 850$  мм.

Площадь опорной плиты и верного обреза фундамента

$$A_{\text{пл}} = B \cdot L = 55 \cdot 55 = 3025 \text{ см}^2; A_{\phi} = B_{\phi} \cdot L_{\phi} = 85 \cdot 85 = 7225 \text{ см}^2.$$

Уточняем коэффициент, учитывающий местное сжатие бетона, и расчётное сопротивление бетона смятию:

$$\gamma = \sqrt[3]{7225/3025} = 1,34;$$

$$R_{b,loc} = R_b \cdot \gamma = 0,612 \cdot 1,34 = 0,82 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем давление в бетоне фундамента

$$q = \frac{N}{B \cdot L} = \frac{1994,65}{55 \cdot 55} = 0,66 \text{ кН/см}^2.$$

Толщину опорной плиты определяем приближённым методом по балочной схеме. Находим изгибающий момент в плите по кромке колонны, рассматривая трапецевидный участок плиты как консоль

$$M = A_{\text{трап}} \cdot q \cdot c = 473,9 \cdot 0,66 \cdot 6,12 = 1914,2 \text{ кНсм},$$

где  $A_{\text{трап}}$  – площадь сечения трапеции

$$A_{\text{трап}} = \frac{B + b}{2} \cdot 11,15 = \frac{55 + 30}{2} \cdot 11,15 = 473,9 \text{ см}^2;$$

$c$  – расстояние от центра тяжести трапеции до кромки колонны

$$c = \frac{11,15}{3} \cdot \frac{(2B + b)}{(B + b)} = \frac{11,15}{3} \cdot \frac{(2 \cdot 55 + 30)}{(55 + 30)} = 6,12 \text{ см}.$$

Требуемая толщина опорной плиты

$$t_{\text{пл}}^{\text{тр}} = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b_f \cdot R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1914,2}{30 \cdot 34}} = 3,36 \text{ см},$$

где  $R_y = 34 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление стали по пределу текучести при  $t_{\text{пл}} = 20 \dots 40$  мм.

Принимаем толщину опорной плиты  $t_{пл} = 36$  мм (см. прил. 4).

При отношении  $b/B = 30/55 = 0,55 > 0,5$  необходимо проверить подобранные размеры плиты более точным методом, учитывающим пространственный изгиб плиты. Для этого квадратную плиту и прямоугольное сечение колонны заменяем равновеликими по площади кругами:

$$A_{пл} = B \cdot L = 55 \cdot 55 = 3025 \text{ см}^2; \quad r_{пл} = \sqrt{\frac{A_{пл}}{\pi}} = \sqrt{\frac{3025}{3,14}} = 31,04 \text{ см};$$

$$A_{кол} = h \cdot b_f = 29,6 \cdot 30 = 888 \text{ см}^2; \quad r_{кол} = \sqrt{\frac{A_{кол}}{\pi}} = \sqrt{\frac{888}{3,14}} = 16,82 \text{ см}.$$

Изгибающие моменты (кНсм), приходящиеся на единичные полосы в радиальном и тангенциальном направлениях, определяем по формулам:

$$M_r = k_r \cdot N = 0,0276 \cdot 1994,65 = 55,05 \text{ кНсм};$$

$$M_t = k_t \cdot N = 0,0472 \cdot 1994,65 = 94,17 \text{ кНсм},$$

где  $k_r$  и  $k_t$  – коэффициенты, зависящие от отношения радиусов контура колонны и плиты  $r_{кол}/r_{пл} = 16,82/31,04 = 0,542$ , определяемые по [6, табл. 8.8].

