

Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Емельянов Сергей Геннадьевич
Должность: ректор
Дата подписания: 17.12.2021 11:24:37
Уникальный программный ключ:
9ba7d3e34c012eba476ffd2d064cf2781953baf30df3774d166f7c9ce536f0f66

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное

образовательное учреждение высшего образования

«Юго-Западный государственный университет»

(ЮЗГУ)

Кафедра уникальных зданий и сооружений

УТВЕРЖДАЮ

Проректор по учебной работе

О.С. Поктионова

« 15 » 2017 г.



РАБОЧАЯ ПЛОЩАДКА ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Методические указания к выполнению курсового проекта
по дисциплине «Металлические конструкции (общий курс)»

для студентов специальности 08.05.01

Строительство уникальных зданий и сооружений

Курск 2017

УДК 624.014

Составитель: А.В. Турков

Рецензент

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

Рабочая площадка промышленного здания : методические указания к выполнению курсового проекта по дисциплине «Металлические конструкции (общий курс)» для студентов специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений / Юго-Зап. гос. ун-т; сост.: А.В. Турков. Курск, 2017. - 78 с. - Библиогр. с. 78.

В настоящих методических указаниях рассмотрена курсовой проект на темы «Рабочая площадка промышленного здания».

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

Текст печатается в авторской редакции

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

Усл. печ. л. 4,53 . Уч.-изд.л. 4,11 . Тираж 100 экз. Заказ. 3634. Бесплатно.

Юго-Западный государственный университет.

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

Содержание

1 КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ	4
2 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ.....	19
3 КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТОЙ КОЛОННЫ СПЛОШНОГО СЕЧЕНИЯ	54
4 КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТОЙ КОЛОННЫ СКВОЗНОГО СЕЧЕНИЯ	67
ЛИТЕРАТУРА	78

1 КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

1.1 ЗАДАНИЕ НА КУРСОВУЮ РАБОТУ

Шифр задания – 05233321.

Исходные данные:

1. Размер рабочей площадки – $3A \times 3B$ (таблица П1 приложения 1).
2. Шаг колонн в продольном направлении $A = 18$ м (таблица П1 приложения 1).
3. Шаг колонн в поперечном направлении $B = 6$ м (таблица П1 приложения 1).
4. Строительная высота $h_{стр} = 2,2$ м (таблица П1 приложения 1).
5. Отметка верха настила $H_{вн} = 8$ м (таблица П2 приложения 1).
6. Временная нормативная равномерно распределенная нагрузка на площадку $p^H = 20$ кН/м² (таблица П3 приложения 1).
7. Материал балок настила – сталь С255 (таблица П4 приложения 1).
8. Материал главной балки – сталь С255 (таблица П5 приложения 1).
9. Материал колонны – сталь С255 (таблица П6 приложения 1).
10. Бетон фундамента класса В15 (таблица П7 приложения 1).
11. Сечение колонны – сквозное (таблица П8 приложения 1).

1.2 ВАРИАНТНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ НАСТИЛОВ И БАЛОК НАСТИЛА

Необходимо запроектировать три балочные клетки – две нормального типа (варианты 1 и 2) с разным шагом балок настила, и одну усложненного типа (вариант 3). Балки настила, второстепенную и главную балку принимаем 2-го класса и рассчитываем с учётом развития ограниченных пластических деформаций (п. 8.1 [1]).

Предварительно в зависимости от нагрузки на настил подбирается его толщина и определяется суммарная нагрузка на настил:

$$q^H = (q_{c.в.}^H + p^H) \cdot \gamma_n.$$

Далее определяется предельное соотношение пролёта настила к его толщине из условия жесткости из выражения А.Л. Телояна:

$$\frac{a}{t_n} = \frac{4 \cdot n_0}{15} \cdot \left(1 + 72 \frac{E_1}{n_0^4 \cdot q_{ног}^H} \right).$$

По заданному пролёту настила a определяется его требуемая толщина, которая окончательно назначается в соответствии с сортаментом.

Растягивающее усилие N в настиле определяется по формуле:

$$N = \gamma_f \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot \left[\frac{f_u}{l} \right]^2 \cdot E_1 \cdot t_n,$$

после чего подбирается необходимый катет сварного шва, крепящего настил к балке настила.

Расчет балок настила и вспомогательной балки сводится к сбору нагрузок на балки:

$$q^H = 1,02 \cdot (p^H + t_n \cdot \rho_{cm}) \cdot a \cdot \gamma_n;$$
$$q^P = 1,02 \cdot (p^H \cdot \gamma_{f1} + t_n \cdot \rho_{cm} \cdot \gamma_{f2}) \cdot a \cdot \gamma_n,$$

и определению в ней усилий:

$$M_{max} = \frac{q^P \cdot l^2}{8}; \quad Q_{max} = \frac{q^P \cdot l}{2},$$

после чего определяется требуемый момент сопротивления прокатного двутавра:

$$W_{mp} = \frac{M_{max}}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

По сортаменту подбирается номер двутавра. Проверяется прочность балки:

$$\frac{M_{max}}{c_x \cdot \beta \cdot W_x \cdot R_y} \leq 1.$$

и жесткость конструкции:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^4}{E \cdot I} \leq f_u.$$

Далее определяется вес настила и балок настила на 1 м² площади сооружения:

$$G_1 = t_n \cdot \rho_{ст} + \frac{g_{с.в.}^n}{a}$$

Аналогично подбираются толщина настила и сечения балок настила и второстепенных балок во втором и третьем варианте, вычисляются вес перекрытия на 1 м² площади, после чего для дальнейшей разработки выбирается наиболее экономичный по расходу материала вариант.

1.3 ПРИМЕР 1. Проектирование балочной клетки

Выбираем два варианта балочной клетки нормального типа и один вариант усложненного типа. При определении шага балок настила a_i (рисунок 1.1) необходимо иметь в виду следующее: количество балок должно быть чётным и расстояние между ними a_i должно быть в пределах от 0,6 до 1,5 м. При определении шага вспомогательных балок $a_{вб}$ их количество также должно быть четным, а расстояние между ними принимается в пределах от 2 до 3,5 м.

Принимаем:

1 вариант – $a_1 = 1$ м, $n_1 = 18$ балок.

2 вариант – $a_2 = 1,5$ м, $n_2 = 12$ балок.

3 вариант – $a_3 = 1$ м, $a_{вб} = 3$ м, $n_3 = 7$ балок, $n_{вб} = 6$ балок.

В усложненном типе балочной клетки нечетное количество балок настила допускается. Расчет ведем по вариантам.

1.3.1 Вариант 1

План балочной клетки с раскладкой балок приведён на рисунке 1.1,а. Рекомендуется предварительно задавать толщину настила в следующих пределах в зависимости от нормативной нагрузки:

$$t_n = 6 \text{ мм при } p^H \leq 10 \text{ кН/м}^2;$$

$$t_n = 8...10 \text{ мм при } 10 < p^H \leq 20 \text{ кН/м}^2;$$

$$t_n = 12...14 \text{ мм при } p^H > 20 \text{ кН/м}^2.$$

Для нагрузки $p^H = 20 \text{ кН/м}^2$ принимаем $t_n = 10 \text{ мм}$ по сортаменту на толстолистовую сталь.

Настил приваривается к балкам настила, что делает невозможным сближение опор при его прогибе (рисунок 1.2). Таким образом, расчетной схемой настила будет балка на двух шарнирно-неподвижных опорах, вследствие чего возникнет растягивающее настил усилие N .

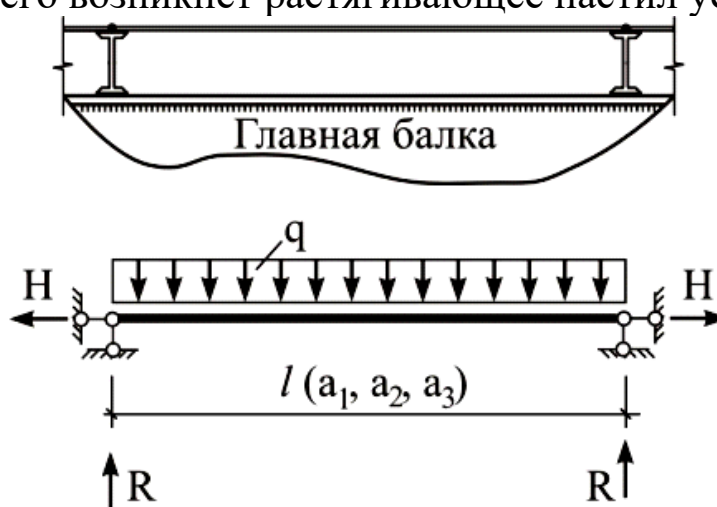
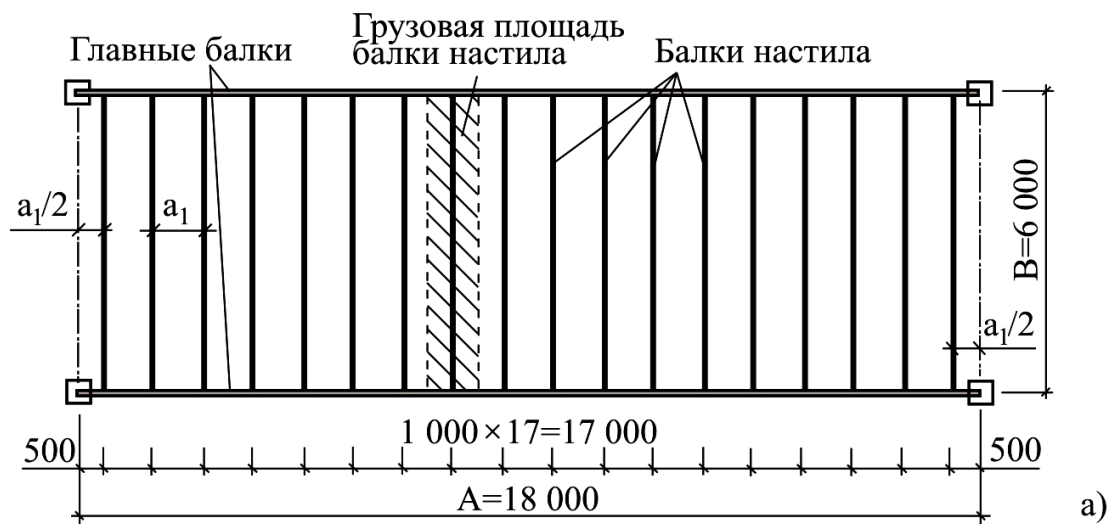
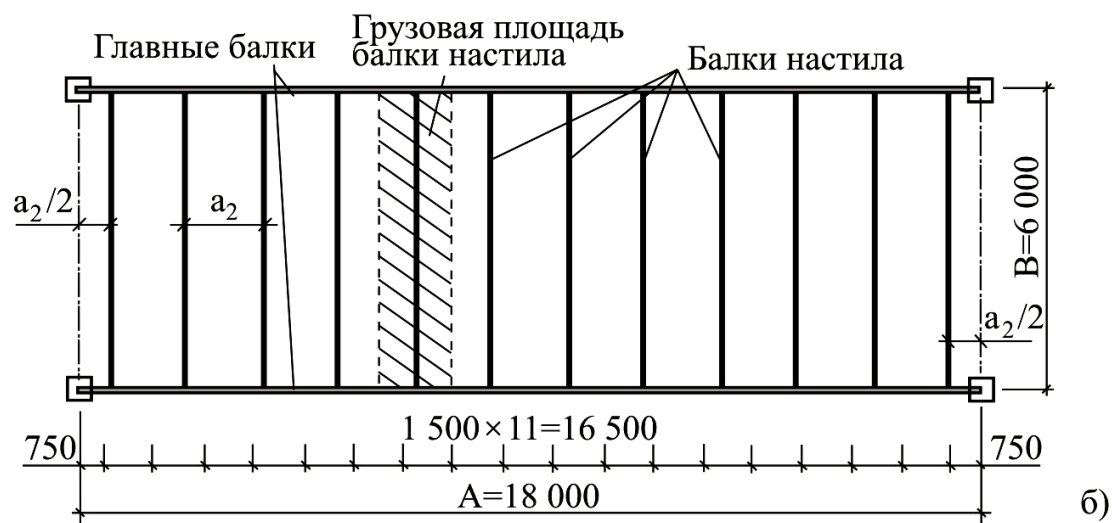


Рисунок 1.2 – конструкция и расчетная схема настила

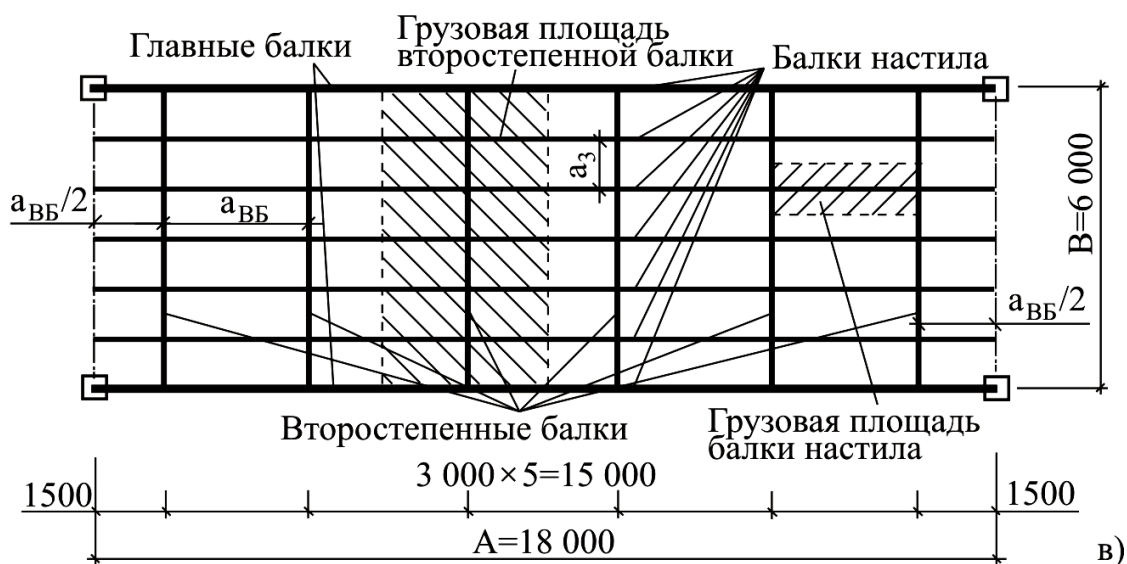
При нагрузке менее 50 кН/м^2 прочность настила обеспечена и его рассчитывают из условия жесткости. Предельное соотношение пролета настила к его толщине из условия жесткости определяем из выражения А.Л. Телояна:



а)



б)



в)

Рисунок 1.1 – Схемы балочных клеток
 а, б – нормального типа, в – усложненного типа

$$\frac{a}{t_n} = \frac{4 \cdot n_0}{15} \cdot \left(1 + 72 \frac{E_1}{n_0^4 \cdot p_{noz}^H} \right) =$$

$$= \frac{4 \cdot 120}{15} \cdot \left(1 + 72 \frac{2,26 \cdot 10^4}{120^4 \cdot 19,75 \cdot 10^{-4}} \right) = 159,1,$$

где – a / t_n предельное соотношение пролета настила к его толщине из условия жесткости; E_1 – цилиндрическая жесткость настила;

$$E_1 = \frac{E}{1 - \mu^2} = \frac{2,06 \cdot 10^4}{1 - 0,3^2} = 2,26 \cdot 10^4 \text{ кН / см}^2,$$

где $\mu = 0,3$ – коэффициент Пуассона для стали; $n_0 = 120$ – величина обратная предельному относительному прогибу стального настила $f_u / a_i = 1/120$, принимается по таблице 1.1; p^H – нормативная равномерно распределенная погонная нагрузка на 1 см ширины настила.

Таблица 1.1 (выборка из таблицы Е.1 [3]) – Вертикальные предельные прогибы элементов конструкций

Элементы конструкций	Вертикальные предельные прогибы f_u
Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит и настилов):	
а) покрытий и перекрытий, открытых для обзора, при пролете l (м):	
$l \leq 1$	$l/120$
$l = 3$	$l/150$
$l = 6$	$l/200$
$l = 24$	$l/250$
$l \geq 36$	$l/300$

Примечание. При промежуточных значениях l предельный прогиб принимается по линейной интерполяции.

Предварительно принимаем толщину настила 10 мм. Собственный вес настила:

$$q_{с.в.}^H = t_{н1} \cdot \rho_{ст} = 0,01 \cdot 78,5 = 0,785 \text{ кН / м}^2,$$

где $\rho_{ст} = 78,5 \text{ кН/м}^3$ – объемный вес стали.

Общая нагрузка на настил с учетом полезной нагрузки:

$$q^H = (q_{с.в.}^H + p^H) \cdot \gamma_n = (0,785 + 20) \cdot 0,95 = 19,75 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Нагрузка на 1 погонный сантиметр ширины настила:

$$q_{ног}^H = \frac{q^H}{10^4} = \frac{19,75}{10^4} = 19,75 \cdot 10^{-4} \text{ кН} / \text{см}.$$

При заданном пролете настила $a_1 = 1$ м определяем его требуемую толщину:

$$t_{н.тp.} = \frac{a_1}{159,1} = \frac{100}{159,1} = 0,63 \text{ см}.$$

По сортаменту принимаем $t_{н1} = 7$ мм. Растягивающее усилие H в настиле определяем по формуле:

$$\begin{aligned} H &= \gamma_f \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot \left[\frac{f_u}{l} \right]^2 \cdot E_1 \cdot t_{н1} = \\ &= 1,2 \cdot \frac{3,14^2}{4} \cdot \left[\frac{1}{120} \right]^2 \cdot 22600 \cdot 0,7 = 3,25 \text{ кН} / \text{см}, \end{aligned}$$

где $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке для временной нагрузки; $f_u / l = 1/120$ – предельный относительный прогиб настила (таблица 1.1).

Назначаем параметры сварных швов крепления настила к балкам настила. Принимаем автоматическую сварку под флюсом сварочной проволокой СВ-08А, флюс АН-348-А по таблице Г.1 [1], диаметр проволоки 3 мм, положение шва – нижнее, предварительно принимаем катет шва $k_f = 4$ мм по минимально возможному значению (таблица 38 [1]). Значения расчетных сопротивлений:

$$R_{wf} = 18 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН} / \text{см}^2,$$

где $R_{wf} = 18 \text{ кН} / \text{см}^2$ – по таблице Г.2 [1], $R_{un} = 37 \text{ кН} / \text{см}^2$ – по таблице В.5 [1].

Значения коэффициентов проплавления шва $\beta_f = 1,1$, $\beta_z = 1,15$ (таблица 39 [1]). Определяем наиболее опасное сечение шва:

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 1,1 \cdot 18 = 19,8 > \beta_z \cdot R_{wz} = 1,15 \cdot 16,65 = 19,15 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Таким образом, расчет ведем по металлу границы сплавления. Требуемый катет шва на один сантиметр ширины настила:

$$k_{fmp} = \frac{H}{\beta_z \cdot R_{wz} \cdot l_w} = \frac{3,25}{1,15 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,17 \text{ см.}$$

В соответствии с таблицей 38 [1] принимаем катет шва $k_f = 4$ мм.

Подбираем сечение балки настила. Расчетная схема балки настила представлена на рисунке 1.3. Определяем нормативную и расчетную погонную нагрузку на балку:

$$\begin{aligned} q^H &= 1,02 \cdot (p^H + t_{H1} \cdot \rho_{cm}) \cdot a_1 \cdot \gamma_n = \\ &= 1,02 \cdot (20 + 0,007 \cdot 78,5) \cdot 1 \cdot 0,95 = 19,91 \text{ кН/м}; \\ q^P &= 1,02 \cdot (p^H \cdot \gamma_{f1} + t_{H1} \cdot \rho_{cm} \cdot \gamma_{f2}) \cdot a_1 \cdot \gamma_n = \\ &= 1,02 \cdot (20 \cdot 1,2 + 0,007 \cdot 78,5 \cdot 1,05) \cdot 1 \cdot 0,95 = 23,82 \text{ кН/м}, \end{aligned}$$

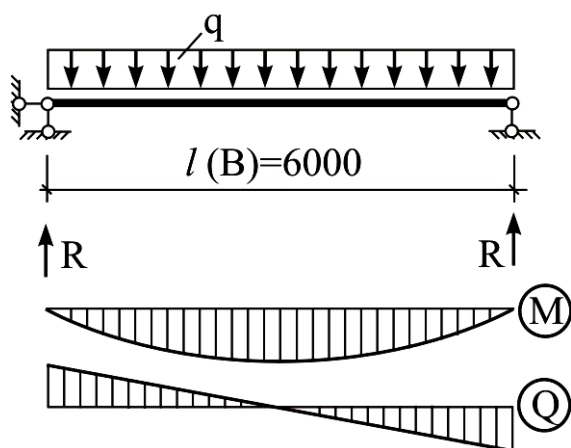


Рисунок 1.3 – Расчетная схема балки настила

где 1,02 – коэффициент, учитывающий собственный вес балки настила; $\gamma_{f1} = 1,2$ и $\gamma_{f2} = 1,05$ – коэффициенты надежности по нагрузке соответственно для временной нагрузки и нагрузки от собственного веса металлических конструкций.

