

Министерство путей сообщения
Российской Федерации
Дальневосточный государственный университет
путей сообщения

Кафедра “Строительные конструкции”
В.А. Танаев

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНОЙ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ
ДЛЯ КУРСОВОГО И ДИПЛОМНОГО
ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Хабаровск
1999

УДК 624.014.001.63 (075.8)

Танаев В.А. Проектирование стальной балочной клетки: Учебное пособие для курсового и дипломного проектирования. Хабаровск: Изд-во ДВГУПС, 1999. – 93 с.

Изложены с примером расчета основы проектирования конструкций стальной балочной клетки (вариантное проектирование, расчет настила, прокатной и составной балок, колонны с базой и оголовком).

Учебное пособие предусматривает поэтапное применение компьютерного комплекса, предназначенного контролировать процесс проектирования, а также при необходимости, выполнять проектирование в автоматизированном режиме.

Контролирующая программа позволяет студенту работать в диалоговом режиме и получать результат контроля на экране дисплея и в виде распечатки. Программа анализирует результаты проектирования на правильность и выдает адекватную оценку по расчетам с указанием характера ошибки. Контролирующий комплекс следует рассматривать, как элемент в дальнейшей информатизации учебного процесса, целью которой является радикальное повышение эффективности и качества подготовки специалистов с новым типом мышления, соответствующим современным требованиям.

Учебное пособие предназначено для студентов дневной и заочной форм обучения.

Рис. 29, Табл.10, список лит.– 5 назв.

Рецензенты: зав. кафедрой “Строительные конструкции” Хабаровского государственного технического университета, д.т.н., профессор В.А. Кравчук;
главный инженер ГУП Хабаровскгражданпроект В.Т.Храпак.

© В.А. Танаев

© Изд-во Дальневосточного государственного университета путей сообщения (ДВГУПС), 1998

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время большое внимание уделяется состоянию и эффективности внедрения новых технологий и компьютерных средств в учебный процесс, отказу от устаревших методик, не стимулирующих творческую работу студентов, сковывающих их академическую свободу.

Учебное пособие составлено к выполнению курсовой и дипломной работы по специальности «Промышленное и гражданское строительство» для очной и заочной форм обучения и включает три раздела:

- вариантное проектирование настила и прокатных балок;
- проектирование составной главной балки;
- проектирование колонны с базой и оголовком.

Каждый раздел проектирования контролируется на ЭВМ программным комплексом «МК-1», разработанным на кафедре «Строительные конструкции» А.Я. Глушанковым. Составлены два варианта программного комплекса. Первый – для работы в среде MS-DOS версии 3.3 и выше на компьютерах IB M-PC/XT и более современных (наличие арифметического сопроцессора обязательно) и второй – (автор В.А. Титаев) «МК-1 For Window's» – для работы под управлением операционной системы Window's 95 и более поздних версиях Window's систем.

К выполнению курсовой работы студент приступает после изучения начальных разделов курса «Металлические конструкции», включающих свойства строительных сталей, основы расчета конструкций, сварные и болтовые соединения, прокатные и составные балки, центрально загруженные колонны.

Эти разделы хорошо изложены в учебнике [3]. При этом основными нормативными документами являются [1] и [2]. Расчеты конструкций должны выполняться с соблюдением Международной системой единиц (СИ), в соответствии с нормами СН 528-80 «Перечень единиц физических величин, подлежащих применению в строительстве».

При выполнении курсовой работы студент приобретает навыки расчета и конструирования стальных конструкций и средств их соединения.

Общие требования и методические рекомендации

Исходными данными проектирования являются основные размеры рабочей площадки в плане и по высоте, толщина листов настила, временная нагрузка и сталь конструкций.

В конструкции стальной балочной клетки листы настила укладываются по прокатным балкам и привариваются к ним. Расстояние между балками определяется жесткостью и прочностью настила. Приварка настила к балкам делает невозможным сближение опор настила при его изгибе, что вызывает в нем растягивающие усилия, уменьшающие момент в пролете.

При известной толщине настила определяют его пролет из условия предельного прогиба, а затем проверяют прочность. Так же, из условия минимального расхода стали, подбираются сечения прокатных балок. Получение единственного оптимального решения контролируется на ЭВМ.

К дальнейшему расчету принимается вариант с наименьшим расходом стали.

Далее выполняется расчет составной сварной главной балки, свободно опертой на колонны и нагруженной сосредоточенной нагрузкой от вспомогательных балок. Главные балки могут опираться на колонны сверху (через оголовки) или сбоку (через опорный лист).

Производится компоновка сечения составной главной балки с определением ее оптимальной высоты из условия минимального расхода стали при соблюдении прочности и предельной величины прогиба. С целью экономии расхода стали у опор уменьшаются размеры сечения за счет ширины поясных листов или высоты балки. Проверяется местная устойчивость стенки и полка, а также общая устойчивость главной балки. Общую устойчивость можно не проверять, если нагрузка на балку передается через жесткий железобетонный или стальной настил, приваренный к сжатому поясу балки. Колонны принимаются сплошного или сквозного сечения. Выполняется расчет и конструирование стержня колонны, базы и оголовка.

Конструкции должны иметь минимальные сечения, удовлетворяющие требованиям норм проектирования, с учетом сортамента на прокат, а в составных сечениях недонапряжение не должно превышать пяти процентов.

Расчеты оформляются в виде пояснительной записки, которая должна содержать краткие пояснения, ссылки на источники (СНиП, ГОСТ и др.), выводы по результатам расчетов и поясняющие расчетные схемы узлов и соединений.

После проверки расчетов на ЭВМ выполняются чертежи конструкций.

Графически курсовая работа оформляется на листе формата А1, где приводится план и боковой вид балочной клетки со связями жесткости и спецификаций конструктивных элементов.

ПРОВЕРКУ НА ЭВМ И ГРАФИЧЕСКОЕ
ОФОРМЛЕНИЕ НЕ ДЕЛАТЬ

Выполняются чертежи главной и вспомогательной балок и балки настила, чертежи колонны с базой и оголовком. Составляется спецификация стали.

Оформление пояснительной записки

Пояснительная записка является текстовым документом проекта. Содержание и оформление ПЗ должно отвечать требованиям Единой системы конструкторской документации, которые регламентируются. [6].

1. Конструкции стальной балочной клетки

Балочные перекрытия в зданиях различного назначения, а также покрытия рабочих площадок могут выполняться из стальных конструкций. Рабочие площадки служат для размещения производственного оборудования на определенной высоте в помещении цеха промздания. В конструкцию площадки входят колонны, балки, настил и связи (рис.1). Система несущих балок стального покрытия называется балочной клеткой.

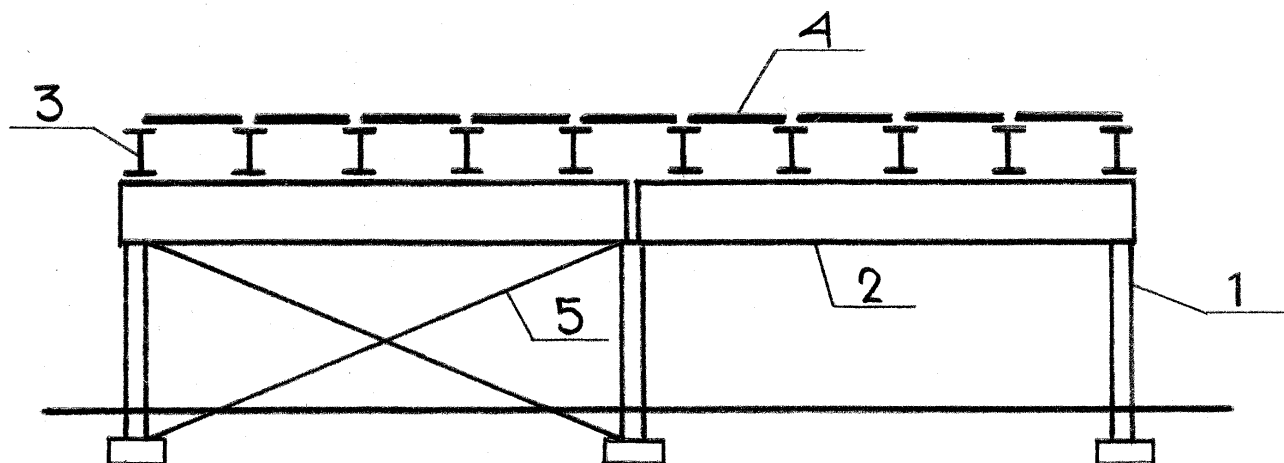


Рис.1. Конструкции рабочей балки

1 – колонны; 2 – главные балки; 3 – балки настила ; 4 – настил ; 5 – связи

В качестве покрытия балочной клетки (несущего настила) обычно применяются плоские стальные листы, которые в виде полос укладываются на балки настила и крепятся к ним при помощи электросварки.

Балочные клетки могут быть упрощенного, нормального или усложненного типа (рис.2)

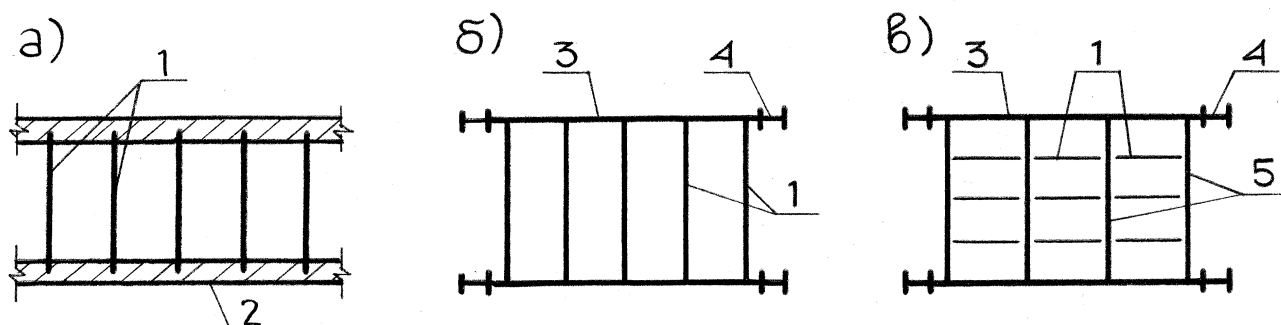


Рис.2. Типы балочных клеток

а) – упрощенный тип; б) – нормальный тип; в) – усложненный тип;

1 – балки настила; 2 – стены; 3 – главные балки; 4 – колонны; 5 – вспомогательные балки.

В упрощенном типе клетки расстояние между стенами или колоннами сравнительно невелико и ограничивается по экономическим соображениям, так как при частом расположении длинных балок (что обусловлено малой величиной пролета настила) возникает противоречие между получаемой несущей способностью и требуемой жесткостью балок.

В нормальном типе клетки расстояние между колоннами может быть больше, чем в упрощенном типе, так как шаг главных балок не зависит от пролета настила.

В усложненном типе клетки имеются еще и вспомогательные балки, на которые опираются балки настила. При этом возрастает трудоемкость монтажа конструкций. Однако расход стали на площадку часто оказывается меньше, чем в предыдущем типе.

Тип балочной клетки выбирается на основании сравнения технико-экономических показателей при вариантном проектировании.

Сопряжение балок по высоте может быть поэтажным или в одном уровне (для нормального типа клетки), а также пониженным (для усложненного типа клетки) (рис.3).

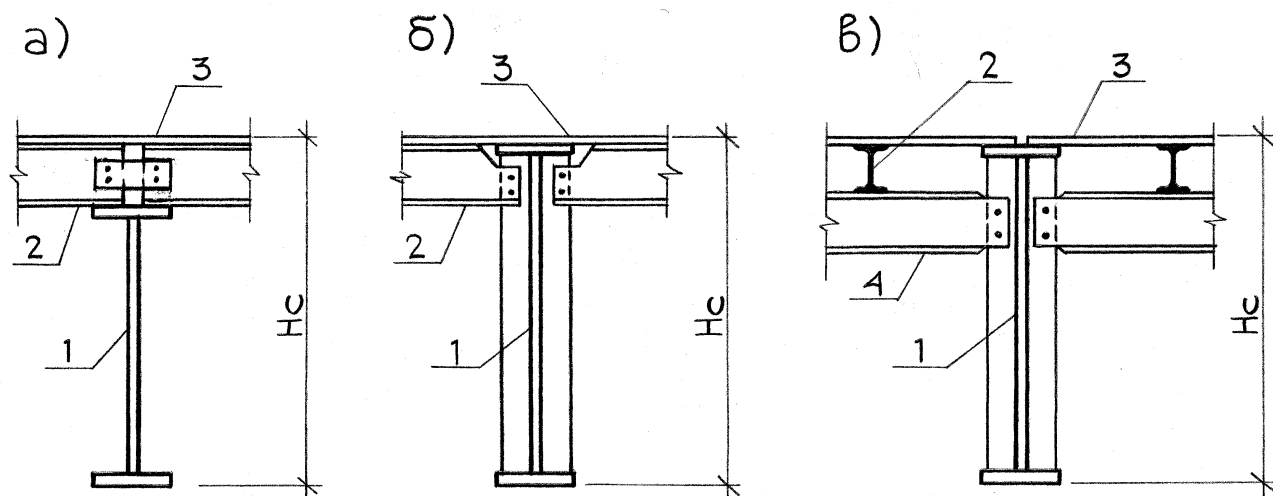


Рис.3 Сопряжения балок.

а) поэтажное; б) в одном уровне; в) пониженное; H_c - строительная высота перекрытия; 1 - главная балка; 2 - балка настила; 3 - настил; 4 - вспомогательная балка.

Поэтажное сопряжение является наиболее простым при монтаже конструкций, но соответствует наибольшей строительной высоте перекрытия. Сопряжения в одном уровне и пониженное позволяют сохранить оптимальную высоту главной балки при заданной строительной высоте перекрытия, но усложняют конструкцию примыкания балок.

2.Пример расчета стальной балочной клетки

Требуется составить два варианта балочного перекрытия рабочей площадки (нормального и усложненного типа).

В каждом варианте по заданной толщине настила расчетом определяется его пролет и подбираются сечения прокатных балок (вспомогательной и балки настила).

После выбора варианта к дальнейшему проектированию, рассчитывают составную сварную главную балку площадки, а также колонну с базой и оголовком.

Исходные данные

Временная нагрузка 18 кН/м^2 ;

Толщина настила площадки нормального типа – 10 мм;
площадки усложненного типа – 6 мм;

Пролет главной балки – 16.5 м ; шаг главных балок – 6 м;

Габарит помещения под перекрытием – 6.7 м;

Отметка верха настила – 8.4 м;

Тип сечения колонны – сплошная (сквозная);

Сталь настила и прокатных балок – С235;

Сталь главной балки и колонны – С255.

2.1. Разработка вариантов стальной балочной клетки

2.1.1. Вариант 1. Балочная клетка нормального типа

2.1.1.1. Расчет настила

Таблица 1

Сбор нагрузки на 1 м^2 настила

	Наименование нагрузки	Нормативная (кН/м^2)	γ_f	Расчетная (кН/м^2)
1	Временная Р	18	1.2	21.6
2	Собственный вес настила $g_n = \gamma \times t_n = 77 \times 0.01$, где удельный вес стали – $\gamma = \rho \times g = 7850 \times 9.81 \times 10^{-3} =$ $= 77 \text{ кН / м}^3$	0.77	1.05	0.81
Итого $q = g + p$		$q^n = 18.77$		$q = 22.41$

Средняя величина коэффициента надежности по нагрузке

$$\gamma_{fm} = \frac{q}{q^n} = 1.194.$$

Принимаем расчетную схему настила (рис.4).

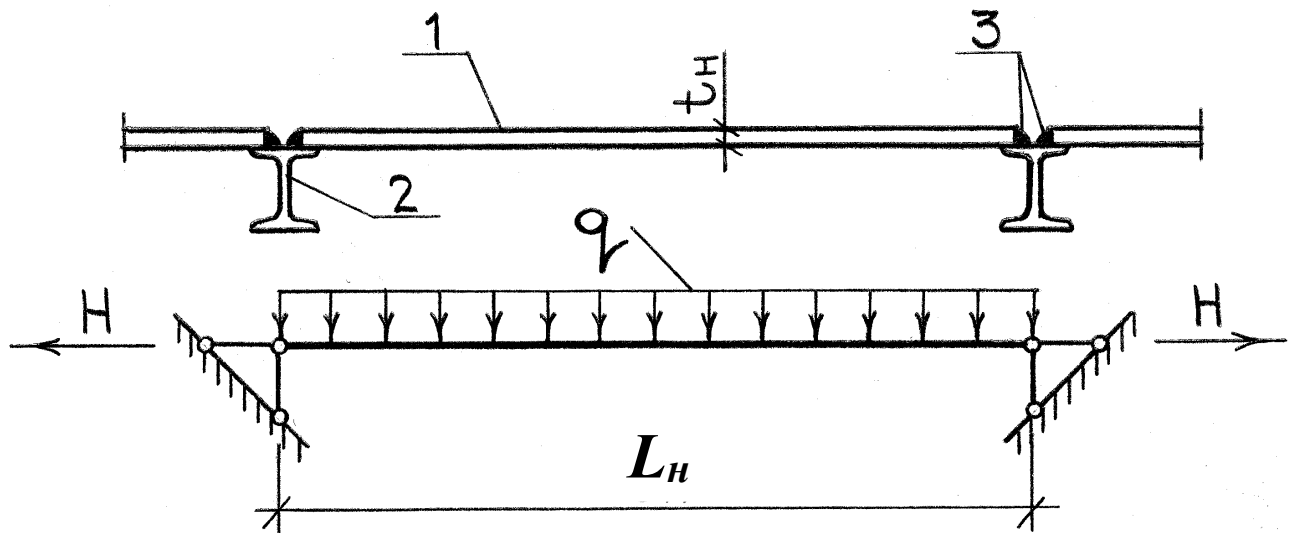


Рис.4 Расчетная схема настила
1–настил; 2–балка настила; 3–сварные швы

Сварные швы крепления настила к балкам не дают возможности его опорам сближаться при изгибе. Поэтому в настиле возникают растягивающие цепные усилия H . Защемление настила сварными швами на опорах в запас не учитывают, считая опоры шарнирно неподвижными. Изгиб настила происходит по цилиндрической поверхности. Цилиндрический модуль упругости стали определяется по формуле:

$$E_1 = \frac{E}{1 - \mu^2} = 2.06 \times \frac{10^5}{1 - 0.3^2} = 226373.6 \text{ МПа..}$$

В расчете определяется наибольший пролет полосы настила единичной ширины при заданной толщине листа t_n и предельном прогибе

$$\left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{n_0} :$$

$$L_{\max} = \frac{4n_0 \times t_n}{15} \times \left(1 + \frac{72 \times E_1}{n_0^4 \times q^n} \right). \quad (1)$$

В нашем примере после подстановки величин q^n и t_n в формулу (1), получаем:

$$\begin{aligned} L_{\max} &= \frac{4 \times n_0 \times 0.01}{15} \times \left(1 + \frac{72 \times 226373.6 \times 10^3}{n_0^4 \times 18.77} \right) = \\ &= \frac{n_0}{375} \times \left(1 + \frac{868348380}{n_0^4} \right). \end{aligned} \quad (2)$$

В целях экономии стали пролет L_n следует принимать как можно ближе к $L_{\max}$, так, чтобы длина главной балки была кратна пролету L_n . Так как величина n_0 зависит от пролета настила L_n , задачу решают попытками, принимая пролет настила в интервале от 0.5 до 2.5 м. Принимаем $L = 1.5$ м. В этом случае пролет L_n укладывается одиннадцать раз по длине главной балки: $\frac{16.5}{1.5} = 11$. По табл.1 Приложения интерполяцией

находим предельный прогиб $\left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{n_0}$ для пролета $L_n = 1.5$ м:

$$\frac{1}{n_0} = \frac{1}{126.316}.$$

Далее, по формуле (2) вычисляется наибольший пролет:

$$L_{\max} = \frac{126.316}{375} \times \left(1 + \frac{868348380}{126.316^4} \right) = 1.486 \text{ м.}$$

Так как принятый пролет настила превышает предельный ($L_n = 1.5 \text{ м} > L_{\max} = 1.486 \text{ м}$), увеличиваем число пролетов настила на один и получаем: $L_n = \frac{16.5}{11+1} = 1.375 \text{ м}$. Интерполяцией по табл.1 При-

ложения вновь определяем $\frac{1}{n_0} = \frac{1}{124.675}$ и повторно находим наибольший прогиб:

$$L_{\max} = \frac{124.675}{375} \times \left(1 + \frac{868348380}{124.675^4} \right) = 1.527 \text{ м.}$$

Так как $L_n = 1.375 \text{ м} < L_{\max} = 1.527 \text{ м}$, на этом расчет заканчиваем.

В целях упрощения крепления балки настила к главной у ее опоры, смещаем на половину шага в пролет первую и последнюю балки настила. Тогда разбивка главной балки на панели имеет вид: $0.6875 \text{ м} + 11 \times 1.375 \text{ м} + 0.6875 \text{ м}$ (рис.5).

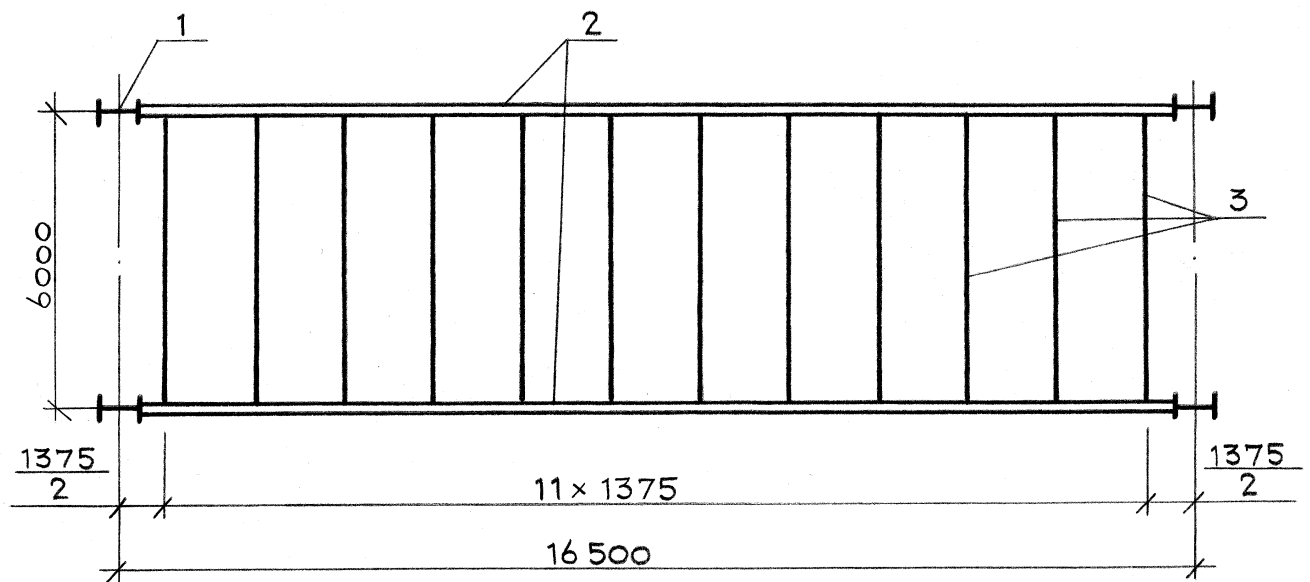


Рис.5 Схема балочной клетки нормального типа (1 вариант)
1- колонна; 2- главные балки; 3-балки настила.

Проверка прогиба настила

Вначале вычисляется балочный прогиб, то есть прогиб от поперечной нагрузки в середине полосы шириной $b = 1$ метр, имеющей цилиндрическую жесткость $E_1 \times I$, без учета растягивающей силы H :

$$f_0 = \frac{5}{384} \times \frac{q^n \times L_n^4}{E_1 \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{q^n \times L^4}{E_1} \times \frac{12}{b \times t^3} =$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{18.77 \times 10^{-3} \times 1.375^4}{2.26 \times 10^5} \times \frac{12}{1 \times 0.01^3} = 0.0464 \text{ м.}$$

Прогиб настила с учетом растягивающей силы H определяется по формуле: $f = f_0 \times \frac{1}{1 + \alpha}$. Коэффициент α находится из решения кубиче-

ского уравнения
$$\alpha \times (1 + \alpha)^2 = \frac{3f_0^2}{t_n^2}. \quad (3)$$

Для решения примем $\varphi = \frac{3f_0^2}{t_n^2}$, тогда $\alpha = \beta + 0.111/\beta - 0.667$,

где $\beta = 0.3333 \times \sqrt[3]{5.2 \sqrt{\varphi \times (6.75\varphi + 1)} + 13.51\varphi + 1}$, $\varphi = \frac{3 \times f_0^2}{t_n^2}$.

В нашем случае: $\varphi = \frac{3f_0^2}{t^2} = \frac{3 \times 0.0464^2}{0.01^2} = 64.55$;

$$\beta = 0.3333 \times \sqrt[3]{5.2 \sqrt{64.55(1 + 6.75 \times 64.55)} + 13.51 \times 64.55 + 1} = 4.01;$$

$$\alpha = 4.01 + 0.111 \times 4.01^{-1} - 0.667 = 3.37;$$

прогиб настила $f = \frac{f_0}{1 + \alpha} = \frac{0.464}{1 + 3.37} = 0.0106 \text{ м,}$

относительный прогиб $\frac{f}{L_n} = \frac{0.0106}{1.375} = 0.00771,$

предельный прогиб $\left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{n_0} = \frac{1}{124.676} = 0.00802.$

Так как $\frac{f}{L_n} = 0.00771 < \left[\frac{f}{L} \right] = 0.00802$ проверка прогиба удовлетворяется.