Нормальные напряжения в опорной плите

$$\sigma_r = \frac{6 \cdot M_r}{t_{пл}^2} = \frac{6 \cdot 55,05}{3,6^2} = 25,5 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 34 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_t = \frac{6 \cdot M_t}{t_{пл}^2} = \frac{6 \cdot 94,17}{3,6^2} = 43,6 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_c = 34 \text{ кН/см}^2.$$

Так как прочность по нормальным напряжениям не обеспечена, увеличиваем толщину опорной плиты  $t_{пл} = 45$  мм. Уточняем  $R_y = 33 \text{ кН/см}^2$  по [1, табл. В.3]

$$\sigma_r = \frac{6 \cdot M_r}{t_{пл}^2} = \frac{6 \cdot 55,05}{4,5^2} = 16,3 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 33 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_t = \frac{6 \cdot M_t}{t_{пл}^2} = \frac{6 \cdot 94,17}{4,5^2} = 27,9 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 33 \text{ кН/см}^2.$$

Касательные напряжения определяем из условия продавливания

$$\tau = \frac{N}{2 \cdot \pi \cdot r_{\text{кол}} \cdot t_{\text{пл}}} = \frac{1994,65}{2 \cdot 3,14 \cdot 16,82 \cdot 4,5} = 4,2 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность плиты проверяем по приведённым напряжениям

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{пр}} &= \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_t^2 - \sigma_r \cdot \sigma_t + 3\tau^2} = \sqrt{16,3^2 + 27,9^2 - 16,3 \cdot 27,9 + 3 \cdot 4,2^2} \\ &= 25,34 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 28 \text{ кН/см}^2.\end{aligned}$$

Так как прочность плиты обеспечена, то окончательно принимаем  $t_{\text{пл}} = 45 \text{ мм}$ .

Сварные швы, прикрепляющие колонну с фрезерованным торцом к опорной плите, рассчитываем на усилие, составляющее 15% от общего давления. Сварка ручная электродами Э50 [1, табл. Г.1].

Проверяем прочность сварного шва:

по металлу шва

$$\tau_{wf} = \frac{0,15 \cdot N}{\beta_f \cdot k_f \cdot \sum l_w} = \frac{0,15 \cdot 1994,65}{0,7 \cdot 0,8 \cdot 177,4} = 3,01 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 21,5 \text{ кН/см}^2;$$

по металлу границы сплавления

$$\tau_{wz} = \frac{0,15 \cdot N}{\beta_z \cdot k_f \cdot \sum l_w} = \frac{0,15 \cdot 1994,65}{1 \cdot 0,8 \cdot 177,4} = 2,1 \text{ кН/см}^2 < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 21,15 \text{ кН/см}^2,$$

где  $\beta_f = 0,7, \beta_z = 1$  – коэффициенты глубины проплавления;  $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление углового шва по металлу шва, определяемое по [1, табл. Г.2] для электродов Э50;  $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 47 = 21,15 \text{ кН/см}^2$  – расчётное сопротивление углового шва по металлу границы сплавления;  $R_{un} = 47 \text{ кН/см}^2$  – нормативное временное сопротивление, определяемое по [1, табл. В.3] для стали С355 при  $t_{\text{пл}} = 45 \text{ мм}$ ;  $\sum l_w$  – длина сварного шва

$$\sum l_w = 2h + 4b_f - 2t_w = 2 \cdot 29,6 + 4 \cdot 30 + 2 \cdot 0,9 = 177,4 \text{ см}.$$

Так как толщина опорной плиты  $t_{\text{пл}}$  больше 40 мм, то катет шва, исходя из примечаний [1, табл. 38], принимаем по расчёту. Расчёт катета шва по металлу шва

$$k_{f1} \geq \frac{N}{\beta_f \cdot \sum l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{1994,65}{0,7 \cdot 177,4 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1} = 0,75 \text{ см}.$$

Расчёт катета шва по металлу границы сплавления

$$k_{f2} \geq \frac{N}{\beta_z \cdot \sum l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{1994,65}{1 \cdot 177,4 \cdot 21,15 \cdot 1 \cdot 1} = 0,53 \text{ см.}$$

Принимаем катет шва  $k_f = 8$  мм.