Расчетные значения изгибающего момента и перерезывающей силы:

$$\begin{aligned} M_{max} &= \frac{q^P \cdot l^2}{8} = \frac{23,82 \cdot 6^2}{8} = 107,19 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ Q_{max} &= \frac{q^P \cdot l}{2} = \frac{23,82 \cdot 6}{2} = 71,46 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Так как балка сплошного сечения и на нее действует статическая нагрузка, расчет ведем с учетом развития пластических деформаций (балки 2-го класса), предварительно принимаем $c_x = 1,1$. Требуемый момент сопротивления двутавра:

$$W_{mp} = \frac{M_{max}}{c_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{107,19 \cdot 10^2}{1,1 \cdot 24 \cdot 1} = 406,0 \text{ см}^3,$$

где $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ – по таблице В.5 [1] для проката толщиной до 20 мм; $\gamma_c = 1$ – коэффициент условия работы балки (в дальнейшем при написании формул опускается кроме оговоренных случаев).

По сортаменту ближайший больший момент сопротивления $W_x = 472 \text{ см}^3$ имеет двутавр №30, вес одного погонного метра двутавра $g^{\text{н.в.}} = 0,365 \text{ кН/м}$, момент инерции $I_x = 7080 \text{ см}^4$.

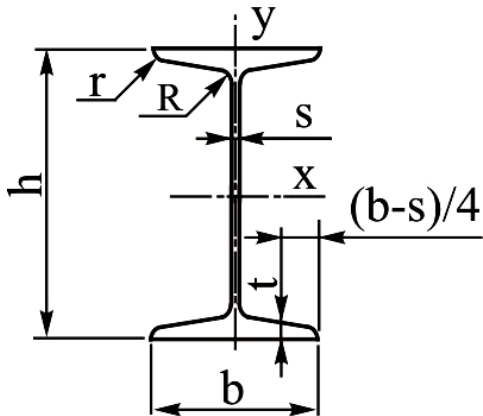


Рисунок 1.4 – Прокатный двутавр с размерами

По рисунку 1.4 определяем площадь стенки и площадь полки. Высота стенки:

$$h_w = h - 2(2t + 2R) =$$

$$30 - 2(2 \cdot 1,02 + 2 \cdot 1,2) = 21,12 \text{ см.}$$

Площадь стенки:

$$A_w = h_w \cdot s = 21,12 \cdot 0,65 = 13,73 \text{ см}^2.$$

Площадь полки

$$A_f = (A_{\text{ов}} - A_w) / 2 =$$

$$= (46,5 - 13,73) / 2 = 16,39 \text{ см}^2.$$

Вычисляем касательные напряжения:

$$\tau = \frac{Q_{\text{max}}}{A_w} = \frac{71,46}{13,73} = 5,2 \text{ кН/см}^2,$$

что составляет $\frac{\tau}{R_s} = \frac{5,2}{0,58 \cdot 24} = 0,374 < 0,5$, таким образом, в соответствии с п. 8.2.3 [1] коэффициент $\beta = 1$. По таблице Е.1 при $A_f/A_w = 16,39/13,73 = 1,19$ коэффициент $c_x = 1,064$.

Проверяем прочность балки:

$$\frac{M_{\text{max}}}{c_x \cdot \beta \cdot W_x \cdot R_y} = \frac{10719}{1,064 \cdot 1 \cdot 472 \cdot 24} = 0,889 < 1.$$

Прочность балки обеспечена. Прогиб конструкции:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^{\text{н}} \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5 \cdot 19,91 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 20600 \cdot 7080} = 2,30 \text{ см} <$$

$$< f_u = \frac{1}{200} \cdot l = \frac{1}{200} \cdot 600 = 3 \text{ см},$$

где f_u – предельно допустимый прогиб балки настила, определяется по таблице 1.1: при пролете 6 м $f_u = l/200$.

Жесткость балки также обеспечена. Вес настила и балок настила на 1 м^2 площади сооружения:

$$G_1 = t_{н1} \cdot \gamma_{см} + \frac{g_{с.в.}^H}{a_1} = 0,007 \cdot 78,5 + \frac{0,365}{1} = 0,91 \text{ кН / м}^2.$$

1.3.2 Вариант 2

План балочной клетки с раскладкой балок приведён на рисунке 1.1,б. По формуле А.Л. Телояна:

$$\begin{aligned} \frac{a}{t_n} &= \frac{4 \cdot n_0}{15} \cdot \left(1 + 72 \frac{E_1}{n_0^4 \cdot q_{ног}^H} \right) = \\ &= \frac{4 \cdot 127,5}{15} \cdot \left(1 + 72 \frac{2,26 \cdot 10^4}{127,5^4 \cdot 19,75 \cdot 10^{-4}} \right) = 140, \end{aligned}$$

где $n_0 = 127,5$ – по интерполяции для пролета 1,5 м по таблице 1.1.

При заданном шаге балок настила $a_2 = 1,5$ м определяем требуемую толщину настила:

$$t_{н2} = \frac{a_2}{140} = \frac{150}{140} = 1,07 \text{ см.}$$

По сортаменту принимаем $t_{н2} = 11$ мм. Расчетная схема настила аналогична варианту 1. Распор настила:

$$H = 1,2 \frac{3,14^2}{4} \cdot \left(\frac{l}{127,5} \right)^2 \cdot 22600 \cdot 1,1 = 4,52 \text{ кН / см.}$$

Параметры сварки принимаем по варианту 1. Требуемый катет шва:

$$k_f = \frac{4,52}{1,15 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,24 \text{ см.}$$

По таблице 38 [1] принимаем $k_f = 4$ мм.

Аналогично варианту 1 рассчитываем балку настила. Нагрузки на балку:

$$q^H = 1,02 \cdot (20 + 0,011 \cdot 78,5) \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 30,33 \text{ кН / м};$$

$$q^P = 1,02 \cdot (20 \cdot 1,2 + 0,011 \cdot 78,5 \cdot 1,05) \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 36,20 \text{ кН / м.}$$

Расчетные усилия в балке:

$$M_{max} = \frac{36,2 \cdot 6^2}{8} = 162,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = \frac{q^p \cdot l}{2} = \frac{36,2 \cdot 6}{2} = 108,6 \text{ кН.}$$

Определяем требуемый момент сопротивления:

$$W_{mp} = \frac{16290}{1,1 \cdot 24} = 6170,0 \text{ см}^3.$$

Принимаем двутавр №36, $W_x = 743 \text{ см}^3$, $I_x = 13380 \text{ см}^4$, $g_{с.в} = 0,486 \text{ кН/м}$. По рисунку 1.4 определяем площадь стенки и площадь полки. Высота стенки:

$$h_w = h - 2(2t + 2R) = \\ 36 - 2(2 \cdot 1,23 + 2 \cdot 1,4) = 25,48 \text{ см.}$$

Площадь стенки:

$$A_w = h_w \cdot s = 25,48 \cdot 0,75 = 19,11 \text{ см}^2.$$

Площадь полки

$$A_f = (A_{об} - A_w) / 2 = (61,9 - 19,11) / 2 = 21,4 \text{ см}^2.$$

Вычисляем касательные напряжения:

$$\tau = \frac{Q_{max}}{A_w} = \frac{108,6}{19,11} = 5,68 \text{ кН / см}^2,$$

что составляет $\frac{\tau}{R_s} = \frac{5,68}{0,58 \cdot 24} = 0,408 < 0,5$, таким образом, в соответ-

ствии с п. 8.2.3 [1] коэффициент $\beta=1$. По таблице Е.1 при $A_f/A_w=21,4/19,11=1,12$ коэффициент $c_x=1,067$.

Проверяем прочность балки:

$$\frac{M_{max}}{c_x \cdot \beta \cdot W_x \cdot R_y} = \frac{16290}{1,067 \cdot 1 \cdot 743 \cdot 24} = 0,857 < 1.$$

Прогиб балки:

$$f = \frac{5 \cdot 30,33 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 20600 \cdot 13380} = 1,86 \text{ см} < f_u = \frac{1}{200} \cdot l = \frac{1}{200} \cdot 600 = 3 \text{ см.}$$

Прочность и жесткость балки обеспечена.

Вес настила и балок настила на 1 м² площади:

$$G_2 = 0,011 \cdot 78,5 + \frac{0,486}{1,5} = 1,19 \text{ кН / м}^2.$$

1.3.3 Вариант 3

Так как шаг балок настила $a_3 = 1$ м, то толщину настила и катет шва принимаем по 1 варианту. Нагрузку на балку настила также принимаем по варианту 1.

$$q^H = 19,91 \text{ кН/м}; \quad q^P = 23,82 \text{ кН/м}.$$

Расчетная схема балки настила приведена на рисунке 1.5.

Усилия в балке:

$$M_{max} = \frac{q^P \cdot a_{6б}^2}{8} = \frac{23,82 \cdot 3^2}{8} = 26,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = \frac{q^P \cdot a_{6б}}{2} = \frac{23,82 \cdot 3}{2} = 35,7 \text{ кН}.$$

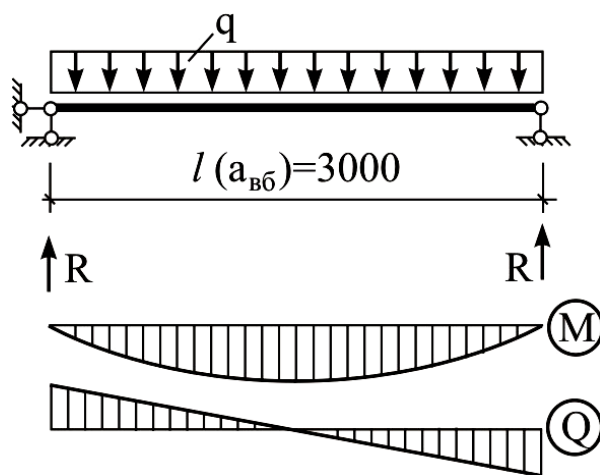


Рисунок 1.5 – Расчетная схема балки настила по 3 варианту

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{mp} = \frac{2680}{1,1 \cdot 24} = 101,5 \text{ см}^3.$$

Принимаем прокатный двутавр №16, $W_x = 109 \text{ см}^3$, $I_x = 873 \text{ см}^4$, $g^H_{с.в.} = 0,159 \text{ кН/м}$.

По рисунку 1.4 определяем площадь стенки и площадь полки.

Высота стенки:

$$h_w = h - 2(2t + 2R) = 16 - 2(2 \cdot 0,78 + 2 \cdot 0,85) = 9,48 \text{ см}.$$

Площадь стенки:

$$A_w = h_w \cdot s = 9,48 \cdot 0,5 = 4,74 \text{ см}^2.$$

Площадь полки

$$A_f = (A_{об} - A_w) / 2 = (20,2 - 4,74) / 2 = 7,73 \text{ см}^2.$$

Вычисляем касательные напряжения:

$$\tau = \frac{Q_{max}}{A_w} = \frac{35,7}{4,74} = 7,53 \text{ кН / см}^2,$$

что составляет $\frac{\tau}{R_s} = \frac{7,53}{0,58 \cdot 24} = 0,541$, таким образом, в соответствии с

п. 8.2.3 [1] коэффициент β равен:

$$\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \left(\frac{\tau}{R_s} \right)^4 = 1 - \frac{0,20}{1,631 + 0,25} \left(\frac{7,53}{0,58 \cdot 24} \right)^4 = 0,991,$$

где $\alpha_f = A_f/A_w = 7,73/4,74 = 1,631$.

По таблице Е.1 при $A_f/A_w = 7,73/4,74 = 1,631$ коэффициент $c_x = 1,051$.

Проверяем прочность балки:

$$\frac{M_{max}}{c_x \cdot \beta \cdot W_x \cdot R_y} = \frac{16290}{1,051 \cdot 0,991 \cdot 109 \cdot 24} = 0,983 < 1.$$

Прогиб:

$$f = \frac{5 \cdot 19,91 \cdot 10^{-2} \cdot 300^4}{384 \cdot 20600 \cdot 873} = 1,17 \text{ см} < f_u = \frac{l}{150} = \frac{1}{150} \cdot 300 = 2 \text{ см},$$

где f_u – предельно допустимый прогиб балки настила, определяется по таблице 1.1: при пролете 3 м $f_u = l/150$.

Жесткость и прочность балки обеспечены.

Подсчитываем нагрузку на второстепенную балку. Так как балок настила в пролете более 4-х, то заменяем сосредоточенные силы от них равномерно распределенной нагрузкой и расчетную схему принимаем по рисунку 1.3:

$$q^H = 1,02 \cdot \left(p^H + t_{нз} \cdot \rho_{ст} + \frac{g_{с.в. бн}^H}{a_3} \right) \cdot a_{об} \cdot \gamma_n =$$

$$= 1,02 \cdot \left(20 + 0,007 \cdot 78,5 + \frac{0,159}{1} \right) \cdot 3 \cdot 0,95 = 60,19 \text{ кН / м};$$

$$\begin{aligned}
 q^P &= 1,02 \cdot \left(p^H \cdot \gamma_{f1} + t_{нз} \cdot \rho_{см} \cdot \gamma_{f2} + \frac{g_{с.в. бн}^H}{a_3} \cdot \gamma_{f2} \right) \cdot a_{об} \cdot \gamma_n = \\
 &= 1,02 \cdot \left(20 \cdot 1,2 + 0,007 \cdot 78,5 \cdot 1,05 + \frac{0,159}{1} \cdot 1,05 \right) \cdot 3 \cdot 0,95 = \\
 &= 71,93 \text{ кН/м.}
 \end{aligned}$$

Изгибающий момент и перерезывающая сила в балке:

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= \frac{q^P \cdot l^2}{8} = \frac{71,93 \cdot 6^2}{8} = 323,7 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\
 Q_{max} &= \frac{q^P \cdot l}{2} = \frac{71,93 \cdot 6}{2} = 215,8 \text{ кН.}
 \end{aligned}$$

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{mp} = \frac{32370}{1,1 \cdot 24} = 1226 \text{ см}^3.$$

Принимаем двутавр №50, $W_x = 1589 \text{ см}^3$, $J_x = 39727 \text{ см}^4$, $g_{с.в.}^H = 0,785 \text{ кН/м}$.

По рисунку 1.4 определяем площадь стенки и площадь полки. Высота стенки:

$$\begin{aligned}
 h_w &= h - 2(2t + 2R) = \\
 &= 50 - 2(2 \cdot 1,52 + 2 \cdot 1,7) = 37,12 \text{ см.}
 \end{aligned}$$

Площадь стенки:

$$A_w = h_w \cdot s = 37,12 \cdot 1,0 = 37,12 \text{ см}^2.$$

Площадь полки

$$A_f = (A_{об} - A_w) / 2 = (100 - 37,12) / 2 = 31,44 \text{ см}^2.$$

Вычисляем касательные напряжения:

$$\tau = \frac{Q_{max}}{A_w} = \frac{215,8}{37,12} = 5,81 \text{ кН/см}^2,$$

что составляет $\frac{\tau}{R_s} = \frac{5,81}{0,58 \cdot 24} = 0,418 < 0,5$, таким образом, в соответ-

ствии с п. 8.2.3 [1] коэффициент $\beta=1$. По таблице Е.1 при $A_f/A_w=31,44/37,12=0,846$ коэффициент $c_x=1,085$.

Проверяем прочность балки:

$$\frac{M_{max}}{c_x \cdot \beta \cdot W_x \cdot R_y} = \frac{32370}{1,085 \cdot 1 \cdot 11589 \cdot 24} = 0,782 < 1.$$

Прогиб:

$$f = \frac{5 \cdot 60,19 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 20600 \cdot 39727} = 1,24 \text{ см} < f_u = \frac{1}{200} \cdot l = \frac{1}{200} \cdot 600 = 3 \text{ см}.$$

Прочность и жесткость балки обеспечена. Расход стали:

$$G_3 = t_{нз} \cdot \gamma_{ст} + \frac{g_{с.в. бн}^H}{a_3} + \frac{g_{с.в. вб}^H}{a_{вб}} =$$

$$= 0,007 \cdot 78,5 + \frac{0,159}{1} + \frac{0,785}{3} = 0,97 \text{ кН/м}^2.$$

Основные показатели балочных клеток по вариантам сводим в таблицу 1.2.

Таблица 1.2 – Основные показатели балочных клеток

Показатель	Номер варианта		
	1	2	3
Шаг балок настила (м)	1	1,5	1
Шаг второстепенной балки (м)			3
Толщина настила (мм)	7	11	7
№ двутавра балки настила	30	36	16
№ двутавра второстепенной балки			50
Расход стали G_i (кН/м ²)	0,91	1,19	0,97

На основе сравнения вариантов по материалоемкости для дальнейшей разработки принимаем 1-й вариант балочной клетки.

2 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

2.1 Общие положения

Проектирование однопролётной составной сварной главной балки начинается с составления расчетной схемы. В зависимости от условий опирания конструкции назначают граничные условия и схему приложения нагрузки, после чего определяют расчетные усилия.

Компоновку сечения начинают с определения высоты балки. Вычисляются оптимальная высота:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot \lambda_w \cdot W_{mp}},$$

минимальная высота:

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{c_1 \cdot R_y \cdot l}{E} \cdot \left[\frac{l}{f_u} \right] \cdot \frac{q^H}{q^P},$$

а также высоты из условия ограничения строительной высоты перекрытия h_1 и h_2 .

Далее определяется толщина стенки из условия прочности на срез:

$$t_{w1} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_{max}}{h_w \cdot R_s},$$

а также из условия местной устойчивости стенки:

$$t_{w2} = \frac{h_w}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

После чего по известным формулам определяются размеры поясов балки в середине сечения.

Изменение сечения балки проводится, как правило, на расстоянии $1/6$ пролёта от опоры путём уменьшения ширины пояса. По результатам расчета определяется ширина пояса в уменьшенном сечении. Следующим этапом проектирования является проверка прочности, общей устойчивости и жесткости составной балки.

Далее проводится проверка местной устойчивости элементов сечения. Проверяется местная устойчивость сжатого пояса в зоне развития пластических деформаций и в упругой зоне. Проверка местной

устойчивости стенки сводится к расстановке поперечных и продольных рёбер жесткости и проверке местной устойчивости по формуле:

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

в расчётных сечениях балки

Опорная часть балки выполняется с опорным ребром, и расчёт сводится к подбору сечения опорного ребра, проверке его общей устойчивости и расчета сварного шва.

Укрупнительный стык выполняется или сварным, или на высокопрочных болтах. Расчёт стыка сводится к проверке стыковых сварных швов или к определению необходимого количества высокопрочных болтов в стыках поясов и стенки. Для схемы сопряжения балки настила и главной балки рассчитывается их узел сопряжения.

2.2 ПРИМЕР 2. Конструирование и расчет главной балки

Требуется запроектировать составную сварную балку пролетом 18 м. Сечение балки – симметричный сварной двутавр. Сталь класса С255. Предусматривается изменение сечения главной балки и укрупнительный стык в середине пролета.

2.2.1 Нагрузки на главную балку

Грузовая площадь и расчетная схема главной балки представлены на рисунке 2.1. Подсчитываем нагрузку на главную балку:

$$q^H = 1,02 \cdot (p^H + G_1) \cdot B \cdot \gamma_n = 1,02 \cdot (20 + 0,91) \cdot 6 \cdot 0,95 = 121,6 \text{ кН / м};$$

$$q^P = 1,02 \cdot (p^H \cdot \gamma_{f1} + G_1 \cdot \gamma_{f2}) \cdot B \cdot \gamma_n =$$

$$= 1,02 \cdot (20 \cdot 1,2 + 0,91 \cdot 1,05) \cdot 6 \cdot 0,95 = 145,1 \text{ кН / м},$$

где $G_1 = 0,91 \text{ кН/м}^2$ – по таблице 1.2.