Проверка прочности настила

Изгибающий момент с учетом приварки настила на опорах:

$$M = \frac{qL_n^2}{8} \times \frac{1}{(1+\alpha)} = \frac{22.41 \times 1.375^2}{8} \times \frac{1}{(1+3.37)} = 1.21 \text{ кНм}.$$

Растягивающая сила

$$H = \frac{\pi^2 E_1 I}{L_n^2} \times \alpha \gamma_{fm} = \frac{\pi^2 E_1}{L_n^2} \times \frac{bt^3}{12} \times \alpha \gamma_{fm} =$$

$$= \frac{3.14^2 \times 2.264 \times 10^8 \times 0.01^3}{1.375^2 \times 12} \times 3.37 \times 1.194 = 396 \text{ кН}.$$

Проверка прочности полосы настила шириной $b = 1 \text{ м}$:

$$\sigma = \frac{H}{A} + \frac{M}{W} = \frac{0.396}{0.01} + \frac{1.211 \times 10^{-3}}{1.667 \times 10^{-5}} = 112.2 \text{ Мн} < \gamma_c \times R_\gamma =$$

$$= 1.1 \times 230 = 253 \text{ МПа}.$$

Здесь площадь сечения настила $A = t \times b = 0,01 \times 1 = 0.01 \text{ м}^2$;

момент сопротивления настила $W = \frac{1 \times t_n^2}{6} = \frac{0,01^2}{6} = 1.667 \times 10^{-5} \text{ м}^3$.

Расчет сварного шва крепления настила к балке

1) Расчет по металлу шва

Коэффициент глубины провара шва $\beta_f = 0.7$ (1, табл.34).

Коэффициент условия работы шва $\gamma_{wf} = 1$ (1, п.11.2*).

В соответствии с (1, табл.55) принимаем электроды типа Э42. Расчетное сопротивление металла шва при ручной сварке с электродами Э42 $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ (1, табл.56).

$$\beta_f \times \gamma_{wf} \times R_{wf} = 0.7 \times 1 \times 180 = 126 \text{ МПа}.$$

2) Расчет по металлу границы сплавления

Коэффициент глубины провара шва $\beta_z = 1$ [1, табл.34].

Коэффициент условия работы шва $\gamma_{wz} = 1$ [1, п.11.2*].

Расчетное сопротивление по металлу границы сплавления

$$R_{wz} = 0.45 \times R_{un} = 0.45 \times 360 = 162 \text{ МПа} \text{ (1, табл.3).}$$

Здесь $R_{un} = 360 \text{ МПа}$ - нормативное сопротивление проката.

$$\beta_z \times \gamma_{wz} \times R_{wz} = 1 \times 1 \times 162 = 162 \text{ МПа}.$$

Сравнивая полученные величины при расчете по металлу шва и по металлу границы сплавления, находим минимальную из них:

$$(\beta \times \gamma_w \times R_w)_{\min} = 126 \text{ МПа}.$$

Требуемый катет шва

$$K_f \geq \frac{H}{(\beta \times R_w \times \gamma_w)_{\min} \times \gamma_c} = \frac{396 \times 10^{-3}}{126 \times 1.1} = 0.003 \text{ м}.$$

Принимаем $K_f = K_{f \min} = 5 \text{ мм}$ (1, табл.38).

2.1.1.2. Расчет балки настила

Балка рассчитывается как свободно опертая, загруженная равномерно распределенной нагрузкой. Пролет равен шагу главных балок $L_{\text{бн}} = 6 \text{ м}$.

Погонная - нагрузка собирается с полосы шириной, равной пролету настила $L_n = 1.375 \text{ м}$.:

а) Нормативная нагрузка

$$\begin{aligned}
 q_{\bar{o}}^n &= q^n \times L_n + g_{\bar{o}}^n \times L_n = q^n \times L_n + 0.02 \times q^n \times L_n = \\
 &= 18.77 \times 1.375 + 0.02 \times 18.77 \times 1.375 = 25.81 + 0.52 = \\
 &= 26.33 \text{ кН / м.}
 \end{aligned}$$

Здесь в первом приближении вес балки настила принят равным 2% от нагрузки;

б) Расчетная нагрузка

$$q_{\bar{o}} = q \times L_n + g_{\bar{o}}^n \times \gamma_f = 21.41 \times 1.375 + 0.52 \times 1.05 = 31.36 \text{ кН / м.}$$

Изгибающий момент от расчетной нагрузки

$$M_{\max} = \frac{q_{\bar{o}} \times L_{\bar{o}n}^2}{8} = \frac{31.36 \times 6^2}{8} = 141.12 \text{ кНм.}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{c_1 \times R_y \times \gamma_c} = \frac{141.12 \times 10^{-3}}{1.1 \times 230 \times 1.1} = 507.1 \times 10^{-6} \text{ см}^3.$$

Коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций $c_1 = 1,1$ в первом приближении.

Требуемый момент инерции по предельному прогибу (при пролете $L_{\bar{o}n} = 6 \text{ м}$ по табл. 1 Приложения находим $n_0 = 200$):

$$\begin{aligned}
 I_{mp} &= \frac{5}{384} \times \frac{q_{\bar{o}}^n \times L_{\bar{o}n}^3}{E} \times n_0 = \frac{5}{384} \times \frac{26.33 \times 10^{-3} \times 6^3}{2.06 \times 10^5} \times 200 = \\
 &= 7190 \times 10^{-8} \text{ см}^4.
 \end{aligned}$$

Принимаем двутавр № 35Б1 ГОСТ 26020-83 ($I_x = 10063.4 \text{ см}^4$,

$W_x = 581.7 \text{ см}^3$, $A = 49.53 \text{ см}^2$, $b_f = 155 \text{ мм}$, $t_f = 8.5 \text{ мм}$,

$t_w = 6.2 \text{ мм}$, $h = 34.6 \text{ см}$, масса $m_{\bar{o}n} = 38.9 \text{ кг / м}$).

Уточняем коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций c_1 в зависимости от отношения площадей сечения полки и стенки A_f / A_w ; площадь сечения стенки

$$A_w = t_w \times (h - 2 \times t_f) = 0.62 \times (34.6 - 2 \times 0.85) = 20.4 \text{ см}^2;$$

$$\text{площадь сечения полки } A_f = (A - A_w) \times 0.5 = 14.57 \text{ см}^2;$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{14.57}{20.4} = 0.714. \text{ По [1, табл.66] интерполяцией определяем}$$

коэффициент $c = 1.0986$. В нашем случае $c_1 = c = 1.0986$ [1, п.5.18] .

Уточняется собственный вес балки и вся нагрузка:

а) нормативная

$$q_{\bar{o}}^n = q^n \times L_n + m_{\bar{o}n} \times g = 18.77 \times 1.375 + 38.9 \times 9.81 \times 10^{-3}$$

$$= 26.19 \text{ кН / м};$$

б) расчетная

$$q_{\bar{o}} = q \times L_n + m_{\bar{o}n} \times g \times \gamma_f = 22.41 \times 1.375 + 38.9 \times 9.81 \times 10^{-3} \times 1.05 =$$

$$= 31.21 \text{ кН / м}.$$

Максимальный изгибающий момент

$$M_{\max} = q_{\bar{o}} \times \frac{L_{\bar{o}n}^2}{8} = 31.21 \times \frac{6^2}{8} = 140.45 \text{ кНм}.$$

Проверка нормальных напряжений:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 \times W_x} = \frac{140.45 \times 10^{-3}}{1.0986 \times 581.7 \times 10^{-6}} = 219.8 \text{ Мн} < R_\gamma \times \gamma_c =$$

$$= 230 \times 1.1 \text{ МПа}.$$

Условие прочности удовлетворяется с недонапряжением

$$\frac{253 - 219.8}{253} 100\% = 13.1\%.$$

Расчетная перерезывающая сила на опоре:

$$Q_{\max} = q_\delta \times \frac{L}{2} = 31.21 \times \frac{6}{2} = 93.63 \text{ кН}.$$

Проверка касательных напряжений на опоре [1, формула 41]

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{t_w \times h_w} = \frac{93.63 \times 10^{-3}}{6.2 \times 10^{-3} \times 32.9 \times 10^{-2}} = 46 \text{ МПа},$$

где

$$h_w = h - 2 \times t_f = 34.6 - 2 \times 0.85 = 32.9 \text{ см};$$

$$\tau = 46 \text{ МПа} < R_s \times \gamma_c = 0.58 \times 230 \times 1.1 = 146.7 \text{ МПа}.$$

Условие прочности выполняется с большим запасом.

Примечание: Проверку напряжений τ в прокатных балках при отсутствии ослаблений опорных сечений, как правило, не производят, так как условие прочности удовлетворяется из-за достаточной толщины стенки.

Проверка прогиба балки:

$$\frac{f}{L_{\bar{\sigma}_H}} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\bar{\sigma}}^n \times L_{\bar{\sigma}_H}^3}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{26.19 \times 10^{-3} \times 6^3}{2.06 \times 10^5 \times 10063.4 \times 10^{-8}} = \frac{1}{281} =$$

$$= 0.00355 \leq \left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{n_0} = \frac{1}{200} = 0.005.$$

Проверка удовлетворяется.

Проверка общей устойчивости балки

В соответствии с [1 , п. 5.16(а)] при наличии стального настила, непрерывно опирающегося на сжатый пояс балки и надежно с ним связанного электросваркой, проверять общую устойчивость балки не требуется.

Высота покрытия по главным балкам и расход стали по первому варианту

Высота балки настила, плюс толщина настила

$$h_n = h_{\bar{\sigma}_H} + t_n = 346 + 10 = 356 \text{ мм.}$$

Расход стали на настил и балки настила:

$$m_I = \rho \times t_n + \frac{m_{\bar{\sigma}_H}}{L_n} = 7850 \times 0.01 + \frac{38.9}{1.375} = 106.79 \text{ кг / м}^2.$$

2.1.2. Вариант 2. Балочная клетка усложненного типа

2.1.2.1. Расчет настила

Таблица 2

Сбор нагрузки на 1м² настила

	Наименование нагрузки	Нормативная кН/м ²	γ_f	Расчетная кН/м ²
1	Временна p	18	1.2	21.600
2	Собственный вес настила $g_n = \gamma \times t_n = 77 \times 0.006$	0.462	1.05	0.485

Итого	$q = g + p$	$q^n = 18.462$		$q = 22.085$
-------	-------------	----------------	--	--------------

Средний коэффициент $\gamma_{fm} = \frac{q}{q^n} = \frac{22.085}{18.462} = 1.196.$

В нашем примере наибольший пролет настила по формуле (1) в зависимости от n_0 :

$$L_{n \max} = \frac{4n_0 \times 0.006}{15} \times \left(1 + \frac{72 \times 22637 \times 10^4}{n_0^4 \times 18.462} \right) =$$

$$= \frac{n_0}{625} \times \left(1 + \frac{882820929.5}{n_0^4} \right);$$

Принимаем пролет настила $L_n = 1 \text{ м}$ (в интервале 0.5...1.8 м). Пролет укладывается целое число раз по длине вспомогательной балки: 6м/1м =6. Находим по табл. 1. приложения $n_0 = 120$. Вычисляем наибольший пролет.

$$L_{n, \max} = \frac{120}{625} \times \left(1 + \frac{882820929.5}{120^4} \right) = 1.009 \text{ м.}$$

Так как $L_n = 1 \text{ м} < L_{n, \max} = 1.009$, расчет продолжаем.

Выполняется проверка прогиба

Балочный прогиб

$$f_0 = \frac{5}{384} \times \frac{18.462 \times 10^{-3} \times 1^4 \times 12}{2.26 \times 10^5 \times 0.006^3} = 0.059 \text{ м.}$$

Коэффициент

$$\alpha = \beta + \frac{0.111}{\beta} - 0.667 = 6.62 + \frac{0.111}{6.62} - 0.667 = 5.97,$$

где $\beta = 0.3333 \times \sqrt[3]{5.2\sqrt{\varphi(1 + 6.75 \times \varphi)} + 13.51 \times \varphi + 1}$;

$$\varphi = \frac{3 \times f_0^2}{t_n^2} = \frac{3 \times 0.059^2}{0.006^2} = 291;$$

$$\beta = 0.3333 \times \sqrt[3]{5.2\sqrt{291(1 + 6.75 \times 291)} + 13.51 \times 291 + 1} = 6.62.$$

Прогиб настила $f = \frac{f_0}{1 + \alpha} = \frac{0.059}{6.97} = 0.00846 \text{ м.}$

При отношении $\frac{f}{L_n} = 0.00846 > \frac{1}{120} = 0.00833$ – проверка прогиба не

проходит. Уменьшаем величину пролета настила L_n . Так как пролет должен укладываться целое число раз по длине вспомогательной балки, это число – 7:

Пролет настила равен $L_n = \frac{6 \text{ м}}{7} = 0.857 \text{ м.}$

Схема разбивки вспомогательной балки на панели: $7 \times 0.857 \text{ м.}$

В интервале от 2 до 5 м назначаем пролет балки настила, равный шагу вспомогательных балок, так, чтобы ему был кратен пролет главной балки:

$$L_{бн} = \frac{16.5}{5} = 3.3 \text{ м.}$$

Смещаем на половину шага в пролет первую и последнюю вспомогательные балки.

Схема разбивки главной балки на панели: $1.65 \text{ м} + 4 \times 3.3 \text{ м} + 1.65 \text{ м.}$ (Рис.6).

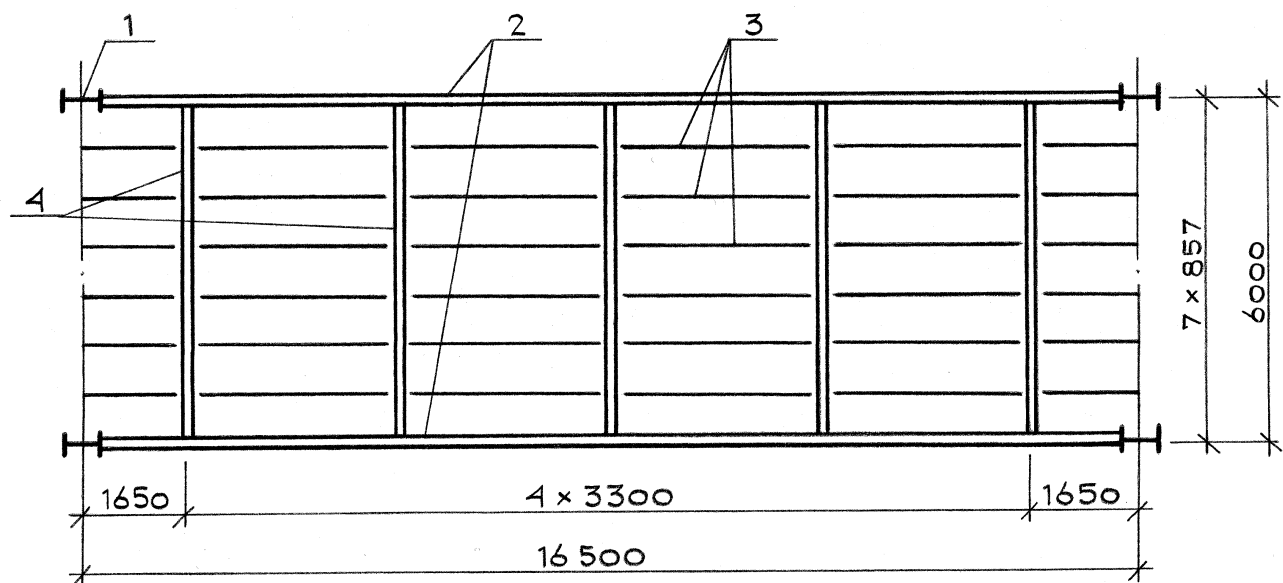


Рис.6. Схема балочной клетки усложненного типа (2 вариант)
1-колонна; главные балки; 3-балки настила; 4-вспомогательные балки.

Проверка прогиба настила

Балочный прогиб

$$f_0 = \frac{5}{384} \times \frac{18.462 \times 10^{-3} \times 0.857^4 \times 12}{2.26 \times 10^5 \times 0.006^3} = 0.0319 \text{ м},$$

$$\varphi = \frac{3 \times f_0^2}{t_n^2} = 84.7;$$

коэффициент

$$\alpha = \beta + 0.111 \times \beta^{-1} - 0.667 = 4.39 + \frac{0.111}{4.39} - 0.667 = 3.75.$$

В расчетных зависимостях:

$$\begin{aligned} \beta &= 0.3333 \times \sqrt[3]{5.2 \sqrt{\varphi \times (6.75\varphi + 1)} + 13.51\varphi + 1} = \\ &= 0.3333 \times \sqrt[3]{5.2 \sqrt{84.7(6.75 \times 84.7 + 1)} + 13.51 \times 84.7 + 1} = 4.39. \end{aligned}$$

Прогиб настила

$$f = \frac{f_0}{1 + \alpha} = \frac{0.0319}{1 + 3.75} = 0.00672 \text{ м};$$

Так как

$$\frac{f}{L_n} = \frac{0.00672}{0.857} = 0.00784 < \left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{120} = 0.00833,$$

проверка жесткости настила выполняется.

Проверка прочности настила

Изгибающий момент

$$M = \frac{q \times L_n^2}{8 \times (1 + \alpha)} = \frac{22.085 \times 0.857^2}{8 \times (1 + 3.75)} = 0.427 \text{ кНм.}$$

Растягивающее усилие

$$H = \frac{\pi^2 \times E_1 \times t_n^3}{12 \times L_H^2} \times \alpha \times \gamma_{fm} = \frac{3.14^2 \times 2.264 \times 10^5 \times 0.006^3}{12 \times 0.857^2} \times \\ \times 3.75 \times 1.196 = 0.245 \text{ МН.}$$

Момент сопротивления настила

$$W = \frac{b \times t^2}{6} = \frac{1 \times 0.006^2}{6} = 6 \times 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Проверка нормальных напряжений

$$\sigma = \frac{H}{t_n \times 1} + \frac{M}{W} = \frac{0.245}{0.006} + \frac{0.427 \times 10^{-3}}{0.6 \times 10^{-5}} = \\ = 112 \text{ МПа} < \gamma_c \times R_y = 1.1 \times 230 = 253 \text{ МПа.}$$

Условие прочности выполняется.

Расчет сварного шва крепления настила к балке

Так как усилие $H = 245 \text{ кН}$ меньше усилия, действующего в настиле первого варианта, принимаем катет сварного шва аналогично, т.е. конструктивно по минимальной величине $K_f = K_{f \min} = 5 \text{ мм}$ [1, табл. 38].

2.1.2.2. Расчет балки настила

Погонная нагрузка на балку настила:

а) нормативная от временной нагрузки, веса настила и балки настила:

$$q_{\bar{o}}^n = q^n \times L_n + g_{\bar{o}}^n \approx q^n L_n + 0.02 q^n L_n = 18.462 \times 0.857 + 0.02 \times 18.462 \times 0.857 = 15.822 + 0.316 = 16.14 \text{ кН / м.}$$

б) расчетная

$$q_{\bar{o}} = q \times L_n + g_{\bar{o}}^n \times \gamma_f = 22.085 \times 0.857 + 0.316 \times 1.05 = 19.26 \text{ кН / м.}$$

Изгибающий момент от расчетной нагрузки

$$M_{\max} = \frac{q_{\bar{o}} L_{\bar{o}H}^2}{8} = \frac{19.26 \times 3.3^2}{8} = 26.22 \text{ кНм.}$$

Требуемый момент сопротивления при $c_1 = 1.1$ в первом приближении

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{26.22 \times 10^{-3}}{1.1 \times 230 \times 1.1} = 94.2 \times 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Требуемый по предельному прогибу момент инерции

$$I_{mp} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\bar{o}}^n \times L_{\bar{o}H}^3 \times n_0}{E} = \frac{5}{384} \times \frac{16.14 \times 3.3^3 \times 153.85}{2.06 \times 10^5 \times 10^3} = 564 \times 10^{-8} \text{ м}^4.$$

Здесь для пролета $L_{\delta n} = 3.3 \text{ м}$ при определении предельного прогиба $\frac{1}{n_0}$ выполняем интерполяцию по табл.1 Приложения: $\frac{1}{n_0} = \frac{1}{153.85}$. Зная требуемые моменты сопротивления и инерции, по сортаменту подбираем двутавр № 16 ГОСТ 26020-83 ($I_x = 873 \text{ см}^4$; $W_x = 109 \text{ см}^3$; $A = 20.2 \text{ см}^2$; масса $m_{\delta n} = 15.9 \text{ кг / м}$; $t_w = 5 \text{ мм}$; $t_f = 7.8 \text{ мм}$).

Уточняем коэффициент $c_1 = c$ по [1, табл.66] при отношении площадей полки и стенки $\frac{A_f}{A_w} = \frac{6.49}{7.22} = 0.90$; $c = 1.07 + (1 - 0.9) \times 0.1 = 1.08$;

где

$$A_f = \frac{A - A_w}{2} = \frac{20.2 - 7.22}{2} = 6.49 \text{ см}^2;$$

$$A_w = t_w \times (h - 2 \times t_f) = 5 \times (160 - 2 \times 7.8) = 722 \text{ мм}^2.$$

Уточняется нагрузка:

а) Нормативная

$$q_{\delta}^n = q^n \times L_n + m_{\delta n} \times g = 18.46 \times 0.857 + 15.9 \times 10^{-3} \times 9.81 = 16 \text{ кН / м}.$$

б) Расчетная

$$q_{\delta} = q \times L_n + m_{\delta n} \times g \times \gamma_f = 22.09 \times 0.857 + 0.156 \times 1.05 = 19.09 \text{ кН / м}.$$

Максимальный изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{q_{\delta} \times L_{\delta n}^2}{8} = \frac{19.09 \times 3.3^2}{8} = 26 \text{ кНм}.$$

Проверка нормальных напряжений:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 \times W_x} = \frac{26 \times 10^{-3}}{1.08 \times 109 \times 10^{-6}} = 220.8 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c = 253 \text{ МПа}.$$

Условие прочности выполняется с недонапряжением 12,7%.
Перерезывающая сила на опоре

$$Q_{\max} = 0,5 \times q_{\sigma} \times L_{\sigma n} = 0,5 \times 19.09 \times 3.3 = 31.5 \text{ кН.}$$

Проверка касательных напряжений:

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max}}{t_w h_w} = \frac{31.5 \times 10^{-3}}{5 \times 10^{-3} 14.4 \times 10^{-2}} = 43.8 \text{ МПа} < R_s \times \gamma_c =$$
$$= 0.58 \times 230 \times 1.1 = 146.7 \text{ МПа,}$$

где

$$h_w = h - 2t_f = 16 - 2 \times 0.78 = 14.4 \text{ см. Проверка проходит.}$$

Проверка прогиба

$$\frac{f}{L} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\sigma}^n \times L_{\sigma n}^3}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{16 \times 10^{-3} \times 3.3^3}{2.06 \times 10^5 \times 873 \times 10^{-8}} =$$
$$= 0.00416 = \frac{1}{240.4} < \left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{153.85} = 0.0065.$$

Проверка удовлетворяется.

Проверка общей устойчивости балки настила

В соответствии с [1, п.5.16(а)] при наличии стального настила, непрерывно опирающегося на сжатый пояс балки и надежно с ним связанного электросваркой, проверять общую устойчивость балки не требуется.

2.1.2.3. Расчет вспомогательной балки

Нагрузки передаются на балку в местах опирания балок настила. Сосредоточенные силы определяются по грузовой площади, равной

$$A_{zp} = L_{\text{бн}} \times L_n = 3,3 \times 0,857 = 2,828 \text{ м}^2.$$

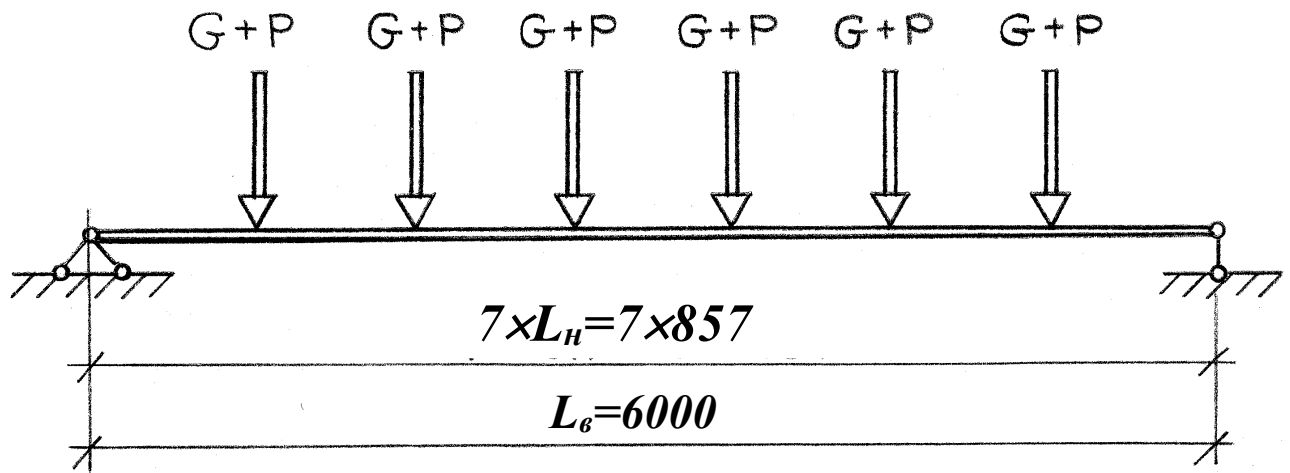


Рис. 7 Расчетная схема вспомогательной балки

Таблица 3

Сбор нагрузки на вспомогательную балку $G + P$

№	Наименование нагрузки	Нормативная кН	γ_f	Расчет- ная, кН
1	Временная нагрузка $P_n L_{\text{бн}} L_n = 18 \times 3.3 \times 0.857$	50.91	1.2	61.09
2	Вес настила $g_n L_{\text{бн}} L_n = 0.462 \times 3.3 \times 0.857$	1.307	1.05	1.372
3	Вес балки настила $m_{\text{бн}} g L_{\text{бн}} = 15.9 \times 9.81 \times$ $\times 10^{-3} \times 3.3$	0.515	1.05	0.540
4	Вес вспомогательной балки			

№	Наименование нагрузки	Нормативная кН	γ_f	Расчет- ная, кН
	$m_g g L_n = 54.7 \times 9.81 \times 10^{-3} \times$ $= 0.857$ (Принимаем вес двутавра № 40)	0.460	1.05	0.483
	Итого $G + P$	53.192		63.485

Средняя величина коэффициента $\gamma_{fm} = \frac{63.485}{53.192} = 1.19$.