Фундаментальные болты принимаем конструктивно  $d = 30$  мм из стали 09Г2С по ГОСТ 19281-73\*, диаметр отверстий для болтов  $d_{отв} = 45$  мм.

## ОФОРМЛЕНИЕ РАБОТЫ

Пояснительная записка является результатом работы студента по компоновке балочной клетки и расчёту её конструктивных элементов. Она включает в себя задание на проектирование, статические и конструктивные расчёты конструкций с сопутствующими эскизами, таблицами и др. Эскизы и чертежи рекомендуется выполнять карандашом, а текстовую часть – в виде рукописи чернилами или пастой на листах формата А4. Текст пояснительной записки можно набрать на ЭВМ размером шрифта 14 с полуторным интервалом.

Пояснительная записка должна быть составлена подробно, чётко и последовательно, со ссылкой на нормативные и литературные источники и другие материалы, использованные при выполнении работы. Текст пишется на одной стороне листа.

Графическая часть курсовой работы выполняется на листе формата А1 (в карандаше, туши или на компьютере) и включает в себя чертежи конструкций на стадии КМ и КМД (соответственно «конструкции металлические» и «конструкции металлические детализованные»).

Чертежи выполняются с учётом требований стандартов системы проектной документации для строительства (СПДС), стандартов Единой системы конструкторской документации (ЕСКД) и других стандартов.

На чертежах должно быть необходимое количество размеров, которые определяют габариты элементов и их положение в пространстве. На схеме балочной клетки наносятся разбивочные оси, отметки уровней, величины пролётов и шагов. Конструктивные элементы на схеме изображаются сплошной линией, означающей отдельную отправочную марку. На разрезах колонны и балки показываются двумя линиями («в теле»).



Узлы изображаются в нескольких проекциях с показом осей, отметок, размеров сварных швов, диаметров, типов и классов прочности болтов, толщин рёбер, накладок и т.д. Если деталь подвергается дополнительной обработке (строжке, фрезеровке), то это необходимо отражать на чертеже и в спецификации. Для высокопрочных болтов следует указывать силу натяжения болта.

Условные изображения и обозначения на рабочих чертежах должны соответствовать требованиям ГОСТ 2.306-68\*, ГОСТ 2.308-79\*, ГОСТ 2.311-68\*, ГОСТ 2.312-72\*, ГОСТ 2.307-68\*, ГОСТ 26047-83 и др. Надписи на чертежах должны соответствовать ГОСТ 2.304-81\*. Масштаб на чертежах не проставляют, за исключением случаев, оговорённых в соответствующих стандартах СПДС. Спецификацию на отправочный элемент главной балки располагают в правом верхнем углу чертежа.

Образец заполнения штампа представлен в прил. 1.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 16.13330.2020 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*» (с Поправкой, с Изменением N 2).
2. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*» (с Изменениями N 2).
3. СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 2.03.01-84\*».
4. ГОСТ 8239-89 Двутавры стальные горячекатанные.
5. ГОСТ 26020-83 Двутавры стальные горячекатанные с параллельными гранями полок
6. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов/ Под общ. ред. Е.И.Беленя. 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.
7. Металлические конструкции: В 3 т. Т.1. Общая часть. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. В.В.Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П.Мельникова) – М.: Изд-во АСВ, 1988. – 576 с.

# Штамп чертежа проекта

11x5=55													15 10 5 10 15
		Ф.И.О.	Подпись	Дата	Кафедра "Строительные дисциплины"								
	Студент				МЕТАЛЛИЧЕСКАЯ БАЛОЧНАЯ КЛЕТКА				Стадия	Лист	Листов	М-б	
	Зав. кафедр.								У	1	1	1:200	
	Рук. проекта												
					Монтажная схема, колонная К4, балки Г2, Б2-А, узлы, сопряжения				ИнГГУ АИ ЭУН-III-17				
	20	20	15	10	70				15	15	10	10	
	185												