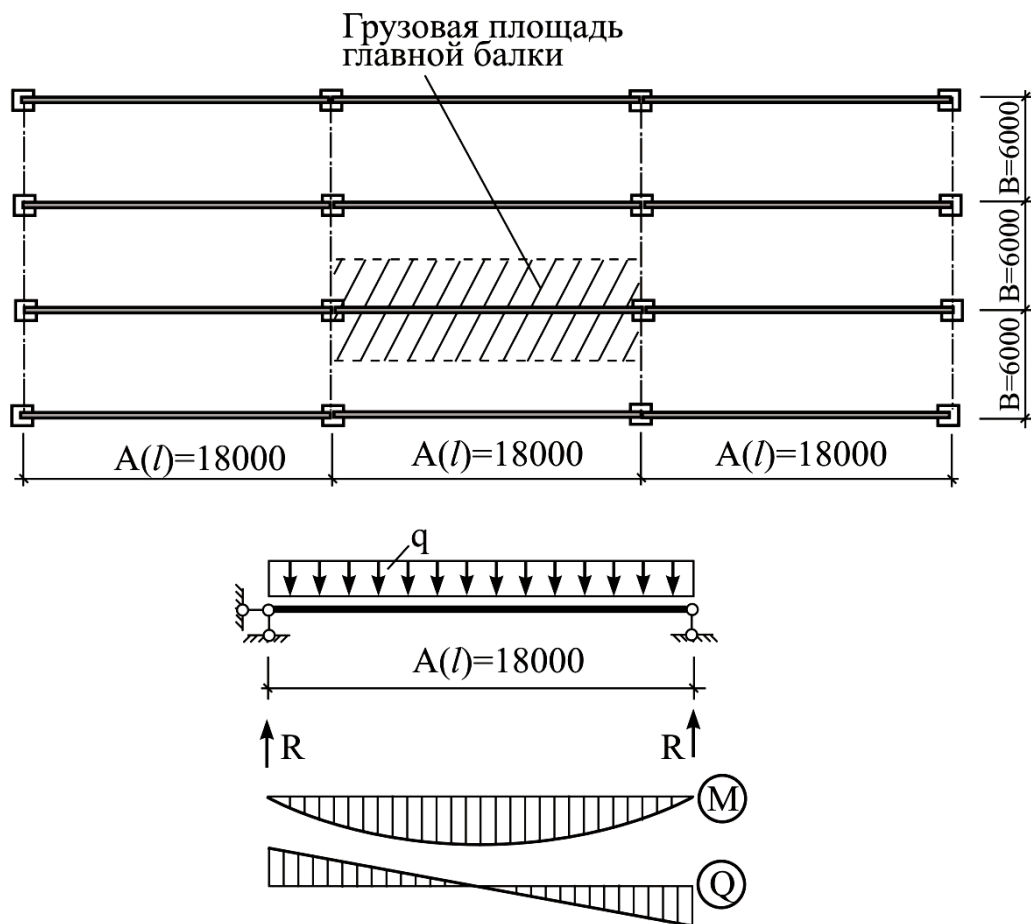


Рисунок 2.1 – План раскладки главных балок и расчетная схема главной балки

Максимальные изгибающий момент и перерезывающая сила в главной балке:

$$M_{max} = \frac{q^p \cdot l^2}{8} = \frac{145,1 \cdot 18^2}{8} = 5876,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

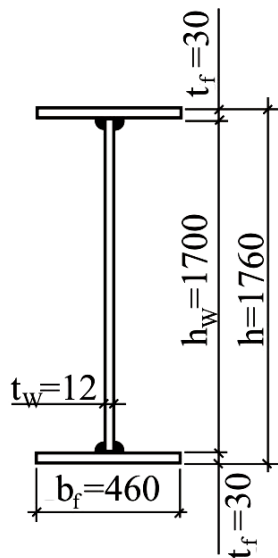
$$Q_{max} = \frac{q^p \cdot l}{2} = \frac{145,1 \cdot 18}{2} = 1305,9 \text{ кН}.$$

Требуемый момент сопротивления с учетом развития пластических деформаций:

$$W_{mp} = \frac{M_{max}}{c_x \cdot R_y} = \frac{587660}{1,1 \cdot 23} = 23228 \text{ см}^3,$$

где c_x – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций, предварительно принимаем $c_x = 1,1$; $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление проката стали С255 толщиной свыше 20 до 40 мм (таблица В.5 [1]).

Следующим этапом является компоновка сечения балки, которое принимаем составным из 3-х листов: стенки и двух поясов (рисунок 2.2). Их соединение осуществляется парными сварными поясными швами.



2.1.2 Определение высоты главной балки

а) **Оптимальная высота балки** (из условия наименьшей материалоемкости) определяется по формуле К.К. Муханова:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot \lambda_w \cdot W_{mp}} =$$

$$= \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot 150 \cdot 23228} = 173,5 \text{ см},$$

Рисунок 2.2 –
Сечение главной балки

где λ_w – гибкость стенки, принимается предварительно в пределах 120...150.

б) **Минимальная высота главной балки** определяется из условия ее жесткости (наименьшая рекомендуемая высота):

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{c_x \cdot R_y \cdot l}{E} \cdot \left[\frac{l}{f_u} \right] \cdot \frac{q^H}{q^P} =$$

$$= \frac{5 \cdot 1,1 \cdot 23 \cdot 1800}{24 \cdot 20600} \cdot 233 \cdot \frac{121,6}{145,1} = 89,9 \text{ см},$$

где $l / f_u = 233$ – величина, обратная предельному относительному прогибу главной балки при ее пролете 18 м (по таблице 1.1).

в) **Высота главной балки, определяемая из условия ограничения строительной высоты перекрытия** при поэтажной схеме сопряжения балок (рисунок 2.3,а):

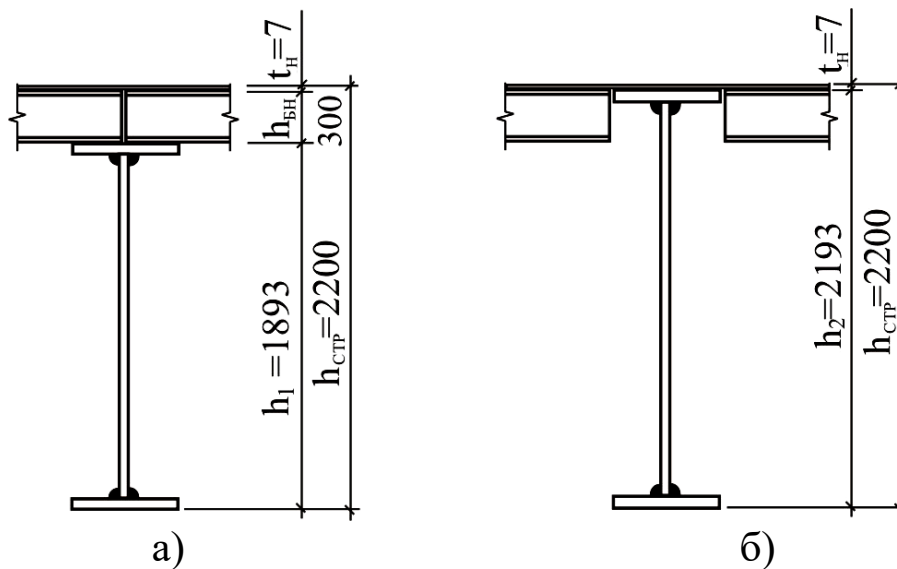


Рисунок 2.3 – Схемы сопряжения балок настила с главной балкой: а – поэтажная; б – в одном уровне

$$h_1 = h_{стр} - h_{бн} - t_n = 220 - 30 - 0,7 = 189,3 \text{ см.}$$

г) **Высота главной балки, определяемая из условия ограничения строительной высоты перекрытия** при схеме сопряжения балок в одном уровне (рисунок 2.3,б):

$$h_2 = h_{стр} - t_n = 220 - 0,7 = 219,3 \text{ см.}$$

Представим результаты вычислений в табличной форме (таблица 2.1).

Таблица 2.1 – Высота главной балки (см)

$h_{опт}$	h_{min}	h_1	h_2
173,5	89,9	189,3	219,3

Высота балки должна быть близкой к оптимальной ($h \approx h_{опт}$), больше или равна минимальной ($h \geq h_{min}$), а также меньше одной из высот h_1 или h_2 , вычисленных из условий сопряжения балок. Кроме того, стенку балки рекомендуется принимать в соответствии с шириной прокатных листов. Окончательно принимаем высоту стенки $h_w = 1700$ мм. Предварительно назначаем толщину поясов $t_f = 30$ мм, тогда высота балки:

$$h = h_w + 2 \cdot t_f = 1700 + 2 \cdot 30 = 1760 \text{ мм.}$$

Так как высота балки меньше высоты h_1 , принимаем поэтажную схему сопряжения балок.

2.2.3 Определение толщины стенки

Толщина стенки вычисляется исходя из трех условий:

1. **Прочности стенки на срез** в опорном сечении по формуле:

$$t_{w1} \geq \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_{max}}{h_w \cdot R_s} = \frac{3 \cdot 1305,9}{2 \cdot 170 \cdot (0,58 \cdot 23)} = 0,86 \text{ см.}$$

2. **Местной устойчивости** (без укрепления продольными ребрами жесткости) по формуле:

$$t_{w2} \geq \frac{h_w}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,03 \text{ см.}$$

3. **Опыта проектирования** :

$$t_{w3} = 0,7 + \frac{3 \cdot h}{1000} (\text{см}) = 0,7 + \frac{3 \cdot 176}{1000} = 1,23 \text{ см.}$$

Толщина стенки должна быть: $t_w \geq t_{w1}$; $t_w \geq t_{w2}$; $t_w \approx t_{w3}$. Принимаем окончательно толщину стенки $t_w = 12$ мм.

2.2.4 Определение размеров поясов главной балки

Вычисляем требуемый момент инерции сечения:

$$I_{mp} = W_{mp} \cdot \frac{h}{2} = 23228 \cdot \frac{176}{2} = 2044064 \text{ см}^4.$$

Момент инерции стенки:

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1,2 \cdot 170^3}{12} = 491300 \text{ см}^4.$$

Требуемый момент инерции поясов:

$$I_{fmp} = I_{mp} - I_w = 2044064 - 491300 = 1552764 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь одной полки:

$$A_{fmp} = \frac{2 \cdot I_{fmp}}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 1552764}{173^2} = 103,8 \text{ см}^2,$$

где $h_0 = h - t_f = 173$ см – расстояние между центрами тяжести поясов.

Принимаем в соответствии с сортаментом поясной лист сечением 360x30 мм. Площадь пояса $A_f = 108 \text{ см}^2 > A_{f \text{ тр}} = 103,8 \text{ см}^2$. Определяем геометрические характеристики сечения (рисунок 2.2):

$$A = h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f = 170 \cdot 1,2 + 2 \cdot 36 \cdot 3 = 420 \text{ см}^2;$$

$$I = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right] =$$

$$= \frac{1,2 \cdot 170^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{36 \cdot 3^3}{12} + 36 \cdot 3 \cdot \left(\frac{173}{2} \right)^2 \right] = 2107628 \text{ см}^4;$$

$$W = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 2107628}{176} = 23950 \text{ см}^3.$$

Определяем соотношение площади пояса к площади стенки:

$$\alpha_f = \frac{A_f}{A_w} = \frac{36 \cdot 3}{170 \cdot 1,2} = 0,529,$$

и по таблице Е.1 [1] для двутаврового составного сечения принимаем $c_x = 1,117$.

Определяем средние касательные напряжения на опоре:

$$\tau = \frac{Q}{A_w} = \frac{1305,9}{1,2 \cdot 170} = 6,4 \text{ кН / см}^2 < R_s = 0,58 R_{yw} = 13,92 \text{ кН / см}^2.$$

Соотношение $\frac{\tau}{R_s} = \frac{6,4}{0,58 \cdot 23} = 0,479$, таким образом, в соответ-

ствии с п. 8.2.3 [1] коэффициент $\beta = 1$.

Проверяем прочность балки:

$$\frac{M_{max}}{c_x \cdot \beta \cdot W_x \cdot R_y} = \frac{587660}{1,117 \cdot 1 \cdot 23950 \cdot 23} = 0,955 < 1.$$

Прочность обеспечена. Запас прочности составляет:

$$\Delta = \frac{1 - 0,955}{1} 100\% = 4,5\% < 5\%.$$

Запас по прочности менее 5%, что свидетельствует о рационально подобранном сечении.

Проверку жесткости балки проводить не требуется, так как принятая высота $h = 176$ см больше минимальной $h_{\min} = 89,9$ см.

2.2.5 Проверка местной устойчивости стенки в зоне развития пластических деформаций

В соответствии с п. 8.5.8 [1] необходимо проверить устойчивость стенки в зоне развития пластических деформаций. Должно выполняться условие:

$$\frac{M_{\max}}{R_{yf} \cdot \gamma_c \cdot h_w^2 \cdot t_w \cdot (r \cdot \alpha_f + \alpha)} \leq 1,$$

где коэффициент α определяется по таблице 18 [1]. Вычисляем средние касательные напряжения на опоре:

$$\tau = \frac{Q}{A_w} = \frac{1305,9}{36 \cdot 3} = 12,09 \text{ кН.см}^2$$

и расчётное сопротивление стенки на срез $R_{sw} = 0,58R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92$ кН/см², где $R_y = 24$ кН/см² – расчётное сопротивление стали стенки при её толщине 12 мм по таблице В.5 [1]. Соотношение $\tau / R_{sw} = 12,09 / 13,92 = 0,927$. Условная гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{1,2} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 4,73.$$

Значение коэффициента α по таблице 18 [1] $\alpha = 0,063$. По п. 8.4.5 [1] коэффициент $r = R_{yf} / R_{yw} = 23 / 24 = 0,958 < 1$, принимаем $r = 1$. Здесь R_{yf} и R_{yw} – соответственно расчётные сопротивления стали пояса и стенки по таблице В.5 [1].

Подставляем значения параметров в формулу:

$$\frac{M_{\max}}{R_{yf} \cdot \gamma_c \cdot h_w^2 \cdot t_w \cdot (r \cdot \alpha_f + \alpha)} = \frac{587660}{23 \cdot 1 \cdot 170^2 \cdot 1,2 \cdot (1 \cdot 0,529 + 0,063)} = 1,24 > 1.$$

Условие не выполняется. Увеличиваем размеры пояса в середине пролета до $b_f \times t_f = 460 \times 30$ мм. Тогда $\alpha_f = 0,676$. Проверяем условие:

$$\frac{\frac{M_{max}}{R_{yf} \cdot \gamma_c \cdot h_w^2 \cdot t_w \cdot (r \cdot \alpha_f + \alpha)}}{587660} = \frac{587660}{23 \cdot 1 \cdot 170^2 \cdot 1,2 \cdot (1 \cdot 0,676 + 0,063)} = 0,996 < 1.$$

Условие выполняется. Проверяем местную устойчивость пояса в соответствии с п. 8.5.18 [1]. Для двутавровых сечений с неокаймленным поясом для балок 2-го класса (при учете развития пластических деформаций) фактическая гибкость свеса пояса составляет:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{22,4}{3} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,25,$$

где b_{ef} – свес пояса:

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{46 - 1,2}{2} = 22,4 \text{ см.}$$

Предельное значение гибкости свеса пояса по п. 8.5.19 [1] составляет:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,17 + 0,06 \cdot \bar{\lambda}_{uw} = 0,17 + 0,06 \cdot 2,5 = 0,32 > \bar{\lambda}_f = 0,25,$$

где $\bar{\lambda}_{uw} = 2,5$ – по п. 8.5.1 [1] для балки с двухсторонними поясными швами при наличии σ_{loc} (поэтажная схема сопряжения). При схеме сопряжения в одном уровне, когда $\sigma_{loc} = 0$, значение условной гибкости стенки следует принимать $\bar{\lambda}_{uw} = 3,5$.

Условие выполняется. Таким образом, местная устойчивость пояса обеспечена. Проверяем местную устойчивость пояса в зоне упругих деформаций. Предельная условная гибкость свеса пояса:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{23}{21,97}} = 0,512 > \bar{\lambda}_f = 0,25.$$

где σ_c – максимальные сжимающие напряжения в поясе балки.

Геометрические характеристики сечения при ширине полки $b_f = 46$ см:

$$A = h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f = 170 \cdot 1,2 + 2 \cdot 46 \cdot 3 = 480 \text{ см}^2;$$

$$I = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right] =$$

$$= \frac{1,2 \cdot 170^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{46 \cdot 3^3}{12} + 46 \cdot 3 \cdot \left(\frac{173}{2} \right)^2 \right] = 2556608 \text{ см}^4;$$

$$W = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 2556608}{176} = 29052 \text{ см}^3.$$

Определяем соотношение площади пояса к площади стенки:

$$\alpha_f = \frac{A_f}{A_w} = \frac{46 \cdot 3}{170 \cdot 1,2} = 0,676$$

и по таблице Е.1 [1] для двутаврового составного сечения принимаем $c_x = 1,1024$. Напряжения:

$$\sigma_c = \frac{M_{max}}{c_x \cdot \beta \cdot W_x} = \frac{587660}{1,1024 \cdot 1 \cdot 29052} = 18,35 \text{ кН / см}^2.$$

Проверяем условие:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{23}{18,35}} = 0,56 > \bar{\lambda}_f = 0,25.$$

Условие выполняется. Оставляем сечение пояса в середине пролета $b_f \times t_f = 460 \times 30$ мм.

2.2.6 Изменение сечения главной балки

Так как сечение составной балки подобрано по максимальному моменту, то в местах снижения моментов у опор сечение можно уменьшить. Изменение сечения балки рационально проводить при пролетах не менее 10 м, при этом, как правило, изменяют ширину поясов.

При равномерно распределенной нагрузке для составных балок место изменения сечения принимают на расстоянии примерно $1/6 \cdot l$ от опоры (рисунок 2.4).

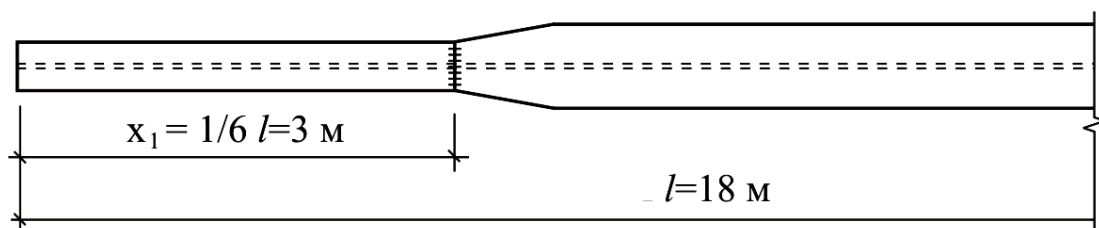


Рисунок 2.4 – Изменение сечения главной балки

Определяем место изменения сечения:

$$x_1 = \frac{1}{6}l = \frac{1}{6} \cdot 18 = 3 \text{ м.}$$

Расчетные усилия в месте изменения сечения вычисляем по формулам:

$$M_1 = \frac{q^p \cdot x_1}{2} \cdot (l - x_1) = \frac{145,1 \cdot 3}{2} \cdot (18 - 3) = 3264,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_1 = q^p \cdot \left(\frac{l}{2} - x_1 \right) = 145,1 \cdot \left(\frac{18}{2} - 3 \right) = 870,6 \text{ кН.}$$

Подбираем сечение исходя из прочности стыкового шва на растяжение при отсутствии физического контроля качества шва, при этом расчетное сопротивление шва на растяжение равно $R_{wy} = 0,85R_y$. Требуемый момент сопротивления сечения:

$$W_{mpl} = \frac{M_1}{R_{wy}} = \frac{326480}{0,85 \cdot 23} = 16700 \text{ см}^3.$$

Требуемый момент инерции сечения:

$$I_{mpl} = W_{mpl} \cdot \frac{h}{2} = 16700 \cdot \frac{176}{2} = 1469600 \text{ см}^4.$$

Требуемый момент инерции поясов:

$$I_{fmp1} = I_{mpl} - I_w = 1469600 - 491300 = 978300 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь пояса:

$$A_{fmp1} = \frac{2 \cdot I_{fmp1}}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 978300}{173^2} = 65,4 \text{ см}^2.$$

Требуемая ширина пояса при его толщине $t_f = 3$ см составляет:

$$b_{f1mp} = \frac{A_{fmp1}}{t_f} = \frac{65,4}{3} = 21,8 \text{ см.}$$

По сортаменту на универсальную листовую сталь принимаем $b_{f1} = 24$ см. Проверяем условия:

$$b_{f1} \geq 0,5 \cdot b_f ; 24 > 0,5 \cdot 46 = 23 \text{ см};$$

$$b_{f1} \geq 200 \text{ мм}; 240 > 200 \text{ мм.}$$

Определяем геометрические характеристики уменьшенного сечения (рисунок 2.5):

$$\begin{aligned} I_1 &= \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{b_{f1} \cdot t_f^3}{12} + b_{f1} \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right] = \\ &= \frac{1,2 \cdot 170^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{24 \cdot 3^3}{12} + 24 \cdot 3 \cdot \left(\frac{173}{2} \right)^2 \right] = \\ &= 1568852 \text{ см}^4; \end{aligned}$$

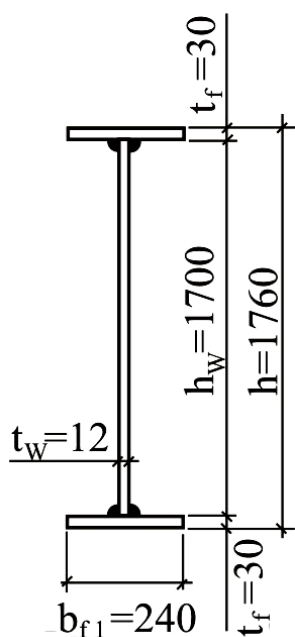


Рисунок 2.5 –
Уменьшенное сечение
главной балки

$$\begin{aligned} A_1 &= h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_{f1} \cdot t_f = \\ &= 170 \cdot 1,2 + 2 \cdot 24 \cdot 3 = 348 \text{ см}^2; \end{aligned}$$

$$W_1 = \frac{2 \cdot I_1}{h} = \frac{2 \cdot 1568852}{176} = 17828 \text{ см}^3. \text{Про}$$

веряем прочность сечения как балки 1 класса при действии упругих деформаций:

$$\frac{M_{max}}{W_x \cdot R_{wy}} = \frac{326480}{17828 \cdot 0,85 \cdot 23} = 0,936 < 1.$$

Прочность сечения обеспечена. Местную устойчивость пояса можно не проверять, так как его гибкость меньше, чем в середине пролёта.