Изгибающий момент от расчетной нагрузки при шести грузах в пролете:

$$M_{\max} = 3 \times (G + P) \times 0.5 \times L_g - 4.5 \times (G + P) \times L_n =$$

$$= 3 \times 63.49 \times 0.5 \times 6 - 4.5 \times 63.49 \times 0.857 = 326.6 \text{ кНм}.$$

Требуемый момент сопротивления при $c_1 = 1.1$ в первом приближении:

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{326.6 \times 10^{-3}}{1.1 \times 230 \times 1.1} = 1173.4 \times 10^{-6} \text{ м}^3 (1173,4 \text{ см}^3).$$

Требуемый момент инерции по предельному прогибу:

(При пролете балки $L_g = 6 \text{ м}$ предельный прогиб $\left[\frac{f}{L_g} \right] = \frac{1}{n_0} = \frac{1}{200}$).

$$I_{mp} = \frac{5}{48} \times \frac{M_{\max}}{\gamma_{fm} \times E} \times L_g \times n_0 = \frac{5}{48} \times \frac{326.6 \times 10^{-3}}{1.19 \times 2.06 \times 10^5} \times 6 \times 200 =$$

$$= 16651 \times 10^{-8} \text{ м}^4.$$

По сортаменту принимаем двутавр № 45 Б 2 ГОСТ 26020 – 83:
 $(I_x = 28870 \text{ см}^4; W_x = 1291.9 \text{ см}^3; A = 85.96 \text{ см}^2; b = 180 \text{ мм};$
 $h = 44.7 \text{ см}; t_f = 13 \text{ мм}; t_w = 8.4 \text{ мм}; m_g = 67.5 \text{ кг/м}).$

Уточняется коэффициент c , учитывающий развитие пластических деформаций по высоте сечения балки, интерполяцией по [1, табл.66] при

$$\frac{A_f}{A_w} = 0.715; c = 1.0985. \text{ Здесь в расчетах: площадь сечения стенки}$$

$$A_w = t_w \times (h - 2t_f) = 0.84 \times (44.7 - 2 \times 1.3) = 35.36 \text{ см}^2;$$

площадь сечения полки

$$A_f = 0.5 \times (A - A_w) = 0.5 \times (85.96 - 35.36) = 25.30 \text{ см}^2.$$

Так как при четном количестве грузов на балке имеется зона чистого изгиба, в соответствии с [1, п.18] вместо коэффициента c_1 следует принимать

$$\text{коэффициент } c_{1m} = 0.5 \times (1 + c) = 0.5 \times (1 + 1.0985) = 1.0493.$$

Уточняется нагрузка на балку

Вес вспомогательной балки:

нормативный

$$m_g \times g \times L_n = 67.5 \times 9.81 \times 10^{-3} \times 0.857 = 0.567 \text{ кН};$$

расчетный

$$m_g \times g \times L_n \times \gamma_f = 0.567 \times 1.05 = 0.596 \text{ кН}.$$

Полная нагрузка $G + P$ с учетом данных табл.3:

нормативная $50.91 + 1.307 + 0.515 + 0.567 = 53.3 \text{ кН};$

расчетная $61.09 + 1.372 + 0.54 + 0.596 = 63.6 \text{ кН}.$

$$\text{Средняя величина коэффициента } \gamma_{fm} = \frac{63.6}{53.3} = 1.19.$$

Изгибающий момент от расчетной нагрузки при шести грузах:

$$M_{\max} = 3 \times (G + P) \times 0.5 \times L_g - 4.5 \times (G + P) \times L_n = 3 \times 63.6 \times 0.5 \times \\ \times 6 - 4.5 \times 63.6 \times 0.857 = 327.13 \text{ кНм}.$$

Проверка прочности

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_{1m} \times W_x} = \frac{327.13 \times 10^{-3}}{1.0493 \times 1291.9 \times 10^{-6}} = 241.3 < \gamma_c \times R_y =$$

$$= 1.1 \times 230 = 253 \text{ МПа.}$$

Недонапряжение 4.62 %.

Проверка касательных напряжений τ с учетом ослабления сечения на опоре выполняется при расчете стыка с главной балкой.

Проверка прогиба балки

$$\frac{f}{L_e} = \frac{5}{48} \times \frac{M_{\max} \times L_e}{\gamma_{fm} \times EI} = \frac{5}{48} \times \frac{327.13 \times 6 \times 10^{-3}}{1.19 \times 2.06 \times 10^5 \times 28870 \times 10^{-8}} =$$

$$= 0.00289 < \frac{1}{n_0} = 0.005.$$

Проверка проходит.

Проверка общей устойчивости балки

Сжатый пояс в направлении из плоскости изгиба балки раскрепляется балками настила, расстояние между которыми равно $l_{ef} = L_n = 0,857 \text{ м.}$

В соответствие с [1 , табл.8] наибольшее значение отношения l_{ef} к ширине сжатого пояса b_f , при котором не требуется проверка общей устойчивости, определяется по формуле:

$$\left[\frac{l_{ef}}{b_f} \right] = \left[0.35 + 0.0032 \times \frac{b_f}{t_f} + \left(0.76 - 0.02 \times \frac{b_f}{t_f} \right) \times \frac{b_f}{h} \right] \times \sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

$$= \left[0.35 + 0.0032 \times 13.85 + (0.76 - 0.02 \times 13.85) \times \frac{18}{44.7} \right] \times$$

$$\times \sqrt{\frac{2.06 \times 10^5}{230}} = 17.62.$$

Так как условие $\frac{l_{ef}}{b_f} = \frac{0.857}{0.18} = 4.76 < \left[\frac{l_{ef}}{b_f} \right] = 17.62$, расчет на общую устойчивость балки выполнять не требуется.

Высота покрытия по главным балкам и расход стали по второму варианту

Высота покрытия по главным балкам:

$$h_n = t_n + h_{\text{бн}} + h_e = 6 + 160 + 447 = 613 \text{ мм.}$$

Расход стали на настил, балки настила и вспомогательные балки, приходящийся на 1 м² балочной клетки:

$$m_{II} = \rho \times t_n + \frac{m_{\text{бн}}}{L_n} + \frac{m_e}{L_{\text{бн}}} = 7850 \times 0,006 + \frac{15,9}{0,857} + \frac{67,5}{3,3} = 86,05 \text{ кг / м}^2$$

2.1.3 Сравнение вариантов балочной клетки

Критерием при выборе варианта принимаем расход стали. Сравнивается расход стали на 1 м² площади балочной клетки покрытия по главным балкам:

По первому варианту $m_I = 106,79 \text{ кг / м}^2$.

По второму варианту $m_{II} = 86,05 \text{ кг / м}^2$.

Вывод: по расходу стали более экономичен второй вариант. Поэтому к дальнейшему проектированию принимаем второй вариант усложненной балочной клетки. Сопряжение вспомогательной и главной балок может быть поэтажное или в пониженном уровне. Тип сопряжения определится после расчета высоты главной балки.

Для проверки результатов расчетов по вариантам на ЭВМ составляются исходные данные: ПРОВЕРКУ НА ЭВМ НЕ ДЕЛАТЬ

Таблица 4

Исходные данные для расчета вариантов на ЭВМ

№	Вводимые параметры	Величина
1	Шифр задания	768
2	Коэффициент условия работы γ_c	1.1
3	Пролет балки настила второго варианта $L_{\text{бн}}$	3.3 м

2.2. Проектирование составной сварной главной балки

Разрезная главная балка загружена сосредоточенными нагрузками. Нагрузки на балку передаются в местах опирания на нее вспомогательных балок. Сосредоточенные силы (G - от постоянной нагрузки и P от временной) подсчитываются по грузовой площади, равной произведению пролетов вспомогательной балки и балки настила (рис.8):

$$A_{gp} = L_{\text{в}} \times L_{\text{бн}} = 6 \times 3.3 = 19.8 \text{ м}^2$$

Таблица 5

Сбор нагрузки на главную балку $G + P$

	Наименование нагрузки	Нормативная (кН)	γ_f	Расчетная (кН)
1	Временная нагрузка $P = P_n \times A_{gp} = 18 \times 19.8$	356.4	1.2	427.68
2	Собственный вес настила и балок $G_{нб} = m \times g \times A_{gp} =$ $= 86.05 \times 9.81 \times 10^{-3} \times 19.8$	16.71	1.05	17.55

Окончание таблицы 5

	Наименование нагрузки	Нормативная (кН)	γ_f	Расчетная (кН)
3	Собственный вес главной балки (предварительно принимаем 3% от временной нагрузки) $G_{мп} = 0.03 \times 356.4$	10.69	1.05	11.22
Итого $G + P$		383.80		456.45

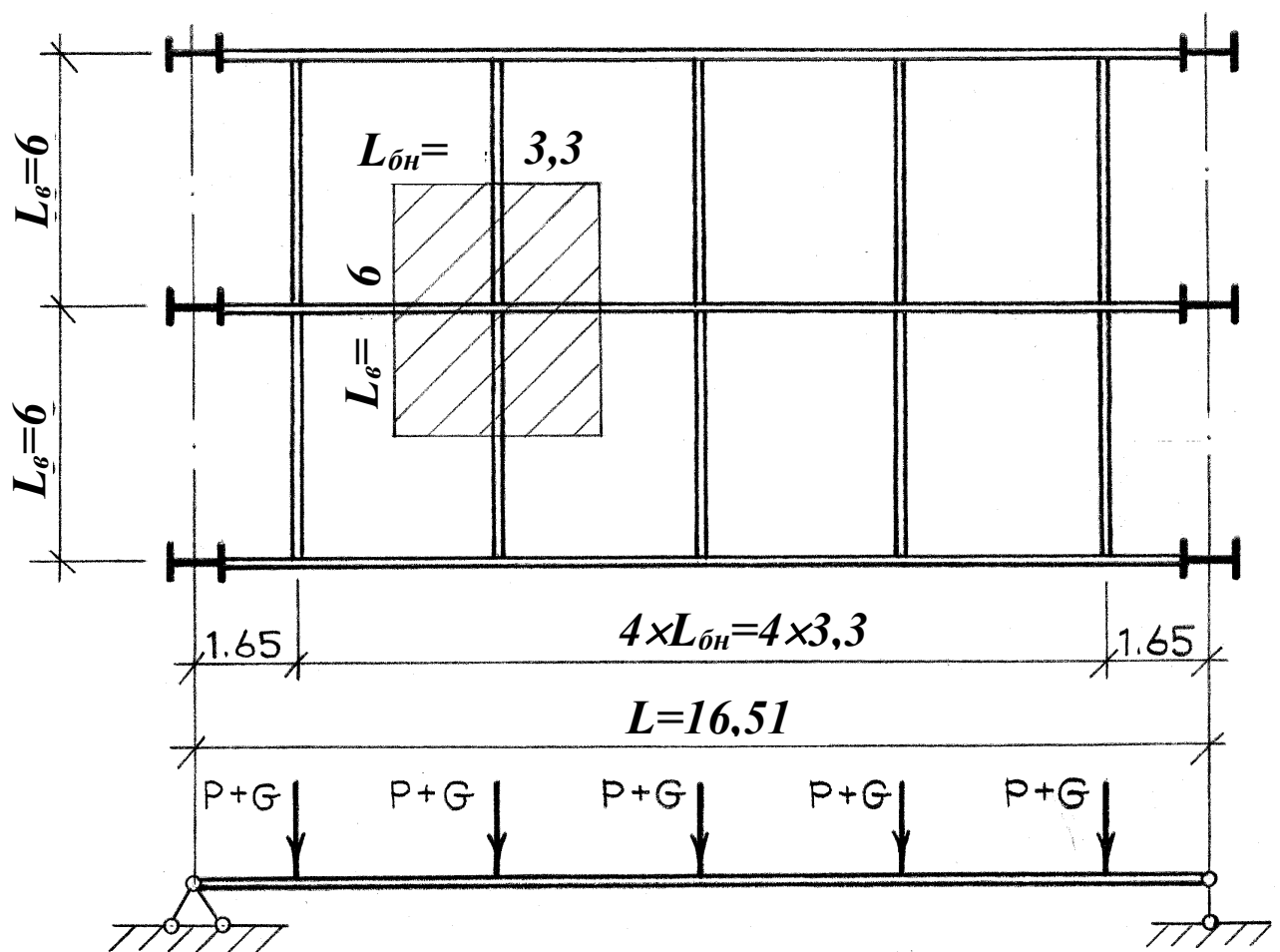


Рис.8 Расчетная схема главной балки

Коэффициент $\gamma_{fm} = \frac{456.45}{383.8} = 1.189$.

2.2.1. Подбор сечения главной балки

Сечение составной сварной балки состоит из трех листов: вертикального – стенки и двух горизонтальных – полок (рис.9).

В нашем примере (**при пяти грузах** в пролете) расчетный изгибающий момент:

$$M_{\max} = 3,25 \times (G + P) \times L_{\delta н} = 3,25 \times 456,45 \times 3,3 = 4895,43 \text{ кНм.}$$

Для принятой толщины листов полок $t_f \leq 20$ мм расчетное сопротивление стали С255 равно $R_y = 240$ МПа.

Коэффициент условия работы $\gamma_c = 1$. В первом приближении $c_1 = 1.1$.

Требуемый момент сопротивления

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{4895.43}{1.1 \times 240 \times 10^3} = 18543 \times 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Высота сечения балки h предварительно определяется по соотношению между $h_{onm,w}$; $h_{onm,f}$ и $h_{\min}$; где $h_{onm,w}$ – оптимальная высота сечения из условия прочности; $h_{onm,f}$ – оптимальная высота сечения из условия жесткости; $h_{\min}$ – сечения из условия минимальной жесткости, при обеспечении прочности.

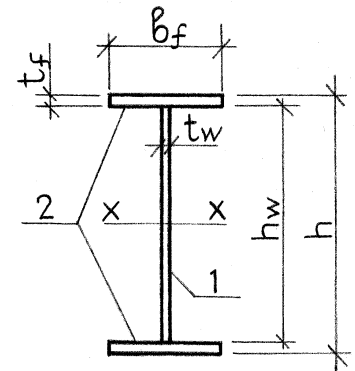


Рис.9. Сечение главной балки: 1–стенка; 2–полки

а) Оптимальная высота балки из условия прочности

$$h_{onm,w} = \sqrt[3]{1.5 W_{mp} k_w} = \sqrt[3]{1.5 \times 18543 \times 125} = 151.5 \text{ см},$$

где $k_w = \frac{h}{t_w}$ – рекомендуемое по [3, табл.7.2] отношение высоты балки к

толщине стенки в пределах $k_w = 125 \dots 140$. Принимаем $k_w = 125$.

б) Оптимальная высота балки из условия жесткости

$$h_{onm,f} = \sqrt[4]{6 \times I_{mp} \times k_w} = \sqrt[4]{6 \times 777729 \times 125} = 155.4 \text{ см}.$$

Здесь

$$I_{mp} = \frac{5}{48} \times \frac{M_{\max} \times L \times n_0}{\gamma_{fm} \times E} = \frac{5}{48} \times \frac{4895.43 \times 16.5 \times 226.4}{1.189 \times 2.06 \times 10^8} = 777729 \times 10^{-8} \text{ м}^4,$$

величина $n_0 = 226.4$ получена для пролета $L = 16,5$ м линейной интерполяцией по табл.1 приложения.

в) Высота балки из условия минимальной жесткости при обеспечении прочности

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \times \frac{R_y \times L \times n_0}{\gamma_{fm} \times E} = \frac{5}{24} \times \frac{240 \times 16.5 \times 226.4}{1.189 \times 2.068 \times 10^3} = 76 \text{ см.}$$

Правила выбора высоты балки

Если $h_{\min} < h_{onm,w} < h_{onm,f}$, следует принять $h = h_{onm,w}$;

Если $h_{onm,w} < h_{onm,f} < h_{\min}$, следует принять $h = h_{onm,f}$;

Если $h_{onm,w} < h_{\min} < h_{onm,f}$, следует принять $h = h_{\min}$.

В примере расчета полученные высоты главной балки располагаются в следующем соотношении:

$$h_{\min} = 76 \text{ см} < h_{onm,w} = 151,5 \text{ см} < h_{onm,f} = 155,4 \text{ см.}$$

Пользуясь правилом, выбираем высоту балки: $h = h_{onm,w} = 1515$ мм.

Высота главной балки, помимо расчетов, должна соответствовать наибольшей строительной высоте перекрытия по заданию:
 $h \leq h_{c,\max} - t_n$,

где t_n - толщина настила. Наибольшая строительная высота перекрытия определяется разностью отметок верха настила и габарита помещения под перекрытием: $h_{c,\max} = 8,4 - 6,7 = 1,7$ м.

Так как $h = 1515 \text{ мм} < h_{c,\max} - t_n = 1700 - 6 = 1694 \text{ мм}$, оставляем выбранную высоту балки $h = 1515$ мм.

Если выбранная по расчету высота балки не соответствует строительной высоте перекрытия, высота балки назначается не более $h \leq h_{c,\max} - t_n$.

Далее высоту стенки h_w назначают близкой к высоте балки h , в соответствии с шириной листа сортамента универсальной или толстолистовой стали.

Так как наибольшая ширина листа универсальной стали равна 1050 мм, принимаем толстолистовую сталь шириной 1500 мм. С учетом обрезки кромок с двух сторон по 5 мм: $h_w = 1500 - 10 = 1490$ мм.

По ранее принятому коэффициенту $k_w = 125$, определяем толщину стенки: $t_w = \frac{h_w}{k_w} = \frac{1490}{125} = 11.9 \text{ мм}$. Принимаем $t_w = 12 \text{ мм}$.

Толщину полок назначаем равной $t_f = 22 \text{ мм} \leq 3 \times t_w = 36 \text{ мм}$, тогда полная высота балки оказывается равной

$$h = h_w + 2t_f = 1490 + 44 = 1534 \text{ мм}.$$

Вычисляем момент инерции стенки

$$I_w = \frac{t_w \times h_w^3}{12} = \frac{1.2 \times 149^3}{12} = 330795 \text{ см}^4.$$

Требуемый момент инерции полок

$$I_{f,mp} = I_{mp,max} - I_w = 1422248.1 - 330795 = 1091453 \text{ см}^4.$$

Здесь наибольший требуемый момент инерции балки $I_{mp,max}$ определяется по двум значениям из условий прочности и жесткости:
из условия прочности

$$I_{mp} = 0.5 \times W_{mp} \times h = 0.5 \times 18543 \times 153.4 = 1422248.1 \text{ см}^4;$$

из условия жесткости $I_{mp} = 777729 \text{ см}^4$.

Требуемая площадь сечения полки

$$A_{f,mp} = \frac{2I_{f,mp}}{(h_w + t_f)^2} = \frac{2 \times 1091453}{(149 + 2.2)^2} = 95.5 \text{ см}^2.$$

Толщина полки из условия обеспечения ее местной устойчивости:

$$t_f \geq \sqrt{\frac{A_f}{\sqrt{\frac{E}{R_y}}}} = \sqrt{\frac{95.5}{\frac{2.06 \times 10^5}{230}}} = 1.79 \text{ см}.$$

В расчете было принято $t_f = 2.2 \text{ см} > 1.79 \text{ см}$.

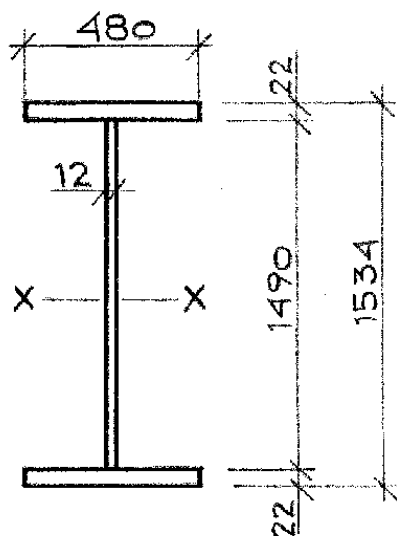
Ширину полки рекомендуется назначать равной $b_f = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5}\right)h$.

Вычисляем $b_f = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5}\right) \times 1534 = 510 \dots 300 \text{ мм}$. Принимаем

$b_f = 480 \text{ мм}$, что соответствует ширине листа универсальной стали по сортаменту. Подбранное сечение балки показано на рис. 10.

Уточняем собственный вес балки по принятым размерам. Площадь поперечного сечения балки

$$A = 2A_f + A_w = 2 \times 2.2 \times 48 + 1.2 \times 149 = 390 \text{ см}^2.$$



Вес погонного метра балки

$$g_z = \gamma_s \times A \times \psi = 77 \times 0.039 \times 1.03 = 3.1 \text{ кН / м},$$

здесь $\gamma_s = 77 \text{ кН / м}^3$ – удельный вес стали; $\psi = 1.03$ – конструктивный коэффициент, учитывающий вес ребер жесткости и сварных швов. Вес главной балки на участке между вспомогательными балками

$$G_z = g_z \times L_{он} = 3.1 \times 3.3 = 10.23 \text{ кН}.$$

Рис.10. Размеры сечения главной балки

Уточняются нагрузки на балку, полученные в табл.5:
Нормативная

$$P^n + G^n = 356.4 + 16.71 + 10.23 = 383.34 \text{ кН}.$$

Расчетная

$$P + G = 427.68 + 17.55 + 10.23 \times 1.05 = 456 \text{ кН}.$$

Уточняются усилия:

Изгибающие моменты от нормативных и расчетных нагрузок:

$$M_{\max}^n = 3.25 \times (P^n + G^n) \times L_{\text{он}} = 3.25 \times 383.34 \times 3.3 = 4111.3 \text{ кНм};$$

$$M_{\max} = 3.25 \times (P + G) \times L_{\text{он}} = 3.25 \times 456 \times 3.3 = 4890.6 \text{ кНм}.$$

Перерезывающая сила на опоре (для пяти грузов в пролете):

$$Q_{\max} = R_A = 2.5 \times (P + G) = 2.5 \times 456 = 1140 \text{ кН}.$$

Геометрические характеристики сечения балки:

Момент инерции

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \times \left[\frac{b_f' \times t_f^3}{12} + A_f' \times \frac{(h - t_f)^2}{2} \right] = \\ &= \frac{1.2 \times 149^3}{12} + 2 \times \frac{48 \times 2.2^3}{12} + 2 \times 48 \times 2.2 \times \frac{(153.4 - 2.2)^2}{2} = \\ &= 1537964 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Момент сопротивления

$$W_x = \frac{I_x}{0.5 \times h} = \frac{1537964}{0.5 \times 153.4} = 20051.7 \text{ см}^3.$$

В зависимости от соотношения площадей полки и стенки A_f / A_w уточняется коэффициент c_1 , учитывающий развитие пластических деформаций. В соответствии с [1, п.5.18] $c_1 = c$, а при наличии зоны чистого изгиба (случай четного числа грузов на балке), $c_1 = c_{1m} = 0.5 \times (1 + c)$. Коэффициент c определяется интерполяцией по [1, табл.66].

$$\text{В нашем примере } \frac{A}{A_w} = \frac{t_f \times b_f}{t_w \times h_w} = \frac{2.2 \times 48}{1.2 \times 149} = 0.59.$$

Интерполируя по таблице 66, находим коэффициент $c_1 = c = 1.11$

2.2.2 Проверка прочности главной балки

а) Нормальные напряжения:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 \times W_x} = \frac{4890.6 \times 10^{-3}}{1.11 \times 20051.7 \times 10^{-6}} = 219.7 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \text{ МПа}.$$

В соответствии с требованиями по экономии стали [1, п.1.9] в составных сечениях, недонапряжение не должно превышать 5%. Недонапряжение равно

$$\frac{(230 - 219,7)}{230} \times 100\% = 4,47\% < 5\%.$$

б) Касательные напряжения (проверка стенки на срез).

Касательные напряжения проверяются в стенке, в месте крепления опорного ребра без учета работы на срез полок (Рис.11):

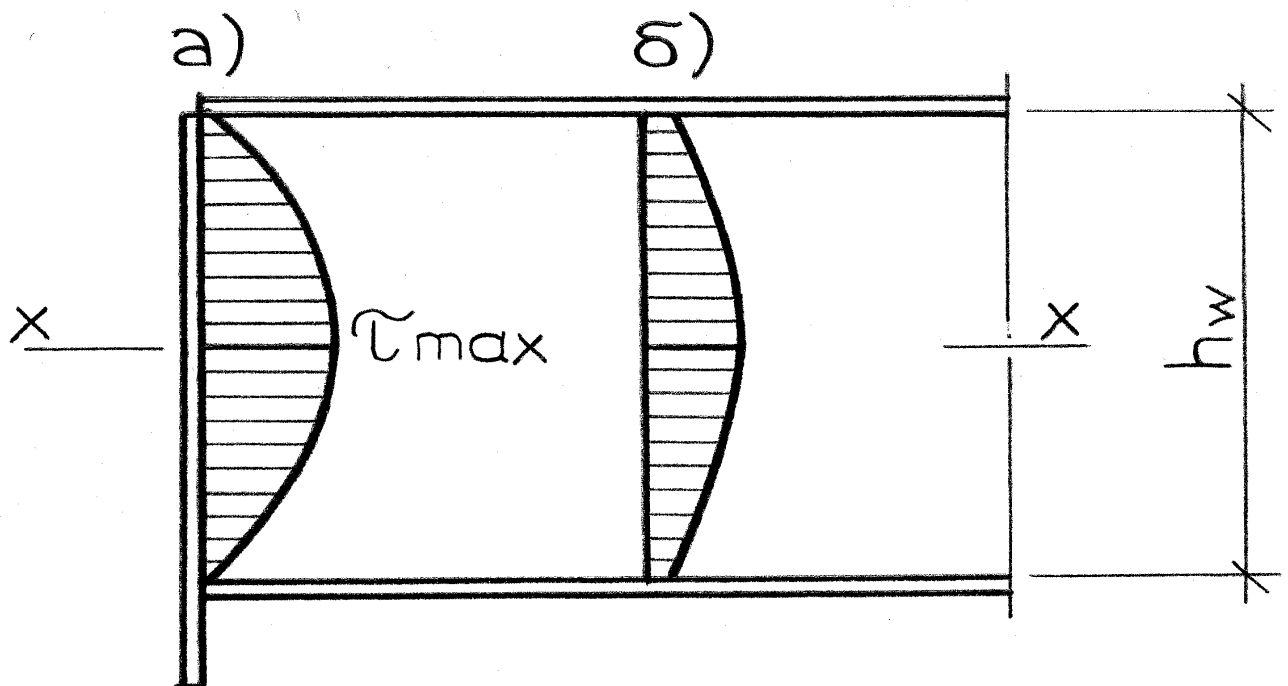


Рис.11 Эпюры касательных напряжений в стенке на опоре и в пролете балки. а – на опоре; б – в пролете

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \times S_w}{I_w \times t_w} = \frac{1.5 \times Q_{\max}}{t_w \times h_w} = \frac{1.5 \times 1140}{0.012 \times 1.49 \times 10^3} = 95.6 \text{ Мн} <$$

$$< R_s \times \gamma_c = 0.58 \times 230 \times 1 = 133.4 \text{ МПа}.$$

2.2.3. Проверка прогиба главной балки

$$\frac{f}{L} = \frac{5}{48} \times \frac{M_{\max.n} \times L}{E \times I} = \frac{5}{48} \times \frac{4111.32 \times 16.5 \times 10^{-3}}{2.06 \times 10^5 \times 1537964 \times 10^{-8}} =$$

$$= 0.00223 < \left[\frac{f}{L} \right] = \left[\frac{1}{n_0} \right] = \frac{1}{226.4} = 0.00442.$$

Условие жесткости балки удовлетворяется.

2.2.4. Определение типа сопряжения вспомогательной и главной балок

Суммарная высота элементов перекрытия: настила, балки настила, вспомогательной и главной балок

$$\sum h = t_n + h_{bn} + h_b + h_c = 6 + 160 + 447 + 1534 = 2147 \text{ мм}.$$

Ранее была найдена наибольшая строительная высота перекрытия $h_{c,\max} = 1700 \text{ мм}$.

Так как $\sum h = 2147 \text{ мм} > h_{c,\max} = 1700 \text{ мм}$, поэтажное сопряжение невозможно. Принимаем сопряжение вспомогательной и главной балок в пониженном уровне (рис.12).

2.2.5. Проверка общей устойчивости главной балки

В соответствии с [1, п.5.16(а)] при наличии стального настила, непрерывно опирающегося на сжатый пояс балки и надежно с ним связанного электросваркой, проверять общую устойчивость балки не требуется.

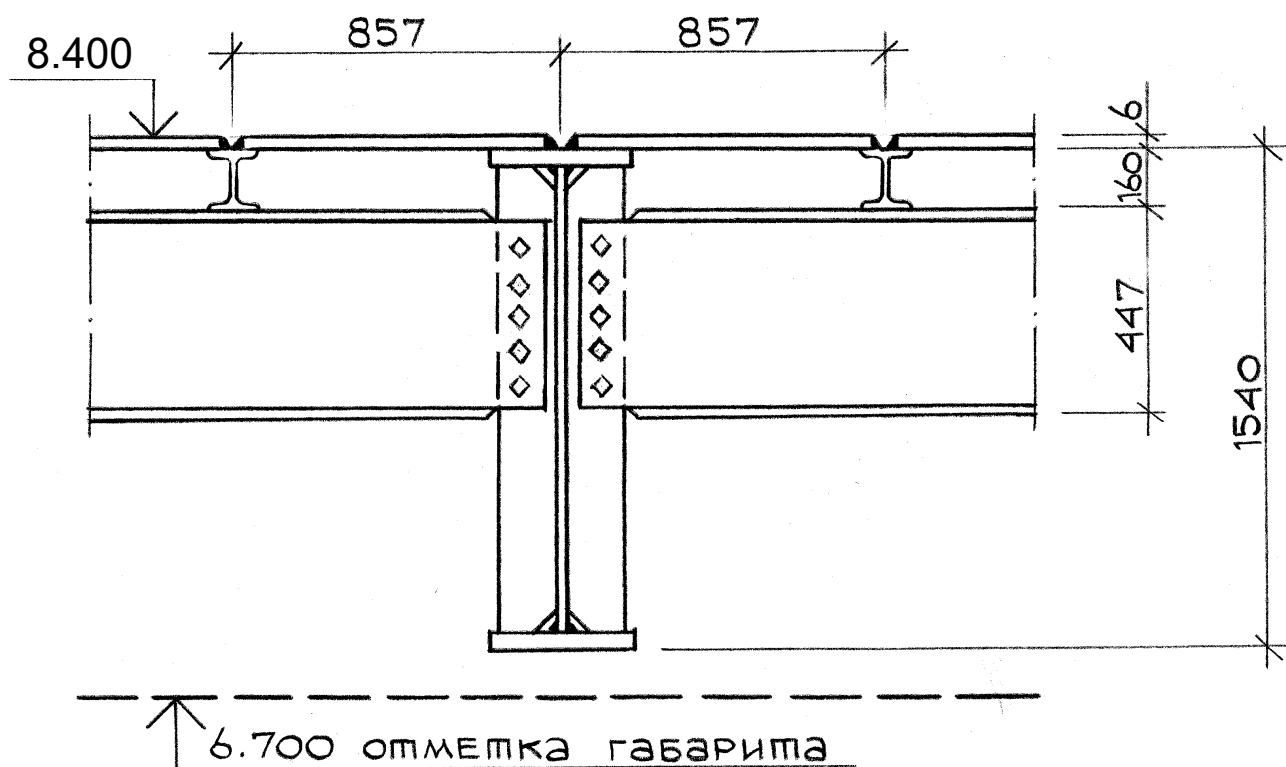


Рис.12. Схема сопряжения балок в пониженном уровне.

2.2.6. Изменение сечения балки

С целью экономии металла уменьшаем сечение приопорного участка балки за счет уменьшения ширины поясов на участке балки от опоры до сечения, расположенного на расстоянии, равном $1/6$ пролета балки: $16.5:6 = 2.75\text{м}$ (рис.13).

Ширина пояса балки b'_f должна соответствовать ширине листа универсальной стали по сортаменту и быть не менее:

$$b'_f \geq 180 \text{ мм}; \quad b'_f \geq \frac{1}{10} h; \quad b'_f \geq 0,5b_f.$$

Здесь b_f – ширина полки балки в пролете, h – высота главной балки.

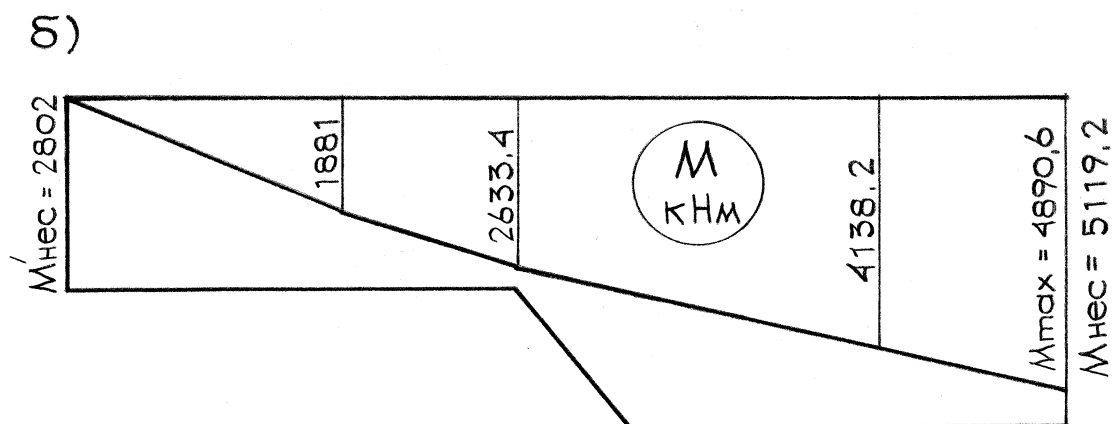
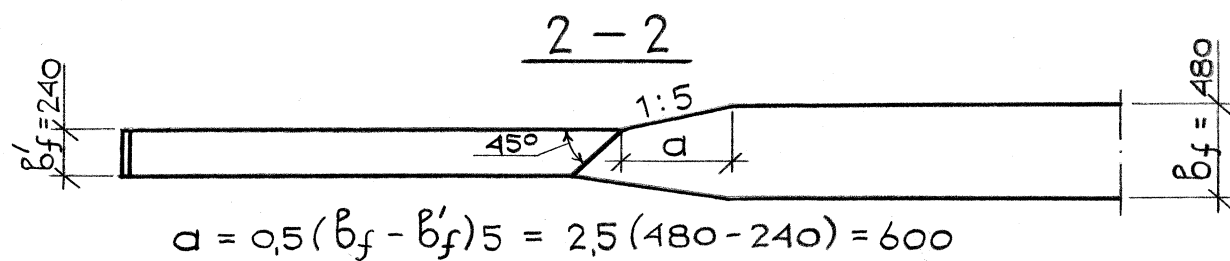
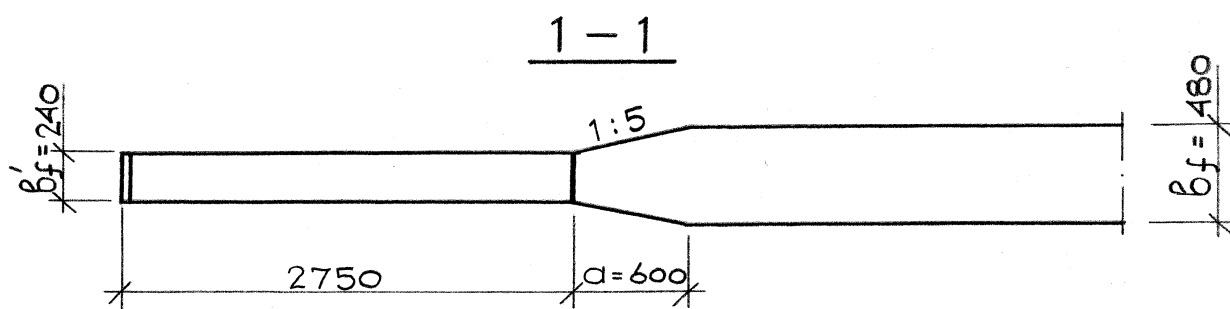
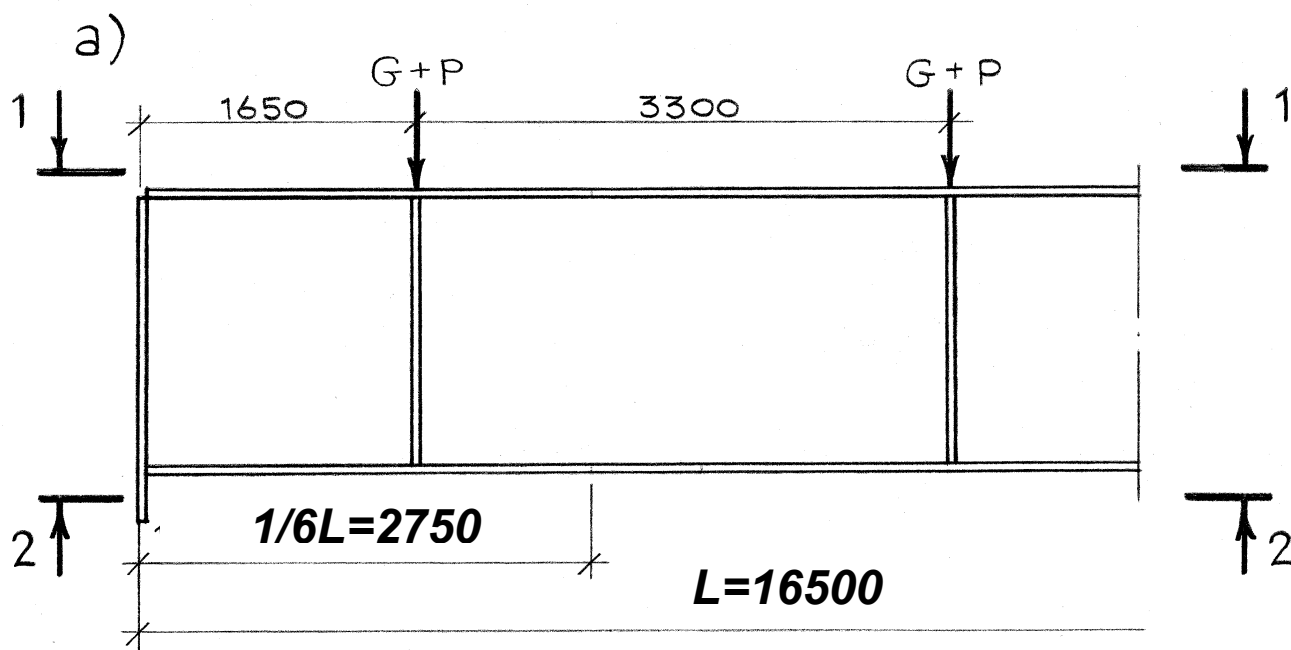


Рис.13 Изменение сечения балки и эпюра материалов.
а) – изменение сечения балки; б) – эпюра материалов.

В нашем примере $\frac{1}{10} \times h = 153.4 \text{ мм}$, $0.5 \times b_f = 0.5 \times 480 = 240 \text{ мм}$.

По сортаменту принимаем $b'_f = 240 \text{ мм}$.

Геометрические характеристики сечения балки на приопорных участках:

площадь сечения

$$A' = 2 \times A'_f + A_w = 2 \times 2.2 \times 24 + 1.2 \times 149 = 284.4 \text{ см}^2;$$

момент инерции

$$\begin{aligned} I'_x &= \frac{t_w \times h_w^3}{12} + 2 \times \frac{b'_f \times t_f^3}{12} + 2 \times A'_f \times \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 = \\ &= 330795 + 2 \times \frac{24 \times 2.2^3}{12} + 2 \times 52.8 \times \left(\frac{153.4 - 2.2}{2} \right)^2 = \\ &= 934380 \text{ см}^4; \end{aligned}$$

момент сопротивления

$$W'_x = \frac{I'_x}{0.5 \times h} = \frac{934380}{0.5 \times 153.4} = 12182.3 \text{ см}^3;$$

статический момент полки относительно оси $x - x$

$$\begin{aligned} S'_x &= t_f \times b'_f \times (0.5 \times h_w + 0.5 \times t_f) = \\ &= 2.2 \times 24 \times 0.5 \times (149 + 2.2) = 3991.68 \text{ см}^3; \end{aligned}$$

статический момент полусечения относительно оси $x - x$

$$\begin{aligned} S_x &= S'_x + 0.125 \times t_w \times h_w^2 = 3991.68 + 0.125 \times 1.2 \times 149^2 = \\ &= 7321.83 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Расчетные усилия в месте изменения сечения:

Изгибающий момент

$$\begin{aligned} M' &= R_a \times 2.75 - (G + P) \times (2.75 - 1.65) = \\ &= 2.5 \times (G + P) \times 2.75 - (G + P) \times 1.10 = \\ &= 5.775 \times (G + P) = 5.775 \times 456 = 2633.4 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Перерезывающая сила

$$Q' = Q_{\max} - (G + P) = 1140 - 456 = 684 \text{ кН}.$$

Проверка напряжений:

а) в месте изменения сечения
максимальные нормальные напряжения

$$\sigma_{x, \max} = \frac{M'}{W'_x} = \frac{2633.4 \times 10^{-3}}{12182.3 \times 10^{-6}} = 216 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c = 230 \text{ МПа};$$

Нормальные напряжения в стенке под полкой (сечение $a - a$, рис. 14)

$$\sigma_{x.a} = \frac{M'}{I'_x} \times \frac{h_w}{2} = \frac{2633.4 \times 10^{-3} \times 0.5 \times 1.49}{934380 \times 10^{-8}} = 210 \text{ МПа},$$

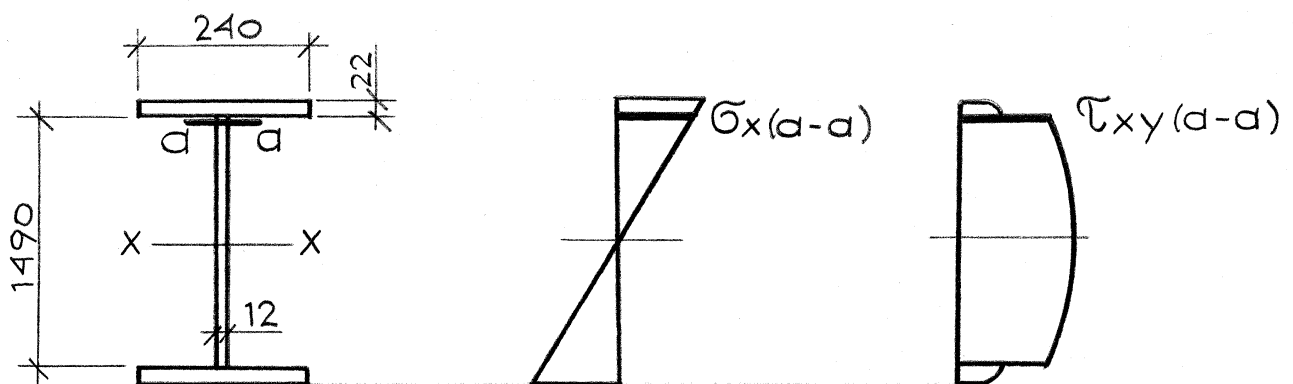


Рис.14 Нормальные и касательные напряжения

в стенке под полкой
Касательные напряжения в стенке под полкой

$$\tau_{xy} = \frac{Q'_x \times S'_f}{I'_x \times t_w} = \frac{684 \times 3991.68 \times 10^{-9}}{934380 \times 10^{-8} \times 0.012} = 24,35 \text{ МПа} <$$

$$< R_s \times \gamma_c = 0,58 \times 230 \times 1 = 133,4 \text{ МПа}.$$

Приведенные напряжения в стенке под полкой

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{210^2 + 3 \times 24.35^2} = 214.2 \text{ МПа} <$$

$$< 1.15 \times R_y \times \gamma_c = 1.15 \times 230 \times 1 = 264.5 \text{ МПа}.$$

б) Напряжения у опоры

Касательные напряжения на уровне нейтральной оси

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \times S_x}{t_w \times I_x} = \frac{1140 \times 10^{-3} \times 7321.83 \times 10^{-6}}{0.012 \times 934380 \times 10^{-8}} = 74.44 \text{ МПа} <$$

$$< R_s \times \gamma_c = 133,4 \text{ МПа}.$$

2.2.7 Расчет поясных сварных швов

Полки составных сварных балок соединяют со стенкой на заводах автоматической сваркой. Сдвигающая сила на единицу длины балки (рис.15):

$$T = \tau \times t_w = \frac{Q_{\max} \times S'_f}{I'_x} = \frac{1140 \times 3991.68 \times 10^{-6}}{934380 \times 10^{-8}} = 487.0 \text{ кН / м}.$$

Для стали С255 по [1, табл.55] принимаем сварочную проволоку марки Св-08А для выполнения сварки под флюсом.

Определяется требуемая высота катета k_f поясного шва "в лодочку".

1) Расчет по металлу шва.

Коэффициент глубины провара шва $\beta_f = 1.1$ [1, табл.34].

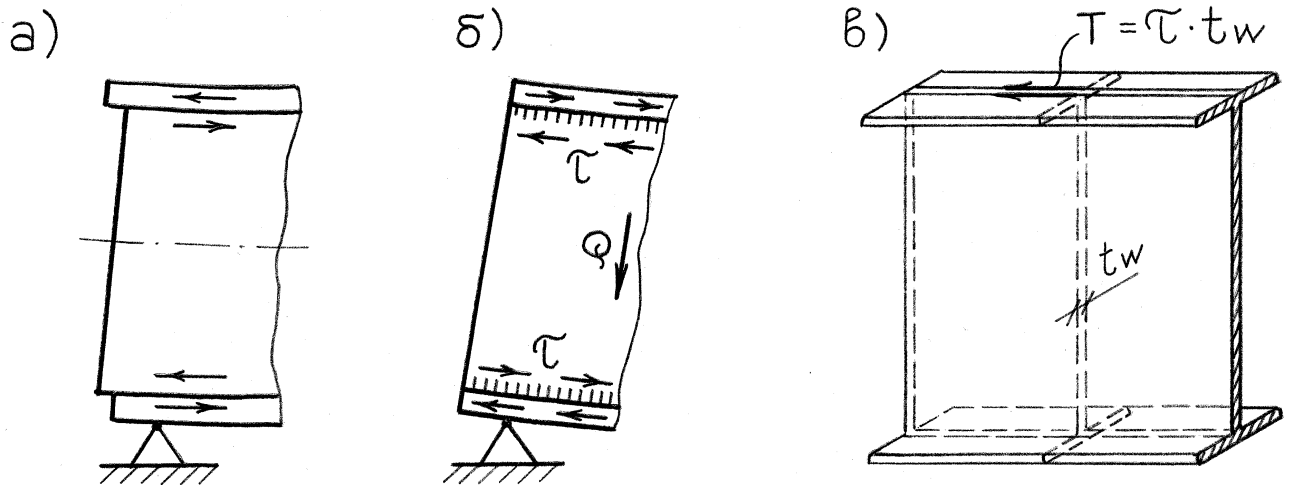


Рис.15. К расчету поясных швов

а – сдвиг поясов и стенки при изгибе; б – сдвигающие напряжения τ в поясных швах; в – сдвигающая сила T на единицу длины балки

Коэффициент условия работы шва $\gamma_f = 1$ [1, п.11.2].

Расчетное сопротивление металла шва $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ [1, табл.56].

$$\beta_f \times \gamma_{wf} \times R_{wf} = 1.1 \times 1 \times 180 = 198 \text{ МПа}.$$

2) Расчет по металлу границы сплавления.

Коэффициент глубины провара шва $\beta_z = 1.15$ [1,табл. 34].

Коэффициент условия работы шва $\gamma_{wz} = 1$ [1,п.11.2].

Расчетное сопротивление по металлу границы сплавления

$$R_{wz} = 0.45 \times R_{un} = 0.45 \times 370 = 166.5 \text{ МПа} \text{ [1, табл.3 и табл.51].}$$

$$\beta_z \times \gamma_{wz} \times R_{wz} = 1.15 \times 1 \times 166.5 = 191.5 \text{ МПа}.$$

Сравнивая полученные величины, находим, что

$$(\beta \times \gamma_w \times R_w)_{\min} = 191.5 \text{ МПа.}$$

Высота катета поясного шва должна быть не менее

$$k_f \geq \frac{T}{2 \times (\beta \times \gamma_w \times R_w)_{\min} \times l_w \times \gamma_c} =$$

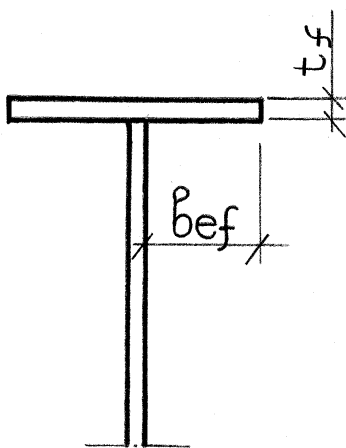
$$= \frac{487}{2 \times 191.5 \times 10^3 \times 1 \times 1} = 1.46 \times 10^{-3} \text{ м.}$$

При толщине более толстого из свариваемых элементов ($t_f = 22 \text{ мм}$) по [1, табл.38] принимаем $k_f = 7 \text{ мм}$.

2.2.8. Проверка местной устойчивости сжатой полки балки

Местная устойчивость полки будет обеспечена, если отношение свеса полки b_{ef} к ее толщине t_f не превышает предельного значения [1, стр.34, табл.30]:

$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0.5 \times \sqrt{\frac{E}{R_y}}$; где расчетная ширина свеса полки b_{ef} (рис.16) равна:



$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{480 - 12}{2} = 234 \text{ мм;}$$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{234}{22} = 10.64;$$

$$0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0.5 \sqrt{\frac{2.06 \times 10^5}{230}} = 14.96.$$

Рис.16. Свес и толщина полки балки

Так как $\frac{b_{ef}}{t_f} = 10.64 < 14.96$, местная устойчивость поясного листа обеспечена.

2.2.9 Проверка местной устойчивости стенки балки

Для обеспечения устойчивости стенки вдоль пролета балки к стенке привариваются поперечные двусторонние ребра жесткости (Рис.17).

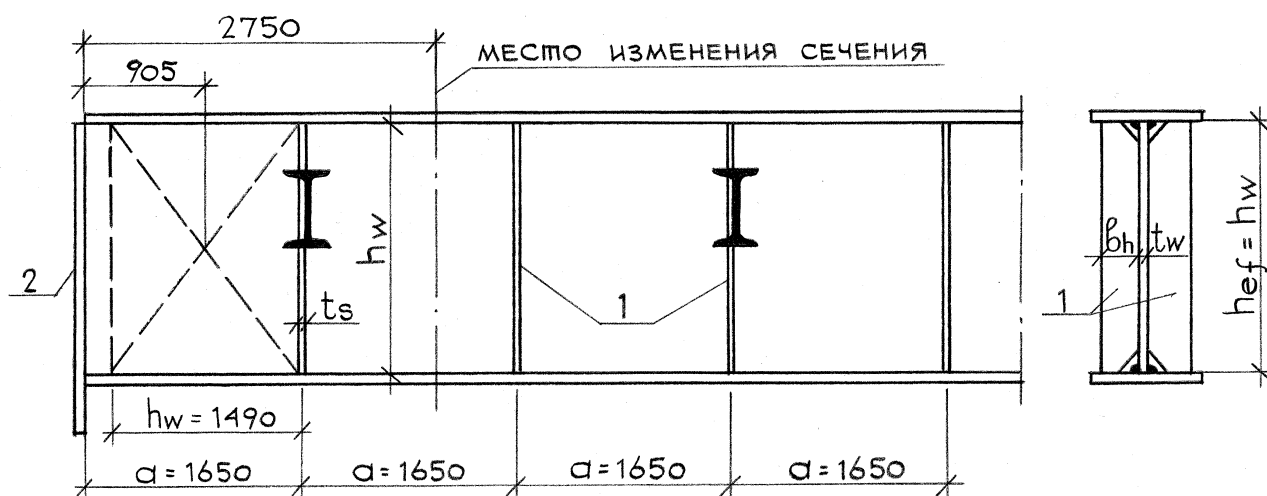


Рис.17. Поперечные ребра жесткости
1 – поперечные ребра; 2 – опорное ребро.

Расстояние между поперечными ребрами при условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w > 3.2$ не должно превышать $2h_w$. Условная гибкость стенки определяется по формуле $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \times \sqrt{\frac{R_y}{E}}$. Ширина ребра b_h должна быть не

менее $\frac{h_w}{30} + 40$ мм, а толщина ребра $t_s \geq 2b_h \times \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

В расчете проверяется устойчивость участков стенки - пластинок, упруго защемленных в поясах и ограниченных поперечными ребрами. Потеря их устойчивости может произойти от совместного действия нормальных и касательных напряжений. Устойчивость стенки балки проверять не требуется, если при выполнении условий [1, (33)] условная гибкость $\bar{\lambda}_w \leq 3.5$ при отсутствии местного напряжения.

Вычисляем условную гибкость $\bar{\lambda}_w = \frac{149}{1.2} \sqrt{\frac{230}{2.06 \times 10^5}} = 4.15$.

При $\bar{\lambda}_w = 4.15 > 3.5$ необходима проверка местной устойчивости стенки с установкой поперечных ребер жесткости с шагом не более $2h_w = 2 \times 149 = 298 \text{ см}$.

Так как сопряжение балок выполняется в пониженном уровне, в месте крепления вспомогательных балок предусматриваем установку поперечных

ребер с шагом 3.3 м. При шаге равном $3.3 \text{ м} > 2h_w = 2.98 \text{ м}$ необходима установка дополнительных промежуточных ребер. Поэтому назначаем шаг поперечных ребер жесткости равным $a = \frac{3.3}{2} = 1.65 \text{ м}$ (рис.17).

Ширина ребра должна быть не менее:

$$b_n \geq \frac{h_w}{30} + 40 \text{ мм} = \frac{1490}{30} + 40 = 90 \text{ мм}.$$

Принимаем $b_h = 100 \text{ мм}$.

Толщина ребра

$$t_s \geq 2b_h \times \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \times 100 \sqrt{\frac{240}{2.06 \times 10^5}} = 6.8 \text{ мм}.$$

Принимаем $t_s = 8 \text{ мм}$.

Проверка местной устойчивости стенки балки во втором отсеке в месте изменения сечения

Критические нормальные напряжения по формуле [1, (75)]:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \times R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{35.5 \times 230}{4.15^2} = 474.3 \text{ МПа}.$$

Здесь по [1, табл.21 и 22] определяем

$c_{cr} = 35.5$ при $\delta = \infty$ и $\beta = \infty$.

Критические касательные напряжения по формуле [1, (76)]:

$$\tau_{cr} = 10.3 \times \left(1 + \frac{0.76}{\mu^2} \right) \times \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2} = 10.3 \times \left(1 + \frac{0.76}{1.107^2} \right) \times \frac{0.58 \times 230}{4.15^2} = 129 \text{ МПа};$$

где, $\mu = \frac{a}{h_w} = \frac{1.65}{1.49} = 1.107$ – отношение большей стороны отсека к меньшей (в нашем случае $a > h_w$);

λ_{ef} – приведенная гибкость стенки;

$$\bar{\lambda}_w = \bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \times \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{h_w}{t_w} \times \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1.49}{0.012} \times \sqrt{\frac{230}{2.06 \times 10^5}} = 4.15,$$

где d – меньшая из сторон отсека (h_w или a).

Нормальные и касательные напряжения в верхней фибре стенки (рис.14):

а) нормальные $\sigma = \sigma_{x,a} = 210 \text{ МПа};$

б) касательные $\tau = \frac{Q'}{t_w h_w} = \frac{684 \times 10^{-3}}{0.012 \times 1.49} = 38.25 \text{ МПа};$

Проверка местной устойчивости стенки по [1, (79)]:

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

$$\sqrt{\left(\frac{210}{474.3} \right)^2 + \left(\frac{38.25}{129.1} \right)^2} = 0.53 < \gamma_c = 1. \text{ Проверка удовлетворяется.}$$

Проверка местной устойчивости стенки балки в первом отсеке (в нашем примере на расстоянии 90,5 см от опоры)

Изгибающий момент

$$M = R_A \times 0.905 = 1140 \times 0.905 = 1031.7 \text{ кНм},$$

где $R_A = 1140 \text{ кН}$ – опорная реакция главной балки.

Нормальные и касательные напряжения:

$$\sigma = \frac{M}{I'_x} \times \frac{h_w}{2} = \frac{1031.7 \times 10^{-3} \times 1.49}{934380 \times 10^{-8} \times 2} = 82.3 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{R_w}{t_w \times h_w} = \frac{1140 \times 10^{-3}}{0.012 \times 1.49} = 63.76 \text{ МПа..}$$

Проверка местной устойчивости стенки:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{82.3}{474.3}\right)^2 + \left(\frac{63.76}{129.1}\right)^2} = 0.523 < \gamma_c = 1$$

Проверка на местную устойчивость удовлетворяется.

Так как к середине пролета нормальные напряжения σ возрастают, а касательные напряжения τ уменьшаются, проверку устойчивости стенки следует выполнить для всех отсеков. В учебной работе ограничимся выше приведенными проверками.

2.2.10 Расчет опорного ребра главной балки

Принимаем сопряжение балки с колонной шарнирным, с опиранием на колонну сверху. Опорное ребро жесткости крепится сварными швами к стенке балки. Нижний торец опорного ребра балки остроган для непосредственной передачи давления на колонну (рис.18).

Толщина опорного ребра определяется из расчета на смятие его торца:

$$t \geq \frac{N}{b \times R_p \times \gamma_c} = \frac{1140 \times 10^{-3}}{0.24 \times 361 \times 1} = 0.0132 \text{ м};$$

где $N = R_A = 1140 \text{ кН}$ – опорная реакция;

$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{370}{1.025} = 361 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление стали смятию

торцевой поверхности [1, табл.1,2,51];

$b = b'_f = 24 \text{ см}$ – ширина опорного ребра (принимается равным ширине полки балки на опоре).

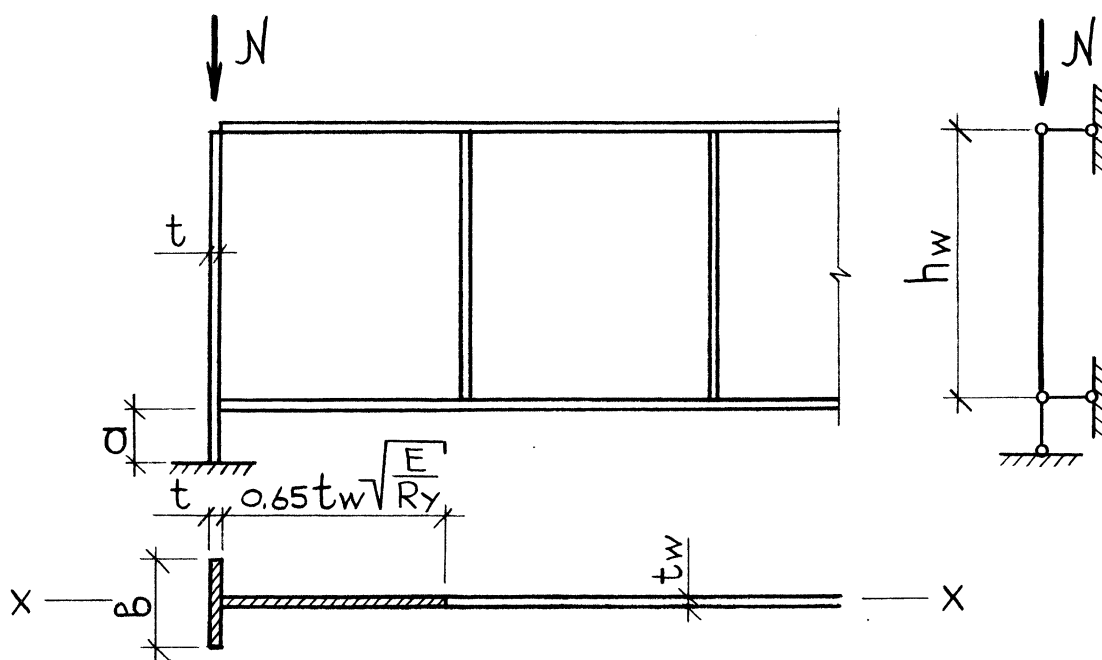


Рис.18. К расчету опорного ребра балки.

Принимаем толщину опорного ребра равной $t = 14 \text{ мм}$, а опорный выступ равным $a = 20 \text{ мм} < 1,5 \times t = 1,5 \times 14 = 21 \text{ мм}$.

Проверка ребра на устойчивость

Площадь расчетного сечения ребра

$$A = b \times t + 0.65 \times t_w^2 \times \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 24 \times 1.4 + 0.65 \times 1.2^2 \sqrt{\frac{2.06 \times 10^5}{240}} = 61 \text{ см}^2.$$

Момент инерции

$$I_x = \frac{tb^3}{12} + \frac{b_w t_w^3}{12} = \frac{1.4 \times 24^3}{12} + \frac{22.85 \times 1.2^3}{12} = 1614.4 \text{ см}^4;$$

здесь

$$b_w = 0,65 \times t_w \times \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \times 1,2 \times \sqrt{\frac{2,06 \times 10^5}{240}} = 22,85 \text{ см.}$$

Радиус инерции сечения ребра $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1614,4}{61}} = 5,14 \text{ см.}$

Гибкость ребра $\lambda_x = \frac{h_w}{i_x} = \frac{149}{5,14} = 29.$

Условная гибкость $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \times \sqrt{\frac{R}{E}} = 29 \times \sqrt{\frac{240}{2,06 \times 10^5}} = 0,986.$

Коэффициент продольного изгиба по формуле [1, п.5.3] при $\bar{\lambda}_x = 0,986$:

$$\begin{aligned} \varphi &= 1 - \left(0,073 - 5,53 \times \frac{R_y}{E} \right) \times \bar{\lambda}_x \times \sqrt{\bar{\lambda}_x} = \\ &= 1 - \left(0,073 - 5,53 \times \frac{240}{2,06 \times 10^5} \right) \times 0,986 \times \sqrt{0,986} = 0,94. \end{aligned}$$

Проверка опорного ребра на устойчивость

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \times A} = \frac{1140 \times 10^{-3}}{0,94 \times 61 \times 10^{-4}} = 199 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c = 240 \text{ МПа.}$$

Проверка удовлетворяется.

Расчет катета сварных швов крепления ребра к стенке балки (полуавтоматическая сварка)

$$\begin{aligned} k_f &\geq \frac{N}{2 \times (\beta \times R_w \times \gamma_w)_{\min} \times h_w \times \gamma_c} = \frac{1140 \times 10^{-3}}{2 \times 191,5 \times 1,49 \times 1} = \\ &= 0,002 \text{ м;} \end{aligned}$$

где $(\beta \times R_w \times \gamma_w)_{\min} = 191.5 \text{ МПа}$ – получено при расчете поясных швов балки.

При толщине более толстого из свариваемых элементов (толщина ребра $t = 14 \text{ мм}$) по [1, табл.38] принимаем катет шва $k_f = 5 \text{ мм}$.

2.2.11. Расчет болтового соединения в месте примыкания вспомогательной балки к главной

Сопряжение вспомогательной балки с главной выполняется в пониженном уровне (рис.19).

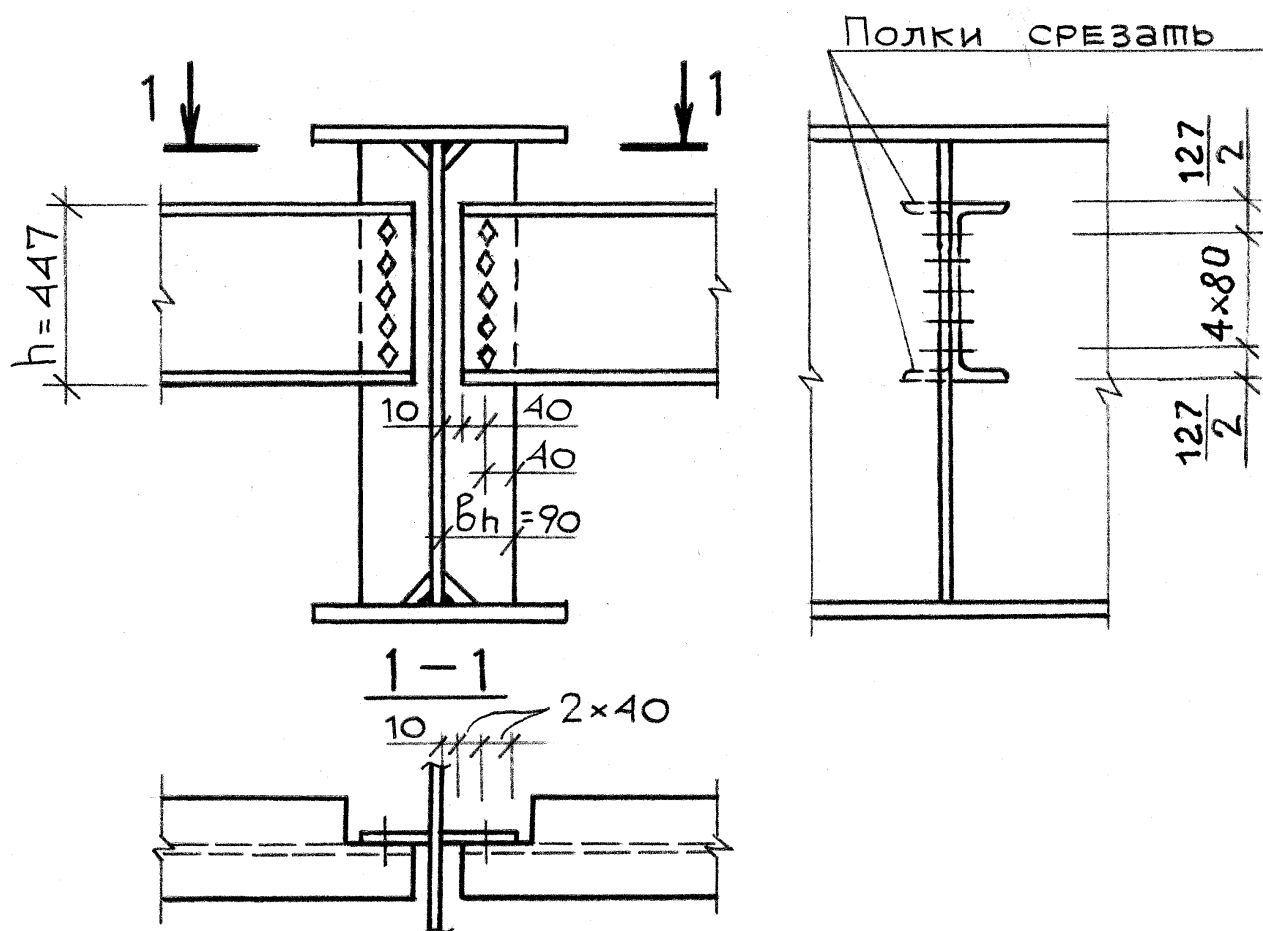


Рис.19 Соединение вспомогательной балки с главной.

При шести грузах в пролете опорная реакция вспомогательной балки равна $R_A = 3 \times (G + P) = 3 \times 63.6 = 190.8 \text{ кН}$.

Принимаем болты нормальной точности (класс точности В), класс по прочности – 4.6, диаметром 20 мм (Номинальные диаметры болтов в

мм: 10,12,16,20,24,30.). По [1, табл.58] определяем расчетное сопротивление срезу болтов для класса по прочности 4.6: $R_{bs} = 150 \text{ МПа}$.

Расчетные усилия, которые может выдержать один болт:

а) На срез

$$N_b = R_{bs} \times \gamma_b \times A \times n_s = 150 \times 10^3 \times 0.9 \times 3.14 \times 10^{-4} = 42.4 \text{ кН},$$

где $\gamma_b = 0.9$ – коэффициент условия работы соединения определяется по [1, табл.35]); $n_s = 1$ – число срезов болта;

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{3.14 \times 2^2}{4} = 3.14 \text{ см}^2 \text{ – расчетная площадь сечения болта.}$$

б) На смятие

$$N_b = R_{bp} \times \gamma_b \times d \times \sum t_{\min} = 450 \times 10^3 \times 0.9 \times 20 \times 10^{-3} \times 8 \times 10^{-3} = 64.8 \text{ кН},$$

где $\gamma_b = 0.9$ – коэффициент условия работы соединения [1, табл.35]; $R_{bp} = 450 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление на смятие для стали при $R_{un} = 370 \text{ МПа}$ по [1, табл.59]; $\sum t_{\min} = 8 \text{ мм}$ –толщина ребра жесткости (принимается меньшая из толщин: стенки балки или ребра).

Сравнивая п.п. а) и б), выбираем меньшее: $N_{b,\min} = 42.4 \text{ кН}$. Требуемое количество болтов в соединении:

$$n = \frac{R_A}{N_{b,\min}} = \frac{190.8}{42.4} = 4.5 \text{ шт.}$$

Принимаем 5 болтов диаметром 20 мм, диаметр отверстия $d = 22 \text{ мм}$. Размещая болты, назначаем расстояния вдоль и поперек усилия (опорной реакции вспомогательной балки R_A): от центра болта до края элемента

вдоль усилия $a = \frac{127}{2} \text{ мм}$; между центрами болтов вдоль усилия $b = 80 \text{ мм}$, от центров болтов до торца балки (поперек усилия)

$a_1 = 40 \text{ мм}$, что соответствует требованиям [1, табл. 39] по a :
 $(a_{\min} = 2d = 44 \text{ мм}, a_{\max} = 8t = 64 \text{ мм})$; по b : $(b_{\min} = 2.5d = 55 \text{ мм},$
 $(b_{\max} = 24t = 192 \text{ мм})$; по a_1 : $a_1 \geq 1.5d = 1.5 \times 22 = 33 \text{ мм}$.

Проверка касательных напряжений в стенке вспомогательной балки с учетом ослабления отверстиями диаметром $d = 22 \text{ мм}$ под болты, а также с учетом ослабления сечения балки из-за вырезки полки в стыке по формуле [1, (29)]:

$$\begin{aligned}\tau_{\max} &= \alpha \times \frac{Q_{\max} \times S_w}{I_w \times t_w} = \alpha \times \frac{1.5 \times Q_{\max}}{h_w \times t_w} = \\ &= 1.38 \times \frac{1.5 \times 190.8 \times 10^{-3}}{42.1 \times 10^{-2} \times 8.4 \times 10^{-3}} = 111.7 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = \\ &= 0.58 \times 230 \times 1.1 = 146.7 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Здесь $Q_{\max} = R_A = 190.8 \text{ кН}$ – перерезывающая сила, $h_w = h - 2t_f =$
 $= 44.7 - 2 \times 1.3 = 42.1 \text{ см}$ – высота стенки балки,

$\alpha = \frac{b}{b-d} = \frac{80}{80-22} =$
 $= 1.38$ – коэффициент ослабления сечения стенки, $b = 80 \text{ мм}$ – шаг отверстий, $d = 22 \text{ мм}$ – диаметр отверстий. Проверка стенки вспомогательной балки на срез выполняется.

Для проверки результатов расчетов главной балки на ЭВМ составляются исходные данные:

Таблица 6

Исходные данные для проверки расчета главной балки на ЭВМ

№	Вводимые параметры	Величина
1	Шифр по заданию	768
2	Высота стенки главной балки h_w	1490 мм
3	Толщина стенки t_w	12 мм
4	Ширина полки b_f	480 мм
5	Толщина полки t_f	22 мм
6	Толщина покрытия по главным балкам h_n	613 мм

7	Пролет балки настила	$L_{бн}$	3300 мм
8	Расход металла по главным балкам	m	86.05 кг/м ²
9	Толщина настила	t_n	6 мм

Строительная высота перекрытия (рис.20)

$$h_{стр} = t_n + h_{зб} = 6 + 1534 = 1540 \text{ мм.}$$

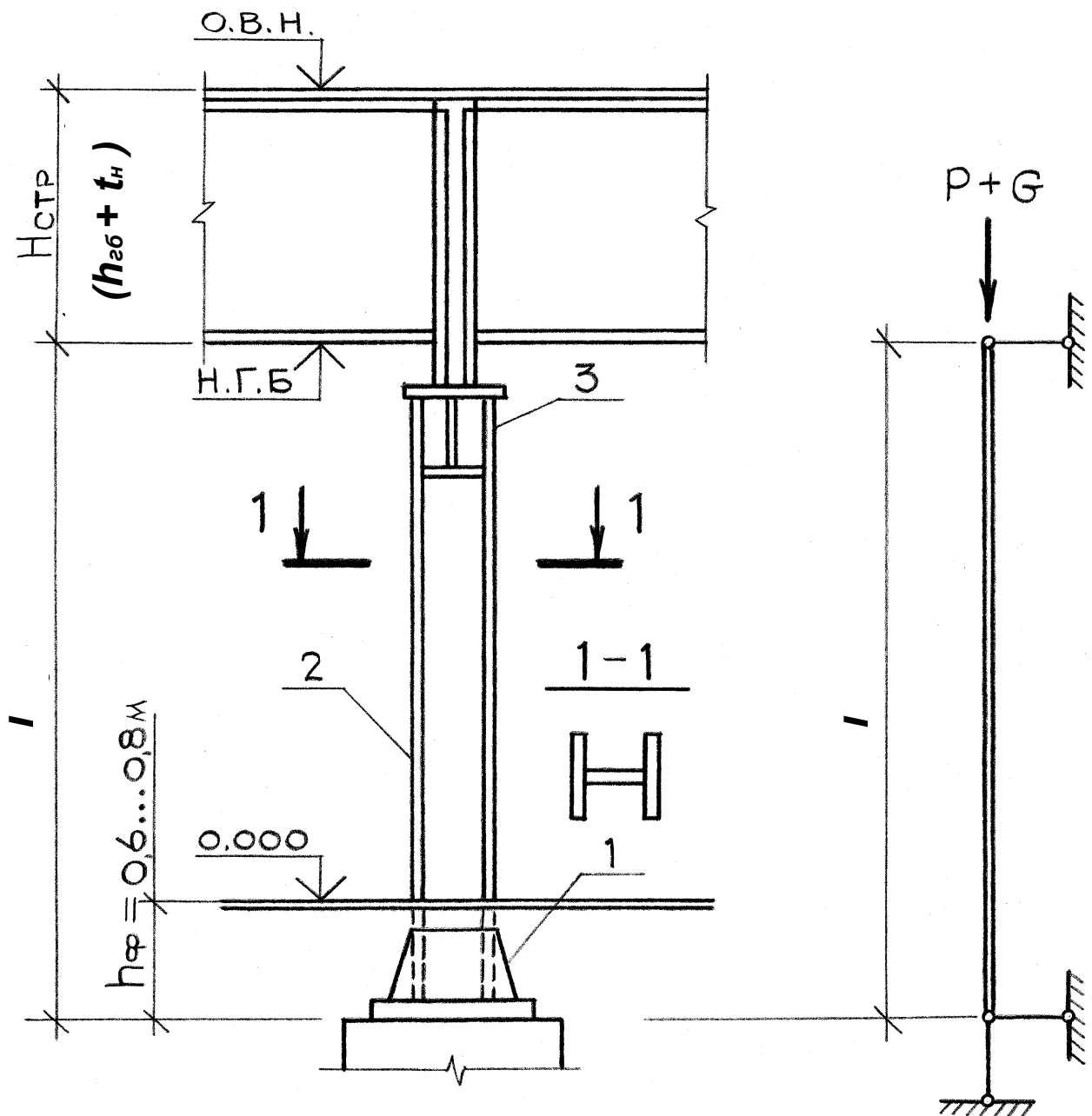


Рис.20. Конструкция и расчетная схема колонны 1 – база; 2 – стержень; 3 – оголовок.

Расход стали на перекрытие (масса настила и балок, включая главную):

$$m_n = m + \frac{g_z \times 10^3}{L_g \times g} = 86.05 + \frac{3100}{6 \times 9.81} = 138.72 \text{ кг} / \text{м}^2;$$

где $m = 86.05 \text{ кг} / \text{м}^2$ - расход стали на настил, балки настила и вспомогательные балки (по данным вариантного проектирования);

$g_z = 3.1 \text{ кН} / \text{м}$ - вес погонного метра главной балки; $L_g = 6 \text{ м}$ - пролет вспомогательной балки.

2.3. Проектирование колонны сплошного сечения

2.3.1 Расчетная длина колонны и сбор нагрузки

Отметка низа главной балки $H.Г.Б. = O.В.Н. - h_{cmp} = 8.4 - 1.54 = 6.86 \text{ м}$. Заглубление фундамента принимается в интервале $h_\phi = 0.6 \dots 0.8 \text{ м}$. Принимаем $h_\phi = 0.6 \text{ м}$.

Геометрическая длина колонны

$$L - H.Г.Б. + h_\phi = 6.86 + 0.6 = 7.46 \text{ м}.$$

При опирании балок на колонну сверху колонна рассматривается как шарнирно закрепленная в верхнем конце. Соединение с фундаментом легких колонн в расчете также принимается шарнирным. Поэтому расчетная длина колонны определяется при $\mu = 1$:

$$L_{ef} = \mu \times L = 1 \times 7.46 = 7.46 \text{ м}.$$

$$\text{Грузовая площадь } A_{zp} = L_z \times L_g = 16,5 \times 6 = 99 \text{ м}^2.$$

Таблица 7

Сбор нагрузки на колонну (кН)

№	Наименование нагрузки	Нормативная	γ_f	Расчетная
1	Временная $P = p \times A_{zp} = 18 \times 99$	1782	1.2	2138.4
2	Вес настила и балок $G = m_n \times g \times A_{zp} =$ $138.72 \times 10^{-3} \times 9.81$	134.72	1.05	141.46
Итого $P + G$:		1916.7		2280

2.3.2 Подбор сечения колонны

Выполняется расчет относительно оси Y, пересекающей полки (Рис.21). Гибкостью колонны предварительно задаются при нагрузке 1500...2500 кН в интервале $\lambda = 100 \dots 70$; при нагрузке 2500.....4000 кН гибкость принимают равной $\lambda = 70 \dots 50$. Для расчета при нагрузке 2280 кН принимаем $\lambda_y = 90$ и по [1, табл.72] находим $\varphi_y = 0,612$.

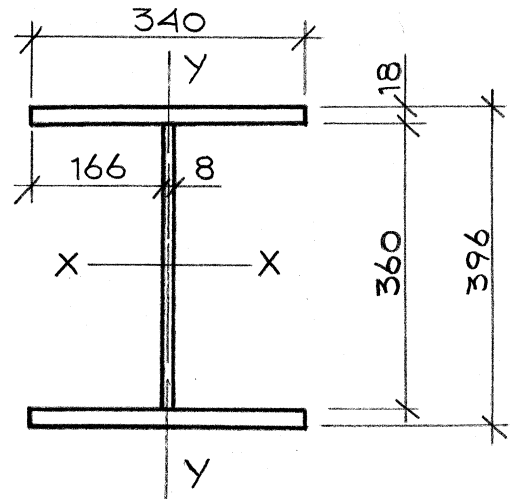


Рис.21.Размеры сечения колонны

Требуемая площадь сечения колонны

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi_y \times R_y \times \gamma_c} = \frac{2280}{0.612 \times 240 \times 10^3 \times 1} = 155.2 \times 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Требуемые радиус инерции и ширина полки: $i_y = \frac{L_{ef}}{\lambda_y} = \frac{746}{90} = 8.29$;

используя соотношение $i_y \approx 0.24b_f$, находим ширину полки

$b_f \approx \frac{i_y}{0.24} = 34.5 \text{ см}$. Ширину полки назначаем в соответствии с сорта-

ментом универсальной стали равной 340 мм. Высоту стенки h_w назначаем так, чтобы выполнялось условие $h \geq b_f$, $h_w = 360 \text{ мм}$. Назначив толщину $t_w = 8 \text{ мм}$, получаем площадь сечения стенки равной

$A_w = 28.8 \text{ см}^2$. Свес полки

$$b_{ef} = 0.5 \times (b_f - t_w) = 0.5 \times (340 - 8) = 166 \text{ мм}.$$

Далее необходимо определить предельное значение b_{ef} из условия возможности применения автоматической или полуавтоматической сварки. Проверку выполняем по графику [3, рис.16]. При высоте стенки $h_w = 360 \text{ мм}$ по графику находим предельную величину свеса $b_{ef, \max} = 175 \text{ мм}$.

Так как $b_{ef} = 166 \text{ мм} < b_{ef, \max} = 175 \text{ мм}$, условие технологичности сварки выполняется.

Требуемые площадь сечения полки и ее толщина:

$$A_{f, mp} = 0.5 \times (A_{mp} - A_w) = 0.5 \times (152.2 - 28.8) = 63.2 \text{ см}^2;$$

$$t_{f mp} = \frac{A_{mp}}{b_f} = \frac{63.2}{34} = 1.86 \text{ см. Принимаем } t_f = 18 \text{ мм (рис.21).}$$

Геометрические характеристики сечения

Площадь сечения

$$A = 2b_f \times t_f + h_w \times t_w = 2 \times 34 \times 1.8 + 36 \times 0.8 = 151.2 \text{ см}^2.$$

Момент инерции

$$I_y = 2 \frac{t_f b_f^3}{12} + \frac{h_w t_w^3}{12} = \frac{2 \times 1.8 \times 34^3}{12} + \frac{36 \times 0.8^3}{12} = 11792.74 \text{ см}^4.$$

$$\text{Радиус инерции } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{11792.74}{151.2}} = 8.83 \text{ см.}$$

Гибкость

$$\lambda_y = \frac{L_{ef}}{i_y} = \frac{746}{8.83} = 84.48;$$

приведенная гибкость

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \times \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 84.48 \times \sqrt{\frac{240}{2.06 \times 10^5}} = 2.88.$$

По [1, п.5.3] вычисляем коэффициент продольного изгиба при $2.5 < \bar{\lambda}_y \leq 4.5$:

$$\begin{aligned} \varphi_y = & 1.47 - 13 \times \frac{R_y}{E} - \left(0.371 - 27.3 \times \frac{R_y}{E} \right) \times \bar{\lambda}_y + \\ & + \left(0.0275 - 5.53 \times \frac{R_y}{E} \right) \times \bar{\lambda}_y^2 = 1.47 - 13 \times \frac{240}{2.06 \times 10^5} - \\ & - \left(0.371 - 27.3 \times \frac{240}{2.06 \times 10^5} \right) \times 2.88 + \left(0.0275 - 5.53 \times \frac{240}{2.06 \times 10^5} \right) \times \\ & \times 2.88^2 = 0.652. \end{aligned}$$

Включаем в нагрузку вес колонны

$$\begin{aligned} G_k = \gamma \times A \times L \times \psi \times \gamma_f = 77 \times 151.2 \times 10^{-4} \times 7.46 \times 1.1 \times 1.05 = \\ = 9.93 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где $\gamma = 77 \text{ кН} / \text{м}^3$ – удельный вес стали; $\psi = 1.1$ – конструктивный коэффициент, учитывающий вес ребер и сварных швов.

Полная расчетная нагрузка

$$(P + G) + G_k = 2280 + 9.93 = 2290 \text{ кН}.$$

Проверка колонны на устойчивость

$$\begin{aligned} \sigma = \frac{(P + G) + G_k}{\varphi_y \times A} = \frac{2290 \times 10^3}{0.652 \times 151.2 \times 10^{-4}} = 232.3 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c = \\ = 240 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Недонапряжение составляет 3.2%, что менее 5%, следовательно требования [1, п.1.9] соблюдены.

Проверка предельной гибкости

Предельная гибкость $\lambda_u = 180 - 60 \times \alpha = 180 - 60 \times 0.968 = 122$;

$$\text{где } \alpha = \frac{(P + G) + G_{\kappa}}{\varphi_y \times A \times R_y \times \gamma_c} = \frac{2290 \times 10^{-3}}{0.652 \times 151.2 \times 10^{-4} \times 240 \times 1} = 0.968.$$

При $\lambda_y = 84.48 < \lambda_u = 122$, проверка гибкости проходит.

Так как для двутаврового сечения при $h > b_f$ радиус инерции $i_x > i_y$ и коэффициент $\varphi_x > \varphi_y$, проверку устойчивости относительно оси $x - x$ не выполняем.

2.3.3 Проверка местной устойчивости полки и стенки колонны

Отношение свеса полки к ее толщине $\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{166}{18} = 9,2$.

Наибольшее отношение $\left(\frac{b_{ef}}{t_f}\right)_{\max}$ при условии выполнения устойчивости полки определяется по формуле [1, табл.29].

Так как $\frac{b_{ef}}{t_f} = 9.2 < \left(\frac{b_{ef}}{t_f}\right)_{\max} = 19$, устойчивость полок обеспечивается.

Проверяем местную устойчивость стенки по условию $\frac{h_w}{t_w} \leq \left(\frac{h_w}{t_w}\right)_{\max}$.

Вычисляем: $\frac{h_w}{t_w} = \frac{360}{8} = 45$; $\left(\frac{h_w}{t_w}\right)_{\max} = \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2.21 \times 29.3 = 64.7$.

Здесь $\bar{\lambda}_{uw} = 1.2 + 0.35 \times \bar{\lambda}$, но не более 2.3, в соответствии с [1, табл.27];
 $\bar{\lambda}_{uw} = 1.2 + 0.35 \times 2.88 = 2.21$.

Так как $\frac{h_w}{t_w} = 45 < \left(\frac{h_w}{t_w}\right)_{\max} = 64.7$, устойчивость стенки колонны обеспечена.

В соответствии с [1, п.7.21] при $\frac{h_w}{t} = 45 < 2.3 \times \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 64.7$ поперечные ребра жесткости по расчету устанавливать не требуется. Принимаем по конструктивным соображениям на опорочном элементе два парных ребра. Назначаем размеры парных ребер: ширина $b_p = \frac{h_w}{30} + 40 \text{ мм} = \frac{360}{30} + 40 = 52 \text{ мм}$, принимаем $b_p = 60 \text{ мм}$, толщина $t_p \geq \frac{b_p}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ мм}$; принимаем $t_p = 6 \text{ мм}$.

В центрально сжатых колоннах сплошного сечения сдвигающие усилия между стенкой и полкой незначительны. Поэтому сварные швы, соединяющие полки со стенкой, назначают конструктивно толщиной $k_f = 6 \dots 8 \text{ мм}$.

Принимаем катет сварного шва равным $k_f = 6 \text{ мм}$.

2.3.4 Расчет базы колонны

База колонны, состоящая из опорной плиты и траверс, крепится к фундаменту анкерными болтами (рис.22).

Размеры плиты базы

Ширина плиты B назначается по конструктивным соображениям:

$B_{нл} = b_f + 2t + 2c = 340 + 2 \times 10 + 2 \times 50 = 460 \text{ мм}$ (принимать кратно 10 мм).

Здесь $t = 10 \text{ мм}$ толщина траверсы, $c = 50 \text{ мм}$ – свесы плиты. Один из размеров ($B_{нл}$ или $L_{нл}$) должен соответствовать ширине листа универсальной стали. Рекомендуется ширину $B_{нл}$ принимать кратно 10мм, а длину $L_{нл}$ – по стандартным размерам листов. Принимаем $B_{нл} = 460 \text{ мм}$.

Длина плиты, минимальная по конструктивным соображениям, равна: $L_{нл \text{ min}} = h + 2c = 396 + 2 \times 50 = 496 \text{ мм}$. Учитывая стандартные размеры листов, назначаем $L_{нл \text{ min}} = 530 \text{ мм}$.

Проверяем достаточность размеров плиты в плане расчетом из условия смятия бетона под плитой. Назначаем класс бетона фундамента – В 12.5.

Расчетное сопротивление бетона смятию при коэффициенте условия работы

$$\varphi_b = 1,2: R_{b,loc} = \varphi_b \times R_b \times \gamma_{bl} = 1,2 \times 7,5 \times 0,9 = 8,1 \text{ МПа}.$$

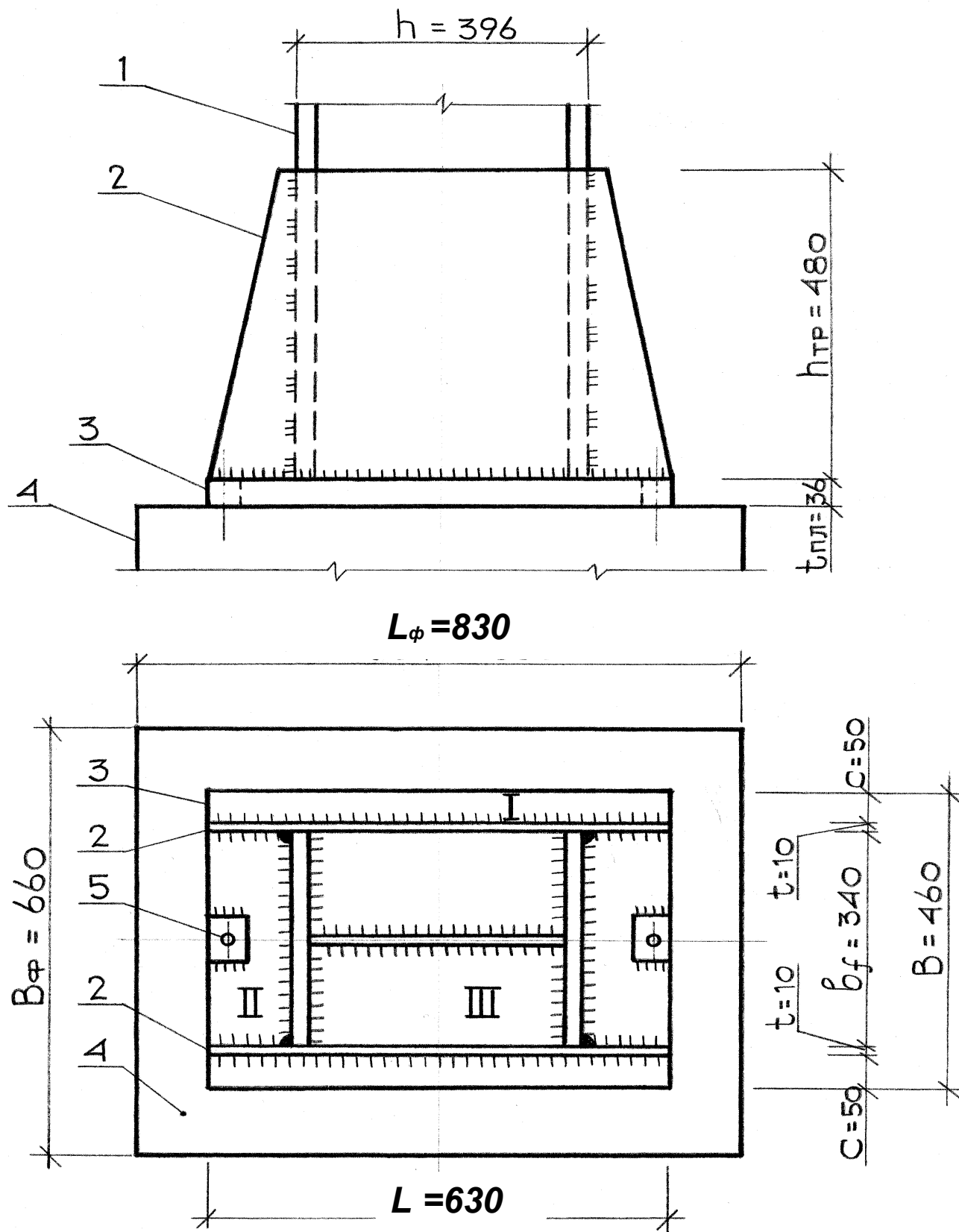


Рис.22 База колонны сплошного сечения

1 – стержень; 2 – траверса; 3 – плита; 4 – фундамент; 5 – анкерный болт.

Требуемая длина плиты по расчету:

$$L_{mp} = \frac{(P + G) + G_k}{R_{b.loc} B} = \frac{2290}{8.1 \times 0.46 \times 10^3} = 0,614 \text{ м.}$$

Принимаем по сортаменту универсальной стали $L_{нл} = 630 \text{ мм}$, так как $L_{нл mp} > L_{нл min}$. Получаем размеры плиты базы в плане $L_{нл} \times B_{нл} = 630 \times 460 \text{ мм}$ с площадью $A_{нл} = 0,29 \text{ м}^2$.

Далее в зависимости от размеров в плане верхнего обреза фундамента уточняется сопротивление бетона смятию и проверяются напряжения под плитой. Назначаем размеры верхнего обреза фундамента:

$$B_{\phi} = B_{нл} + 20 \text{ см} = 46 + 20 = 66 \text{ см};$$

$$L_{\phi} = L + 20 \text{ см} = 63 + 20 = 83 \text{ см.}$$

Площадь $A_{\phi} = 0.66 \times 0.83 = 0.55 \text{ м}^2$.

Уточняется коэффициент $\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{\phi}}{A_{нл}}} = \sqrt[3]{\frac{0.55}{0.29}} = 1.24$.

Уточняется сопротивление бетона смятию:

$$R_{b.loc} = 1.24 \times 75 \times 0.9 = 8.34 \text{ МПа.}$$

Проверяем бетон на смятие под плитой базы:

$$\sigma_p = \frac{(P + G) + G_k}{A_{нл}} = \frac{2290}{0.29 \times 10^3} = 7.9 \text{ МПа} < R_{b.loc} = 8.34 \text{ МПа.}$$

Проверка удовлетворяется.

Расчет толщины плиты базы

Толщина плиты назначается в пределах $20 \text{ мм} \leq t_{нл} \leq 40 \text{ мм}$. Расчет толщины плиты базы производится из условия прочности плиты при изгибе на действие реактивного давления фундамента.

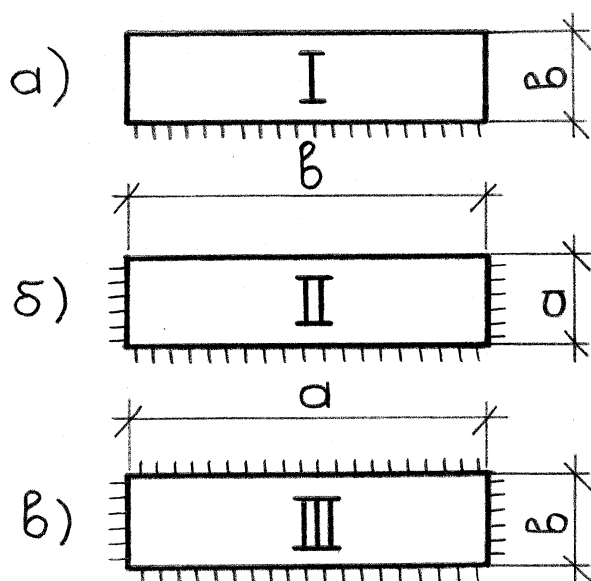


Рис 23. Типы участков плиты
 а–консольный участок I; б–участок II с опиранием на три стороны;
 в–участок III с опиранием на четыре стороны

где b – длина меньшей стороны.

Изгибающие моменты в плите на участках На первом участке

$$M_1 = 0,5 \times 7.9 \times 10^3 \times 0.05^2 = 9,9 \text{ кНм.}$$

На втором участке вычисляем отношение сторон $\frac{a}{b} = \frac{0.117}{0.34} = 0.34$, где

$$a = 0.5 \times (L - h) = 0.5 \times (0.63 - 0.396) = 0.117 \text{ м,}$$

$$b = b_f = 0.34 \text{ м. Так как } \frac{a}{b} = 0.34 < 0.5,$$

расчет выполняем как консоли:

Выделяются участки плиты с характерными схемами закрепления сторон и их соотношением (см. рис.22 и 23). Максимальные изгибающие моменты на этих участках при единичной ширине плиты определяются по формуле

$$M = \alpha \times \sigma_p \times b^2;$$

в этой формуле:

- 1) Для участка I $\alpha = 0.5$; b – вылет консоли.
- 2) Для участка II коэффициент α определяется по табл.6 приложения в зависимости от отношения стороны a к свободной стороне b
- 3) Для участка III α определяется по табл.7 приложения в зависимости от отношения большей стороны к меньшей,

$$M_2 = 0.5 \times 7.9 \times 10^3 \times 0.117^2 = 54.1 \text{ кНм};$$

На третьем участке $M_3 = 0.125 \times 7.9 \times 10^3 \times 0.166^2 = 27.2 \text{ кНм};$

где $\alpha = 0,125$ при $\frac{h_w}{b_{ef}} = \frac{0.36}{0.166} = 2.17$. По наибольшему моменту на

участках $M_{\max} = 54.1 \text{ кНм}$ из условия прочности плиты на изгиб

$\frac{M_{\max}}{W} = \frac{6 \times M_{\max}}{t_{nl}^2} \leq R_y \times \gamma_c$ определяется требуемая толщина плиты:

$$t_{nl} \geq \sqrt{\frac{6 \times M_{\max}}{R_y \times \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \times 54.1}{230 \times 10^3 \times 1.2}} = 0.034 \text{ м (34 мм)}, \text{ где } \gamma_c = 1,2 \text{ со-}$$

гласно [6, табл.6]. По сортаменту принимается плита толщиной 36 мм. $\gamma_c = 1.2$ согласно [1, табл.6].

Расчет траверсы

Нагрузка со стержня колонны передается на траверсы через сварные швы, длина которых и определяет высоту траверсы. При четырех швах с высотой катета $k_f = 10 \text{ мм}$:

$$h_{mp} \geq l_w = \frac{(P + G) + G_{\kappa}}{4k_f \times (\beta \times \gamma_w \times R_w)_{\min} \times \gamma_c} + 0.01 \text{ м} =$$

$$\geq \frac{2290}{4 \times 0.01 \times 126 \times 10^3 \times 1} + 0.01 = 0.46 \text{ м}.$$

Здесь прочность по металлу шва $\beta_f \times \gamma_{wf} \times R_{wf} = 0.7 \times 1 \times 180 = 126 \text{ МПа}$, по металлу границы сплавления $\beta_z \times \gamma_{wz} \times R_{wz} = 1 \times 1 \times 166.5 \text{ МПа}$ где $R_{wz} = 0.45 \times R_{un} = 0.45 \times 370 = 166.5 \text{ МПа}$. Нормативное сопротивление $R_{un} = 370 \text{ МПа}$ определено по [1, табл.51]. В соответствии с требованием [1, п.12.8], расчетная длина флангового шва должна быть не более $85 \times \beta_f \times k_f = 85 \times 0.7 \times 0.01 = 0.6 \text{ м}$, в расчете $l_w = 0.45 \text{ м}$. По сортаменту универсальной стали принимается высота листа траверсы $h_{mp} = 480 \text{ мм}$.

Расчет катета сварного шва крепления траверсы к плите

При вычислении суммарной длины швов не учитывается по 1 см на непровар:

$$\sum l_w = 2 \times (2L_{пл} - h) - 2 \times 3 = 2 \times (2 \times 63 - 39.6) - 6 = 167 \text{ см.}$$

Требуемый катет шва по расчету:

$$k_f \geq \frac{(P + G) + G_{\kappa}}{(\beta \times R_w \times \gamma_w)_{\min} \times \sum l_w} = \frac{2290}{126 \times 10^3 \times 1.67} = 0.011 \text{ м.}$$

В соответствии с [1, табл.38] при толщине плиты 36 мм минимальный катет

шва равен $k_{f \min} = 9 \text{ мм}$. Принимаем $k_f = 11 \text{ мм}$.

Приварку торца стержня колонны к опорной плите базы выполняем конструктивными швами $k_f = 9 \text{ мм}$.

Крепление базы к фундаменту

При шарнирном сопряжении колонны с фундаментом необходимы анкерные болты диаметром $d = 20 \dots 30 \text{ мм}$ для фиксации проектного положения колонны и закрепления ее в процессе монтажа. Принимаем два анкерных болта диаметром $d = 20 \text{ мм}$. Болты устанавливаются в плоскости главных балок с креплением к плите базы, что обеспечивает за счет гибкости плиты шарнирное сопряжение колонны с фундаментом (рис.22).

2.3.5 Расчет оголовка колонны

Оголовок колонны состоит из опорной плиты и подкрепляющих ребер (рис.24). Опорная плита передает давление от двух главных балок на ребра оголовка и фиксирует проектное положение балок при помощи монтажных болтов. Определяем размеры ребер, задавшись толщиной плиты

$t_{пл} = 25 \text{ мм}$ ($t_{пл} = 20 \dots 25 \text{ мм}$). Требуемая толщина парных ребер из условия работы на смятие:

$$t_z = \frac{N}{R_p \times \gamma_c \times (b_{он} + 2t_{пл})} = \frac{2280}{361 \times 10^3 \times (0.24 + 2 \times 0.025)} = 0.0218 \text{ м,}$$

где N – удвоенная опорная реакция главной балки;

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{370}{1,025} = 361 \text{ МПа} - \text{расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности [1, табл.1,2,51]; } b_{on} = 0.24 \text{ м} - \text{ширина опорного ребра}$$

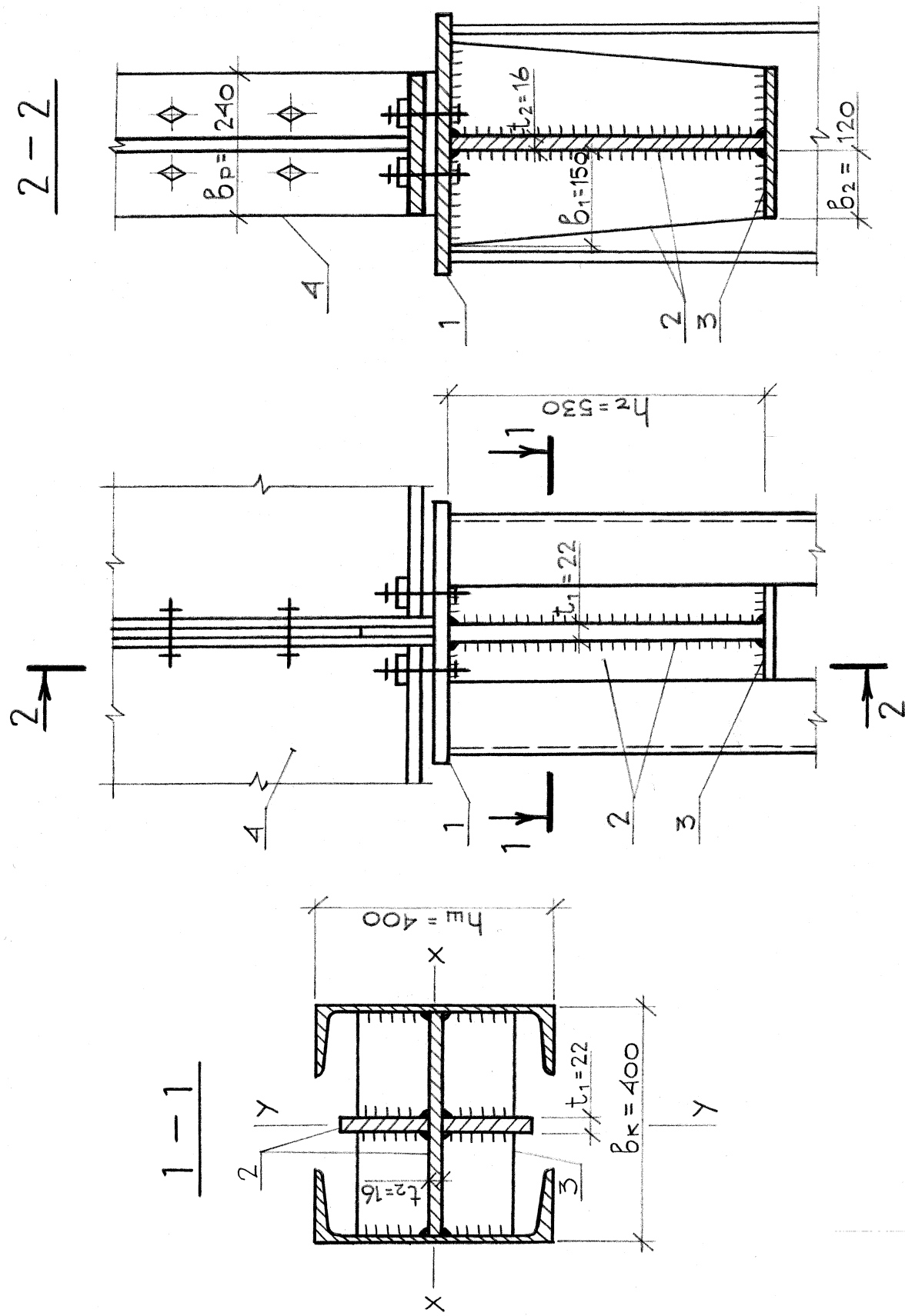


Рис.24 Оголовки колонны 1 – опорная плита; 2 – вертикальное ребро; 3 – горизонтальное ребро; 4 – главная балка

балки. Принимаем толщину ребра $t_z = 22 \text{ мм}$. Ширина ребра должна быть не менее $b_h \geq 0.5 \times b_{on} + t_{nl} - 0.5 \times t_w = 0.5 \times 240 + 25 - 0.5 \times 8 = 141 \text{ мм}$. Принимаем ширину парных ребер равными $b_h = 150 \text{ мм}$ сверху и 120 мм внизу.

Высота вертикальных ребер определяется из условия размещения четырех фланговых швов длиной не менее

$$h_z = l_w + 1 \text{ см} = \frac{N}{4 \times k_f \times (\beta \times \gamma_w \times R_w)_{\min} \times \gamma_c} + 0.01 \text{ м} =$$

$$= \frac{2280}{4 \times 0.9 \times 10^{-2} \times 126 \times 10^3 \times 1} + 0.01 = 0.51 \text{ м}.$$

Здесь катет шва не может быть более $k_f \leq 1.2 \times t_w = 1.2 \times 8 = 9.6 \text{ мм}$, где t_w – толщина стенки колонны. Длина сварного шва не должна быть более $l_{w\max} = 85 \times \beta_f \times k_f = 85 \times 0.7 \times 0.9 \times 10^{-2} = 0.54 \text{ м}$. Принимаем катет $k_f = 0.9 \text{ см}$ и высоту ребра $h_z = 0.53 \text{ м}$.

Так как стенка колонны тоньше примыкающих ребер ($t_w = 8 \text{ мм} < t_z = 22 \text{ см}$), стенку проверяем на срез:

$$\tau = \frac{N}{2 \times t_w \times h_z} = \frac{2280 \times 10^{-3}}{2 \times 0.8 \times 10^{-2} \times 0.53} = 269 \text{ МПа} > R_s \times \gamma_c =$$

$$= 0.58 \times 240 \times 1 = 139 \text{ МПа}.$$

Вывод: стенка колонны толщиной 8 мм на срез не проходит. Поэтому в пределах высоты оголовка на сварных швах встык выполняется вставка большей толщины. Требуемая толщина стенки из условия среза:

$$t_{w.m.p} = \frac{N}{2 \times R_s \times h_z} = \frac{2280 \times 10^{-3}}{2 \times 139 \times 0.53} = 15.5 \times 10^{-3} \text{ м}.$$

Принимаем вставку толщиной $t_w = 16 \text{ мм}$.

Торец колонны фрезеруется и, поэтому, толщина швов, соединяющих опорную плиту со стержнем колонны и ребрами назначается конструктивно, равной $k_f = 8 \text{ мм}$ [1, табл.38]. С целью укрепления стенки колонны и вертикальных ребер от возможной потери устойчивости снизу вертикальные ребра обрамляются горизонтальными ребрами толщиной $t_p = 8 \text{ мм}$. **Для проверки результатов расчета колонны с базой на ЭВМ составляются исходные данные**

Таблица 8

Исходные данные для проверки расчета колонны сплошного сечения на ЭВМ

№	Вводимые параметры	Величина
	Шифр задания	768
1	Заглубление обреза фундамента h_ϕ	600 мм
2	Высота стенки сечения колонны h_w	360 мм
3	Толщина стенки сечения колонны t_w	8 мм
4	Ширина полки сечения колонны b_f	340 мм
5	Толщина полки сечения колонны t_f	18 мм
6	Строительная высота перекрытия h_{cmp}	1540 мм
7	Расход стали на перекрытие m_n	138.72 кг/м ²

2.4. Проектирование колонны сквозного сечения с базой и оголовком

2.4.1. Расчетная длина колонны и сбор нагрузки

Отметка низа главной балки (рис.25).

$$H.Г.Б. = O.В.Н. - h_{cmp} = 8.4 - 1.54 = 6.86 \text{ м.}$$

Заглубление фундамента принимается в интервале $h_\phi = 0.6 \dots 0.8 \text{ м}$.

Принимаем $h_\phi = 0.6 \text{ м}$.

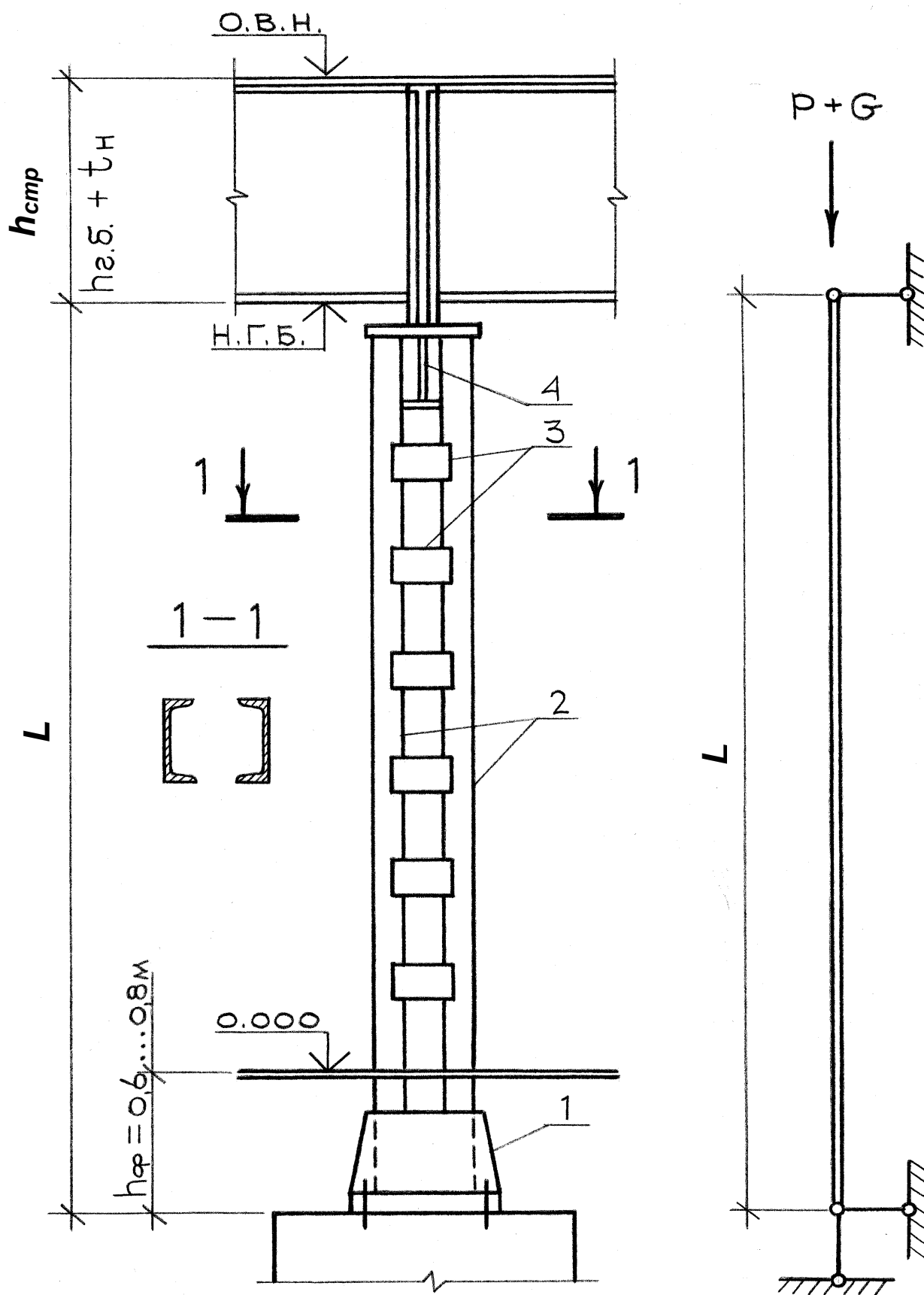


Рис.25 Конструкция и расчетная схема колонны.
1 – база; 2 – ветви; 3 – планки; 4 – оголовок.

Геометрическая высота колонны

$$L = H.Г.Б. + h_{\phi} = 6.86 + 0.6 = 7.46 \text{ м.}$$

Расчетная длина колонны $L_{ef} = \mu \times L = 1 \times 7.46 = 7.46 \text{ м.}$

Грузовая площадь $A_{zp} = L_z \times L_b = 16.5 \times 6 = 99 \text{ м}^2$.

Таблица 9

Сбор нагрузки на колонну

№	Наименование нагрузки	Нормативная кН	γ_f	Расчетная кН
1	Временная $P = p \times A_{zp} = 18 \times 99$	1782	1.2	2138.4
2	Вес настила и балок $G = m_n \times g \times A_{zp} = 138.72 \times 10^{-3} \times 9.81 \times 99$	134.72	1.05	141.46
Итого $P + G$		1916.7		2280

2.4.2 Подбор сечения колонны относительно материальной оси X

Гибкостью колонны предварительно задаются при нагрузке $N \leq 1500 \text{ кН}$ равной $\lambda_x = 90 \dots 60$; при нагрузке $N > 1500 \text{ кН}$ – $\lambda_x = 60 \dots 40$.

Для расчета при нагрузке 2280 кН принимаем $\lambda_y = 60$ и по [1, табл.72] находим $\varphi_y = 0.805$. Требуемая площадь сечения одной ветви колонны:

$$A_{в.мр} = \frac{N}{2 \times \varphi_y \times R_y \times \gamma_c} = \frac{2280}{2 \times 0.805 \times 240 \times 10^3 \times 1} = 59 \times 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Требуемый радиус инерции сечения $i_{x,мр} = \frac{l_{ef}}{\lambda_x} = \frac{746}{60} = 12.43 \text{ см.}$

Далее, зная $A_{в.мр}$ и $i_{x,мр}$, по сортаменту швеллеров или двутавров рекомендуется подбирать профиль так, чтобы одна из величин (A_g или i_x)

была бы принята с избытком, другая – с недостатком. Принимаем по ГОСТ 8240-72 швеллер № 40 ($A_g = 61.5 \text{ см}^2$; $i_x = 15.7 \text{ см}$; $I_{gy} = 642 \text{ см}^4$; $i_{gy} = 3.23 \text{ см}$; $b_f = 11.5 \text{ см}$; $t_w = 8 \text{ мм}$; $z_0 = 2.75 \text{ см}$; $m_g = 48.3 \text{ кг / м}$).

$$\text{Гибкость колонны } \lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{746}{15.7} = 49.7.$$

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 49.7 \times \sqrt{\frac{240}{2.06 \times 10^5}} = 1.7.$$

Вычисляется коэффициент продольного изгиба по [1, п.5.3] при $\bar{\lambda}_x = 1.7$

$$\begin{aligned} \varphi_x &= 1 - \left(0.073 - 5.53 \times \frac{R_y}{E} \right) \times \bar{\lambda}_x \times \sqrt{\bar{\lambda}_x} = \\ &= 1 - (0.073 - 5.53 \times 0.001165) \times 1.7 \times \sqrt{1.7} = 0.85. \end{aligned}$$

Определяем вес колонны

$$G_k = 2 \times m_g \times g \times L \times \psi = 2 \times 48.3 \times 9.81 \times 10^3 \times 7.46 \times 1.3 = 9 \text{ кН},$$

где $\psi = 1.3$ – конструктивный коэффициент, учитывающий вес планок, ребер, траверс и сварных швов.

$$\text{Полная расчетная нагрузка } G + P + G_k = 2280 + 9 = 2289 \text{ кН}.$$

Проверка колонны на устойчивость относительно материальной оси X:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x \times A} = \frac{2289 \times 10^{-3}}{0.85 \times 2 \times 61.5 \times 10^{-4}} = 219 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c = 240 \text{ МПа}.$$

Недонапряжение 8.8%.

2.4.3. Расчет колонны относительно свободной оси Y

Устойчивость колонны относительно свободной оси зависит от расстояния между ветвями, которое в расчете определяется исходя из равнотой устойчивости колонны относительно свободной и материальной осей.

Требуемая гибкость

$$\lambda_{y,mp} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{ey}^2} = \sqrt{49.7^2 - 25^2} \approx 43;$$

где $\lambda_{ey} = 25$ – гибкость ветви. Принимается в пределах $\lambda_{ey} = 25 \dots 30$.

Требуемый радиус инерции

$$i_{y,mp} = \frac{L_{ef}}{\lambda_y} = \frac{746}{43} = 17.3 \text{ см.}$$

Расстояние между центрами тяжести
Ветвей (рис.26)

$$c \geq 2 \times \sqrt{i_y^2 - i_{ke}^2} = 2 \times$$

$$\times \sqrt{17.3^2 - 3.23^2} \approx 34 \text{ см.}$$

Расстояние по наружным граням
сечения.

$$b_k \geq c + 2z_0 = 340 + 2 \times 27,5 = 395 \text{ мм.}$$

(Для колонн из двутавров при

$$z_0 = 0, b_k = c).$$

Из условия возможности окраски вет-
вей колонны изнутри:

$$b_k \geq \Delta + 2b_f = 100 + 2 \times 115 = 330 \text{ мм.}$$

Для колонн из двутавров

$$(b_k = c \geq \Delta + b_f)$$

Принимаем $b_k = 400 \text{ мм.}$

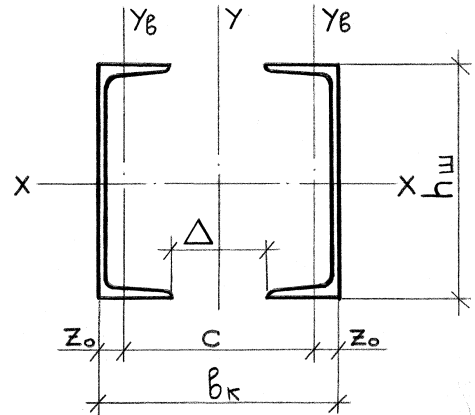


Рис.26 Сечение колонны

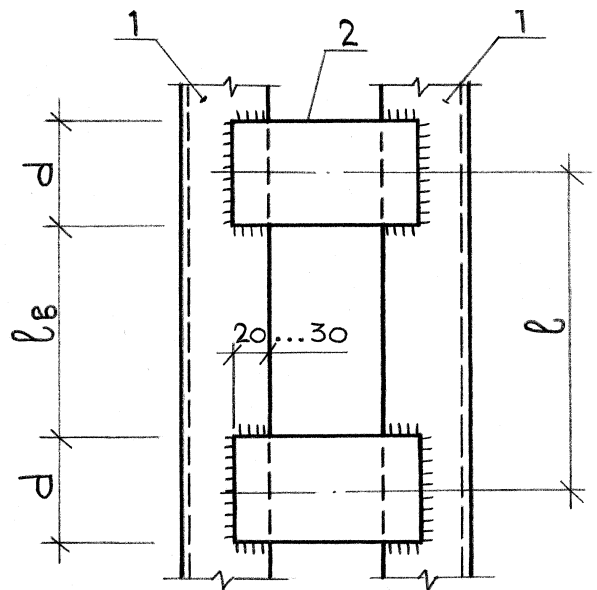


Рис.27. Схема расположения
1-ветвь колонны; 2-планка

Тогда расстояние между центрами тяжести ветвей

$$c = b_k - 2z_0 = 400 - 2 \times 2.75 = 34.5 \text{ см.}$$

Назначается ширина планки

$$d = (0.5 \dots 0.75) \times b_k = (0.5 \dots 0.75) \times 40 = 20 \dots 30 \text{ см.}$$

Принимаем $d = 25 \text{ см}$ (рис.27).

Толщина планки $t_{nl} = (1/10 \dots 1/25) \times d = 2.5 \dots 1 \text{ см}$.

Принимаем $t_{nl} = 12 \text{ мм}$. Расстояние между планками $l_e \leq \lambda_e \times i_{ey} = 25 \times 3.23 = 80.75 \text{ см}$. Принимаем $l_e = 80 \text{ см}$.

Расстояние между центрами планок $l = l_e + d = 80 + 25 = 105 \text{ см}$.

Момент инерции сечения планки

$$I_{nl} = \frac{t_{nl} \times d^3}{12} = \frac{1.2 \times 25^3}{12} = 1562.4 \text{ см}^4..$$

Проверка выполнения требования необходимой жесткости планок:

$$\frac{\frac{I_{nl}}{c}}{\frac{I_{ey}}{l_e}} \geq 5; \quad \frac{1562.4 \times 80}{642 \times 34.5} = 5.64 > 5; \quad \text{проверка выполняется.}$$

Геометрические характеристики сечения

Момент инерции сечения колонны относительно свободной оси

$$I_y = 2 \times [I_{ey} + A_e \times (0.5 \times c)^2] = 2 \times [642 + 61.5 \times 17.25^2] =$$
$$= 37884 \text{ см}^4;$$

Радиус инерции сечения

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{2 \times A_e}} = \sqrt{\frac{37884}{2 \times 61.5}} = 17.5;$$

гибкость $\frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{746}{17.5} = 42.5;$

приведенная гибкость $\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{ey}^2} = \sqrt{42.5^2 + 24.8^2} = 49.2;$

где $\lambda_{ey} = l_e / i_{ey} = 80 / 3.23 = 24.8$. Проверка: $\lambda_{ey} = 24.8 \leq \lambda_u = 40$.

Условная приведенная гибкость

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \times \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 49.2 \times \sqrt{\frac{240}{2.06 \times 10^5}} = 1.68.$$

Вычисляется коэффициент продольного изгиба по [1, п.5.3] при $\bar{\lambda}_{ef} = 1.68$:

$$\begin{aligned} \varphi_y &= 1 - (0.073 - 5.53 \times \frac{R_y}{E}) \times \bar{\lambda}_{ef} \times \sqrt{\bar{\lambda}_{ef}} = \\ &= 1 - 0.06656 \times 1.68 \times \sqrt{1.68} = 0.855. \end{aligned}$$

Проверка колонны на устойчивость относительно свободной оси Y:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{\varphi_y \times A} = \frac{2289 \times 10^{-3}}{0.855 \times 2 \times 61.5 \times 10^{-4}} = 218 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c = \\ &= 240 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Проверка удовлетворяется. Недонапряжение 9%.

2.4.4. Проверка устойчивости ветви относительно оси Y_в

Условная приведенная гибкость ветви

$$\bar{\lambda}_{ey} = \lambda_{ey} \times \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 24.8 \times \sqrt{\frac{240}{2.06 \times 10^5}} = 0.846.$$

Коэффициент продольного изгиба по [1, п.5.3]:

$$\begin{aligned} \varphi_{ey} &= 1 - (0.073 - 5.53 \times \frac{R_y}{E}) \times \bar{\lambda}_{ey} \times \sqrt{\bar{\lambda}_{ey}} = 1 - 0.066 \times 0.846 \times \\ &\times \sqrt{0.846} = 0.95. \end{aligned}$$

Проверка напряжений в ветви:

$$\sigma = \frac{N_{ey}}{\varphi_{ey} \times A} = \frac{0.5 \times 2289 \times 10^{-3}}{0.95 \times 61.5 \times 10^{-4}} = 196 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа}.$$

Проверка выполняется.

2.4.5. Расчет планок

Планки рассчитываются на условную поперечную силу по формуле [1, 23]:

$$\begin{aligned} Q_{fic} &= \frac{7.15 \times 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) (P + G)}{\varphi_y} = \\ &= \frac{7.15 \times 10^{-6} \left(2330 - \frac{2.06 \times 10^5}{240} \right) 2289}{0.855} = 28.2 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Перерезывающая сила в планке $T_s = \frac{Q_{fic} \times l}{2c} = \frac{28.2 \times 1.05}{2 \times 0.345} = 42.9 \text{ кН}.$

Изгибающий момент в планке $M_s = \frac{Q_{fic} \times l}{4} = \frac{28.2 \times 1.05}{4} = 7.4 \text{ кНм}.$

Нормальные, касательные и приведенные напряжения в сварных, швах, соединяющих планки с ветвями колонны

Нормальные напряжения:

$$\begin{aligned} \sigma_w &= \frac{M_s}{W_w} = \frac{6 \times M}{\beta_f \times k_f \times d^2} = \frac{6 \times 7.4 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.6 \times 0.25^2 \times 10^{-2}} = 169 \text{ МПа} < \\ &< R_{wf} \times \gamma_c = 180 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Здесь $W_w = \beta_f \times k_f \times l_w^2 / 6 = \beta_f k_f d^2 / 6$ – момент сопротивления углового шва при катете $k_f = 0.6 \text{ см}$. (В расчете принята ручная сварка с электродами типа Э 42. Расчетная длина шва l_w принята равной ширине планки d , так как начало и конец шва вынесены не менее чем на 20 мм за пределы ширины планки (рис.27)).

Касательные напряжения:

$$\tau_w = \frac{T_s}{A_w} = \frac{T_s}{\beta_f \times k_f \times d} = \frac{42.9 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.6 \times 0.25 \times 10^{-2}} \approx 41 \text{ МПа} < R_{wf} \times \gamma_c = 180 \text{ МПа}.$$

Приведенные напряжения:

$$\sigma_{w.red} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} = \sqrt{169^2 + 41^2} = 174 \text{ МПа} < R_{wf} \times \gamma_c = 180 \text{ МПа}.$$

Так как условие прочности сварных швов, соединяющих планки с ветвями колонны удовлетворяется, прочность сечения планки не проверяется.

2.4.6. Расчет базы колонны

База колонны, состоящая из опорной плиты и траверс, крепится к фундаменту анкерными болтами (Рис.28).

Размеры плиты базы

Ширина плиты B назначается по конструктивным соображениям:

$B_{пл} = h_{ш} + 2t + 2c = 400 + 2 \times 10 + 2 \times 50 = 520 \text{ мм}$ (принимать кратно 10 мм). Здесь $h_{ш}$ – высота швеллера, $t = 10 \text{ мм}$ – толщина траверсы, $c = 50 \text{ мм}$ – свесы плиты. Один из размеров ($L_{пл}$ или $B_{пл}$) следует принимать в соответствии с сортаментом листов универсальной стали.

Рекомендуется ширину $B_{пл}$ принимать кратно 10 мм, а длину $L_{пл}$ – по стандартным размерам листов. Длина плиты, минимальная по конструктивным соображениям, равна:

$$L_{\min} = b_k + 2c = 400 + 2 \times 50 = 500 \text{ мм}.$$

Принимаем по сортаменту $L_{\min} = 530 \text{ мм}$.

Проверяем достаточность размеров плиты в плане расчетом из условия смятия бетона под плитой. Назначаем класс бетона фундамента В12,5. Расчетное сопротивление бетона смятию при коэффициенте условия работы $\varphi_b = 1,2$: $R_{b,loc} = \varphi_b \times R_b \times \gamma_{b1} = 1,2 \times 7,5 \times 0,9 = 8,1 \text{ МПа}$.

Требуемая длина плиты по расчету:

$$L_{mp} = \frac{A_{mp}}{e} = \frac{(P + G) + G_k}{R_{b,loc} B} = \frac{2289}{8,1 \times 0,52 \times 10^3} = 0,543 \text{ м}.$$

Принимаем по сортаменту универсальной стали $L = 560 \text{ мм}$, так как $L_{mp} > L_{\min}$. Получаем размеры плиты базы в плане $L \times B = 520 \times 560 \text{ мм}$ с площадью $A_{пл} = 0,2912 \text{ м}^2$.

Далее в зависимости от размеров в плане верхнего обреза фундамента уточняется сопротивление бетона смятию и проверяются напряжения под плитой. Назначаем размеры верхнего обреза фундамента:

$$B_\phi = B + 20 \text{ см} = 52 + 20 = 72 \text{ см}, L_\phi = L + 20 \text{ см} = 56 + 20 = 76 \text{ см}.$$

Площадь $A_\phi = 0,72 \times 0,76 = 0,5472 \text{ м}^2$. Уточняется коэффициент

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_\phi}{A_{пл}}} = \sqrt[3]{\frac{0,5472}{0,2912}} = 1,23. \text{ Уточняется сопротивление бетона смятию}$$

$R_{b,loc} = 1,23 \times 7,5 \times 0,9 = 8,33 \text{ МПа}$. Проверяем бетон на смятие под плитой базы:

$$\sigma_p = \frac{(P + G) + G_k}{A_{пл}} = \frac{2289}{0,2912 \times 10^3} = 7,86 \text{ МПа} < R_{b,loc} = 8,33 \text{ МПа}.$$

Проверка удовлетворяется.

Расчет толщины плиты базы

Как правило, толщина плиты назначается в пределах $20 \text{ мм} \leq t_{пл} \leq 40$

Расчет толщины плиты базы производится из условия прочности плиты при изгибе на действие реактивного давления фундамента. Выделяются участки плиты с характерными схемами закрепления сторон и их соотношением (см. рис.28 и 23). Максимальные изгибающие моменты на этих участках при единичной ширине плиты определяются по формуле

$$M = \alpha \times \sigma_p \times b^2;$$

в этой формуле:

- 1) для участка I - $\alpha = 0,5$; b – вылет консоли;
- 2) для участка II - коэффициент α определяется по табл.6 приложения в зависимости от отношения стороны a к свободной стороне b .
- 3) для участка III α определяется по табл.7 приложения в зависимости от отношения большей стороны к меньшей, где b – длина меньшей стороны.

Изгибающие моменты в плите на участках

На первом участке $M_1 = 0,5 \times 7,9 \times 10^3 \times 0,05^2 = 9,9 \text{ кНм}$.

На втором участке вычисляем отношение сторон $a/b = 8/40 = 0,2$, где $a = 0,5(L - b_k) = 0,5 \times (56 - 40) = 8 \text{ см}$, $b = h_{\text{ш}} = 40 \text{ см}$. Так как $a/b = 0,2 < 0,5$, расчет выполняем как консоли: $M_2 = 0,5 \times 7,9 \times 10^3 \times 0,08^2 = 25,3 \text{ кНм}$. На третьем участке $M_3 = 0,048 \times 7,9 \times 10^3 \times 0,4^2 = 60,7 \text{ кНм}$, где $\alpha = 0,048$ при $a/b = 40/40 = 1$. По наибольшему моменту на участках $M_{\text{max}} = 60,7 \text{ кНм}$ из условия прочности плиты на изгиб

$\frac{M_{\text{max}}}{W} = \frac{6M_{\text{max}}}{t_{\text{пл}}^2} \leq R_y \gamma_c$ определяется требуемая толщина

плиты: $t_{\text{пл}} \geq \sqrt{\frac{6M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \times 60,7}{230 \times 10^3 \times 1,2}} = 0,0363 \text{ м (36,3 мм)}$, где

$$\gamma_c = 1,2$$

согласно [1, табл.6]. По сортаменту принимается плита толщиной 40 мм.

Расчет траверсы

Нагрузка со стержня колонны передается на траверсы через сварные швы, длина которых и определяет высоту траверсы. При четырех швах с высотой катета $k_f = 10 \text{ мм}$:

$$h_{mp} \geq l_w = \frac{(P + G) + G_k}{4k_f \times (\beta \times \gamma_w \times R_w)_{\min} \times \gamma_c} + 0.01 \text{ м} =$$

$$= \frac{2289}{4 \times 0.01 \times 126 \times 10^3 \times 1} + 0.01 = 0.46 \text{ м.}$$

Здесь прочность по металлу шва:

$$\beta_f \times \gamma_{wf} \times R_{wf} = 0.7 \times 1 \times 180 = 126 \text{ МПа},$$

по металлу границы сплавления:

$$\beta_z \times \gamma_{wz} \times R_{wz} = 1 \times 1 \times 166.5 = 166.5 \text{ МПа},$$

где $R_{wz} = 0.45 \times R_{un} = 0.45 \times 370 = 166.5 \text{ МПа}$. Нормативное сопротивление $R_{un} = 370 \text{ МПа}$ определено по [1, табл.51]. В соответствии с требованием [1, п.12.8], расчетная длина флангового шва должна быть не более $85 \times \beta \times k_f = 85 \times 0.7 \times 0.01 = 0.6 \text{ м}$, в расчете $l_w = 0.45 \text{ м}$. По сортаменту универсальной стали принимается высота листа траверсы $h_{mp} = 480 \text{ мм}$.

Расчет катета сварного шва крепления траверсы к плите

При вычислении суммарной длины швов не учитывается по 1 см на непровар:

$$\sum l_w = 2 \times (2L_{nl} - B_k) - 2 \times 3 \text{ см} = 2 \times (2 \times 56 - 40) - 6 = 138 \text{ см.}$$

Требуемый катет шва по расчету:

$$k_f \geq \frac{(P + G) + G_k}{(\beta \times R_w \times \gamma_w)_{\min} \times \sum l_w} = \frac{2289}{126 \times 10^3 \times 1.38} = 0.013 \text{ м.}$$

В соответствии с [1, табл.38] при толщине плиты 40 мм минимальный катет шва равен $k_{f \min} = 9 \text{ мм}$. Принимаем $k_f = 13 \text{ мм}$.

Приварку торца стержня колонны к опорной плите базы выполняем конструктивными швами $k_{f \min} = 9 \text{ мм}$.

Крепление базы к фундаменту

При шарнирном сопряжении колонны с фундаментом анкерные болты диаметром $d = 20 \dots 30 \text{ мм}$ необходимы для фиксации проектного положения колонны и закрепления ее в процессе монтажа. Принимаем два анкерных болта диаметром $d = 20 \text{ мм}$. Болты устанавливаются в плоскости главных балок с креплением к плите базы, что обеспечивает за счет гибкости плиты шарнирное сопряжение колонны с фундаментом (рис.28).

2.4.7. Расчет оголовка колонны

Оголовок колонны состоит из опорной плиты и подкрепляющих ребер (рис.29). Опорная плита передает давление от двух главных балок на ребра оголовка и фиксирует проектное положение балок при помощи монтажных болтов. Определяем размеры ребер, задавшись толщиной плиты $t_{пл} = 25 \text{ мм}$ ($t_{пл} = 20 \dots 25 \text{ мм}$). Толщина и ширина парных ребер из условия работы на смятие:

1) толщина ребра

$$t_1 = \frac{N}{R_p \gamma_c \times (b_{он} + 2t_{пл})} = \frac{2280}{361 \times 10^3 \times (0.24 + 2 \times 0.025)} = 0.0218 \text{ м},$$

где

N – удвоенная опорная реакция главной балки;

$R_p = R_{un} / \gamma_m = 370 / 1,025 = 361 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности [1, табл.1,2,51]; $b_{он} = 0,24 \text{ м}$ – ширина опорного ребра балки. Принимаем толщину ребра $t_1 = 22 \text{ мм}$;

2) ширина ребра должна быть не менее $b_h \geq 0,5b_{он} + t_{пл} - 0,5t_w = 0,5 \times 240 + 25 - 0,5 \times 8 = 141 \text{ мм}$. Принимаем ширину парных ребер равной вверху $b_1 = 150 \text{ мм}$ и внизу $b_2 = 120 \text{ мм}$. Высота вертикальных ребер определяется из условия размещения четырех фланговых швов длиной не менее

$$h_z = l_w + 1 \text{ см} = \frac{N}{4k_f \times (\beta \times \gamma_w \times R_w)_{\min} \times \gamma_c} + 0.01 \text{ м} =$$

$$= \frac{2280}{4 \times 0.9 \times 10^{-2} \times 126 \times 10^3 \times 1} + 0.01 = 0.51 \text{ м}.$$

Здесь катет шва не может быть более $k_f \leq 1,2 \times t_w = 1,2 \times 8 = 9,6 \text{ мм}$, где t_w — толщина стенки швеллера. Длина сварного шва не должна быть более $l_{w,\max} = 85 \times \beta_f \times k_f = 85 \times 0,7 \times 0,9 \times 10^{-2} = 0,54 \text{ м}$. Принимаем катет $k_f = 0,9 \text{ см}$ и высоту ребра равной ширине листа по сортаменту $h_r = 0,53 \text{ м}$.

Толщина вертикального ребра, соединяющего ветви колонны, определяется расчетом на срез:

$$t_2 = \frac{N}{2 \times R_s \times h_z} = \frac{2280}{2 \times 139 \times 10^3 \times 0.53} = 0.0155 \text{ м}.$$

Принимаем $t_2 = 16 \text{ мм}$.

Так как стенки швеллеров тоньше вертикального ребра ($t_w = 8 \text{ мм} < t_r = 16 \text{ мм}$), стенки проверяем на срез:

$$\tau = \frac{N}{4t_w \times h_z} = \frac{2280 \times 10^{-3}}{4 \times 0.8 \times 10^{-2} \times 0.53} = 135 \text{ МПа} \leq R_s \gamma_c =$$

$$= 0.58 \times 240 \times 1 = 139 \text{ МПа}.$$

Вывод: стенки швеллеров толщиной 8 мм на срез проходят.

Торцы ветвей фрезеруем и подгоняем к опорной плите. Поэтому толщину швов, соединяющих плиту с ребрами и с ветвями колонны назначаем конструктивно, равной $k_f = 8 \text{ мм}$ [1, табл. 38].

Снизу вертикальные ребра с целью предотвращения возможной потери устойчивости стенок стержня колонны обрамляются горизонтальным ребром толщиной 8 мм.

**Для проверки результатов расчета колонны с базой на ЭВМ
составляются исходные данные**

Таблица 10

Исходные данные для проверки расчета колонны
сквозного сечения на ЭВМ

№	Вводимые параметры	Единица измерения	Величина
	Шифр задания	-	768
1	Заглубление обреза фундамента h_{ϕ}	мм	600
2	Расстояние между планками в свету l_{ϕ}	мм	800
3	Расстояние между ветвями по наружным граням b_k	мм	400
4	Строительная высота перекрытия $h_{стр}$	мм	1540
5	Расход стали на перекрытие m_n	кг/м ²	138,72

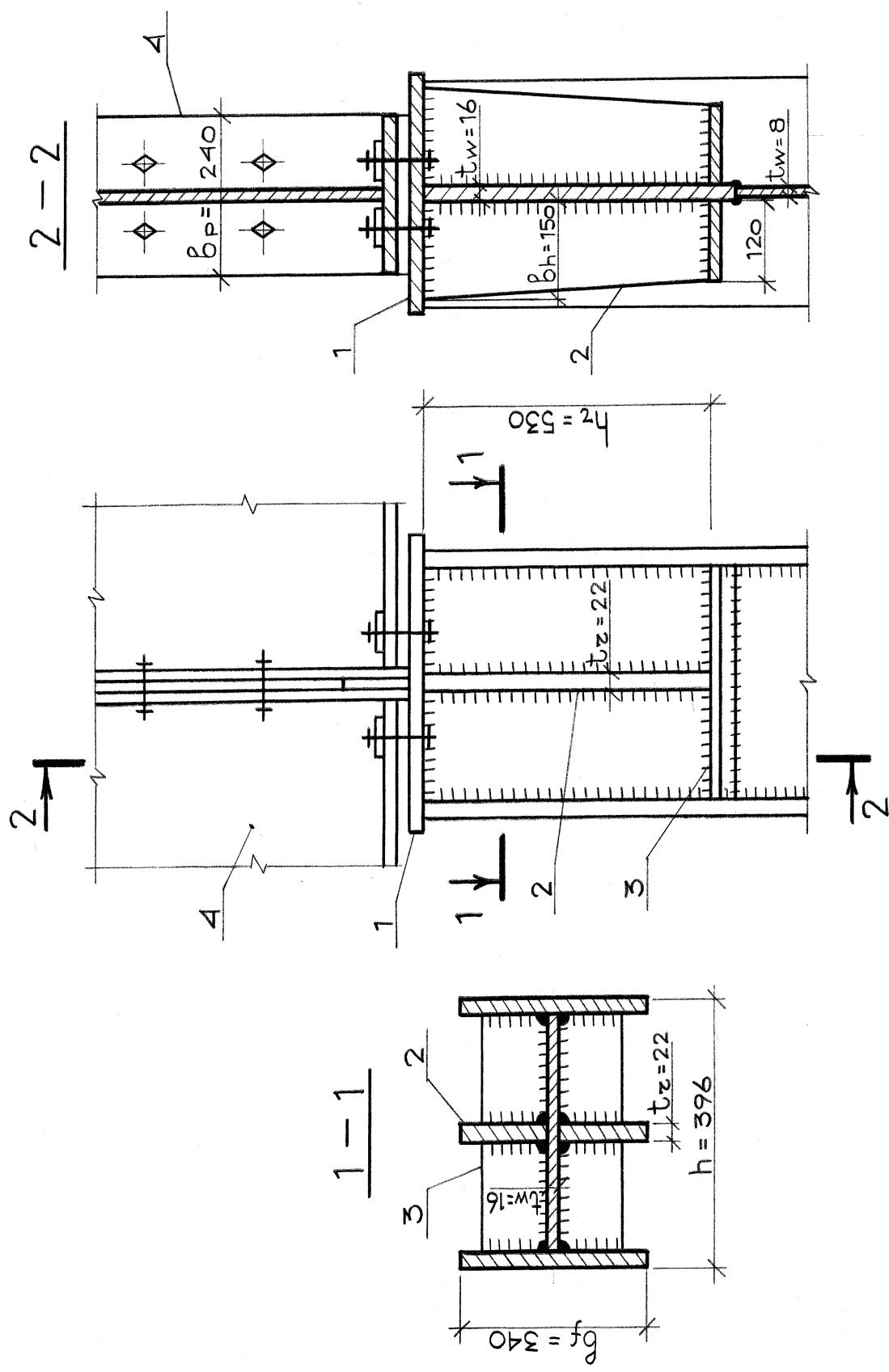


Рис. 29 Оголовки колонны: 1 – опорная плита; 2 – вертикальные ребра; 3 – горизонтальное ребро; 4 – главная балка.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Таблица 1

Предельный относительный прогиб $\left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{n_0}$

Пролет L	≤1м	3м	6м	24м
1/n ₀	1/120	1/150	1/200	1/250

Таблица 2

Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе

листового, широкополосного универсального и фасонного проката по ГОСТ 27772-88 для стальных конструкций зданий и сооружений

Класс ста- ли	Толщина прока- та, мм	Нормативное сопротив- ление, МПа, проката				Расчетное сопротивле- ние, МПа, проката			
		листового		фасонного		листового		фасонного	
		R _{yn}	R _{un}	R _{yn}	R _{un}	R _y	R _u	R _y	R _u
С235	От 2 до 20	235	360	235	360	230	350	230	350
	Св.20 – 40	225	360	225	360	220	350	220	350
	– 40 – 100	215	360	–	–	210	350	–	–
С245	От 2 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	Св.20 – 30	–	–	235	370	–	–	230	360
С255	от 2 до 3.9	255	380	–	–	250	370	–	–
		245	380	255	380	240	370	250	370
	От 4 до 10	245	370	245	370	240	360	240	360
		235	370	235	370	230	360	230	360
	Св.10 – 20								
	Св.20 – 40								
С275	От 2 до 10	275	380	275	390	270	370	270	380
	Св.10 –	265	370	275	380	260	360	270	370

	20								
--	----	--	--	--	--	--	--	--	--

Продолжение таблицы 2

Класс ста- ли	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление, МПа, проката				Расчетное сопротивление, МПа, проката			
		листового		фасонного		листового		фасонного	
		R_{yn}	R_{un}	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u	R_y	R_u
С285	от 2 до 3,9	285	390	—	—	280	380	—	—
	От 4 до 10	275	390	285	400	270	380	280	390
	Св. 10 – 20	265	380	275	390	260	370	270	380
С345	От 2 до 10	345	490	345	490	335	480	335	480
	Св. 10 – 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	Св. 20 – 40	305	460	305	460	300	450	300	450
С375	От 2 до 10	375	510	375	510	365	500	365	500
	Св. 10 – 20	355	490	355	490	345	480	345	480
	Св. 20 – 40	335	480	335	480	325	470	325	470

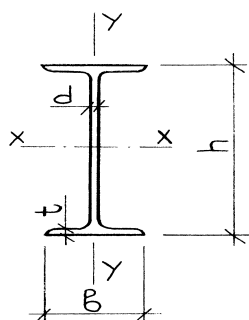
Таблица 3

Сталь толстолистовая и универсальная

Толщина листов, мм		Ширина листов, мм	
	Прокатная толстолистовая (ГОСТ 19903–74*)		
6		1250; 1400; 1500; 1600; 1800	
8		1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000	
10		1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200	
12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28		1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200	
30; 32; 36; 40; 50; 60; 80; 100		1500; 1600; 1800; 2000; 2200; 2500	
Широкополосная универсальная (ГОСТ 82–70*)			
6; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40		200; 210; 220; 240; 250; 260; 280; 300; 340; 360; 380; 400; 420; 450; 480; 530; 560; 630; 650; 670; 700; 800; 850; 900; 950; 1000; 1050;	

Таблица 4

Двутавры (по ГОСТ 8239 – 72* и ГОСТ 26020 – 83)



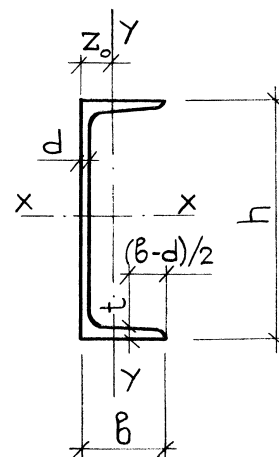
h – высота двутавра;
 b – ширина двутавра;
 d – толщина стенки;
 t – толщина полки;
 J – момент инерции;
 A – площадь сечения

№ проф.	h , мм	b , мм	d , мм	t , мм	A , см ²	Мас-са кг/м	J_x , см ⁴	W_x , см ³	J_y , см ⁴
10	100	55	4.5	7.2	12	9.5	198	39.7	17.9
12	120	64	4.8	7.3	14.7	11.5	350	58.4	27.9
14	140	73	4.9	7.5	17.4	13.7	572	81.7	41.9
16	160	81	5.0	7.8	20.2	15.9	873	109.0	58.6
18	180	90	5.1	8.1	23.4	18.4	1290	143.0	82.6
20Б1	200	100	5.6	8.5	28.49	22.4	1943	194.3	142.3
23Б1	230	110	5.6	9.0	32.91	25.8	2996	260.5	200.3
26Б1	258	120	5.8	8.5	35.62	28.0	4024	312	245.6
26Б2	261	120	6.0	10.0	39.70	31.2	4654	356.6	288.8
30Б1	296	140	5.8	8.5	41.92	32.9	6328	427.0	390.0
30Б2	299	140	6.0	10.0	46.67	36.6	7293	487.8	458.6
35Б1	346	155	6.2	8.5	49.53	38.9	10063	581.7	529.6
35Б2	349	155	6.5	10.0	55.17	43.3	11550	662.2	622.9
40Б1	392	165	7.0	9.5	61.25	48.1	15750	803.6	714.9
40Б2	396	165	7.5	11.5	69.72	54.7	18530	935.7	865.0
45Б1	443	180	7.8	11.0	76.23	59.8	24940	1125.8	1073.7
45Б2	447	180	8.4	13.0	85.96	67.5	28870	1291.9	1269.0
50Б1	492	200	8.8	12.0	92.98	73.0	37160	1511.0	1606.0
50Б2	496	200	9.2	14.0	102.8	80.7	42390	1709.0	1873.0
55Б1	543	220	9.5	13.5	113.37	89.0	55680	2051.0	2404.0
55Б2	547	220	10	15.5	124.75	97.9	62790	2296.0	2760.0
60Б1	593	230	10.5	15.5	135.26	106.2	78760	2656.0	3154.0
60Б2	597	230	11.0	17.5	147.30	115.6	87640	2936.0	3561.0
70Б1	691	260	12.0	15.5	164.70	129.3	125930	3645.0	4556.0
70Б2	697	260	12.5	18.5	183.6	144.2	145912	4187.0	5437.0
80Б1	791	280	13.5	17.0	203.20	159.5	199500	5044.0	6244.0
80Б2	798	280	20.5	14.0	226.60	177.9	232200	5820.0	7527.0
90Б1	893	300	15.0	18.5	247.10	194.0	304400	6817.0	8365.0
90Б2	900	300	22.0	15.5	272.40	213.8	349200	7760.0	9943.0
100Б1	990	320	16.0	21.0	293.82	230.6	446000	9011.0	11520.0
100Б2	998	320	17.0	25.0	328.9	258.2	516400	10350	13710.0
100Б3	1006	320	18.0	29.0	364.00	285.7	587700	11680	15900.0
100Б4	1013	320	19.5	32.5	400.60	314.5	655400	12940	17830.0

Таблица 5

Швеллеры (по ГОСТ 8240 – 72*)

h – высота швеллера;
 b – ширина полки;
 d – толщина стенки;
 z_0 – положение центра тяжести;
 t – толщина полки;
 J – момент инерции;
 i – радиус инерции;
 A – площадь сечения



№ про фел	h , мм	b , мм	d , мм	z_0 , см	t , мм	A , см ²	Мас- са, кг/м	J_x , см ⁴	i_x , см	J_y , см ⁴	i_y , см
5	50	32	4.4	1.1	7	6.16	4.84	22.8	1.92	5.61	0.954
6.5	65	36	4.4	1.24	7.2	7.51	5.9	48.6	2.54	8.7	1.08
8	80	40	4.5	1.31	7.4	8.98	7.05	89.4	3.16	12.8	1.19
10*	100	46	4.5	1.44	7.6	10.9	8.59	174	3.99	20.4	1.37
12*	120	52	4.8	1.54	7.8	13.3	10.4	304	4.78	31.2	1.53
14*	140	58	4.9	1.67	8.1	15.6	12.3	491	5.6	45.4	1.7
16*	160	64	5	1.80	8.4	18.1	14.2	747	6.42	63.3	1.87
18*	180	70	5.1	1.94	8.7	20.7	16.3	1090	7.24	86	2.04
20*	200	76	5.2	2.07	9	23.4	18.4	1520	8.07	113	2.2
22*	220	82	5.4	2.21	9.5	26.7	21	2110	8.89	151	2.37
24*	240	90	5.6	2.42	10	30.6	24	2900	9.73	208	2.6
27*	270	95	6	2.47	10.5	35.2	27.7	4160	10.9	262	2.73
30*	300	100	6.5	2.52	11	40.5	31.8	5810	12	327	2.84
33	330	105	7	2.59	11.7	46.5	36.5	7980	13.1	410	2.97
36	360	110	7.5	2.68	12.6	53.4	41.9	10820	14.2	513	3.1
40*	400	115	8	2.75	13.5	61.5	48.3	15220	15.7	642	3.23

Таблица 6

Значения коэффициента α для плиты, опертой по трем сторонам

a/b	<0.5	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	2.0	> 2.0
α	0.5	0.06	0.074	0.088	0.097	0.107	0.112	0.120	0.126	0.132	0.133

Таблица 7

Значения коэффициента α для плиты, опертой по четырем сторонам

a/b	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	2.0	> 2.0
α	0.048	0.055	0.063	0.069	0.075	0.081	0.086	0.091	0.094	0.100	0.125

Литература

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. -М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. -96с.
2. СНиП 2. 01.07-85. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогнбы и перемещения) / Госстрой СССР. -М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1989. -8с.
3. Металлические конструкции. Общий курс / Е.И. Беленя и др. -М.: Стройиздат. 1985. -560с.
4. СНиП 2.03.077 – 84 Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР.– М.:ЦИТП Госстроя СССР. 1985. – 79 с.
5. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций. – М.:Стройиздат.1991. – 431 с.

Содержание

Введение.....	
1. КОНСТРУКЦИЯ СТАЛЬНОЙ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ	
2. ПРИМЕР РАСЧЕТА СТАЛЬНОЙ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ	
2.1.Разработка вариантов стальной балочной клетки	
2.1.1.Вариант 1 Балочная клетка нормального типа	
2.1.1.1 Расчет	насти-
ла.....	
2.1.1.2 Расчет балки настила.....	
2.1.2 Вариант 2 Балочная клетка усложненного типа	
2.1.2.1 Расчет	насти-
ла.....	
2.1.2.2 Расчет балки настила.....	
2.1.2.3 Расчет вспомогательной балки.....	
2.1.3 Сравнение вариантов балочной клетки.....	
2.2.Проектирование составной сварной главной балки	
2.2.1 Подбор сечения главной балки.....	
2.2.2 Проверка прочности главной балки.....	
2.2.3 Проверка прогиба главной балки.....	
2.2.4 Определение типа сопряжения вспомогательной и главной балки.....	
2.2.5 Проверка общей устойчивости главной балки.....	
2.2.6 Изменение	сечения бал-
ки.....	
2.2.7 Расчет	поясных сварных
швов.....	
2.2.8 Проверка местной устойчивости сжатой полки балки.....	
2.2.9 Проверка местной устойчивости стенки балки.....	
2.2.10 Расчет	опорного ребра жестко-
сти.....	
2.2.11 Расчет болтового соединения в месте примыкания вспомогательной балки к главной балке.....	
2.3 Проектирование колонны сплошного сечения с базой и оголовком.....	
2.3.1Расчетная длина колонны и сбор нагрузки.....	
2.3.2 Подбор сечения колонны.....	
2.3.3 Проверки местной устойчивости полки и стенки колонны.....	
2.3.4 Расчет	базы колон-
ны.....	
2.3.5 Расчет	оголовка колон-
ны.....	
2.4 Проектирование колонны сквозного сечения с базой и оголовком.....	
2.4.1Расчетная	длина колонны и сбор нагруз-
ки.....	
2.4.2Подбор сечения колонны относительно материальной оси X.....	

2.4.3 Расчет	колонны	относительно	свободной	оси
Y.....				
2.4.4 Проверка	устойчивости	ветви	относительно	оси
Y _в				
2.4.5 Расчет				пла-
нок.....				
2.4.6 Расчет		базы		колон-
ны.....				
2.4.7 Расчет оголовка колонны.....				
2.4.8 ПРИЛОЖЕНИЕ				
ЛИТЕРАТУРА				
Литерату-				
ра.....				