Таблица 6

Коэффициенты продольного изгиба  $\varphi$  центрально-сжатых элементов

Гибкость $\lambda$	Сталь с расчётным сопротивлением $R_y$ , МПа											
	200	240	280	320	360	400	440	480	520	560	600	640
10	0,988	0,987	0,985	0,984	0,983	0,982	0,981	0,980	0,979	0,978	0,977	0,977
20	0,967	0,962	0,959	0,955	0,952	0,949	0,946	0,943	0,941	0,938	0,936	0,934
30	0,939	0,931	0,924	0,917	0,911	0,905	0,900	0,895	0,891	0,887	0,883	0,879
40	0,906	0,894	0,883	0,873	0,863	0,854	0,846	0,839	0,832	0,825	0,820	0,814
50	0,869	0,852	0,836	0,822	0,809	0,796	0,785	0,775	0,764	0,746	0,729	0,712
60	0,827	0,805	0,785	0,766	0,749	0,721	0,696	0,672	0,650	0,628	0,608	0,588
70	0,782	0,754	0,724	0,687	0,654	0,623	0,595	0,568	0,542	0,518	0,494	0,470
80	0,734	0,686	0,641	0,602	0,566	0,532	0,501	0,471	0,442	0,414	0,386	0,359
90	0,665	0,612	0,565	0,522	0,483	0,447	0,413	0,380	0,349	0,326	0,305	0,287
100	0,599	0,542	0,493	0,448	0,408	0,369	0,335	0,309	0,286	0,267	0,250	0,235
110	0,537	0,478	0,427	0,381	0,338	0,306	0,280	0,258	0,239	0,223	0,209	0,197
120	0,479	0,419	0,366	0,321	0,287	0,260	0,237	0,219	0,203	0,190	0,178	0,167
130	0,425	0,364	0,313	0,276	0,247	0,223	0,204	0,189	0,175	0,163	0,153	0,145
140	0,376	0,315	0,272	0,240	0,215	0,195	0,178	0,164	0,153	0,143	0,134	0,126
150	0,328	0,276	0,239	0,211	0,189	0,171	0,157	0,145	0,134	0,126	0,118	0,111
160	0,290	0,244	0,212	0,187	0,167	0,152	0,139	0,129	0,120	0,112	0,105	0,099
170	0,259	0,218	0,189	0,167	0,150	0,136	0,125	0,115	0,107	0,100	0,094	0,089
180	0,233	0,196	0,170	0,150	0,135	0,123	0,112	0,104	0,097	0,091	0,085	0,081
190	0,210	0,177	0,154	0,136	0,122	0,111	0,102	0,094	0,088	0,082	0,077	0,073
200	0,191	0,161	0,140	0,124	0,111	0,101	0,093	0,086	0,080	0,075	0,071	0,067
210	0,174	0,147	0,128	0,113	0,102	0,093	0,085	0,079	0,074	0,069	0,065	0,062
220	0,160	0,135	0,118	0,104	0,094	0,086	0,077	0,073	0,068	0,064	0,060	0,057

# Приложение 3

## Таблица 7

Двутавры стальные горячекатаные с уклоном  
внутренних граней 6-12 % по ГОСТ 8239-89

Номер про- фил я	Размеры, мм					A, см <sup>2</sup>	Масса 1 м, кг	Справочные данные для осей						
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	R			x – x				y – y		
								J <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	J <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> , см
10	100	55	4,5	7,2	7	12	9,46	198	39,7	4,06	23	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	14,7	11,5	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8	17,4	13,7	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55
16	160	81	5	7,8	8,5	20,2	15,9	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7
18	180	90	5,1	8,1	9	23,4	18,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88
20	200	100	5,2	8,4	9,5	26,8	21	1840	184	8,28	104	115	23,1	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10	30,6	24	2550	232	9,13	131	157	28,6	2,27
24	240	115	5,6	9,5	10,5	34,8	27,3	3460	289	9,97	163	198	34,5	2,37
27	270	125	6	9,8	11	40,2	31,5	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12	46,5	36,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69
33	330	140	7	11,2	13	53,8	42,2	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14	61,9	48,6	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89
40	400	155	8,3	13	15	72,6	57	19062	953	16,2	545	667	86,1	3,03
45	450	160	9	14,2	16	84,7	66,5	27696	1231	18,1	708	808	101	3,09
50	500	170	10	15,2	17	100	78,5	39727	1589	19,9	919	1043	123	3,23
55	550	180	11	16,5	18	118	92,6	55962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39
60	600	190	12	17,8	20	138	108	76806	2560	23,6	1491	1725	182	3,54