2.2.7 Проверка принятого сечения балки

Проверяем стенку на срез по максимальным касательным напряжениям:

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{Q_{max} \cdot S_1}{I_1 \cdot t_w} = \frac{1305,9 \cdot 10563}{1568852 \cdot 1,2} = 7,3 \text{ кН / см}^2 < \\ &< R_s = 0,58 \cdot R_y = 13,34 \text{ кН / см}^2, \end{aligned}$$

где S_1 – статический момент половины опорного сечения относительно нейтральной оси:

$$S_1 = b_{f1} \cdot t_f \cdot \frac{h_0}{2} + \frac{h_w}{2} \cdot t_w \cdot \frac{h_w}{4} =$$

$$= 24 \cdot 3 \cdot \frac{173}{2} + \frac{170}{2} \cdot 1,2 \cdot \frac{170}{4} = 10563 \text{ см}^3.$$

Поскольку изменение сечения осуществляется вблизи опор в месте фактического перехода от более мощного сечения к облегченному, в стенке развиваются не только значительные нормальные, но и касательные напряжения. Поэтому необходима проверка прочности сечения при их совместном действии в месте изменения сечений и под ближайшей балкой настила на расстоянии $x_2 = 2,5$ м (рисунок 2.6).

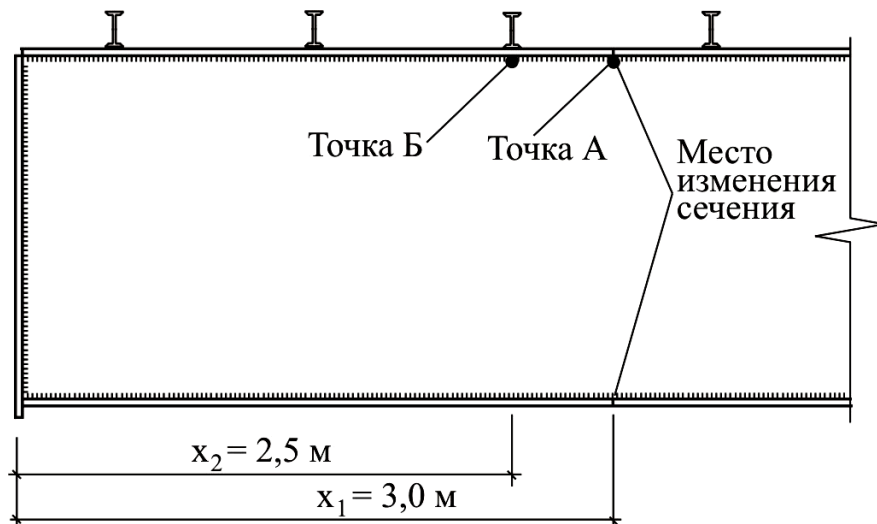


Рисунок 2.6 – К определению приведенных напряжений в стенке главной балки

Проверку проводим в точках А и Б сечения (рисунок 2.6) в месте соединения стенки с полкой по формуле:

$$\frac{0,87}{R_y} \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 1.$$

Определяем статический момент пояса относительно нейтральной оси:

$$S_f = b_{f1} \cdot t_f \cdot \frac{h_0}{2} = 24 \cdot 3 \cdot \frac{173}{2} = 6228 \text{ см}^3.$$

Предварительно вычисляем местные напряжения в стенке главной балки (рисунок 2.7):

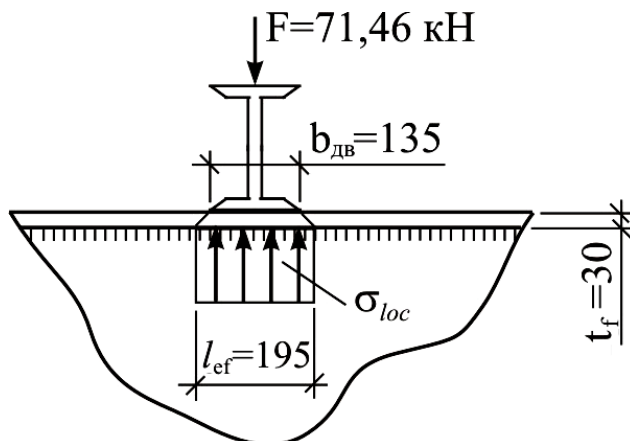


Рисунок 2.7 – Местные напряжения в стенке главной балки

$$\sigma_{loc} = \frac{2 \cdot F}{l_{ef} \cdot t_w} = \frac{2 \cdot 71,46}{19,5 \cdot 1,2} = 6,1 \text{ кН/см}^2 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2,$$

где l_{ef} – расчетная длина действия местных напряжений:

$$l_{ef} = b_{дв} + 2 \cdot t_f = 13,5 + 2 \cdot 3 = 19,5 \text{ см};$$

$F = 71,46$ кН – опорная реакция балки настила по 1 варианту (пример 1).

а) Проверка приведенных напряжений в месте изменения сечения(точка А)

Расчетные усилия для этого сечения ($x_1 = 3$ м) определены ранее в разделе изменения сечения балки: $M_1 = 3264,8$ кН·м, $Q_1 = 870,6$ кН. Напряжения в уровне поясного шва (точка А на рисунке 2.6) при $\sigma_{loc}=0$ в этом сечении:

$$\sigma_x = \frac{M_1}{W_1} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{326480}{17828} \cdot \frac{170}{176} = 17,7 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_1 \cdot S_{f1}}{I_1 \cdot t_w} = \frac{870,6 \cdot 6228}{1568852 \cdot 1,2} = 2,9 < R_s = 13,34 \text{ кН/см}^2.$$

Так как в сечении x_1 местные напряжения отсутствуют, формула преобразуется в следующую:

$$\frac{0,87}{R_y} \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} = \frac{0,87}{R_y} \sqrt{17,7^2 + 3 \cdot 2,9^2} = 0,696 < 1.$$

Прочность стенки в месте изменения сечения обеспечена.

б) Проверка приведенных напряжений под балкой настила (точка Б)

Определяем расчетные усилия в сечении $x_2 = 2,5$ м:

$$M_2 = \frac{q^p \cdot x_2}{2} \cdot (l - x_2) = \frac{145,1 \cdot 2,5}{2} \cdot (18 - 2,5) = 2811,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_2 = q^p \cdot \left(\frac{l}{2} - x_2 \right) = 145,1 \cdot \left(\frac{18}{2} - 2,5 \right) = 943,1 \text{ кН}.$$

Напряжения в точке Б:

$$\sigma = \frac{M_2}{W_1} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{281130}{17828} \cdot \frac{170}{176} = 15,2 < R_y = 23 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_2 \cdot S_f}{I_1 \cdot t_w} = \frac{943,1 \cdot 6228}{1568852 \cdot 1,2} = 3,12 < R_s = 13,34 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Приведенные напряжения:

$$\begin{aligned} & \frac{0,87}{R_y} \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_{loc} + 3 \cdot \tau_{xy}^2} = \\ & = \frac{0,87}{R_y} \sqrt{15,2^2 + 6,1^2 - 15,2 \cdot 6,1 + 3 \cdot 3,12^2} = 0,541 \leq 1. \end{aligned}$$

Прочность балки в сечении x_2 обеспечена.

2.2.8 Проверка общей устойчивости балки

В соответствии с п. 8.4.4 [1] устойчивость балок проверять не требуется, если выполняются следующие условия:

1) Нагрузка передается через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный, что соответствует схеме сопряжения балок в одном уровне;

2) При значениях условной гибкости сжатого пояса не более предельной условной гибкости пояса:

$$\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} \leq \bar{\lambda}_{ub},$$

где $\bar{\lambda}_{ub}$ определяется по таблице 11 [1].

За расчетную длину балки из плоскости принимается расстояние между элементами, препятствующими перемещениям сжатого пояса из плоскости. Такими элементами при поэтажной схеме сопряжения являются балки настила, установленные по верхнему (сжатому) поясу через 1 м, следовательно, $l_{ef} = 100$ см.

а) проверка общей устойчивости балки в области упругих деформаций по уменьшенному сечению:

Условная гибкость пояса:

$$\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{100}{24} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,139.$$

Предельное значение условной гибкости пояса при приложении нагрузки к верхнему поясу балки:

$$\begin{aligned} \lambda_{ub} &= 0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_0} = \\ &= 0,35 + 0,0032 \frac{24}{3} + \left(0,76 - 0,02 \frac{24}{3} \right) \frac{24}{173} = 0,459 > \bar{\lambda}_b = 0,139, \end{aligned}$$

где h_0 – расстояние между осями поясов.

Условие выполняется, следовательно, общая устойчивость балки в уменьшенном сечении обеспечена.

б) в области развития пластических деформаций в середине пролёта

Согласно п. 8.4.6 [1] при проверке общей устойчивости балки в зоне развития пластических деформаций значение предельной условной гибкости пояса следует умножать на коэффициент

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

Здесь c_{1x} определяется по большему из значений:

$$1) \quad c_{1x} = \frac{M_{max}}{W \cdot R_y} = \frac{587660}{29052 \cdot 23} = 0,879;$$

$$2) \quad c_{Ix} = \beta \cdot c_x = 1 \cdot 1,1024 = 1,1024.$$

Принимаем $c_{Ix}=1,1024$. Тогда коэффициент:

$$\delta = 1 - 0,6 \frac{(\bar{1},1024 - 1)}{(1,1024 - 1)} = 0,4.$$

Условная гибкость пояса:

$$\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{100}{46} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,073.$$

Предельное значение условной гибкости пояса при приложении нагрузки к верхнему поясу балки:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{ub} &= \delta \cdot \left[0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_0} \right] = \\ &= 0,4 \cdot \left[0,35 + 0,0032 \frac{46}{3} + \left(0,76 - 0,02 \frac{46}{3} \right) \frac{46}{173} \right] = 0,208 > \bar{\lambda}_b = 0,073. \end{aligned}$$

Условие выполняется, следовательно, общая устойчивость балки в середине пролёта обеспечена.

2.2.9 Проверка местной устойчивости сжатого пояса и стенки

Устойчивость сжатого пояса была проверена при подборе сечения поясов.

Устойчивость стенки балки проводим в соответствии с п. 8.5 [1]. Определяем условную гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{170}{1,2} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 4,73.$$

Устойчивость стенки балки не следует проверять, если ее гибкость не превышает значений:

2,5 – при наличии местных напряжений в балках с двусторонними поясными швами (поэтажная схема сопряжения):

3,5 – при отсутствии местных напряжений в балках с двусторонними поясными швами (схема сопряжения в одном уровне).

Так как гибкость стенки более 2,5 необходимо проверять стенку на местную устойчивость. В соответствии с п. 8.5.9 [1], так как

$\bar{\lambda}_w > 3,2$, устанавливаем поперечные ребра жесткости. Их размеры определяются по формулам:

- для парного ребра (схема сопряжения в одном уровне):

$$b_r \geq \frac{h_w}{30} + 25 \text{ мм} = \frac{1700}{30} + 25 = 81,7 \text{ мм},$$

принимаем $b_r = 85$ мм.

- для одностороннего ребра (поэтажная схема сопряжения):

$$b_r \geq \frac{h_w}{24} + 40 \text{ мм} = \frac{1700}{24} + 40 = 110,8 \text{ мм},$$

принимаем $b_r = 115$ мм. Толщина ребра при парных рёбрах:

$$t_r \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 85 \cdot \sqrt{\frac{23}{20600}} = 5,68 \text{ мм},$$

а при односторонних рёбрах:

$$t_r \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 115 \cdot \sqrt{\frac{23}{20600}} = 7,69 \text{ мм}.$$

Окончательно толщину ребра при схеме сопряжения в одном уровне принимаем $t_s = 6$ мм, при поэтажной схеме сопряжения $t_s = 8$ мм.

Расставляем поперечные ребра жесткости и проверяем местную устойчивость стенки. Рассмотрим два случая расстановки поперечных ребер жесткости – при поэтажной схеме и схеме сопряжения балок в одном уровне.

В связи с тем, что в зоне пластических деформаций местные напряжения не допускаются, ребра жесткости в этой зоне ставим под каждой балкой настила (рисунок 2.8,а). Длина зоны развития пластических деформаций:

$$a = l \cdot \sqrt{1 - \frac{l}{c_x} \cdot \frac{h}{h_w}} = 18 \cdot \sqrt{1 - \frac{1}{1,1024} \cdot \frac{176}{170}} = 4,44 \text{ м}.$$

Так как значение a близко к 5 м, устанавливаем ребра жесткости под пятью балками настила в середине пролета. Для остальной части балки в соответствии с пунктом 8.5.9 [1] ребра жесткости ставятся на расстоянии не более $2h_w = 3,4$ м. Удобно ставить ребра под балками настила. Располагаем ребра жесткости через 2,5 м от опор, оставшийся

отсек делим ребром жесткости пополам. За расчетные отсеки принимаем отсек 1, в котором изменяется сечение балки, и отсек 2. Расчетные сечения принимаем следующие: x_1 – в месте изменения сечения в отсеке 1; x_3 – под ближайшей балкой настила в отсеке 2; x_4 – на расстоянии $h_w/2$ от правого края отсека 2.

1) поэтажная схема сопряжения балок

а) Сечение $x_1 = 3$ м. Усилия в сечении были определены ранее и равны

$$M_1 = 3264,8 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad Q_1 = 870,6 \text{ кН}.$$

Вычисляем напряжения в стенке балки в месте сопряжения стенки с поясом:

$$\sigma = \frac{M_1}{W_1} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{326480 \cdot 170}{17828 \cdot 176} = 17,7 < R_y = 23 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_1}{t_w \cdot h_w} = \frac{870,6}{1,2 \cdot 170} = 4,3 < R_s = 13,34 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Так как в этом сечении $\sigma_{loc} = 0$, то по п. 8.5.3 [1] устойчивость стенки проверяем по формуле:

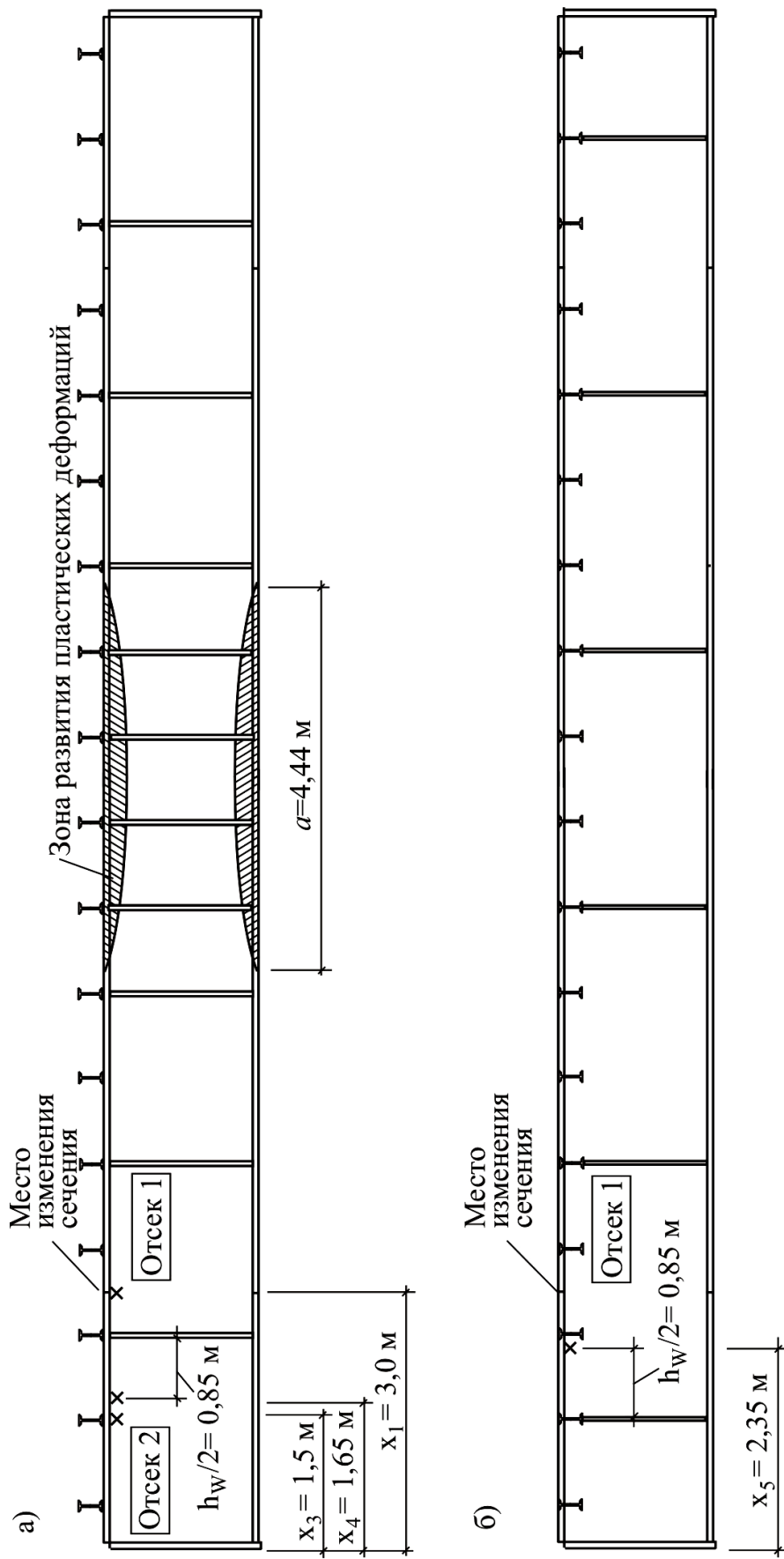


Рисунок 2.8 – К проверке местной устойчивости стенки главной балки

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

Определяем коэффициент δ :

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_{f1}}{h_w} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 = 0,8 \cdot \frac{24}{170} \cdot \left(\frac{3}{1,2}\right)^3 = 1,76,$$

где $\beta = 0,8$ – при поэтажной схеме сопряжения по таблице 13 [1].
Определяем критические нормальные и касательные напряжения:

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w} = 32,87 \cdot \frac{23}{4,73^2} = 33,8 \text{ кН / см}^2;$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,18^2}\right) \cdot \frac{13,34}{4,73^2} = 9,49 \text{ кН / см}^2,$$

где $c_{cr} = 32,87$ по таблице 12 [1]; $\mu = a / h_w = 200/170 = 1,18$ – отношение большей стороны расчетного отсека к меньшей.

Проверяем местную устойчивость:

$$\sqrt{\left(\frac{17,7}{33,8}\right)^2 + \left(\frac{4,3}{9,49}\right)^2} / \gamma_c = 0,69 < 1.$$

Местная устойчивость стенки в сечении x_1 обеспечена.

б) Сечение $x_4 = 1,65$ м. Усилия в сечении составляют:

$$M_4 = \frac{q^p \cdot x_4}{2} \cdot (l - x_4) = \frac{145,1 \cdot 1,65}{2} \cdot (18 - 1,65) = 1957,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_4 = q^p \cdot \left(\frac{l}{2} - x_4\right) = 145,1 \cdot \left(\frac{18}{2} - 1,65\right) = 1066,5 \text{ кН}.$$

Напряжения в сечении:

$$\sigma = \frac{M_4}{W_1} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{195720 \cdot 170}{17828 \cdot 176} = 10,6 < R_y = 23 \text{ кН / см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_4}{t_w \cdot h_w} = \frac{1066,5}{1,2 \cdot 170} = 5,2 < R_s = 13,34 \text{ кН / см}^2;$$

Так как в этом сечении $\sigma_{loc} = 0$, то устойчивость стенки проверяем по формуле:

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

Определяем коэффициент δ :

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_{f1}}{h_w} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 = 0,8 \cdot \frac{24}{170} \cdot \left(\frac{3}{1,2}\right)^3 = 1,76,$$

где $\beta = 0,8$ – при поэтажной схеме сопряжения по таблице 13 [1].
Определяем критические нормальные и касательные напряжения:

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = 32,87 \cdot \frac{23}{4,73^2} = 33,8 \text{ кН / см}^2;$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_w^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,47^2}\right) \cdot \frac{13,34}{4,73^2} = 8,30 \text{ кН / см}^2,$$

где $c_{cr} = 32,87$ по таблице 12 [1]; $\mu = a / h_w = 250/170 = 1,47$ – отношение большей стороны расчетного отсека к меньшей.