## Таблица 8

Двутавры стальные горячекатаные с параллельными  
гранями полок (выборка из ГОСТ 26020-83)

Номер про- филля	Размеры, мм					A, см <sup>2</sup>	Масса 1 м, кг	Справочные данные для осей						
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	R			x – x				y – y		
								J <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	J <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> , см
Нормальные двутавры (Б)														
20Б1	200	100	5,6	8,5	12	28,49	22,4	1943	194,3	8,26	110,3	142,3	28,5	2,23
23Б1	230	110	5,6	9	12	32,91	25,8	2996	260,5	9,54	147,2	200,3	36,4	2,47
26Б1	258	120	5,8	8,5	12	35,62	28	4024	312	10,63	176,6	245,6	40,9	2,63
30Б1	296	140	5,8	8,5	15	41,92	32,9	6328	427	12,29	240	390	55,7	3,05
35Б1	346	155	6,2	8,5	18	49,53	38,9	10060	581,7	14,25	328,6	529,6	68,3	3,27
35Б2	349	155	6,5	10	18	55,17	43,3	11550	662,2	14,47	373	622,9	80,4	3,36
40Б1	392	165	7	9,5	21	61,25	48,1	15750	803,6	16,03	456	714,9	86,7	3,42
40Б2	396	165	7,5	11,5	21	69,72	54,7	18530	935,7	16,3	529,7	865	104,8	3,52
45Б1	443	180	7,8	11	21	76,23	59,8	24940	1125,8	18,09	639,5	1073,7	119,3	3,75
45Б2	447	180	8,4	13	21	85,96	67,5	28870	1291,9	18,32	732,9	1269	141	3,84
50Б1	492	200	8,8	12	21	92,98	73	37160	1511	19,99	860,4	1606	160,6	4,16

Номер про- филя	Размеры, мм					A, см <sup>2</sup>	Масса 1 м, кг	Справочные данные для осей						
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	R			x – x				y – y		
								J <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	J <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> , см
50Б2	496	200	9,2	14	21	102,8	80,7	42390	1709	20,3	970,2	1873	187,3	4,27
55Б1	543	220	9,5	13,5	24	113,37	89	55680	2051	22,16	1165	2404	218,6	4,61
60Б1	593	230	10,5	15,5	24	135,26	106,2	78760	2656	24,13	1512	3154	274,3	4,83
60Б2	597	230	11	17,5	24	147,3	115,6	87640	2936	24,39	1669	3561	309,6	4,92
70Б1	691	260	12	15,5	24	164,7	129,3	125930	3645	27,65	2095	4556	350,5	5,26
70Б2	697	260	12,5	18,5	24	183,6	144,2	145912	4187	28,19	2393	5437	418,2	5,44
80Б1	791	280	13,5	17	26	203,2	159,5	199500	5044	31,33	2917	6244	446	5,54
90Б1	893	300	15	18,5	30	247,1	194	304400	6817	35,09	3964	8365	557,6	5,82
100Б1	990	320	16	21	30	293,82	230,6	446000	9011	38,96	5234	11520	719,9	6,26
100Б2	998	320	17	25	30	328,9	258,2	516400	10350	39,62	5980	13710	856,9	6,46
Широкополочные двутавры (Ш)														
20Ш1	193	150	6	9	13	38,95	30,6	2660	275	8,26	153	507	67,6	3,61
23Ш1	226	155	6,5	10	14	46,08	36,2	4260	377	9,62	210	622	80,2	3,67
26Ш1	251	180	7	10	16	54,37	42,7	6225	496	10,7	276	974	108,2	4,23
26Ш2	255	180	7,5	12	16	62,73	49,2	7429	583	10,88	325	1168	129,8	4,31
30Ш1	291	200	8	11	18	68,31	53,6	10400	715	12,34	398	1470	147	4,64
30Ш2	295	200	8,5	13	18	77,65	61	12200	827	12,53	462	1737	173,7	4,73
35Ш1	338	250	9,5	12,5	20	95,67	75,1	19797	1171	14,38	651	3260	261	5,84
35Ш2	341	250	10	14	20	104,74	82,2	22070	1295	14,52	721	3650	292	5,9
40Ш1	388	300	9,5	14	22	122,4	96,1	34360	1771	16,76	976	6306	420	7,18
40Ш2	392	300	11,5	16	22	141,6	111,1	39700	2025	16,75	1125	7209	481	7,14
50Ш1	484	300	11	15	26	145,7	114,4	60930	2518	20,45	1403	6762	451	6,81
60Ш1	580	320	12	17	28	181,1	142,1	107300	3701	24,35	2068	9302	581	7,17
70Ш1	683	320	13,5	19	30	216,4	169,9	172000	5036	28,19	2843	10400	650	6,93
Колонные двутавры (К)														
20К1	195	200	6,5	10	13	52,82	41,5	3820	392	8,5	216	1334	133	5,03
20К2	198	200	7	11,5	13	59,7	46,9	4422	447	8,61	247	1534	153	5,07
23К1	227	230	7	10,5	14	66,51	52,2	6589	580	9,95	318	2421	202	6,03
23К2	230	230	8	12	14	75,77	59,5	7601	661	10,02	365	2766	231	6,04
26К1	255	260	8	12	16	83,08	65,2	10300	809	11,14	445	3517	271	6,51
26К2	258	260	9	13,5	16	93,19	73,2	11700	907	11,21	501	3957	304	6,52
30К1	296	300	9	13,5	18	108	84,8	18110	1223	12,95	672	6079	405	7,5
30К2	300	300	10	15,5	18	122,7	96,3	20930	1395	13,06	771	6980	465	7,54
35К1	343	350	10	15	20	139,7	109,7	31610	1843	15,04	1010	10720	613	8,76
35К2	348	350	11	17,5	20	160,4	125,9	37090	2132	15,21	1173	12510	715	8,83
40К1	393	400	11	16,5	22	175,8	138	52400	2664	17,26	1457	17610	880	10
40К2	400	400	13	20	22	210,96	165,6	64140	3207	17,44	1767	21350	1067	10,06

Сортамент горячекатаного широкополосного универсального проката по  
ГОСТ 82-70\*

Таблица 9

Толщина проката, мм	6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60
Ширина проката, мм	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 460, 480, 500, 520, 530, 560, 600, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050

Примечание. По требованию потребителя допускается изготовление широкополосного проката шириной 160, 170, 180, 190, 350, 440, 550, 580 и 710 мм.

Сортамент горячекатаного листового проката по ГОСТ 19903-74\*

(выборка из сокращённого сортамента)

Таблица 10

Толщина листа, мм	Ширина листа, мм
6	700, 710, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000
8, 10	700, 710, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500
12	1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500
14, 16, 18, 20, 22, 25	1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500, 2600, 2700, 2800
28, 32, 36	1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500, 2600, 2700, 2800, 2900, 3000, 3200, 3400, 3600
42, 50, 60, 80, 100, 120, 140, 160	1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500, 2600, 2700, 2800, 2900, 3000, 3200, 3400, 3600, 3800