Проверяем местную устойчивость:

$$\sqrt{\left(\frac{10,6}{33,8}\right)^2 + \left(\frac{5,2}{8,30}\right)^2} / 1 = 0,70 < 1.$$

Местная устойчивость стенки в сечении x_4 обеспечена.

в) Сечение $x_3 = 1,5$ м под ближайшей балкой настила. Усилия в сечении составляют:

$$M_3 = \frac{q^p \cdot x_3}{2} \cdot (l - x_3) = \frac{145,1 \cdot 1,5}{2} \cdot (18 - 1,5) = 1795,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_3 = q^p \cdot \left(\frac{l}{2} - x_3\right) = 145,1 \cdot \left(\frac{18}{2} - 1,5\right) = 1088,3 \text{ кН}.$$

Напряжения в сечении:

$$\sigma = \frac{M_4}{W_1} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{179560 \cdot 170}{17828 \cdot 176} = 9,73 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_3}{t_w \cdot h_w} = \frac{1088,3}{1,2 \cdot 170} = 5,33 < R_s = 13,34 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{loc} = 6,1 \text{ кН/см}^2,$$

где σ_{loc} – местные напряжения, определены выше.

В соответствии с п. 8.5.3 [1] местная устойчивость проверяется по формуле:

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

При отношении $a/h_w = 2,5/1,7 = 1,47 > 0,8$ проверку следует проводить дважды.

Вариант 1. Проверяем условие по п. 8.5.5,б:

$$\frac{a}{h_w} = \frac{2,5}{1,7} = 1,47 > 1,33,$$

Тогда $a_1 = 0,67h_w = 0,67 \cdot 170 = 113,9$ см, соотношение $a_1/h_w = 113,9/170 = 0,67$. Коэффициент $\rho = 1,04l_{ef}/h_w = 1,04 \cdot 19,5/170 = 0,119$, здесь $l_{ef} = 19,5$ см – расчётная длина действия местных напряжений из раздела 2.2.7. По таблицам 14 и 15 [1] определяем коэффициенты $c_1 = 36,5$ и $c_2 = 1,62$.

Определяем критические местные напряжения:

$$\sigma_{loc cr} = c_1 \cdot c_2 \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = 36,5 \cdot 1,62 \cdot \frac{23}{4,73^2} = 60,79 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем местную устойчивость стенки:

$$\sqrt{\left(\frac{9,73}{33,8} + \frac{6,1}{60,79}\right)^2 + \left(\frac{5,33}{8,30}\right)^2} / 1 = 0,75 < 1.$$

По результатам проверки по первому варианту местная устойчивость стенки обеспечена.

Вариант 2. Проверяем условие по п. 8.5.5,б:

$$\frac{a}{h_w} = \frac{2,5}{1,7} = 1,47.$$

Коэффициент $\rho = 1,04l_{ef}/h_w = 1,04 \cdot 19,5/170 = 0,119$, здесь $l_{ef} = 19,5$ см – расчётная длина действия местных напряжений. По таблицам 14 и 15 [1] определяем коэффициенты $c_1 = 18,06$ и $c_2 = 1,77$. Тогда:

$$\sigma_{loc cr} = c_1 \cdot c_2 \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w} = 18,06 \cdot 1,77 \cdot \frac{23}{4,73^2} = 32,86 \text{ кН / см}^2.$$

Определяем нормальные критические напряжения:

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w} = 54,96 \cdot \frac{23}{4,73^2} = 56,5 \text{ кН / см}^2,$$

где $c_{cr} = 54,96$ – по таблице 16 [1].

Проверяем местную устойчивость стенки:

$$\sqrt{\left(\frac{9,73}{56,5} + \frac{6,1}{32,86}\right)^2 + \left(\frac{5,33}{8,30}\right)^2} / 1 = 0,74 < 1.$$

По результатам проверки по второму варианту местная устойчивость стенки обеспечена.

2) схема сопряжения балок в одном уровне

Принимаем все параметры балки такие же, как и при поэтажной схеме сопряжения. При расстановке поперечных ребер жесткости должно выполняться следующее условие: расстояние между ребрами не должно превышать $2 \cdot h_w$. Расставляем ребра жесткости (рисунок 2.8,б). За расчетный отсек принимаем отсек 1, в котором изменяется сечение балки. Расчетное сечение находится на расстоянии $h_w / 2 = 170/2 = 85$ см от левого края расчетного отсека, расстояние $x_5 = 2,35$ м. Расчетные усилия в этом сечении:

$$M_5 = \frac{q^p \cdot x_5}{2} \cdot (l - x_5) = \frac{145,1 \cdot 2,35}{2} \cdot (18 - 2,35) = 2668,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_5 = q^p \cdot \left(\frac{l}{2} - x_5\right) = 145,1 \cdot \left(\frac{18}{2} - 2,35\right) = 964,9 \text{ кН}.$$

Напряжения в стенке:

$$\sigma = \frac{M_5}{W_1} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{266820 \cdot 170}{17828 \cdot 176} = 14,5 < R_y = 23 \text{ кН / см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_5}{t_w \cdot h_w} = \frac{964,9}{1,2 \cdot 170} = 4,7 < R_s = 13,34 \text{ кН / см}^2.$$

Так как местная нагрузка от балок настила передается на стенку балки равномерно через сварной шов ребра, считаем, что $\sigma_{loc} = 0$. По п. 8.5.4 [1] определяем коэффициент δ . Так как $\beta = \infty$ (таблица 13 [1]), то и $\delta = \infty$. Отсюда $c_{cr} = 35,5$ (таблица 12 [1]), и вычисляем критические напряжения:

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot \frac{R_y}{\lambda_w^2} = 35,5 \cdot \frac{23}{4,73^2} = 36,5 \text{ кН / см}^2;$$

$$\begin{aligned} \tau_{cr} &= 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_w^2} = \\ &= 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,76^2} \right) \cdot \frac{13,34}{4,73^2} = 7,65 \text{ кН / см}^2. \end{aligned}$$

Для расчётного отсека $\mu = 3/1,7 = 1,76$.

По п. 8.5.3 [1] проверяем местную устойчивость стенки:

$$\sqrt{\left(\frac{14,5}{36,5} \right)^2 + \left(\frac{4,7}{7,65} \right)^2} / 1 = 0,73 < 1.$$

Местная устойчивость стенки в сечении x_5 обеспечена.

2.2.10 Расчет поясных соединений (сварных швов)

При поперечном изгибе пояса составной балки стремятся сдвинуться относительно стенки (рисунок 2.9).

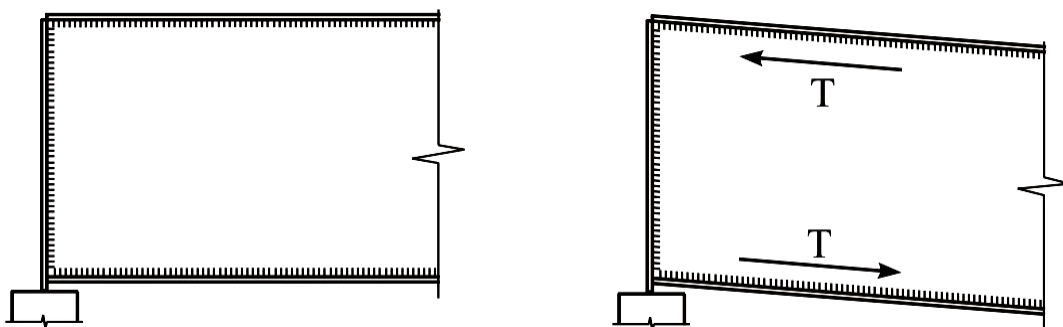


Рисунок 2.9 – К расчету поясных сварных швов

Сила сдвига T определяется по формуле:

$$T = \frac{Q_{max} \cdot S_{f1}}{I_1} = \frac{1305,9 \cdot 6228}{1568852} = 5,18 \text{ кН/см},$$

где S_{f1} – статический момент пояса в опорном сечении; I_1 – момент инерции опорного сечения.

Усилие T воспринимается сварными швами. Назначаем параметры сварки: сварка автоматическая под флюсом марки АН-348-А, сварочная проволока марки СВ-08А (таблица Г.1 [1]), расчетное сопротивление металла шва $R_{wf} = 18,0 \text{ кН/см}^2$ (таблица Г.2 [1]), металла границы сплавления $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$ ($R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$ принимается по таблице В.5 [1] для стали С255 толщиной 20...40 мм), диаметр сварочной проволоки 5 мм, положение шва – в лодочку (таблица 39 [1]). Назначаем предварительно катет шва минимальным $k_f = 5 \text{ мм}$ (таблица 38 [1]). По таблице 39 [1] определяем коэффициенты проплавления шва:

$$\beta_f = 1,1; \quad \beta_z = 1,15.$$

Определяем расчетное сопротивление шва:

$$\begin{aligned} \beta_f \cdot R_{wf} &= 1,1 \cdot 18 = 19,8 > \\ &> \beta_z \cdot R_{wz} = 16,65 \cdot 1,15 = 19,1 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Таким образом, расчет ведем по металлу границы сплавления. Определяем требуемый катет шва:

$$k_f = \frac{T}{n_w \cdot l_w \cdot (\beta_z \cdot R_{wz})} = \frac{5,18}{2 \cdot 1 \cdot 19,1} = 0,14 \text{ см},$$

где $n_w = 2$ – количество поясных сварных швов.

В соответствии с требованиями таблицы 38 [1] оставляем катет шва $k_{f \min} = 5 \text{ мм} > k_f = 1,4 \text{ мм}$.

2.2.11 Конструирование и расчет опорной части балки

Принимаем конструкцию опорной части главной балки по рисунку 2.10.

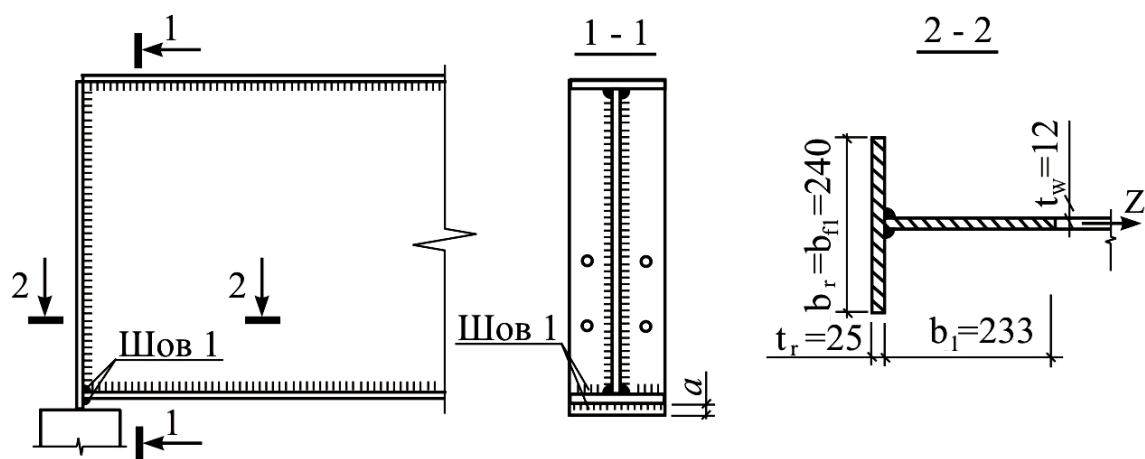


Рисунок 2.10 – Опорная часть главной балки

Определяем размеры сечения опорного ребра из условия смятия его торца. Требуемая площадь ребра:

$$A_{r\ mp} = \frac{Q_{max}}{R_p} = \frac{1305,9}{36,1} = 36,2 \text{ см}^2,$$

где $R_p = 36,1 \text{ кН/см}^2$ – по таблице В.7 [1] при наличии пригонки. Принимаем ширину опорного ребра равной ширине пояса $b_r = b_{fl} = 24 \text{ см}$. Отсюда требуемая толщина ребра:

$$t_{r\ mp} = \frac{A_{r\ mp}}{b_r} = \frac{36,2}{24} = 1,51 \text{ см}.$$

Принимаем по сортаменту $t_r = 1,6 \text{ см}$. Проверяем условие по п. 8.5.17 [1]:

$$t_r > 3 \cdot b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}}; 1,6 \text{ см} < 3 \cdot 24 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 2,41 \text{ см}.$$

Условие не выполняется. Принимаем толщину ребра 25 мм. Определяем прочность ребра на смятие:

$$\frac{Q_{max}}{b_r \cdot t_r \cdot R_p} = \frac{1305,9}{24 \cdot 2,5 \cdot 36,1} = 0,603 < 1.$$

Прочность опорного ребра на смятие обеспечена. Определяем гибкость ребра относительно оси Z (рисунок 2.10). В работу ребра включается часть стенки балки длиной

$$b_l = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1,2 \cdot \sqrt{\frac{20600}{23}} = 23,3 \text{ см}.$$

Вычисляем геометрические характеристики заштрихованного сечения относительно оси Z :

$$A_h = b_h \cdot t_h + b_l \cdot t_w = 24 \cdot 2,5 + 23,3 \cdot 1,2 = 87,96 \text{ см}^2;$$

$$I_z = \frac{t_h \cdot b_h^3}{12} + \frac{b_l \cdot t_w^3}{12} = \frac{2,5 \cdot 24^3}{12} + \frac{23,3 \cdot 1,2^3}{12} = 2883 \text{ см}^4;$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_h}} = \sqrt{\frac{2883}{87,96}} = 5,72 \text{ см.}$$

Условная гибкость ребра относительно оси Z :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{h_w}{t_r} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{2,5} \cdot \sqrt{\frac{23}{20600}} = 2,27.$$

Вступающую часть a вычисляем по формуле:

$$a \leq 1,5 \cdot t_r = 1,5 \cdot 2,5 = 3,75 \text{ см.}$$

Окончательно принимаем $a = 2,0$ см.

Проверяем местную устойчивость опорного ребра. Условная гибкость ребра:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{11,4}{2,5} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,15,$$

где b_{ef} – свес пояса:

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{24 - 1,2}{2} = 11,4 \text{ см.}$$

Предельное значение гибкости свеса пояса по таблице 10 [1] составляет:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10 \cdot \bar{\lambda}_z = 0,36 + 0,10 \cdot 0,8 = 0,44 > \bar{\lambda}_f = 0,15,$$

здесь при $\bar{\lambda}_z < 0,8$ принимается $\bar{\lambda}_z = 0,8$

Условие выполняется. Таким образом, местная устойчивость пояса обеспечена.

Проверяем устойчивость опорной части балки относительно оси Z . При гибкости $\bar{\lambda}_z = 2,27$ по таблице Д.1 [1] $\varphi_z = 0,782$. Тогда:

$$\frac{Q_{max}}{\varphi_z \cdot A_r \cdot R_y} = \frac{1305,9}{0,782 \cdot 87,96 \cdot 23} = 0,925 < 1$$

Общая устойчивость опорного ребра обеспечена.

В соответствие с п. 8.5.17 [1] проверяем сварной шов, крепящий опорное ребро к нижнему поясу балки, который должен выдержать опорную реакцию. При ширине опорного ребра 24 см опорная реакция воспринимается двумя швами длиной по 11,4 см по верху нижнего пояса и одним швом длиной 24 см по нижней поверхности нижнего пояса. Расчётная длина этих швов:

$$l_w = 2 \cdot (11,4 - 1) + (24 - 1) = 43,8 \text{ см.}$$

Назначаем параметры сварки: сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа, сварочная проволока марки СВ-08Г2С (таблица Г.2 [1]), расчетное сопротивление металла шва $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$ (таблица Г.3 [1]), металла границы сплавления $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$ ($R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$ принимается по таблице В.5 [1] для стали С255), диаметр сварочной проволоки 2 мм, положение шва – нижнее. Назначаем предварительно катет шва $k_f = 20 \text{ мм}$. По таблице 39 [1] определяем коэффициенты проплавления шва:

$$\beta_f = 0,7; \quad \beta_z = 1,0.$$

Расчетные сопротивления:

$$\begin{aligned} \beta_f \cdot R_{wf} &= 0,7 \cdot 21,5 = 15,05 > \\ &> \beta_z \cdot R_{wz} = 16,65 \cdot 1,0 = 16,65 \text{ кН / см}^2. \end{aligned}$$

Расчет ведем по металлу шва. Проверяем прочность шва:

$$\frac{Q_{max}}{l_w \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{1305,9}{43,8 \cdot 2 \cdot 0,7 \cdot 21,5} = 0,99 < 1.$$

Прочность швов обеспечена.

2.2.12 Конструирование и расчет узла сопряжения балки настила и главной балки

Данная часть курсовой работы выполняется только при сопряжении балок в одном уровне. Конструкция узла приведена на рисунке 2.11. К двутавру №30 приваривается пластина 360x240 мм толщиной

10 мм. Ширина поперечного ребра жесткости 85 мм, толщина 6 мм приняты из проверки местной устойчивости стенки. Зазор между верхним поясом главной балки и двутавром балки настила принимаем 10 мм, настил на рисунке не показан.

Опорная реакция балки настила $F = 71,46$ кН из подбора сечения балки настила по примеру 1. Подбираем необходимое количество болтов. Принимаем болты класса точности В, класс прочности болтов 8,8, диаметр 20 мм, расчетное сопротивление болта срезу $R_{bs} = 33$ кН/см² (таблица Г.5 [1]), расчетное сопротивление смятию элементов, соединяемых болтами, по таблице Г.6 [1] равно $R_{bp} = 48,5$ кН/см².

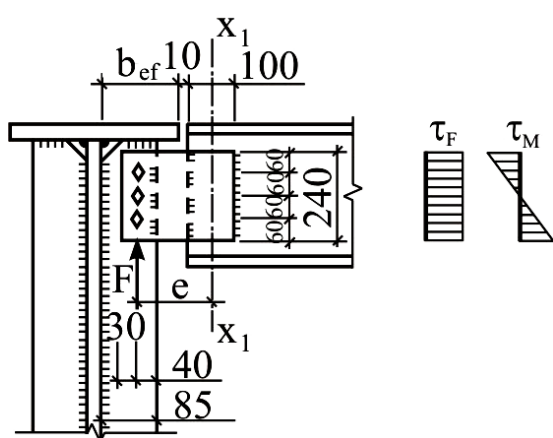


Рисунок 2.11 – Сопряжение балки настила и главной балки в одном уровне

Расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом:

а) на срез:

$$N_b = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A_b \cdot n_s = 33 \cdot 1,0 \cdot 3,14 \cdot 1 = 103,62 \text{ кН},$$

где $\gamma_b = 1,0$ – коэффициент условия работы соединения, определяется по таблице 41 [1]; $A_b = 2,01$ см² – площадь болта брутто; $n_s = 1$ – число расчетных срезов болта.

б) на смятие:

$$N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d_b \cdot \sum t \cdot 0,9 = 48,5 \cdot 0,6 \cdot 2,0 \cdot 0,6 \cdot 0,9 = 31,43 \text{ кН},$$

где $d = 2,0$ см – наружный диаметр стержня болта; $\sum t = 0,6$ см – наименьшая из толщин сминаемых элементов, в данном случае толщина ребра жесткости; 0,9 – коэффициент по таблице 41 [1]; γ_b – по таблице 41 [1], принимается наименьшим из значений:

$$\gamma_b = 0,4 \frac{a}{d} + 0,2 = 0,4 \frac{6}{6} + 0,2 = 0,6; \quad \gamma_b = 0,4 \frac{s}{d} = 0,4 \frac{6}{2,30} = 1,09.$$

Принимаем $\gamma_b = 0,6$; здесь $a = 6$ см – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия; $s = 6$ см – расстояние между центрами отверстий вдоль усилия; $d = 2,2$ см – диаметр отверстия под болты.

Наименьшая несущая способность болта из условия среза. Необходимое количество болтов:

$$n = \frac{F}{N_{min}} \cdot 1,1 = \frac{71,46}{31,43} \cdot 1,1 = 2,5 \text{ болта,}$$

где 1,1 – коэффициент, принимаемый по п. 14.2.14 [1]; учитывает, что соединение несимметричное через одностороннюю накладку. Окончательно принимаем 3 болта.

Подбираем сварной шов, крепящий пластину к балке настила. Параметры сварки выбираем такие же, как при расчете опорного ребра балки. Расстояние от оси опорной реакции F до центра тяжести швов (ось $x_1 - x_1$)

$$\begin{aligned} e &= b_{ef} + 10 + 50 - (b_r - 40) = \\ &= 224 + 10 + 50 - (85 - 40) = 239 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Изгибающий момент

$$M = F \cdot e = 71,46 \cdot 23,9 = 1708 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Задаемся катетом шва $k_f = 8$ мм. Параметры сварки принимаем такие же, как при расчете опорной части балки. По таблице 39 [1] определяем коэффициенты проплавления шва:

$$\beta_f = 0,9; \quad \beta_z = 1,05.$$

Расчетные сопротивления:

$$\begin{aligned} \beta_f \cdot R_{wf} &= 0,9 \cdot 21,5 = 19,35 > \\ &> \beta_z \cdot R_{wz} = 16,65 \cdot 1,05 = 17,48 \text{ кН} / \text{см}^2. \end{aligned}$$

Расчет ведем по металлу границы сплавления. Расчетная длина одного шва составляет $l_w = 24 - 1 = 23$ см. Напряжения:

$$\begin{aligned} \tau &= \sqrt{\left(\frac{F}{k_f \cdot n_w \cdot l_w}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot M}{k_f \cdot n_w \cdot l_w^2}\right)^2} = \\ &= \sqrt{\left(\frac{71,46}{0,8 \cdot 2 \cdot 23}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot 1708}{0,8 \cdot 2 \cdot 23^2}\right)^2} = 12,3 \text{ кН} / \text{см}^2 < \\ &< \beta_z \cdot R_{wz} = 17,48 \text{ кН} / \text{см}^2. \end{aligned}$$

Прочность швов обеспечена. Длина шва не должна превышать:

$$l_w = 23 \text{ см} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2 \text{ см.}$$

Условие выполняется.

2.2.13 Конструирование и расчет укрупнительного стыка балки

Конструируем стык на высокопрочных болтах с накладками. Конструкция стыка показана на рисунке 2.12. Каждый пояс перекрываем тремя накладками: одна размером 460×20×640 мм, и две накладки размером 200×20×800 мм, стенку перекрываем парными накладками размером 1600×600×10 мм. Принимаем высокопрочные болты из стали марки 40Х диаметром 24 мм, временное сопротивление болта растяжению $R_{bun} = 107,8$ кН/см² (таблица Г.8 [1]), площадь болта нетто $A_{bn} = 3,53$ см² (таблица Г.9 [1]). Диаметры отверстий под болты принимаем 27 мм.

Определяем несущую способность одного болта на одну поверхность трения:

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h} = \frac{75,46 \cdot 3,53 \cdot 0,58}{1,12} = 137,9 \text{ кН},$$

где $R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun} = 0,7 \cdot 107,8 = 75,46$ кН/см² – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта; $A_{bn} = 3,53$ см² – площадь болта нетто; $\mu = 0,58$ – по таблице 42 [1] при дробеструйной обработке двух поверхностей без консервации; $\gamma_h = 1,12$ – по таблице 42 [1] при статической нагрузке для разности диаметров болта и отверстия $\delta = 3$ мм.

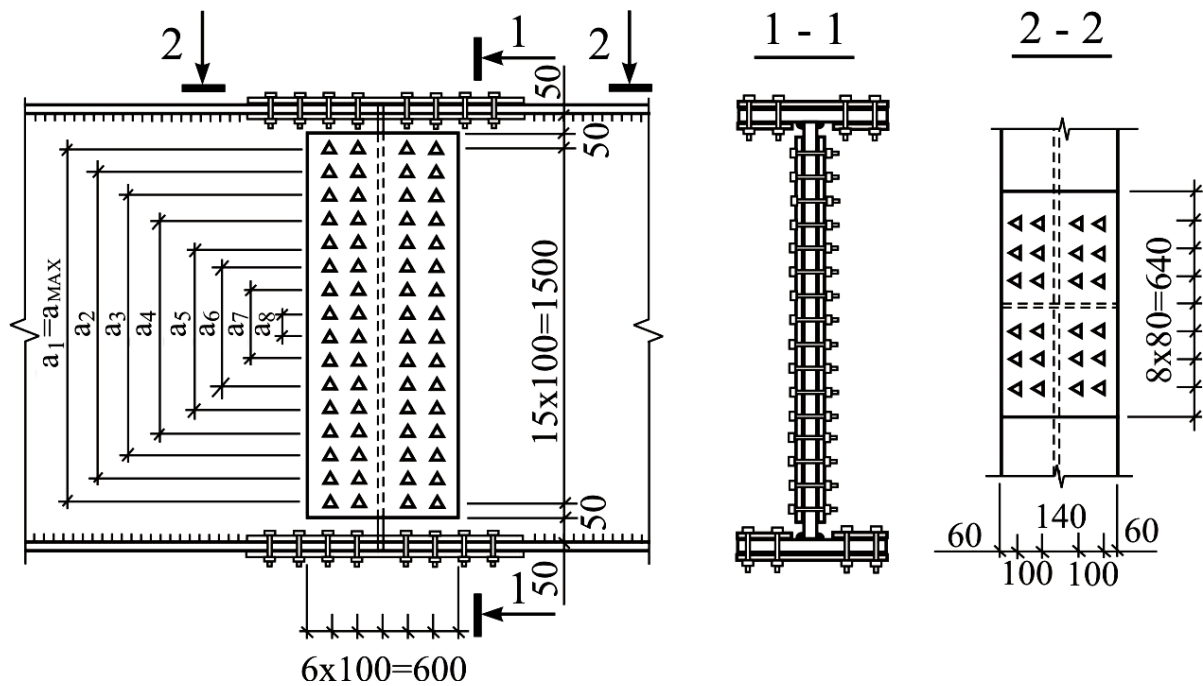


Рисунок 2.12 – Укрупнительный стык главной балки

Определяем усилие, действующее в поясе:

$$N_f = \frac{M_{max}}{h_0} \cdot \frac{I_f}{I} = \frac{587660 \cdot 2065308}{173 \cdot 2556608} = 2744 \text{ кН},$$

где

$$\begin{aligned}
 I_f &= 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right) = \\
 &= 2 \cdot \left(\frac{46 \cdot 3^3}{12} + 46 \cdot 3 \cdot \left(\frac{173}{2} \right)^2 \right) = 2065308 \text{ см}^4; \\
 I &= \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right] = \\
 &= \frac{1,2 \cdot 170^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{46 \cdot 3^3}{12} + 46 \cdot 3 \cdot \left(\frac{173}{2} \right)^2 \right] = 2556608 \text{ см}^4.
 \end{aligned}$$

Необходимое количество болтов для соединения поясов

$$n = \frac{N_f}{Q_{bh} \cdot k} = \frac{2744}{137,9 \cdot 2} = 9,94 \text{ болтов},$$

где $k = 2$ – количество поверхностей трения соединяемых элементов. Окончательно принимаем $n = 12$ болтов с каждой стороны стыка. Располагаем болты в 4 ряда (рисунок 2.12) с учетом того, что расстояние между центрами болтов не должно быть менее $2,5d_b$ и не более $8d_b$.

Момент, воспринимаемый стенкой:

$$M_w = M_{max} \cdot \frac{I_w}{I} = 587660 \cdot \frac{491300}{2556608} = 112930 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где I_w – момент инерции стенки:

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1,2 \cdot 170^3}{12} = 491300 \text{ см}^4.$$

Усилие, приходящееся на один болт, не должно превышать несущей способности болта.

$$N = M_w \cdot \frac{a_{max}}{m \cdot k \cdot \sum a_i^2} = 1129,3 \cdot \frac{1,5}{2 \cdot 2 \cdot 6,8} = 62,3 \text{ кН} < Q_{bh} = 137,94 \text{ кН},$$

где $m = 2$ – количество вертикальных рядов болтов с каждой стороны стыка; $a_{max} = 1,5$ м – расстояние между крайними болтами в ряду, $k = 2$ – количество плоскостей трения, a_i – расстояние между симметрично расположенными относительно нейтральной оси балки болтами (рисунок 2.12), $\sum a_i^2$ – определяется как:

$$\sum a_i^2 = 1,5^2 + 1,3^2 + 1,1^2 + 0,9^2 + 0,7^2 + 0,5^2 + 0,3^2 + 0,1^2 = 6,8 \text{ м}^2.$$

Условие выполняется, следовательно прочность стыка обеспечена.

Проверяем прочность пояса балки, ослабленного отверстиями под болты. Площадь пояса брутто $A_f = 46 \cdot 3 = 138 \text{ см}^2$, площадь сечения пояса нетто при отверстиях, расположенных в 4 ряда, равна $A_{fn} = A_f - 4d_{отв} = 138 - 4 \cdot 2,7 = 127,2 \text{ см}^2$. Проверяем условие:

$$\frac{A_{fn}}{A_f} = \frac{127,2}{138} = 0,922 > 0,85,$$

следовательно, расчёт ведём по площади брутто A_f . В соответствии с п. 14.3.11 [1] половина усилия передаётся силами трения. Усилие, пере-

дающееся поясом $N_{f1}=N_f/2=2744/2=1372$ кН. Проверяем прочность пояса:

$$\frac{N_{f1}}{A_f \cdot R_y} = \frac{1372}{138 \cdot 23} = 0,432 < 1.$$

Прочность пояса по ослабленному сечению обеспечена.

3 КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТОЙ КОЛОННЫ СПЛОШНОГО СЕЧЕНИЯ

3.1 Общие положения

Расчёт центрально сжатой колонны сводится к компоновке сечения из составного сварного двутавра, проверке устойчивости стержня в двух плоскостях, а также конструирования и расчёта оголовка и базы.

Расчётную схему колонны принимают с учётом конструкции примыкания главной балки и конструкции базы. При опирании главной балки сверху в верхнем сечении колонны принимают шарнир, а в зависимости от конструкции базы – или неподвижный шарнир, или заделку.

Компоновку начинают с определения требуемой площади сечения, предварительно задавшись гибкостью относительно одной из осей составного двутавра:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}.$$

Далее определяется требуемая высота сечения:

$$h_{mp} = \frac{i_{x mp}}{\alpha_x}$$

и, предварительно задавшись толщиной стенки и поясов, требуемая площадь пояса:

$$A_{f mp} = \frac{A_{mp} - A_w}{2}.$$

По требуемой площади пояса подбирается его ширина:

$$b_{f mp} = \frac{A_{f mp}}{t_f}.$$

На следующем этапе проводится проверка принятого сечения на устойчивость. Определяются геометрические характеристики сечения относительно двух осей, гибкости, коэффициенты устойчивости при центральном сжатии и проверяется устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot A \cdot R_y} \leq 1; \quad \frac{N}{\varphi_y \cdot A \cdot R_y} \leq 1.$$

Расчет оголовка сводится к определению размеров рёбер и проверке сварных швов.

База колонны конструируется с траверсами. Определяется размер опорной плиты в плане, подбирается её толщина, рассчитываются траверсы и сварные швы.

3.2 ПРИМЕР 3. Проектирование сплошной центрально сжатой колонны

3.2.1 Конструирование и расчет стержня колонны

Требуется запроектировать составную колонну двутаврового сечения. Сталь класса С255.

Расчетная схема колонны проведена на рисунке 3.1. Шарнирное опирание на фундамент принято в запас прочности. Определяем фактическую длину колонны, учитывая, что база заглублена ниже отметки уровня чистого пола на 600...800 мм (рисунок 3.1):

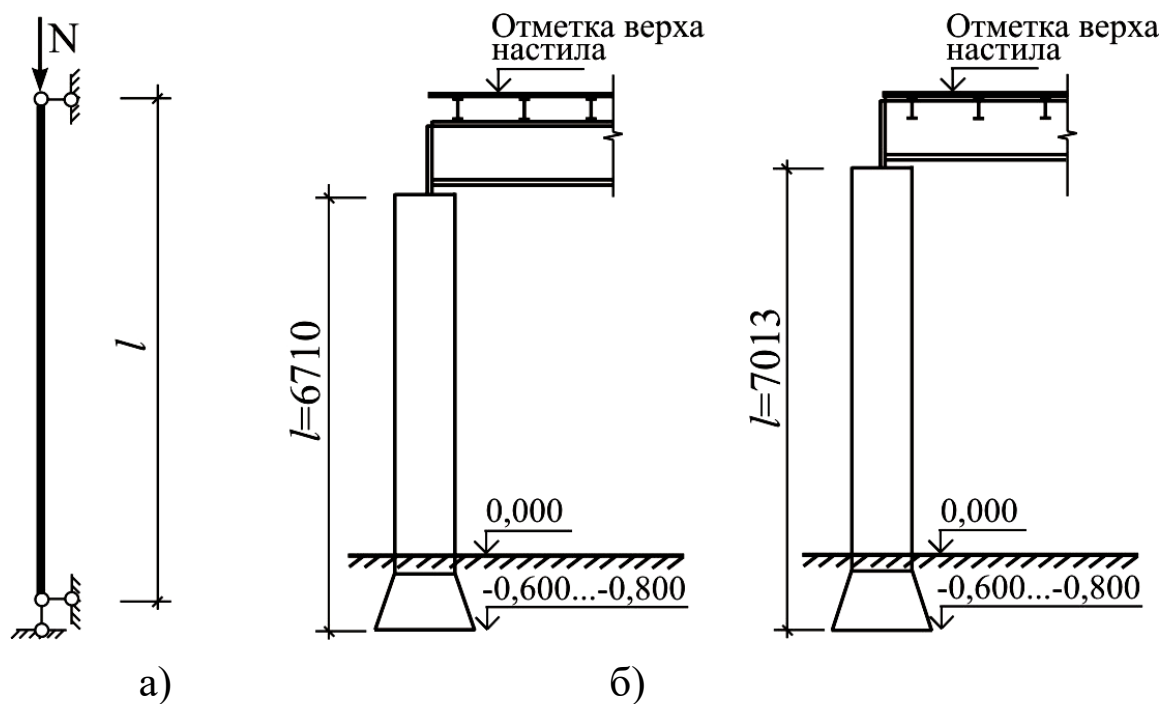
а) при поэтажной схеме сопряжения балок:

$$\begin{aligned} l &= H_{вн} - h_{бн} - t_n - h - a + 800 = \\ &= 8000 - 300 - 7 - 1760 - 20 + 800 = 6713 \text{ см}; \end{aligned}$$

б) при схеме сопряжения в одном уровне:

$$\begin{aligned} l &= H_{вн} - t_n - h - a + 800 = \\ &= 8000 - 7 - 1760 - 20 + 800 = 7013 \text{ см}, \end{aligned}$$

где $H_{вн}$ – отметка верха настила по заданию; $h_{бн} = 300$ мм – высота балки настила из примера 1; $t_n = 7$ мм – толщина настила из примера 1; $h = 1760$ мм – высота главной балки из примера 2; $a = 20$ мм – выступающая часть опорного ребра главной балки из примера 2.



в)

Рисунок 3.1 – Расчетная схема колонны (а); к определению расчетной длины колонны при поэтажной схеме сопряжения балок (б) и при схеме сопряжения в одном уровне(в)

Принимаем шарнирное сопряжение колонны с фундаментом (в запас прочности) и с главной балкой. Расчетная длина колонны в обеих плоскостях при шарнирном опирании стержня в верхнем и опорном узлах равна:

$$l_x = l_y = \mu \cdot l = 1 \cdot 6,713 = 6,713 \text{ м.}$$

Расчётная нагрузка на колонну:

$$N = 1,01 \cdot q^p \cdot l = 1,01 \cdot 145,1 \cdot 18 = 2638 \text{ кН,}$$

где q^p – расчетная нагрузка на главную балку из примера 2 (кН/м); 1,01 – коэффициент, учитывающий собственный вес колонны; l – пролет главной балки.

Задаемся гибкостью $\lambda = 40$, вычисляем условную гибкость:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 40 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,34$$

и по таблице Д.1 [1] определяем $\varphi = 0,912$. Определяем требуемую площадь сечения:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2638}{0,912 \cdot 23 \cdot 1} = 125,8 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_c = 1$ и в дальнейшем при написании формул опускается.

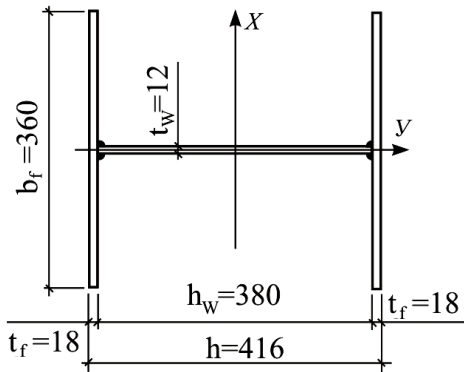


Рисунок 3.2 – Сечение сплошной колонны

Компоуем сечение из сварного двутавра (рисунок 3.2). Вычисляем требуемые радиусы инерции относительно осей X и Y :

$$i_{x mp} = \frac{l_x}{\lambda} = \frac{671,3}{40} = 16,8 \text{ см};$$

$$i_{y mp} = \frac{l_y}{\lambda} = \frac{671,3}{40} = 16,8 \text{ см},$$

и определяем приближённо требуемую высоту сечения:

$$h_{mp} = \frac{i_{x mp}}{\alpha_x} = \frac{16,8}{0,43} = 39,1 \text{ см},$$

где α_x – коэффициент, принимаемый по таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Коэффициенты для определения размеров сечения колонн

Тип сечения			
$\alpha_x = \frac{i_x}{h}$	0,43	0,38	0,39
$\alpha_y = \frac{i_y}{b}$	0,24	0,44	0,52

Принимаем стенку по сортаменту $h_w = 380$ мм. Толщину стенки предварительно назначаем $t_w = 12$ мм. Тогда требуемая площадь одного пояса:

$$A_{f\text{ mp}} = \frac{A_{mp} - A_w}{2} = \frac{127,9 - 38 \cdot 1,2}{2} = 41,15 \text{ см}^2.$$

Назначаем толщину пояса $t_f = 1,6$ см, откуда требуемая ширина пояса:

$$b_{f\text{ mp}} = \frac{A_{f\text{ mp}}}{t_f} = \frac{41,15}{1,6} = 25,7 \text{ см.}$$

Предварительно по сортаменту принимаем $b_f = 26$ см. Определяем геометрические характеристики принятого сечения. Площадь:

$$A = A_w + 2 \cdot A_f = 38 \cdot 1,2 + 2 \cdot 26 \cdot 1,6 = 128,8 \text{ см}^2.$$

Моменты инерции принятого сечения:

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

$$\frac{1,2 \cdot 38^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{26 \cdot 1,6^3}{12} + 26 \cdot 1,6 \cdot \left(\frac{38 + 1,6}{2} \right)^2 \right] = 38123 \text{ см}^4;$$

$$I_y = \frac{h_w \cdot t_w^3}{12} + 2 \cdot \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} = \frac{38 \cdot 1,2^3}{12} + 2 \cdot \frac{1,6 \cdot 26^3}{12} = 4692 \text{ см}^4.$$

Радиусы инерции:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{38123}{128,8}} = 17,2 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{4692}{128,8}} = 6,04 \text{ см.}$$

Уточняем значение $R_y = 24$ кН.см². Условная гибкость стержня:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_x}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{671}{17,2} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,33;$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_y}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{671}{6,04} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,79.$$

По таблице Д.1 [1] определяем коэффициенты продольного изгиба $\varphi_x = 0,912$, $\varphi_y = 0,489$. Проверяем устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot A \cdot R_y} = \frac{2638}{0,912 \cdot 128,8 \cdot 24} = 0,932 < 1;$$

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot A \cdot R_y} = \frac{2638}{0,489 \cdot 128,8 \cdot 24} = 1,745 > 1;$$

Устойчивость колонны относительно оси Y не обеспечена. Увеличиваем сечение полки и принимаем в соответствии с сортаменту $b_f = 36$ см, $t_f = 1,8$ см. Определяем геометрические характеристики сечения относительно осей X и Y (рисунок 3.2).

$$A = 175,2 \text{ см}^2; \quad I_x = 56845 \text{ см}^4; \quad I_y = 14002 \text{ см}^4;$$

$$i_x = 18,01 \text{ см}; \quad i_y = 8,94 \text{ см}.$$

Гибкость стержня и коэффициенты продольного изгиба:

$$\bar{\lambda}_x = 1,27; \quad \bar{\lambda}_y = 2,56; \quad \varphi_x = 0,919; \quad \varphi_y = 0,729.$$

Проверяем устойчивость:

$$\frac{2638}{0,919 \cdot 175,2 \cdot 24} = 0,683 < 1;$$

$$\frac{2638}{0,729 \cdot 175,2 \cdot 24} = 0,861 < 1.$$

Общая устойчивость стержня обеспечена.

Проверяем местную устойчивость элементов принятого сечения:

а) местная устойчивость стенки. Вычисляем условную гибкость колонны:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\min} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 37,3 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,27,$$

где $\lambda_{\min} = \lambda_x = 37,3$.

В соответствии с таблицей 9 [1] для двутаврового сечения при $\bar{\lambda} < 2$ предельное значение условной гибкости стенки равно:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}^2 = 1,3 + 0,15 \cdot 1,27^2 = 1,54.$$

Определяем фактическую гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{38}{1,2} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,08 < \bar{\lambda}_{uw} = 1,54.$$

Так как фактическая гибкость стенки меньше предельной, местная устойчивость стенки обеспечена.

б) местная устойчивость пояса. Условная гибкость

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{17,4}{1,8} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,33,$$

где b_{ef} – свес пояса:

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{36 - 1,2}{2} = 17,4 \text{ см.}$$

Предельное значение гибкости свеса пояса по таблице 10 [1] составляет:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10 \cdot \bar{\lambda}_x = 0,36 + 0,10 \cdot 1,27 = 0,49 > \bar{\lambda}_f = 0,33,$$

Условие выполняется. Таким образом, местная устойчивость пояса обеспечена.

Проверяем необходимость постановки поперечных ребер жесткости. В соответствии с п. 7.3.3 [1] при $\bar{\lambda}_w \leq 2,3$ по расчёту укреплять стенку поперечными ребрами жесткости не следует. В соответствии с п. 7.3.3 устанавливаем 2 поперечных ребра жёсткости конструктивно в третях длины колонны.

3.2.2 Конструирование и расчет оголовка колонны

Конструкция оголовка приведена на рисунке 3.3. Плиту оголовка принимаем толщиной 20 мм (рекомендуется 20...25 мм) и размерами 600 × 440 мм (что больше габаритов сечения) для нормальной проварки швов, крепящих стержень колонны к плите.

Давление от главных балок передается на стержень колонны через парные ребра, приваренные к стенке четырьмя угловыми швами (швы 1). Определяем длину участка смятия ребра оголовка:

$$b_{cm} = b_{r1} + 2 \cdot t_{nl} = 24 + 2 \cdot 2 = 28 \text{ см,}$$

где $b_{r1} = 24$ см – ширина опорного ребра главной балки из примера 2.

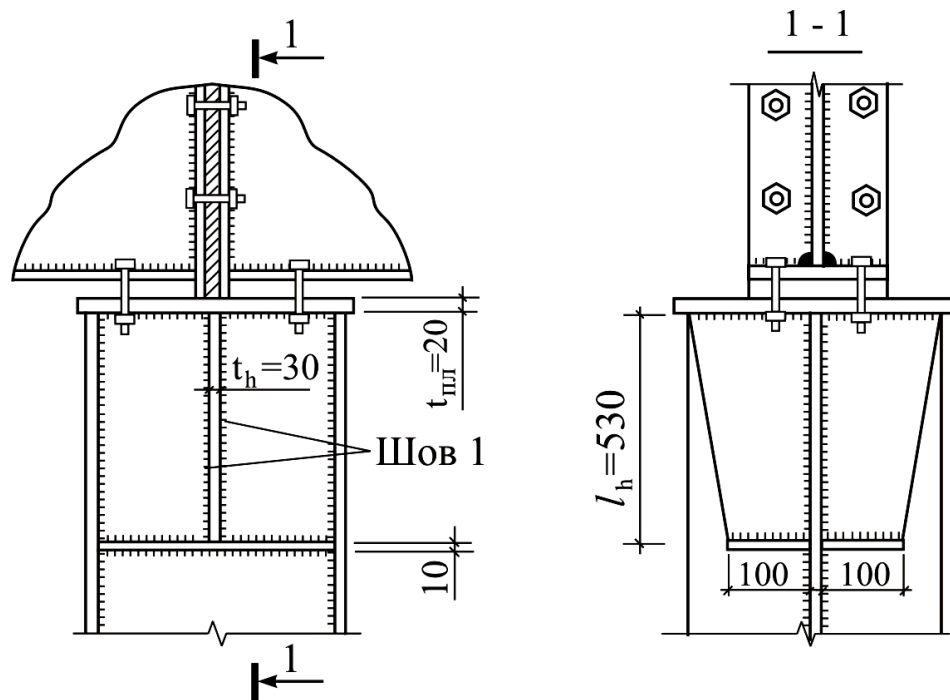


Рисунок 3.3 – Оголовок колонны сплошного сечения

Ширина ребра оголовка равна ширине полки двутавра стержня колонны (36 см), что обеспечивает необходимую длину участка смятия:

$$b_r = 36 \text{ см} > b_{см} = 28 \text{ см}.$$

Из условия смятия определяем требуемую толщину ребра:

$$t_r = \frac{N}{b_{см} \cdot R_p} = \frac{2638}{28 \cdot 36,1} = 2,61 \text{ см},$$

где $R_p = 36,1$ кН/см² – расчетное сопротивление стали класса С255 смятию по таблице В.7 [1].

Принимаем толщину ребра $t_r = 30$ мм. Проверяем шов 1 на срез от силы $N = 2638$ кН. Задаемся параметрами сварки: сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа, положение шва – нижнее, диаметр сварочной проволоки 2 мм. Сварочная проволока марки СВ-08Г2С (таблица Г.1 [1]), расчетное сопротивление металла шва $R_{wf} = 21,5$ кН/см² (таблица Г.2 [1]), расчетное сопротивление металла границы сплавления:

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2,$$

где $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$ – нормативное сопротивление листового проката стали С255 толщиной 20...40 мм по временному сопротивлению (таблица В.5 [1]). Предварительно задаемся катетом шва $k_f = 8 \text{ мм}$, тогда по таблице 39 [1] $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$. Так как

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 21,5 \cdot 0,9 = 19,4 > \beta_z \cdot R_{wz} = 1,05 \cdot 16,65 = 17,48 \text{ кН/см}^2,$$

расчет ведем по металлу границы сплавления. Требуемая длина 4-х швов:

$$l_w = \frac{N}{n_w \cdot k_f \cdot (\beta_z \cdot R_{wz})} = \frac{2638}{4 \cdot 0,8 \cdot 17,48} = 47,2 \text{ см} < \\ < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2 \text{ см}.$$

Условие выполняется. Длина ребра должна быть на 1 см больше расчетной длины шва. Окончательно по сортаменту принимаем длину ребра $l_r = 50 \text{ см}$. Проверяем ребра на срез вблизи сварного шва. Напряжения:

$$\frac{N}{2 \cdot t_r \cdot l_r \cdot R_s} = \frac{2638}{2 \cdot 3 \cdot 50 \cdot 13,34} = 0,659 < 1.$$

Здесь $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2$ для ребра толщиной 30 мм. Прочность ребра на срез обеспечена.

3.2.3 Конструирование и расчет базы колонны

Базу конструируем с траверсами, толщину которых принимаем 14 мм (рекомендуется 10...14 мм). Схема базы приведена на рисунке 3.4. Бетон фундамента класса В15, расчетное сопротивление бетона сжатию в соответствии с [4] $R_b = 0,85 \text{ кН/см}^2$

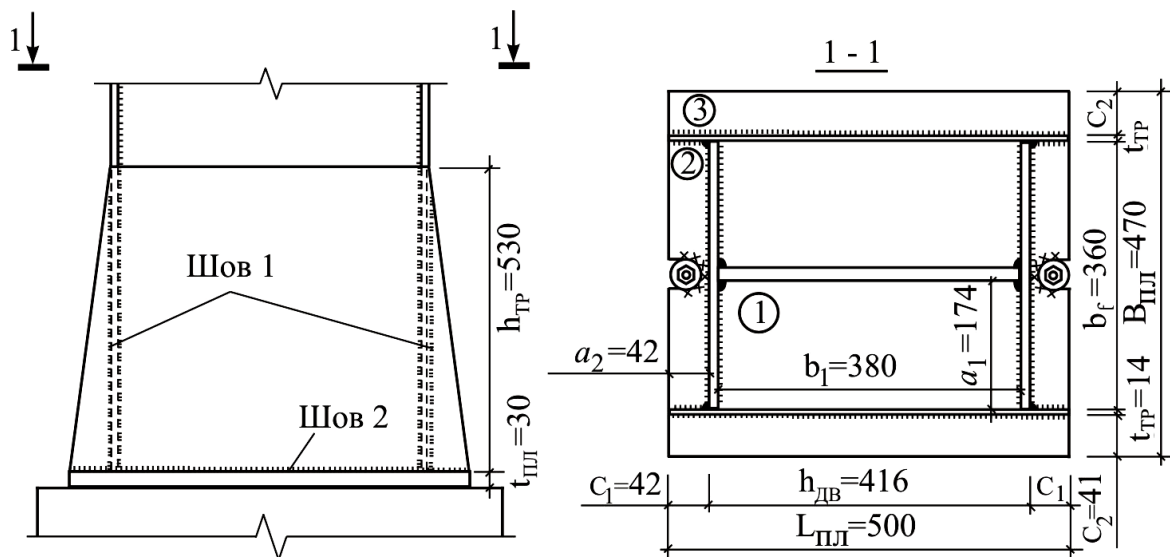


Рисунок 3.4 – База колонны сплошного сечения

Задаемся размерами опорной плиты из условия размещения на ней стержня колонны:

$$B_{пл} = b_f + 2 \cdot t_{гр} + 2 \cdot c_2 = 360 + 2 \cdot 14 + 2 \cdot 40 = 468 \text{ мм};$$

$$L_{пл} = h_w + 2 \cdot t_f + 2 \cdot c_1 = 380 + 2 \cdot 18 + 2 \cdot 40 = 496 \text{ мм},$$

где $c_1 = c_2 = 40$ мм – минимально допустимые свесы опорной плиты.

Окончательно принимаем плиту 470×500 мм, тогда $c_1 = 42$ мм, $c_2 = 41$ мм. Проверяем прочность бетона фундамента на смятие под плитой:

$$\sigma_b = \frac{N}{L_{пл} \cdot B_{пл}} = \frac{2638}{50 \cdot 47} = 1,12 \text{ кН/см}^2 <$$

$$< R_b \cdot \xi = 0,85 \cdot 1,4 = 1,19 \text{ кН/см}^2,$$

где ξ – коэффициент, учитывающий повышенное сопротивление бетона смятию, зависит от соотношения площади опорной плиты базы к площади обреза фундамента и принимается в пределах $\xi = 1,2 \dots 1,5$.

Прочность бетона обеспечена. Разбиваем плиту на участки 1...3 и определяем в них изгибающие моменты.

Участок 1 опирается на 4 канта. Изгибающий момент:

$$M_1 = \alpha \cdot \sigma_b \cdot a_1^2,$$

где коэффициент α определяется по таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Значения коэффициента α

b/a	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081

Продолжение таблицы 3.2.

b/a	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	>2,0
α	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

Размеры участка между внутренними гранями листов

$$a_1 = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{36 - 1,2}{2} = 17,4 \text{ см}; \quad b_1 = h_w = 38 \text{ см.}$$

Соотношение большей стороны участка к меньшей:

$$\frac{b_1}{a_1} = \frac{38}{17,4} = 1,96,$$

и по таблице 3.2 коэффициент $\alpha = 0,100$. Изгибающий момент:

$$M_1 = 0,1 \cdot 1,12 \cdot 17,4^2 = 33,9 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см.}$$

Участок 2 опирается на 3 канта. Размеры расчетного участка $a_2 = 4,2$ см, $b_2 = 38,0$ см. Изгибающий момент:

$$M_2 = \beta \cdot \sigma_b \cdot a_2^2,$$

где коэффициент β определяется по таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Значения коэффициента β

a/b	<0,5	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
β	Как консоль	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107

Продолжение таблицы 3.3

a/b	1,0	1,2	1,4	2,0	>2,0
β	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

Соотношение закрепленной стороны участка к свободной:

$$\frac{a_2}{b_2} = \frac{c_1}{b_2} = \frac{4,2}{38} = 0,11 < 0,5.$$

Так как соотношение меньше 0,5, то участок работает как консоль с вылетом a_2 . Изгибающий момент:

$$M_2 = \frac{\sigma_b \cdot a_2^2}{2} = \frac{1,12 \cdot 4,2^2}{2} = 9,88 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см.}$$

Участок 3 консольный. Изгибающий момент:

$$M_3 = \frac{\sigma_b \cdot a_3^2}{2} = \frac{1,12 \cdot 4,1^2}{2} = 9,41 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}.$$

Наибольший изгибающий момент возникает на участке 1. Толщину опорной плиты подбираем по максимальному моменту по формуле:

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 33,9}{23}} = 2,97 \text{ см} < 4 \text{ см}.$$

Окончательно принимаем толщину опорной плиты $t_{пл} = 30$ мм по сортаменту.

Проверяем швы, крепящие траверсы к стержню колонны (шов 1). Параметры сварки такие же, как при расчете оголовка. Катет шва назначаем $k_f = 8$ мм. Требуемая длина каждого из четырех швов:

$$l_w = \frac{N}{n_w \cdot k_f \cdot (\beta_z \cdot R_{wz})} = \frac{2638}{4 \cdot 0,8 \cdot 17,48} = 47,2 \text{ см} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 61,2 \text{ см}.$$

Условие выполняется. Высота траверсы должна быть на 1 см больше расчетной длины шва. Окончательно по сортаменту принимаем $h_{тр} = 50$ см.

Проверяем швы, крепящие траверсы к опорной плите (шов 2). Суммарная расчетная длина шва:

$$l_w = 2 \cdot (L_{пл} - 1) + 4 \cdot (c_1 - 1) = 2 \cdot (50 - 1) + 4 \cdot (4,2 - 1) = 110,8 \text{ см}.$$

Требуемый катет шва:

$$k_f = \frac{N}{l_w \cdot (\beta_z \cdot R_{wz})} = \frac{2638}{110,8 \cdot 17,48} = 1,36 \text{ см}.$$

Так как требуемый катет шва больше 8 мм, уточняем коэффициенты проплавления шва по таблице 39 [1]: $\beta_f = 0,7$, $\beta_z = 1,0$. Расчетное сопротивление с учетом коэффициентов проплавления:

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 0,7 \cdot 21,5 = 15,05 < \beta_z \cdot R_{wz} = 1 \cdot 16,65 = 16,65 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Следовательно, расчет ведем по металлу шва. Требуемый катет шва:

$$k_f = \frac{N}{l_w \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})} = \frac{2638}{110,8 \cdot 15,05} = 1,58 \text{ см}.$$

Окончательно принимаем $k_f = 16$ мм.

4 КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТОЙ КОЛОННЫ СКВОЗНОГО СЕЧЕНИЯ

4.1 Общие положения

Расчёт центрально сжатой колонны сводится к компоновке двух-ветвевое сквозное сечение из прокатных швеллеров или двутавров, проверке устойчивости стержня относительно материальной и свободной осей, расчёта планок, а также конструирования и расчёта оголовка и базы.

Расчётную схему колонны принимают с учётом конструкции примыкания главной балки и конструкции базы. При опирании главной балки сверху в верхнем сечении колонны принимают шарнир, а в зависимости от конструкции базы – или неподвижный шарнир, или заделку.

Компоновку начинают с определения требуемой площади сечения, предварительно задавшись гибкостью относительно материальной оси:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}.$$

Далее определяется требуемый номер швеллера или двутавра и проверяется устойчивость сквозного стержня относительно материальной оси:

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot A \cdot R_y} \leq 1.$$

Расчёт относительно свободной оси сводится к определению расстояния между центрами тяжести ветвей, расчётом планок и проверке устойчивости стержня колонны. Определяются геометрические характеристики сечения, находится приведённая гибкость, коэффициент устойчивости при центральном сжатии и проверяется устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot A \cdot R_y} \leq 1.$$

Расчет оголовка сводится к определению размеров ребра и проверке сварных швов.

База колонны конструируется с траверсами. Определяется размер опорной плиты в плане, подбирается её толщина, рассчитываются траверсы и сварные швы.

4.2 ПРИМЕР 4. Проектирование сквозной центрально сжатой колонны

Необходимо запроектировать стержень, оголовок и базу центрально сжатой сквозной колонны из прокатных профилей – двутавров или швеллеров. Все данные из примера 3.

4.2.1 Конструирование и расчет стержня сквозной колонны

Задаемся гибкостью стержня колонны $\lambda = 40$ и по таблице Д.1 [1] определяем значение коэффициента $\varphi = 0,909$ для стали класса С255 при $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$. Требуемая площадь сечения:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y} = \frac{2638}{0,909 \cdot 24} = 120,9 \text{ см}^2.$$

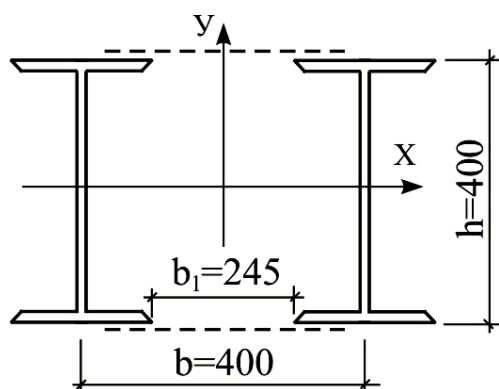


Рисунок 4.1 – Сечение сквозной колонны

Принимаем сечение из двух двутавров №40 (рисунок 4.1). Геометрические характеристики сечения двутавра: $A_{дв} = 72,6 \text{ см}^2$, $I_{x \text{ дв}} = 19062 \text{ см}^4$, $i_{x \text{ дв}} = 16,2 \text{ см}$, $I_{y \text{ дв}} = 667 \text{ см}^4$, $i_{y \text{ дв}} = 3,03 \text{ см}$.

Проверяем сечение относительно материальной оси (ось X). Гибкость колонны:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_x}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{671,3}{16,2} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,41.$$

По таблице Д.1 [1] $\varphi_x = 0,904$. Устойчивость колонны относительно материальной оси:

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot 2 \cdot A_{дв} \cdot R_y} = \frac{2638}{0,904 \cdot 2 \cdot 72,6 \cdot 24} = 0,837 < 1.$$

Запас составляет 16,3%, что для прокатных профилей допустимо.

Из условия равноустойчивости колонны относительно обеих осей (X и Y) принимаем $\lambda_x = \lambda_{ef}$. Для двухветвевых стержней необходимо учитывать повышенную гибкость относительно свободной оси (ось Y) за счет деформативности решетки. Задаемся гибкостью ветви $\lambda_1 = 25$ (рекомендуется 20...40) и по упрощённой формуле определяем требуемую гибкость относительно оси Y :

$$\lambda_{y\text{тп}} = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{41,4^2 - 25^2} = 33,0,$$

где $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{671,3}{16,2} = 41,4$, после чего вычисляем требуемый радиус инерции:

$$i_{y\text{тп}} = \frac{l_y}{\lambda_{y\text{тп}}} = \frac{671}{33} = 20,3 \text{ см.}$$

По таблице 3.1 определяем коэффициент $\alpha_y = 0,52$ и вычисляем требуемую ширину сечения:

$$b_{\text{тп}} = \frac{i_{y\text{тп}}}{\alpha_y} = \frac{20,3}{0,52} = 39,0 \text{ см.}$$

Принимаем $b = 40$ см. Зазор b_1 между полками двутавров не должен быть менее 15,0 см из условия окраски внутренних поверхностей колонны. Проверяем условие:

$$b_1 = b - b_n = 40 - 15,5 = 24,5 \text{ см} > 15 \text{ см},$$

где $b_n = 15,5$ см – ширина полки двутавра №40.

Проверяем сечение относительно оси Y . Требуемая длина ветви (расстояние между планками):

$$l_{b\text{тп}} = \lambda_1 \cdot i_{y\text{дв}} = 25 \cdot 3,03 = 75,75 \text{ см.}$$

Принимаем окончательно длину ветви $l_b = 75$ см. Уточняем ее гибкость:

$$\lambda_{b1} = \frac{l_b}{i_{y\text{дв}}} = \frac{75}{3,03} = 24,8.$$

Задаемся сечением планки: $h_s = 0,5 \cdot b = 0,5 \cdot 40 = 20$ см (рекомендуется $h_s = 0,5b \dots 0,75b$); $t_s = 10$ мм (рекомендуется $(1/10 \dots 1/25) \cdot h_s$ или 6...10 мм). Момент инерции планки:

$$I_s = \frac{t_s \cdot h_s^3}{12} = \frac{1 \cdot 20^3}{12} = 667 \text{ см}^4.$$

Длину планки принимаем на 8...12 см больше величины зазора:

$$l_s = b_l + 8 \text{ см} = 24,5 + 8 = 32,5 \text{ см}.$$

Определяем момент инерции сечения колонны относительно оси Y:

$$\begin{aligned} I_y &= 2 \cdot \left[I_{y \text{ отв}} + A_{\text{отв}} \cdot \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right] = \\ &= 2 \cdot \left[667 + 72,6 \cdot \left(\frac{40}{2} \right)^2 \right] = 59414 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Определяем коэффициент n (соотношение погонной жесткости ветви к погонной жесткости планки):

$$n = \frac{I_{bl}}{l_b} \cdot \frac{b}{I_s} = \frac{667 \cdot 40}{75 \cdot 667} = 0,53.$$

В соответствии с таблицей 8 [1] приведенная гибкость определяется по формуле:

$$\begin{aligned} \lambda_{ef} &= \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \cdot \lambda_{bl}^2 \cdot (1+n)} = \\ &= \sqrt{33,2^2 + 0,82 \cdot 24,8^2 \cdot (1+0,53)} = 43,3, \end{aligned}$$

где λ_y – гибкость стержня относительно свободной оси:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{l_y}{\sqrt{\frac{J_y}{A}}} = \frac{671}{\sqrt{\frac{59414}{145,2}}} = 33,2.$$

Определяем условную гибкость:

$$\bar{\lambda}_{ef} = 43,3 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,48.$$

По таблице Д.1 [1] по приведенной гибкости вычисляем коэффициент $\varphi_y = 0,896$ и проверяем устойчивость стержня относительно свободной оси:

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot 2 \cdot A \cdot R_y} = \frac{2638}{0,896 \cdot 2 \cdot 72,6 \cdot 24} = 0,845 < 1.$$

Устойчивость стержня относительно свободной оси обеспечена.

4.2.2 .Расчет планок сквозной колонны

Расчет планок выполняем на условную перерезывающую силу Q_{fic} , которая вычисляется согласно п. 7.2.7 [1] по формуле:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi_y} =$$

$$= 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{20600}{23} \right) \frac{2638}{0,896} = 31,0 \text{ кН}.$$

Условная поперечная сила распределяется поровну между планками и их расчет сводится к расчету элементов безраскосных ферм (рисунок 4.2).

Планки рассчитываются на следующие усилия:

а) на силу среза планки F_s , определяемую по формуле:

$$F_s = \frac{Q_{fic}}{2} \cdot \frac{l_b}{b} = \frac{31 \cdot 75}{2 \cdot 40} = 29,1 \text{ кН};$$

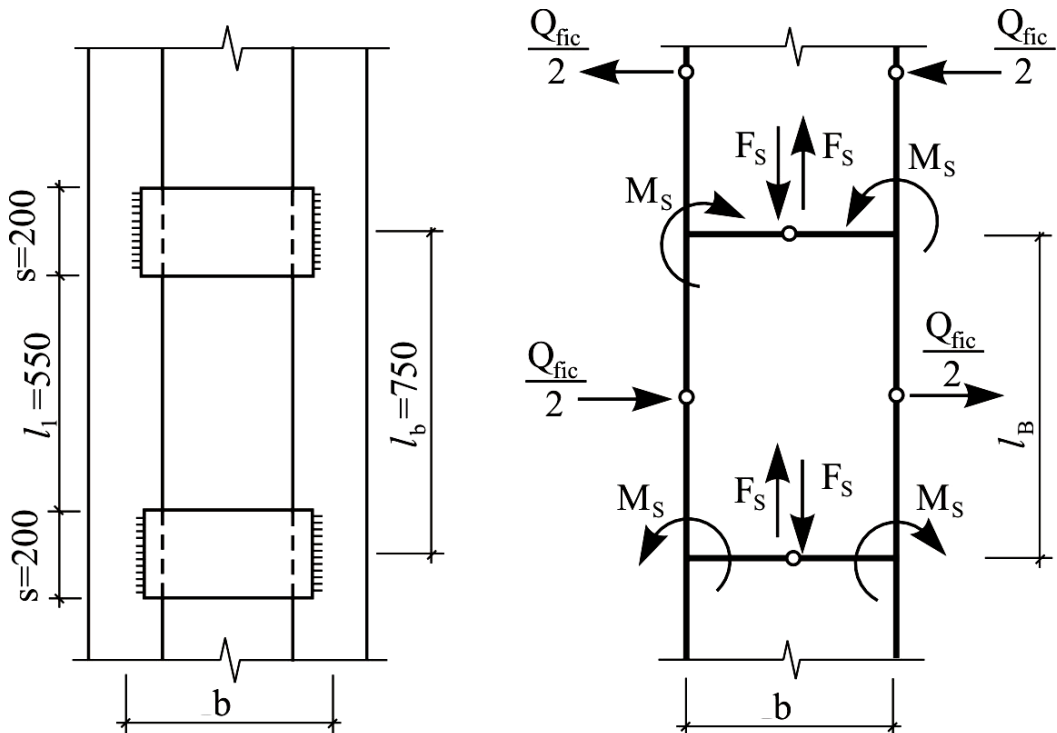


Рисунок 4.2 – К расчету планок сквозной колонны

б) на момент в планке M_s

$$M_s = \frac{Q_{fic}}{2} \cdot \frac{l_g}{2} = \frac{31 \cdot 75}{2 \cdot 2} = 581 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

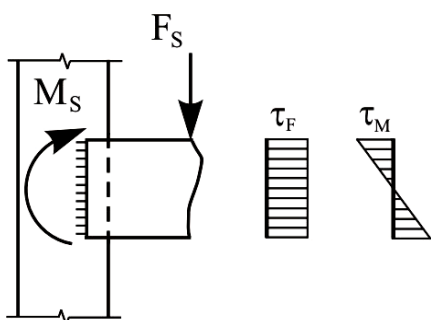


Рисунок 4.3 – К расчету сварных швов планки

Планка приваривается к полкам двутавров угловыми швами (рисунок 4.3). Задаемся параметрами сварки: сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа, положение шва – нижнее, диаметр сварочной проволоки 2 мм. Сварочная проволока марки СВ-08Г2С (таблица Г.1 [1]), расчетное сопротивление металла шва $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$ (таблица Г.2 [1]), расчетное сопротивление металла границы сплавления:

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2,$$

где $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$ – нормативное сопротивление листового проката стали С255 толщиной 20...40 мм по временному сопротивлению (таблица В.5 [1]). Предварительно задаемся катетом шва $k_f = 8 \text{ мм}$, тогда по таблице 39 [1] $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$. Так как

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 21,5 \cdot 0,9 = 19,4 > \beta_z \cdot R_{wz} = 1,05 \cdot 16,65 = 17,48 \text{ кН/см}^2,$$

расчет ведем по металлу границы сплавления.

Расчетная длина шва при высоте планки $h_s = 20 \text{ см}$ равна:

$$l_w = h_s - 1 \text{ см} = 20 - 1 = 19 \text{ см}.$$

Определяем напряжения в шве от силы F_s :

$$\tau_F = \frac{F_s}{l_w \cdot k_f} = \frac{29,1}{19 \cdot 0,8} = 1,91 \text{ кН/см}^2,$$

и от момента M_s :

$$\tau_M = \frac{M_s}{W_w} = \frac{6 \cdot M_s}{l_w^2 \cdot k_f} = \frac{6 \cdot 581}{19^2 \cdot 0,8} = 12,07 \text{ кН/см}^2,$$

где момент сопротивления шва:

$$W_w = \frac{l_w^2 \cdot k_f}{6}.$$

Суммарные напряжения в шве:

$$\tau = \sqrt{\tau_F^2 + \tau_M^2} = \sqrt{1,91^2 + 12,07^2} = 12,2 < R_{wz} \cdot \beta_z = 17,48 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность шва обеспечена.

4.2.3 Конструирование и расчет оголовка колонны

Конструкция оголовка сквозной колонны представлена на рисунке 4.4. Вертикальная нагрузка $N = 2638$ кН.

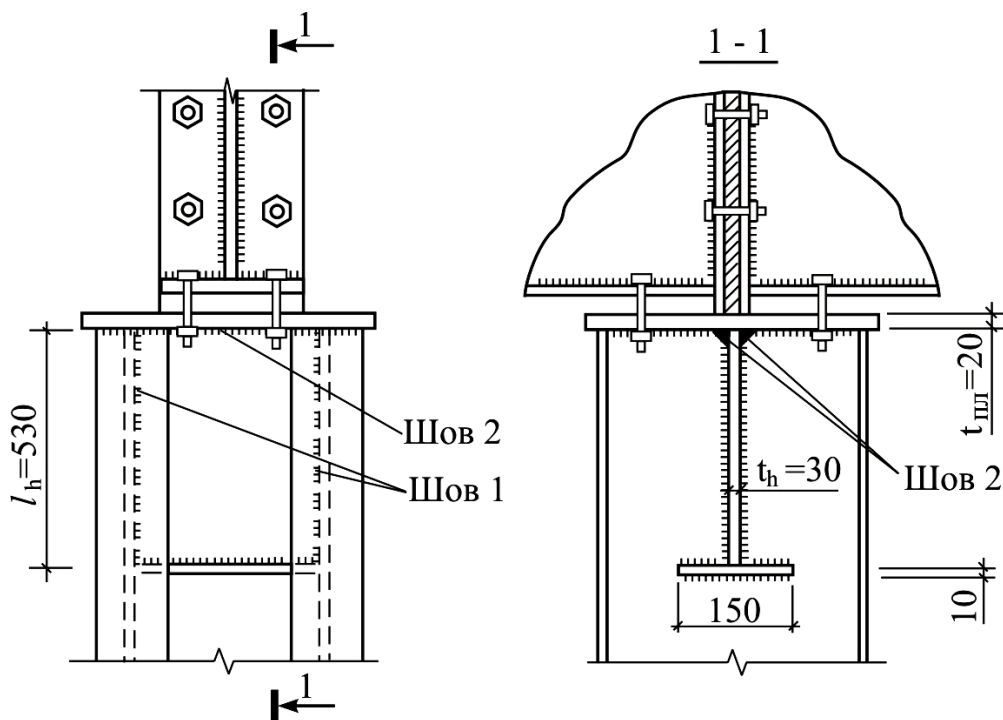


Рисунок 4.4 – Оголовок сквозной колонны

Назначаем конструктивно толщину опорной плиты $t_{пл} = 20$ мм (рекомендуется 20...25 мм), размером в плане на 3...5 см больше габарита сечения колонны, равного:

$$b_2 = b + b_{ов} = 40 + 15,5 = 55,5 \text{ см}; \quad h = 40 \text{ см},$$

тогда размер плиты принимаем $b_{пл} = 60$ см, $l_{пл} = 45$ см.

Давление от главных балок передается на стержень колонны через ребро, приваренное к стенкам двутавров четырьмя угловыми швами (швы 1). Определяем длину участка смятия ребра оголовка:

$$b_{см} = b_{r1} + 2 \cdot t_{пл} = 24 + 2 \cdot 2 = 28 \text{ см},$$

где $b_{r1} = 24$ см – ширина опорного ребра главной балки по примеру 2.

Из условия смятия определяем требуемую толщину ребра:

$$t_r = \frac{N}{b_{см} \cdot R_p} = \frac{2638}{28 \cdot 36,1} = 2,61 \text{ см},$$

где $R_p = 36,1$ кН/см² – расчетное сопротивление стали класса С255 смятию по таблице В.7 [1].

Принимаем толщину ребра $t_r = 28$ мм. Проверяем швы 1, крепящие ребро оголовка к стенкам двутавров. Параметры сварки принимаем такие же, как при расчете планок стержня колонны. При толщине стенки двутавра ветви 8,3 мм катет шва не должен превышать $k_f \leq 1,2 \cdot t = 1,2 \cdot 8,3 = 9,9$ мм. Принимаем $k_f = 8$ мм, требуемая длина шва:

$$l_{w \text{ mp}} = \frac{N}{n_w \cdot k_f \cdot (\beta_z \cdot R_{wz})} = \frac{2638}{4 \cdot 0,8 \cdot 17,48} = 47,2 \text{ см} < < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 61,2 \text{ см}.$$

Условие выполняется. Высота ребра должна быть не менее:

$$l_r = l_{w \text{ mp}} + 1 \text{ см} = 47,2 + 1 = 48,2 \text{ см}.$$

Принимаем по сортаменту $l_r = 50$ см. Проверяем ребро оголовка на срез:

$$\frac{N}{2 \cdot l_r \cdot t_r \cdot R_s} = \frac{2638}{2 \cdot 50 \cdot 2,8 \cdot (0,58 \cdot 23)} = 0,706 < 1.$$

Здесь $R_y = 23$ кН/см² – для листа толщиной 28 мм. Прочность ребра оголовка на срез обеспечена. Проверяем прочность шва 2, крепящего опорную плиту к ребру оголовка. Длина одного шва:

$$l_{w2} = b - t_{w \text{ отв}} = 40 - 0,83 = 39,17 \text{ см}.$$

Расчетная длина шва меньше фактической на 1 см

$$l_w = l_{w2} - 1 \text{ см} = 39,17 - 1 = 38,17 \text{ см}.$$

Определяем требуемый катет шва:

$$k_f = \frac{N}{n_w \cdot l_w \cdot (\beta_z \cdot R_{wz})} = \frac{2638}{2 \cdot 38,17 \cdot 17,48} = 2,03 \text{ см.}$$

Принимаем катет шва $k_f = 21$ мм.

4.2.4 Конструирование и расчет базы сквозной колонны

Конструируем базу с траверсами (рисунок 4.5).

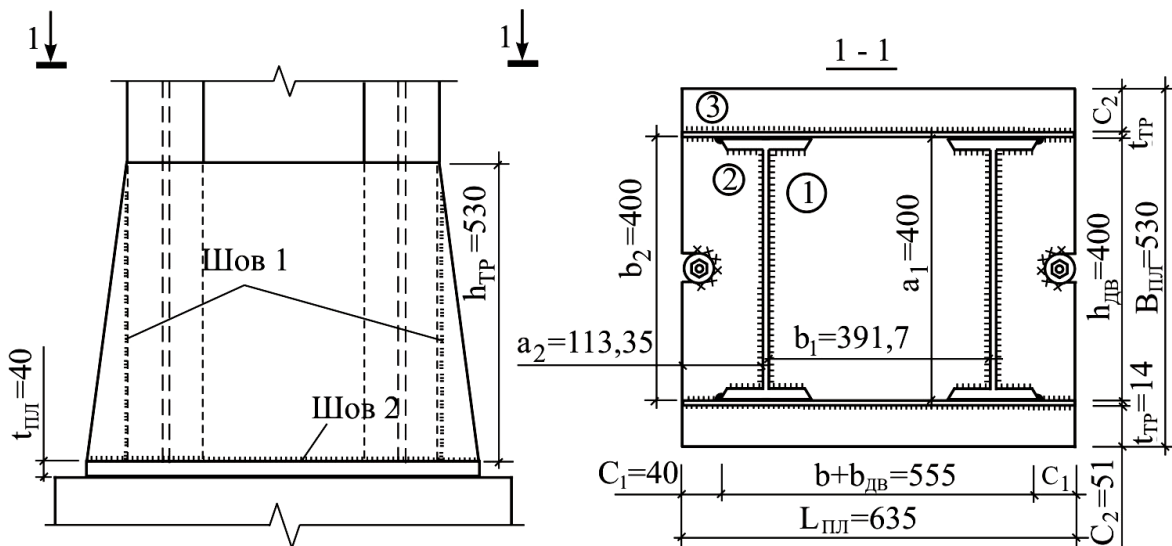


Рисунок 4.5 – База сквозной колонны

Определяем размеры опорной плиты $L_{пл}$ и $B_{пл}$ из конструктивных соображений, то есть из условия размещения стержня колонны на плите. Принимаем свесы плиты минимально допустимыми $c = 40$ мм, толщину траверсы $t_{гр} = 14$ мм.

Размеры плиты:

$$L_{пл} = b + b_{дв} + 2 \cdot c_1 = 400 + 155 + 2 \cdot 40 = 635 \text{ мм};$$

$$B_{пл} = h_{дв} + 2 \cdot t_{гр} + 2 \cdot c_2 = 400 + 2 \cdot 14 + 2 \cdot 40 = 508 \text{ мм},$$

где $b_{дв} = 155$ мм – ширина полки двутавра №40.

Принимаем по сортаменту $B_{пл} = 530$ мм. Тогда свес плиты с одной стороны равен $c_2 = 5,1$ см. Длину плиты оставляем без изменений. Проверяем напряжение в бетоне фундамента:

$$\sigma_b = \frac{N}{L_{пл} \cdot B_{пл}} = \frac{2638}{63,5 \cdot 53} = 0,78 <$$

$$< R_b \cdot \xi = 0,85 \cdot 1,2 = 1,02 \text{ кН / см}^2,$$

где $R_b = 0,85$ кН/см² – прочность бетона В15 на сжатие [4].

Прочность бетона обеспечена. Определяем изгибающие моменты в плите.

Участок 1, опирается на 4 канта. Размеры участка: $a_1 = 400$ мм,
 $b_1 = b - t_{дв} = 400 - 8,3 = 391,7$ мм.

Соотношение сторон участка:

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{400}{391,7} = 1,02.$$

Отсюда коэффициент $\alpha = 0,050$ (таблица 3.2). Тогда изгибающий момент:

$$M_1 = \alpha \cdot \sigma_b \cdot b_1^2 = 0,050 \cdot 0,78 \cdot 39,17^2 = 59,8 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}.$$

Участок 2, опирается на 3 канта. Размеры расчетного участка: $a_2 = 113,35$ мм, $b_2 = 400$ мм. Соотношение:

$$\frac{a_2}{b_2} = \frac{113,35}{400} = 0,28 < 0,5,$$

следовательно, данный участок в соответствии с таблицей 3.3 рассчитываем как консольный. Изгибающий момент в плите:

$$M_2 = \frac{\sigma_b \cdot a_2^2}{2} = \frac{0,78 \cdot 11,335^2}{2} = 50,1 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}.$$

Участок 3 консольный, вылет консоли $c_2 = 5,1$ см. Изгибающий момент в плите:

$$M_3 = \frac{\sigma_b \cdot c_2^2}{2} = \frac{0,78 \cdot 5,1^2}{2} = 10,1 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}.$$

Подбираем толщину опорной плиты по максимальному моменту:

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 59,8}{23}} = 3,95 \text{ см.}$$

Принимаем по сортаменту $t_{nl} = 4$ см.

Определяем необходимую длину шва 1, крепящего траверсу к стержню колонны. Параметры сварки принимаем такие же, как при расчете оголовка. Принимаем $k_f = 8$ мм, тогда длина шва:

$$l_{w1} = \frac{N}{n_w \cdot k_f \cdot (\beta_z \cdot R_{wz})} = \frac{2638}{4 \cdot 0,8 \cdot 17,48} = 47,2 \text{ см} < \\ < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 61,2 \text{ см.}$$

Требуемая высота траверсы:

$$h_{mp} = l_w + 1 \text{ см} = 47,2 + 1 = 48,2 \text{ см.}$$

Принимаем высоту траверсы по сортаменту $h_{тр} = 50$ см. Определяем необходимый катет шва 2, крепящего траверсы к опорной плите. Суммарная длина шва 2:

$$l_{w2} = 2 \cdot (63,5 - 1) + 4 \cdot (4 - 1) = 137 \text{ см.}$$

Требуемый катет шва:

$$k_f = \frac{N}{l_{w2} \cdot (\beta_z \cdot R_{wz})} = \frac{2638}{137 \cdot 17,48} = 1,102 \text{ см.}$$

Так как $k_f > 8$ мм, по таблице 39 [1] уточняем коэффициенты проплавления шва $\beta_f = 0,8$, $\beta_z = 1$. Тогда:

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 0,8 \cdot 21,5 = 17,2 < \\ < \beta_z \cdot R_{wz} = 1,0 \cdot 16,65 = 16,65 \text{ кН / см}^2,$$

следовательно, расчет ведем по металлу границы сплавления. Катет шва:

$$k_f = \frac{N}{l_{w2} \cdot (\beta_f \cdot R_{wf})} = \frac{2638}{137 \cdot 16,65} = 1,16 \text{ см.}$$

Принимаем катет шва $k_f = 12$ мм.

ЛИТЕРАТУРА

1. Свод правил СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* [Текст] / – М.: Минрегион России, 2011. – 172 с.
2. Металлические конструкции. Общий курс [Текст]/ Под ред. Е.И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1985. – 560 с.
3. Свод правил СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. [Текст].– М.: Минрегион России, 2011.– 88 с.
4. Свод правил СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями N 1, 2).– Текст].– М.: Минрегион России, 2012.– 92 с.
5. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий [Текст].– М.: Госстрой СССР, 1986.– 96 с.
6. ГОСТ 19903-74*. Прокат листовой горячекатаный. Сортамент.
7. ГОСТ 26020-83. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент.
8. ГОСТ 82-70*. Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент.
9. ГОСТ 8239-89. Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент.
10. ГОСТ 8509-93. Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент.