

**Министерство образования и науки Российской Федерации
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет**

ПРОЕКТИРОВАНИЕ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Методические указания к курсовому проектированию

Составили В. Д. Коробейников, Е. И. Журбина

**Волгоград
ВолгГАСУ
2015**



**© Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный
архитектурно-строительный университет», 2015**

УДК 69.095:725.4(075.8)
ББК 38.6-4я73
П79

П79 **Проектирование** рабочей площадки промышленного здания [Электронный ресурс]: методические указания к курсовому проектированию / сост. В. Д. Коробейников, Е. И. Журбина ; М-во образования и науки Рос. Федерации, Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. — Электронные текстовые и графические данные (550 Кбайт). — Волгоград : ВолгГАСУ, 2015. — Учебное электронное издание сетевого распространения. — Систем. требования: PC 486 DX-33; Microsoft Windows XP; Internet Explorer 6.0; Adobe Reader 6.0. — Официальный сайт Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Режим доступа: <http://www.vgasu.ru/publishing/on-line/> — Загл. с титул. экрана.

Рассмотрены вопросы проектирования и расчета металлической рабочей площадки промышленного здания. Изложен теоретический материал и практические вопросы расчета конструкции и узлов рабочей площадки.

Для студентов профилей подготовки направления «Строительство» дневной и заочной форм обучения при курсовом и частично дипломном проектировании.

УДК 69.095:725.4(075.8)
ББК 38.6-4 я 73

Оглавление

1. Проектирование балок и балочных клеток.....	4
1.1. Общая характеристика балочных конструкций. Типы балочных клеток и их компоновка.....	4
1.2. Настил.....	7
1.3. Балка настила.....	9
1.4. Главная балка.....	11
1.4.1. Подбор сечения главной балки составного сечения.....	11
1.4.2. Проверка прочности сечения главной балки.....	13
1.4.3. Проверка жесткости сечения.....	13
1.4.4. Проверка общей устойчивости главной балки.....	13
1.4.5. Расчет соединений поясов со стенкой.....	13
1.4.6. Расчет и конструирование ребер жесткости и опорного ребра балки.....	14
1.4.7. Расчет стыка балки на высокопрочных болтах.....	15
2. Центрально сжатые колонны.....	17
2.1. Определение высоты колонны.....	19
2.2. Подбор сечения стержня колонны.....	20
2.3. Проверка устойчивости колонны относительно оси X	21
2.4. Проверка устойчивости колонны относительно оси Y	21
2.5. Расчет и конструирование соединения ветвей колонны планками....	24
2.6. Расчет базы колонны с фрезерованным торцом.....	25
Пример 1.....	25
Пример 2.....	26
Пример 3.....	28
Пример 4.....	34
Задание.....	39
Библиографический список.....	40

1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛОК И БАЛОЧНЫХ КЛЕТОК

1.1. Общая характеристика балочных конструкций.

Типы балочных клеток и их компоновка

Балки – наиболее распространенные строительные конструкции. Они нашли широкое применение в строительстве самых различных сооружений: в общественных, гражданских и промышленных зданиях, мостах, эстакадах, гидротехнических сооружениях и т.д. Балки просты по конструкции, недороги в изготовлении и надежны в работе. Они предназначены для восприятия нагрузок, приложенных в пролете, передачи их на опоры и работают, в основном, на поперечный изгиб. По статической схеме балки разделяют на разрезные, неразрезные и консольные. С точки зрения расхода материала наиболее эффективна двутавровая форма сечения балок.

Стальные балки бывают прокатными и составными. Прокатные балки, чаще всего, имеют двутавровое сечение с параллельными или наклонными гранями полок, реже применяют горячекатаные или холодногнутые швеллеры. Такие балки менее трудоемки в изготовлении, чем составные, но ограниченность сортамента делает невозможным их применение при больших изгибающих моментах. Составные балки изготавливают сварными, реже болтовыми и клепаными. Основной тип сечения составных балок – двутавровое из трех листов: вертикального – стенки и двух горизонтальных – поясов.

Балочная клетка представляет собой конструктивный комплекс, образованный системой балок одного или нескольких направлений, предназначенный для восприятия нагрузок и передачи их на колонны или стены. Балочные клетки применяют в рабочих площадках, покрытиях и перекрытиях зданий, в пролетных строениях мостов, в затворах гидротехнических сооружений и т.д. На балочную клетку укладывают несущий настил (стальной или железобетонный).

В зависимости от назначения, габаритных размеров, значения и схемы расположения нагрузок, типа настила выбирают схему балочной клетки. При этом рассматривают разные типы балочных клеток и выбирают наилучший, исходя из наименьших затрат металла и труда на изготовление и монтаж конструкций. Сравнение вариантов производится на основании эскизного проектирования и приближенных расчетов нескольких вариантов.

По схеме компоновки в плане различают три типа балочных клеток: упрощенный, нормальный и усложненный.

Упрощенный тип основан на использовании балок одного направления, передающих нагрузку на опоры (рис. 1). Балки опираются на стены и расположены с шагом a .

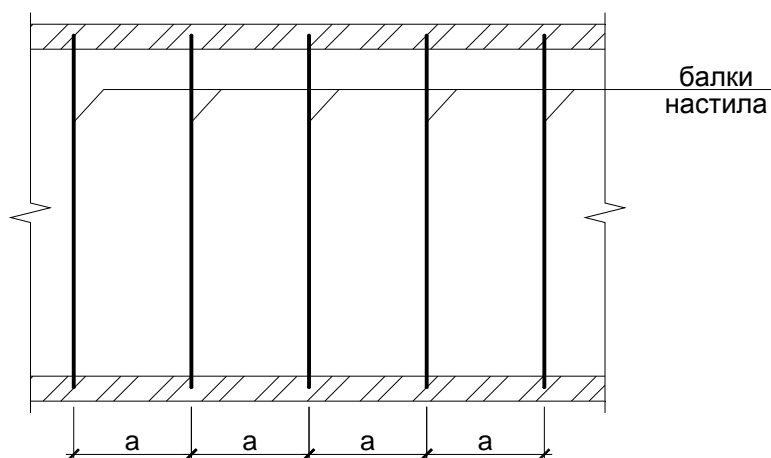


Рис. 1. Упрощенная балочная клетка

Нормальный тип (рис. 2) состоит из главных балок и балок настила, по которым укладывают настил. В балочной клетке нормального типа нагрузка с настила передается последовательно на балки настила, на главные балки, а затем на колонны.

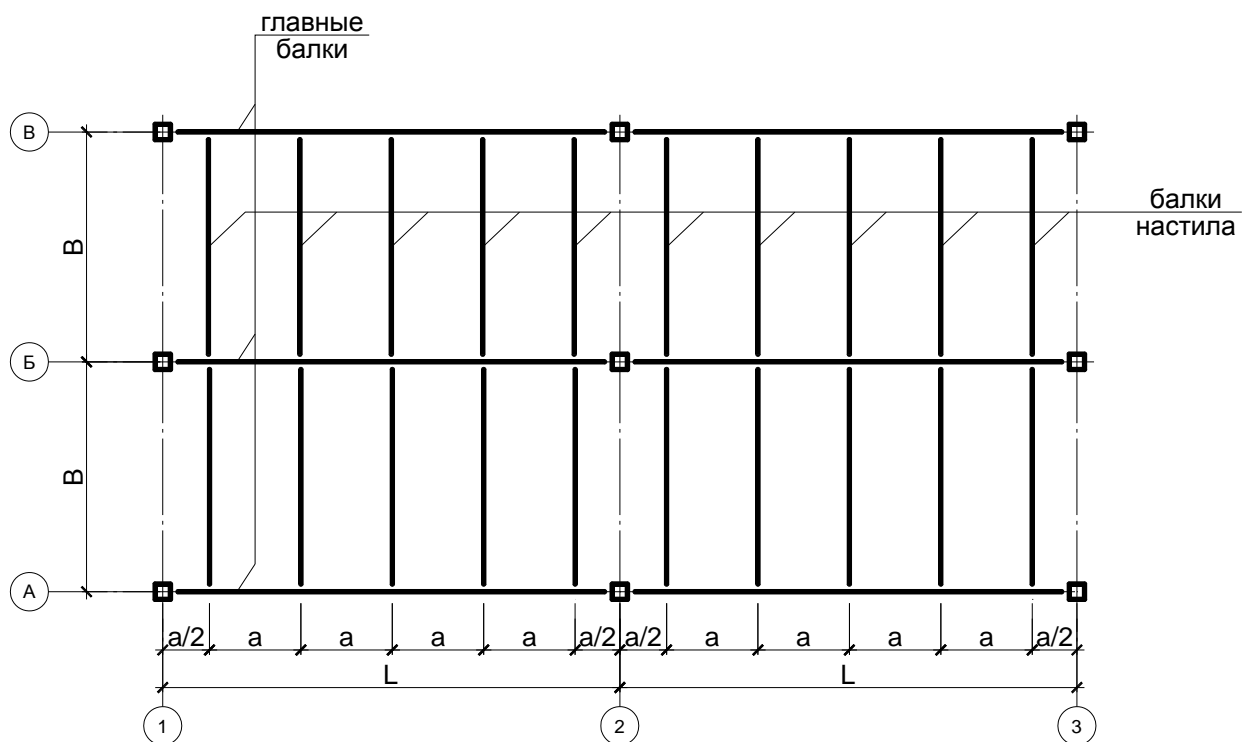


Рис. 2. Нормальная балочная клетка

В усложненном типе (рис. 3) балочной клетки имеется три вида балок – главные, вспомогательные, воспринимающие нагрузку от балок настила, и балки настила. Усложненный тип целесообразно использовать, когда необходимо перекрыть сравнительно большие пролеты, а число внутренних колонн свести к минимуму.

Главные балки проектируют, как правило, составными, а вспомогательные балки и балки настила – прокатными. Главные балки ориентируют вдоль большей стороны ячейки (часть балочной клетки в пределах четырех соседних колонн), размер которой является пролетом главных балок L .

Расстояние между колоннами в перпендикулярном направлении представляет собой шаг балок B . Расстояние между балками настила и вспомогательными балками (шаг балок a и b соответственно) назначают оптимальными, исходя из наименьшей стоимости конструкций балочной клетки «в деле». Балки настила раскладываем по длине главных балок с одинаковым шагом в пределах 0,6...1,6 м при стальном и 2...3,5 м при железобетонном настиле. При этом возможно смещение балок настила на половину их шага с оси колонн (рис. 2).

Расстояние между вспомогательными балками назначают 2...5 м, и оно должно быть кратно пролету главной балки. ВБ также могут смещаться с оси колонн на половину их шага (рис. 2). Устанавливая шаг балок, необходимо соблюдать условие: ни одна из балок не должна опираться на главную в месте ее монтажного (укрупнительного) стыка.

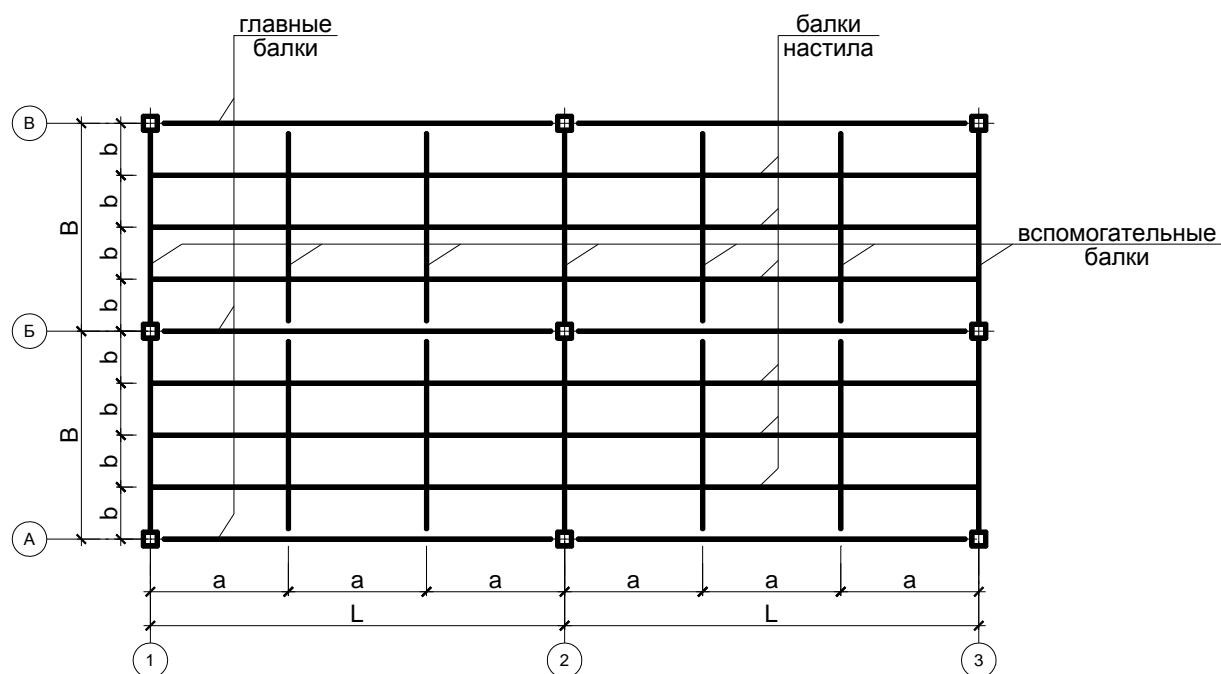


Рис. 3. Усложненная балочная клетка

Размеры балочной клетки в плане и по высоте увязывают с требованиями технологической части проекта (габаритом). Если такие требования отсутствуют, то все размеры, в том числе и строительную высоту, назначают из

экономических соображений. Строительная высота перекрытия (покрытия) включает высоту главных балок, балок настила (при их этажном сопряжении с главными балками (рис. 4, а), толщину рабочего настила и конструктивный зазор (15...50 мм).

Рациональность выбора типа балочной конструкции зависит от принятого способа сопряжения главных и вспомогательных балок.

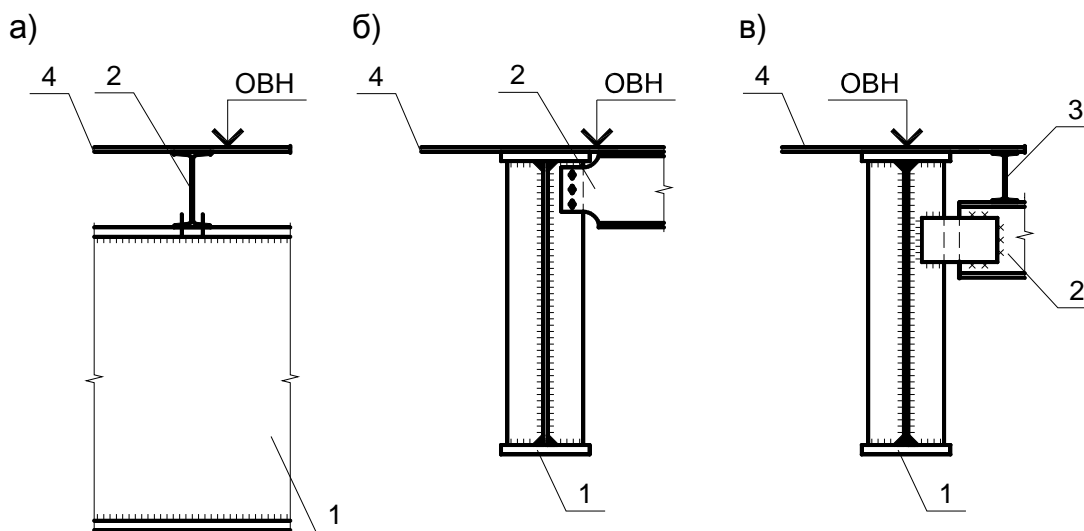


Рис.4. Сопряжения балок:

а – этажное; б – в одном уровне; в – пониженное

1 – главная балка; 2 – балки настил; 3 – вспомогательная балка; 4 – настил

Возможны три варианта сопряжений балок: этажное, в одном уровне и пониженное (рис. 4). Конструкция этажного сопряжения (рис. 4, а) наиболее проста, но ведет к увеличению строительной высоты. Такое сопряжение следует применять, когда позволяет строительная высота покрытия (перекрытия) площадки. Сопряжение в одном уровне (рис. 4, б) и пониженное (рис. 4, в) рекомендуется применять в случае ограничения строительной высоты покрытия (перекрытия): первое – в нормальном типе балочной клетки, второе – только в усложненном типе балочной клетки.

Таким образом, выбор рационального типа балочной клетки, типа сопряжения балок зависит от многих факторов, и целесообразность выбора для заданных условий может быть установлена только сравнением вариантов конструктивного решения.

1.2. Настил

Настилы балочных клеток бывают весьма разнообразными в зависимости от назначения и конструктивного решения перекрытия. Из различных типов настилов, применяемых в рабочих площадках промышленных зданий, наиболее распространенными являются стальные сплошные настилы из плоского или рифленого листа, железобетонные из сборных плит или монолитной плиты и

сталежелезобетонные. Часто поверх несущего настила устраивают защитный настил (асфальтовый или бетонный пол толщиной 40...60мм на железобетонном настиле, деревянный из торцевых брусков – на стальном).

Выбор материала настила и его конструктивное решение зависит от многих факторов (технологическое назначение площадки, характер и величина нагрузки, температурно-влажностный режим эксплуатации, агрессивность среды, экономический фактор).

Для стального настила применяют плоские листы толщиной 6...16 мм из стали класса С235, привариваемые к поясам балок.

В конструктивном отношении стальной настил представляет собой пластину, приваренную по двум, трем или четырем сторонам к балкам и нагруженную вертикальной нагрузкой. Приварка настила к балке делает невозможным сближение опор настила при его прогибе под нагрузкой и вызывает в нем растягивающие цепные усилия H (распор), улучшающие работу настила.

Расчет настила при равномерно распределенной нагрузке зависит от отношения размеров большей стороны пластины к меньшей. При отношении меньшем или равном двум, пластина считается "короткой", в противном случае, что встречается в большинстве случаев, "длинной".

Для "длинных" пластин можно считать, что настил работает в условиях цилиндрического изгиба только вдоль короткой стороны.

Для расчета из пластины вырезается полоса шириной 1м (1см) вдоль короткой стороны настила и рассчитывается как балка на двух опорах (рис. 5), нагруженная равномерно распределенной нагрузкой. За расчетный пролет настила следует принимать расстояние между швами, однако на практике обычно принимают шаг балок, на которые он опирается (рис. 6).

Толщина настила обычно диктуется условием жесткости, т.е. его прогибом от нормативных нагрузок, и реже – условием прочности.

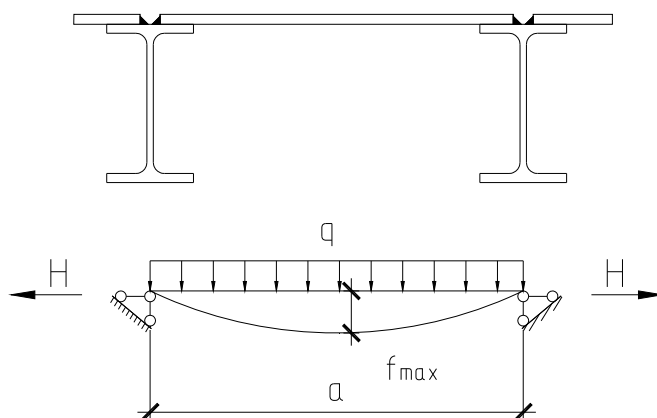


Рис. 5. Стальной приваренный настил и расчетная схема настила

Требуемая толщина настила t_n из условия жесткости при шаге балок настила a :

$$t_n = \frac{3,75a}{n_0 + 72 \frac{E_1}{n_0^3 \cdot p^n}},$$

где n_0 - величина обратная предельному прогибу, принимаемому согласно табл. Е.1 [2]; $E_1 = \frac{E}{1-\mu^2}$ - цилиндрический модуль упругости; p^n - нормативная временная нагрузка.

Распор приваренного настила определяется по формуле:

$$H = \gamma_f \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{1}{n_0} \right]^2 E_1 t_n .$$

Настил приваривается ручной дуговой сваркой электродами, подобранными согласно табл. Г1 [2].

В зоне шва действует усилие распора в настиле. Расчет сварного соединения выполняют на срез в сечении:

по металлу шва (176) [1]:

$$\frac{H}{k_f \beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1;$$

по металлу границы сплавления (177) [1]:

$$\frac{H}{k_f \beta_z l_w R_{wz} \gamma_c} \leq 1.$$

Катет шва k_f принимаем согласно требованиям п.14.1.7 [1].

1.3. Балка настила

Балки настила опираются на главные балки и рассчитываются как однопролетные шарнирно опертые балки (рис.7). Балки настила проектируем из прокатного двутавра. Согласно п. 4.2.7 [1] балки настила относятся ко второму классу конструкций.

На балку действует нагрузка от настила с грузовой площади $A_{гр}$ шириной, равной шагу балок настила (рис. 6).

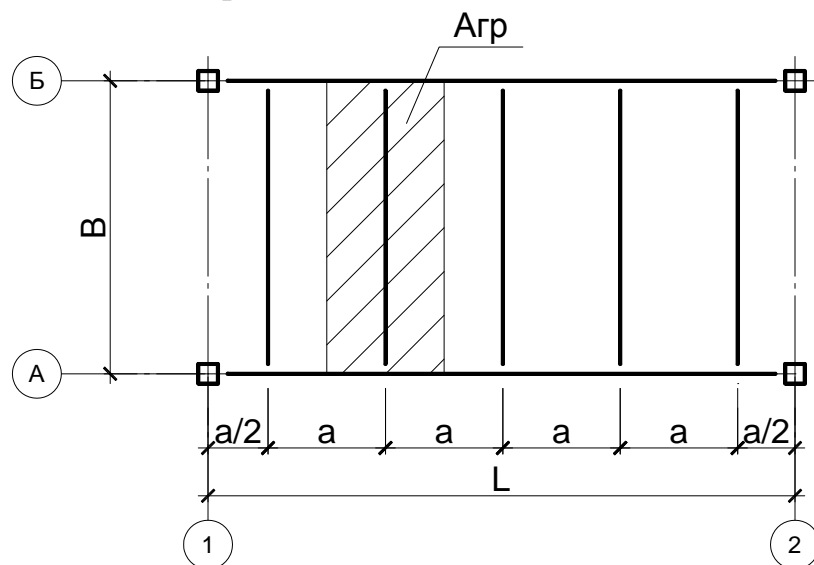


Рис. 6. Определение грузовой площади для балки настила

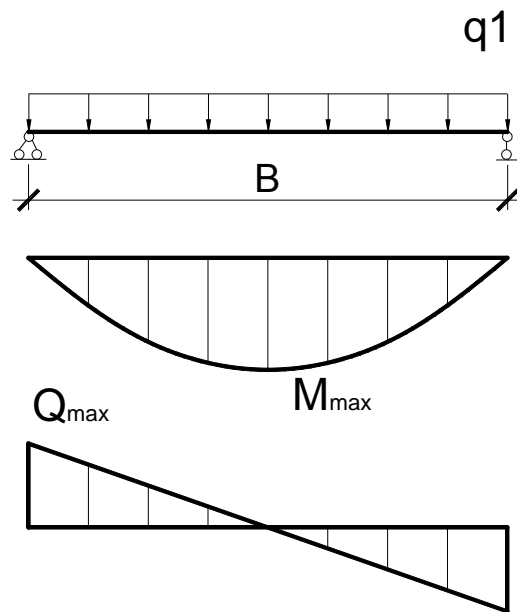


Рис. 7. Расчетная схема и усилия в балке (максимальный момент и поперечная сила на опоре)

Усилия в балке настила определяются по формулам:

$$M_{\max} = \frac{q_1 \cdot B^2}{8},$$

$$Q_{\max} = \frac{q_1 \cdot B}{2}.$$

Для подбора сечения балки определяем требуемый момент сопротивления:

$$W_x = \frac{M_{\max} \cdot \gamma_n}{c_x \beta R_y \gamma_c},$$

$\gamma_n = 0,95$ - коэффициент надежности по классу ответственности сооружений [2];

$C_x = 1,12$ - коэффициент учитывающий пластические деформации табл. Е1 [1],

$\beta = 1$ при $\tau \leq 0,5R_s$.

По сортаменту [4] определяется двутавр и выполняется проверка прочности принятого сечения в зоне чистого изгиба по формуле (50) [1]:

$$\frac{M}{c_x \beta W_x R_y \gamma_c} \leq 1,$$

и в приопорной зоне по формуле (54) [1]

$$\frac{Q \cdot \gamma_n}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1.$$

Проверка жесткости сечения балки выполняется на действие нормативной нагрузки:

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_1^n \cdot B^3}{E \cdot I_x} \leq f_u,$$

где f_u - предельный прогиб, принимаемый согласно табл. Е.1 [2];

Общая устойчивость балок обеспечена, если выполняются условия п.8.4.4 [2]. На балки настила по всей длине опирается стальной настил, следовательно, общая устойчивость балок обеспечена.

Местная устойчивость элементов сечения балки не проверяется, т.к. используется прокатный профиль.

Вспомогательная балка рассчитывается аналогично балке настила. Расчетная схема - как шарнирно опертая балка. На балку опираются балки настила и, следовательно, нагрузка на вспомогательную балку будет передаваться в виде сосредоточенных сил.

1.4. Главная балка

На главную балку нагрузка от балок настила передается в виде сосредоточенных сил. При частом расположении сосредоточенных сил, когда их в пролете не менее пяти, они могут быть заменены эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой (см. рис. 7).

Нормативная эквивалентная нагрузка на главную балку определяется по формуле:

$$q_{\text{экс}}^n = 1,03(p^n + g_n^n + g_l / a) \cdot B$$

где 1,03 – коэффициент учета собственного веса балки; p^n - нормативная временная нагрузка; g_n^n - нормативная нагрузка от стального настила; g_l - вес погонного метра (двутавра) балки настила.

Расчетная эквивалентная нагрузка на главную балку определяется по формуле:

$$q_{\text{экс}} = 1,03(p^n \cdot \gamma_f + g_n^n \cdot \gamma_f + g_l \cdot \gamma_f / a) \cdot B,$$

где γ_f - коэффициент надежности по нагрузке согласно [2].

Максимальный изгибающий момент и поперечная сила на опоре балки:

$$M_{\text{max}} = \frac{q_{\text{экс}} L^2}{8},$$

$$Q_{\text{max}} = \frac{q_{\text{экс}} L}{2}.$$

1.4.1. Подбор сечения главной балки составного сечения

Компоновку составного двутаврового сечения начинаем с определения высоты балки, которая зависит от жесткости балки и строительной высоты перекрытия и принимается в соответствии с нормами [5].

Минимальная высота балки из условия жесткости равна:

$$h_{\omega, \text{min}} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot L}{E[1/n_0]} \cdot \frac{q_{\text{экс}}^n}{q_{\text{экс}}}.$$

Оптимальная высота балки из условия экономичности равна:

$$h_{\text{opt}} = k \sqrt{\frac{W^{mp}}{t_{\omega}}},$$

где $k = 1,15$ для сварных балок,

$W^{mp} = \frac{M_{\max} \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c}$ - требуемый момент сопротивления сечения из условия

прочности; $t_w = 7 + \frac{0,3L}{1000}$ - толщина стенки, принимаемая в соответствии с [5].

При этом минимальная толщина стенки из условия среза:

$$t_{w,\min} = \frac{1,5Q_{\max}}{h_w \cdot R_s}$$

Толщина поясного листа принимается $t_f = (2...3)t_w$ в соответствии с [5].

Полная высота главной балки составного сечения будет равна:

$$h = h_w + 2t_f$$

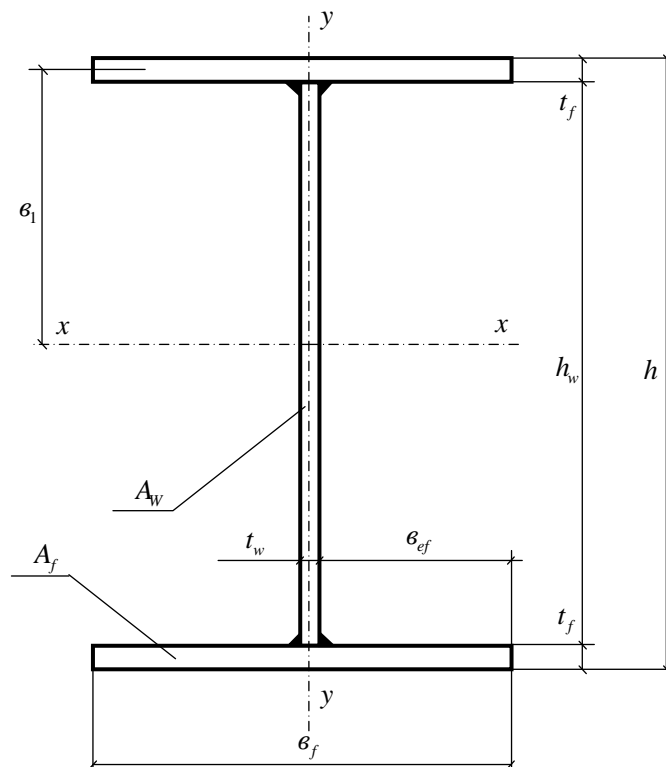


Рис.8. Составное сечение главной балки

Требуемая площадь сечения одного поясного листа определяется:

$$b_f^{tp} = \frac{A_f^{tp}}{t_f}$$

где $A_f^{tp} = 2 \cdot I_f^{tp} / h_0^2$ - требуемая площадь пояса;

$I^{tp} = W^{tp} \cdot h / 2$ - требуемый момент инерции сечения;

$I_f^{tp} = I^{tp} - I_w^{tp}$ - требуемый момент инерции пояса;

$h_0 = 2b_1$ - расстояние между центрами тяжести полков.

Ширина поясного листа назначают в пределах $(1/3...1/5) h$ в соответствии с [5], но не менее 180мм, чтобы можно было выполнить узлы опирания вышележащих конструкций.

1.4.2. Проверка прочности сечения главной балки

Условие прочности балки согласно формуле (50) [1]:

$$\frac{M}{c_x \beta W_x R_y \gamma_c} \leq 1$$

Устойчивость стенки главной балки проверяется по п.8.5.8 [1]:

$$M / [R_y \gamma_c h_w^2 t_w (r \alpha_f + \alpha)] \leq 1$$

Проверка местной устойчивости сжатого пояса по п.8.5.19 [1]:

$$\bar{\lambda}_f < \bar{\lambda}_{uf}$$

1.4.3. Проверка жесткости сечения

Прогиб для балки определяется по формуле:

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{\text{экр}}^n \cdot L^4}{EI_x} \leq f_u$$

где f_u – предельный прогиб принимаемый согласно табл. Е.1 [2].

1.4.4. Проверка общей устойчивости главной балки

Для обеспечения устойчивости главной балки связями являются балки настила. Принимаем за расчетную длину l_{ef} при потере устойчивости шаг балки настила a (рис.б).

Проверка общей устойчивости балки по п.8.4.6 [1]:

$$\bar{\lambda}_b = (l_{ef} / b) \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{ub} \cdot \delta.$$

1.4.5. Расчет соединений поясов со стенкой

Считаем, что сварка ведется автоматическим методом, тогда согласно таблице Г1[2] принимаем материал для сварки.

Усилие сдвига на 1см сварного шва равно:

$$T = \frac{Q_{\text{max}} \cdot S_f}{I_x},$$

где S_f - статический момент полки относительно оси x, равный:

$$S_f = A_f \cdot h_0 / 2.$$

Величина требуемого катета сварного шва, необходимого для восприятия усилия сдвига:

$$k_f^{mp} = \frac{T}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c}.$$

Катет шва назначаем с учетом требований таблицы 38 и пункта 14.1.7 [1].

Проверка прочности шва в околошовной зоне выполняется по формуле:

$$\frac{T}{2\beta_z \cdot k_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c} \leq 1.$$

1.4.6. Расчет и конструирование ребер жесткости и опорного ребра балки

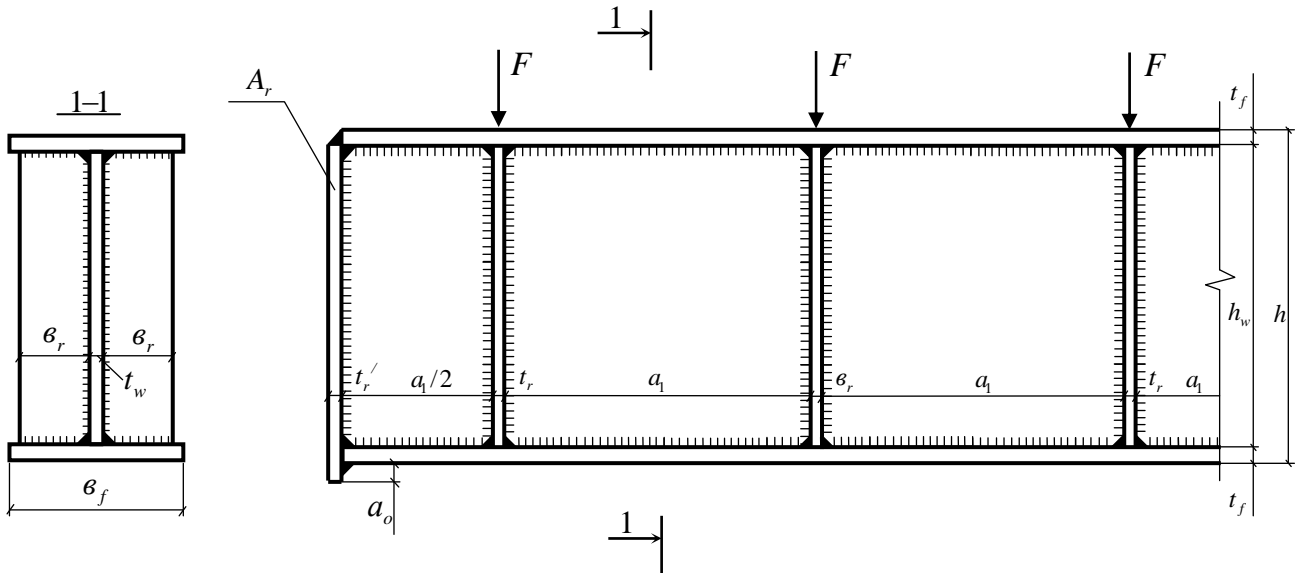


Рис. 9. Расположение опорного ребра и ребер жесткости

Рёбра жесткости для балок 2-го класса устанавливаются с 2-х сторон стенки балки в местах опирания балок настила согласно требованиям п. 8.5.9[1] приваривают сплошным односторонним швом катетом $k_f = t_r$:

- а) ширина ребра принимается не менее $b_r \geq \frac{h_w}{30} + 25 \text{ мм}$;
- б) толщина ребра принимается не менее $t_r \geq 2b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

Назначаем ширину ребер b_r из условия оптимального расположения в сечении (см. рис. 9), а толщину ребра t_r согласно [5].

Расстояние между ребрами должно быть не более $2,5 h_w$. Рёбра жесткости устанавливаются в местах опирания балок настила.

Опорное ребро балки нагружено опорной реакцией Q_{\max} и рассчитывается по п.8.5.17 [1].

Толщина ребра принимается не менее $t_r^1 \geq 3b_r \sqrt{R_y / E}$.

Если нижние края ребра выпущены на расстояние $a_0 \leq 1,5t_r^1$, тогда выпуск работает на смятие и условие прочности опорного ребра имеет вид:

$$\frac{Q}{b_f t_r^1} \leq R_p$$

где R_p – расчетное сопротивление проката смятию (табл. 2 [1]).

1.4.7. Расчет стыка балки на высокопрочных болтах

Принимаем размещение стыка в середине пролета главной балки, где момент максимальный, а поперечная сила равна нулю.

Стык балки (стенки и поясов) выполняется на высокопрочных болтах марки 40Х, при этом используется типовой кондуктор, у которого расстояние между осями болтов 80мм, а до края накладки 60мм.

Толщины накладок стенок и поясов принимаются равными толщине соединяемых элементов.

Для стыка стенки принимаем число вертикальных рядов балки с одной стороны накладки равным двум. Исходя из геометрических размеров сечения назначаем число рядов болтов четное число, т.к. распределение усилий момента пропорционально плечу между рядами.

Величина изгибающего момента приходящейся на стенку балки определяем по формуле:

$$M_{\omega} = \frac{M_{\max} \cdot I_{\omega}}{I_x}$$

Усилия в соединении для крайних болтов будут максимальными и равными:

$$N_b = \frac{M_{\omega} \cdot h_{\max}}{m \cdot \sum h_i^2},$$

где $m = 2$ - число вертикальных рядов болтов с одной стороны накладки;

$\sum h_i^2 = (h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + h_4^2 + h_5^2)$ сумма расстояний между симметричными осями болтов.

Требуемая площадь сечения одного болта «нетто» равна:

$$A_{bn}^{mp} = \frac{N_b \cdot \gamma_h}{2 \cdot R_{bh} \cdot \mu}$$

Диаметр болта принимаем по таблице Г.9 [1]. Такие же болты принимаются для соединения поясов балки.

Несущая способность одной поверхности трения при соединении высокопрочными болтами равна:

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

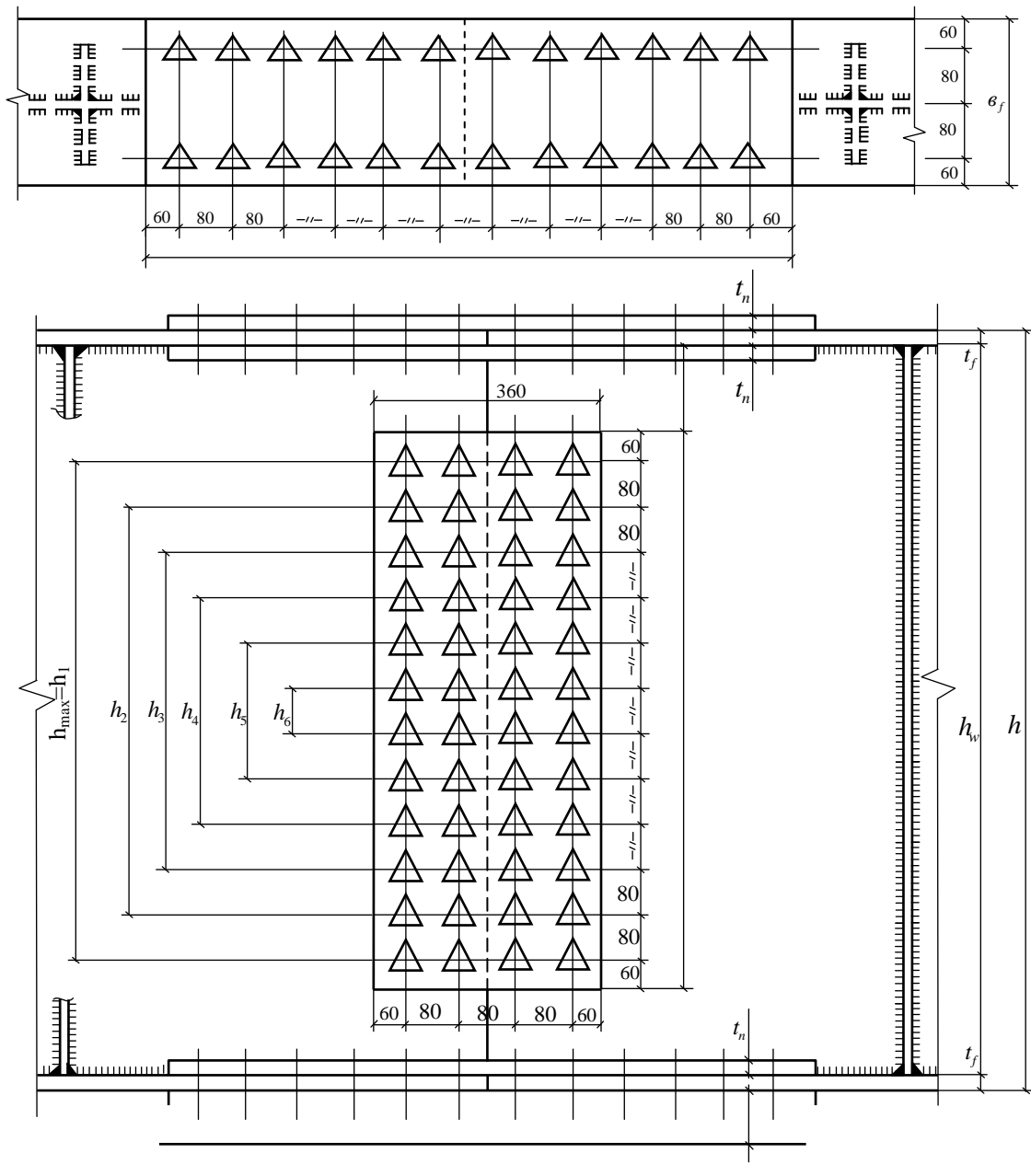


Рис. 10. Размещение высокопрочных болтов

Количество болтов в стыке поясов с одной стороны накладки при двухрядном расположении:

$$n = \frac{N_p}{2Q_{bn}},$$

где $N_p = \frac{M \cdot I_f}{h_{ef} \cdot I_x}$ - усилие, воспринимаемое поясом.

2. ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

Колонна – это элемент сооружения, служащий опорой для вышерасположенных конструкций и передачи нагрузки от них на ниже расположенные конструкции или фундамент. В таких колоннах продольная сила приложена по оси стержня (т.е. в центре тяжести сечения) и вызывает в нем сжимающие напряжения, равномерно распределенные по всему поперечному сечению. Центральнo-сжатые колонны применяются для поддержания перекрытий и покрытий зданий, в рабочих площадках, эстакадах и т.п.

Стальные колонны состоят из трех основных частей: стержня колонны, который является основным несущим элементом; оголовка (верхней части), служащего для опирания и крепления вышележащих конструкций; базы - нижней части колонны.

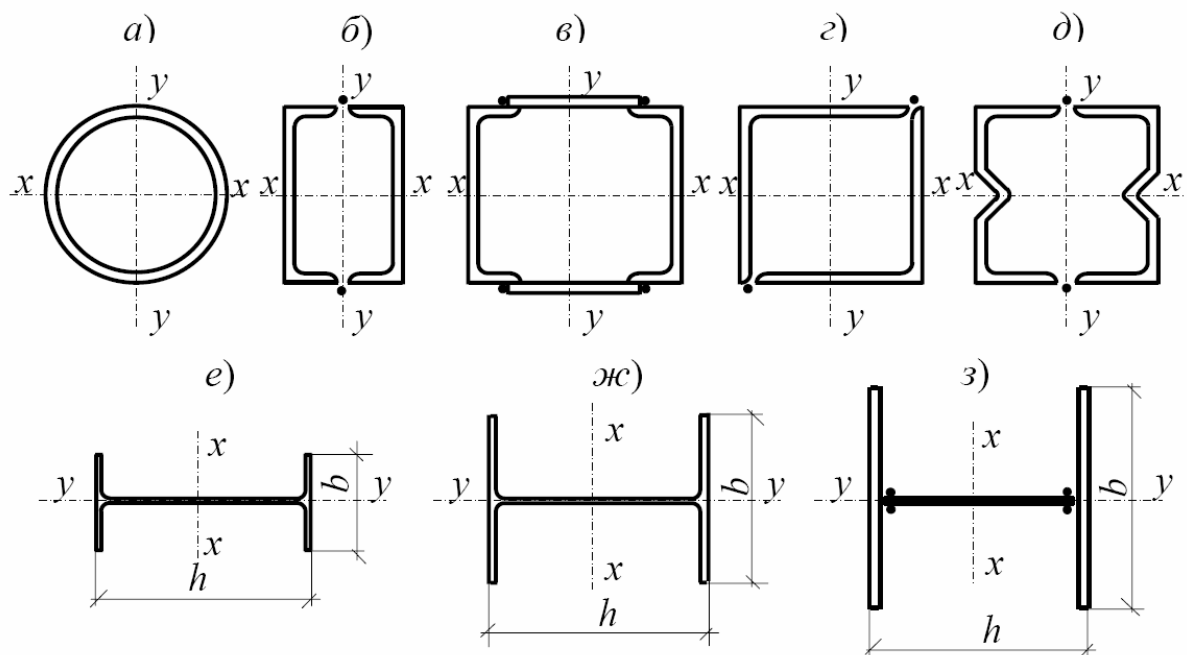


Рис. 11. Сечения сплошных колонн

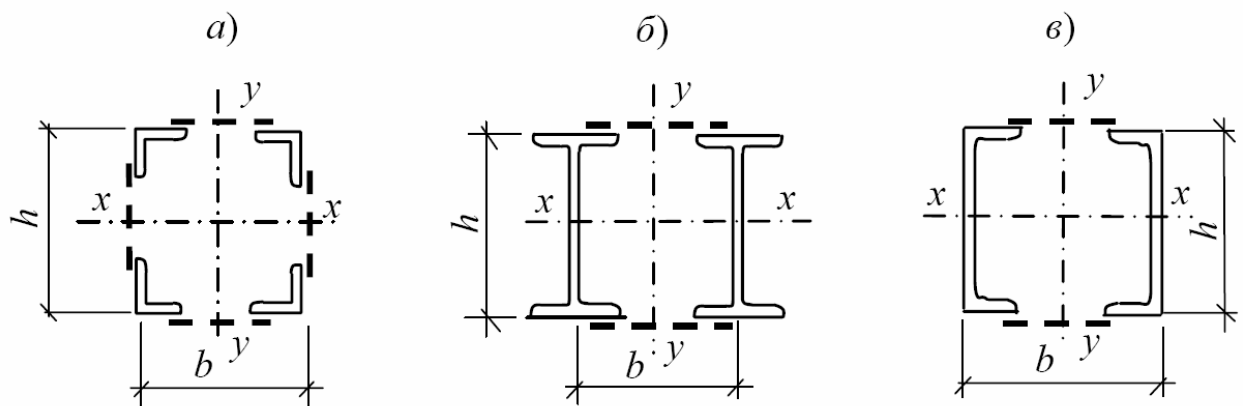


Рис. 12. Сечения сквозных колонн

По типу сечений различают сплошные колонны, состоящие из прокатных двутавров или труб или различных комбинаций открытых профилей (рис.11) и сквозные, состоящие из двух или четырех ветвей (рис.12), соединенных между собой планками или решетками из уголков или швеллеров (рис.13). Соединение ветвей на планках применяют тогда, когда расстояние между осями ветвей не превышает 500—600 мм. При больших расстояниях планки получаются тяжелыми, поэтому целесообразно применять решетку из одиночных уголков.

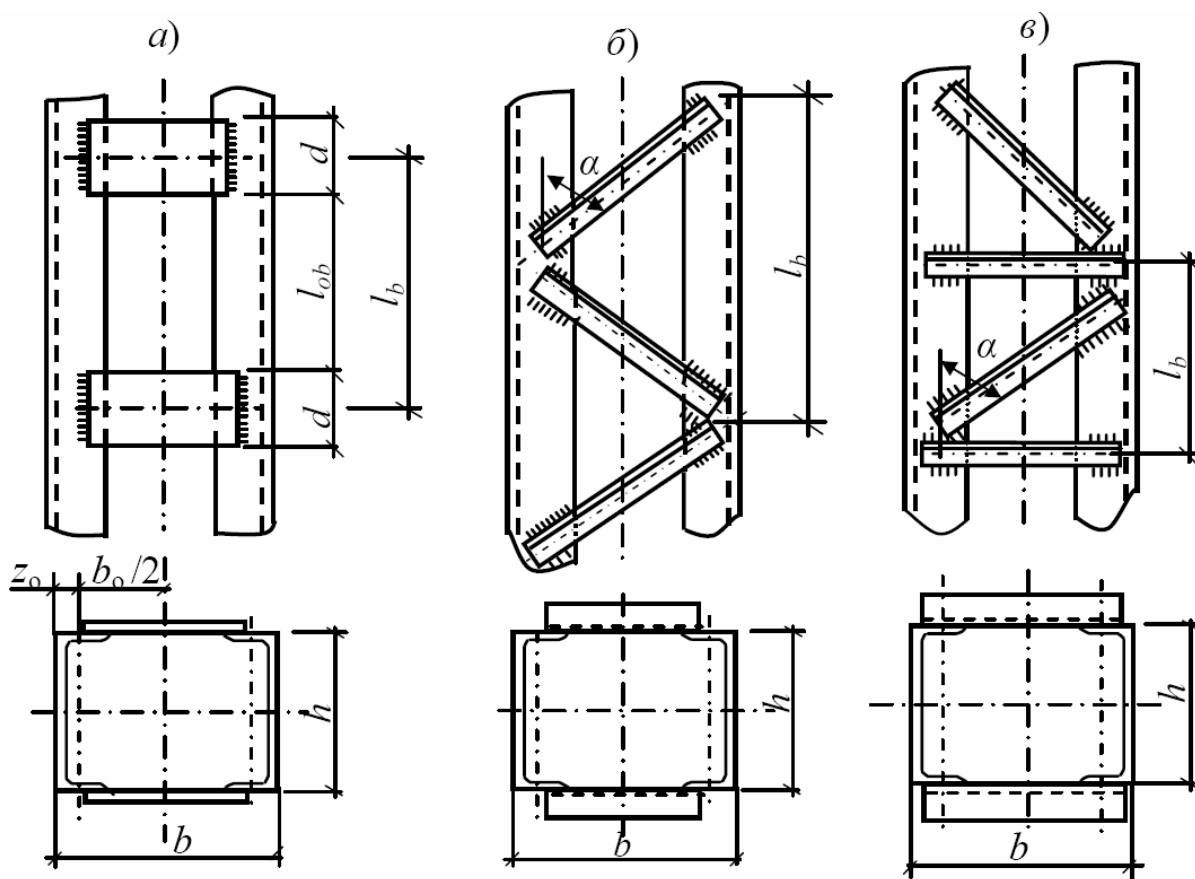


Рис. 13. Соединение ветвей сквозных колонн

При проектировании центрально-сжатых колонн, закрепленных только по концам, стремятся к обеспечению ее равноустойчивости относительно главных осей инерции сечения $x-x$ и $y-y$. Исходя из этого наиболее рациональными типами сечений для сравнительно коротких колонн являются широкополочный двутавр, труба или сварное двутавровое сечение, составленное из трех листов. Равноустойчивость колонны в обеих плоскостях (по главным осям $x-x$ и $y-y$) можно достичь путем раздвижки ветвей на такое расстояние, чтобы приведенная гибкость λ_{ef} по свободной оси $y-y$ была не более гибкости колонны λ_x по материальной оси $x-x$ ($\lambda_{ef} \leq \lambda_x$). При большой длине и небольших нагрузках сквозные колонны более эффективны по расходу материала, чем сплошные, но имеют трудности крепления примыкающих балок, особенно в случаях примыкания балок по длине стержня.

Планки и решетки сквозной колонны обеспечивают совместную работу всех ветвей и значительное увеличение жесткости стержня колонны в целом. При конструировании сквозных колонн с решетками гибкость отдельных ветвей между узлами принимают не более 80 и не более значения гибкости стержня в целом. В составных стержнях с планками гибкость отдельных ветвей на участке между планками не должна быть более 40.

Уголки и планки решетки заводят на ветви колонны из условия размещения сварных швов, которыми их крепят к полкам прокатных профилей. Для планок эта величина принимается не менее 20—30 мм.

База колонны является ее опорной частью, служащей для распределения нагрузки от стержня колонны на фундамент и обеспечивает прикрепление к нему стержня колонны с помощью анкерных болтов.

Конструктивное решение базы зависит от типа и высоты сечения колонны, способа ее сопряжения с фундаментом и принятого метода монтажа колонны. В зависимости от типа колонны, высоты ее сечения и способа сопряжения с фундаментом применяют базы без траверс (база с фрезерованным торцом) или базы с траверсой. С помощью базы осуществляется жесткое или шарнирное сопряжение колонны с фундаментом.

2.1. Определение высоты колонны

Расчетная схема колонны представлена на рис.14.

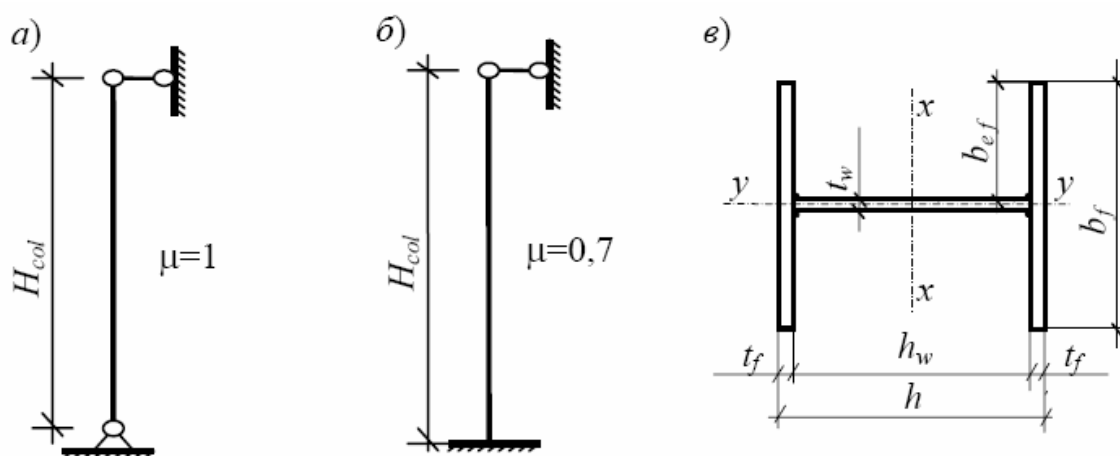


Рис. 14. Расчетная схема колонны

Нагрузка на колонну от двух главных балок равна:

$$N = 1,02 \cdot 2 \cdot Q_{\max} .$$

Высота колонны принимается кратной 200мм (см. рис. 15) и определяется по формуле:

$$h_k = H + h_b - h_{\text{стр}} ,$$

где H - отметка верха настила О.В.Н (по заданию);

h_b - заделка колонны ниже уровня пола, принимается в пределах 0,6-0,8 м;

$h_{стр}$ - строительная высота перекрытия от верха настила до низа главной балки.

Расчетная длина колонны по формуле (140) [1]: $l_{ef} = \mu h_k$

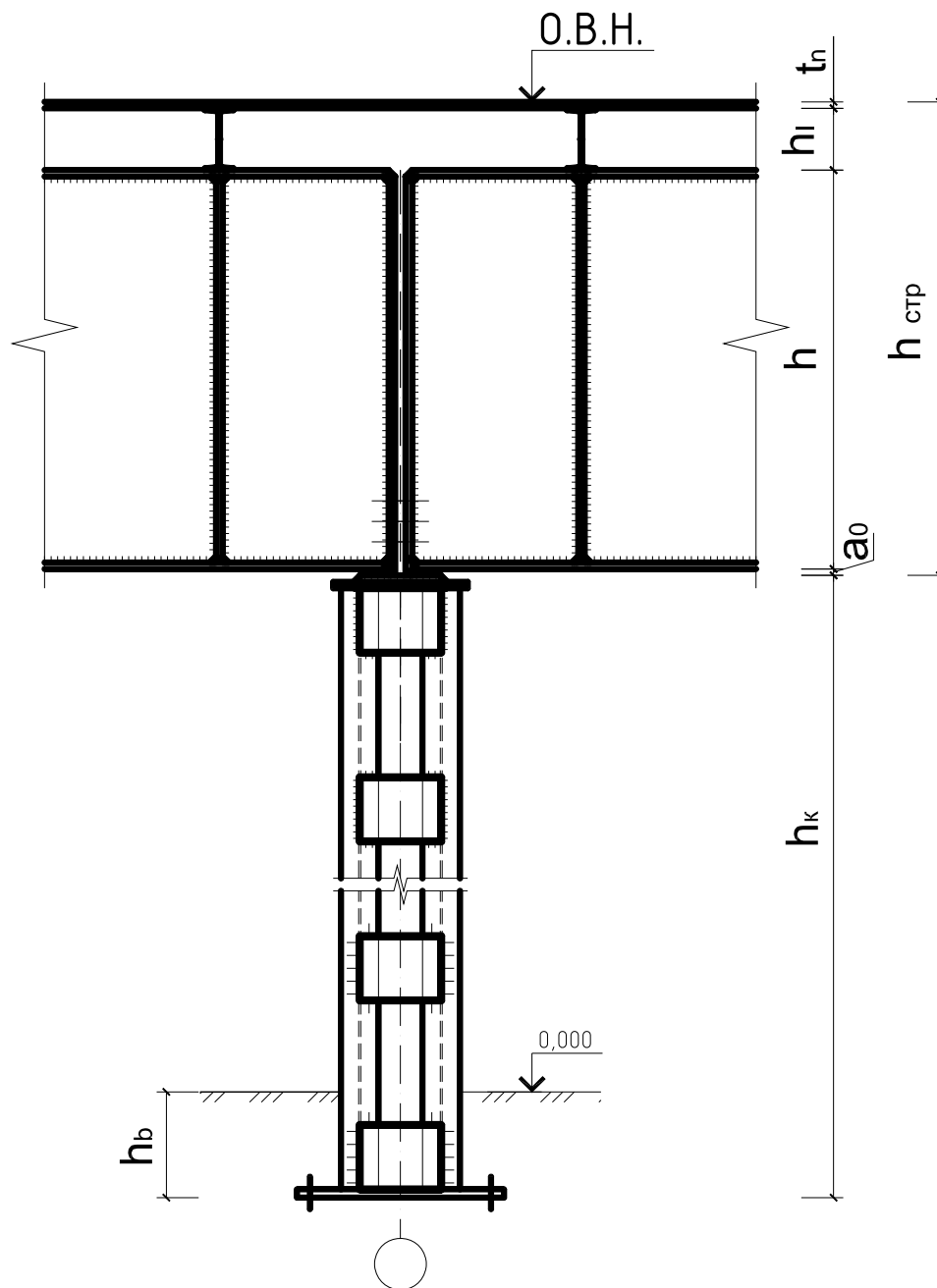


Рис. 15. Компоновка перекрытия

2.2. Подбор сечения стержня колонны

Требуемая площадь сечения колонны согласно формуле (7) [1]:

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

Предварительно принимаем коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,7$
 Требуемая площадь сечения одной ветви колонны равна:

$$A_b^{mp} = \frac{A^{mp}}{2}.$$

По сортаменту [3] или [4] назначаем сечение ветви колонны.

2.3. Проверка устойчивости колонны относительно оси X

Проверку устойчивости колонны проводим по (7) [2]

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

где φ_x - коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. Д.1 [1] в зависимости от приведенной гибкости элемента:

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{R_y / E}.$$

Гибкость стержня при этом согласно п. 10.4.1 [1] не должна превышать предельно допустимой по табл. 32 [1]:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} \leq \lambda_u.$$

2.4. Проверка устойчивости колонны относительно оси Y

Принимаем условную гибкость одной ветви колонны по п. 8.2.3 [2] равной 1,4, тогда гибкость ветви:

$$\lambda_{b1} \leq 1,4 / \sqrt{R_y / E} = 41.$$

Относительная гибкость ветви равна:

$$\lambda_{efy} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{b1}^2}.$$

Требуемый радиус инерции сечения относительно оси Y:

$$i_y^{mp} = l_{ef} / \lambda_y.$$

По таблицам находим, что приближенное значение радиуса инерции сечения равно:

$i_y^{mp} = 0,52 \cdot b$ (для сечения, состоящего из двух двутавров), (рис.16); $i_y^{mp} = 0,44 \cdot b$ (для сечения, состоящего из двух швеллеров), (рис.17).

Ширина колонны должна быть принята из двух условий:

- а) не менее $b \leq i_y^{mp} / 0,52$ или $b \leq i_y^{mp} / 0,44$;
- б) зазор b_1 должен быть не менее 15 см для возможности осмотра конструкции.

Длина ветви принимается не более $l_b \leq \lambda_{b1} \cdot i_{min}$.

Длина планки принимается для сечения из двутавров равной ширине колонны $l_s = b$; для сечения из швеллеров $l_s = b - 5\text{см}$.

Ширина планки (п. 15.3.5 [1]) принимается в пределах $b_s = (0,5...0,75) l_s$.

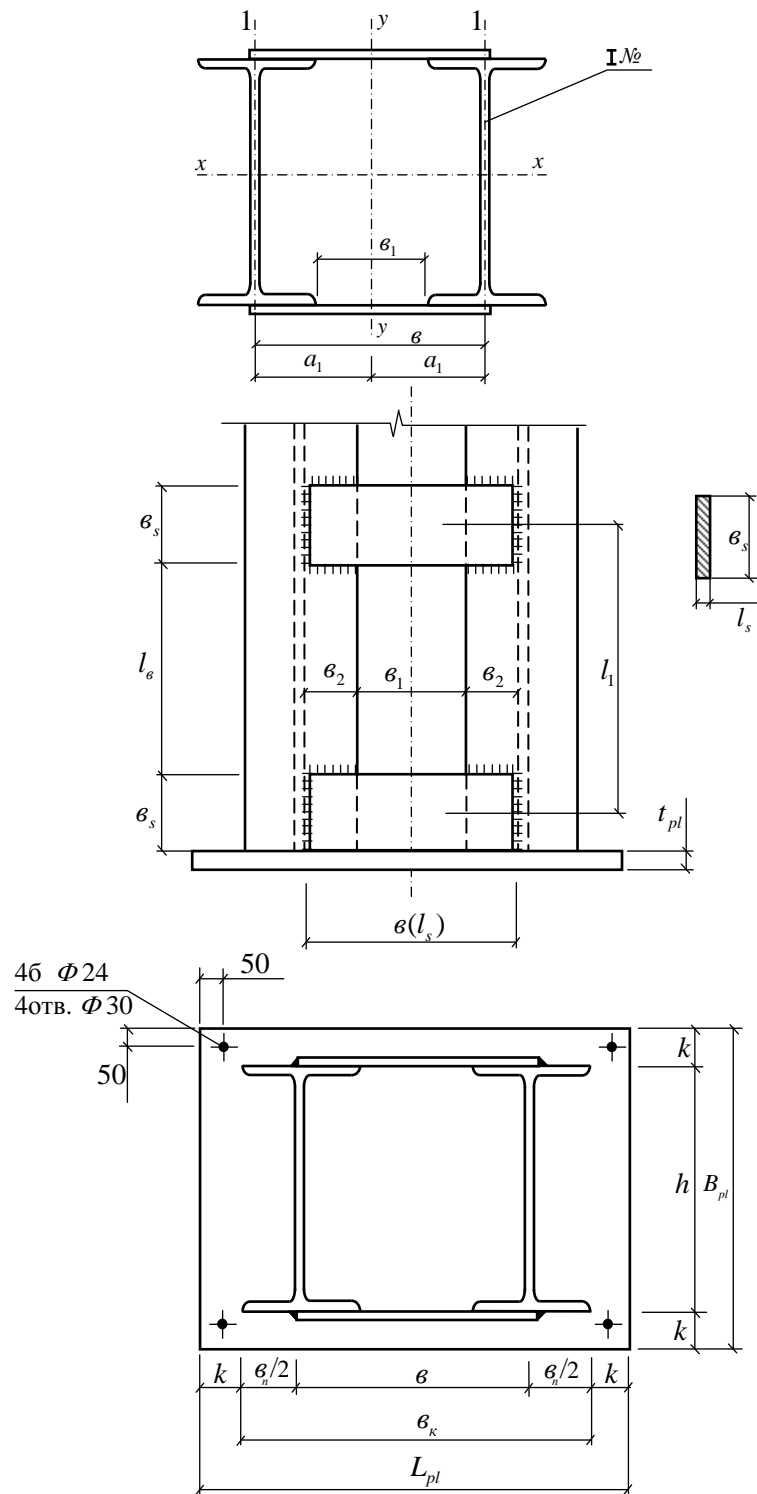


Рис. 16. Сквозное сечение колонны из двутавров

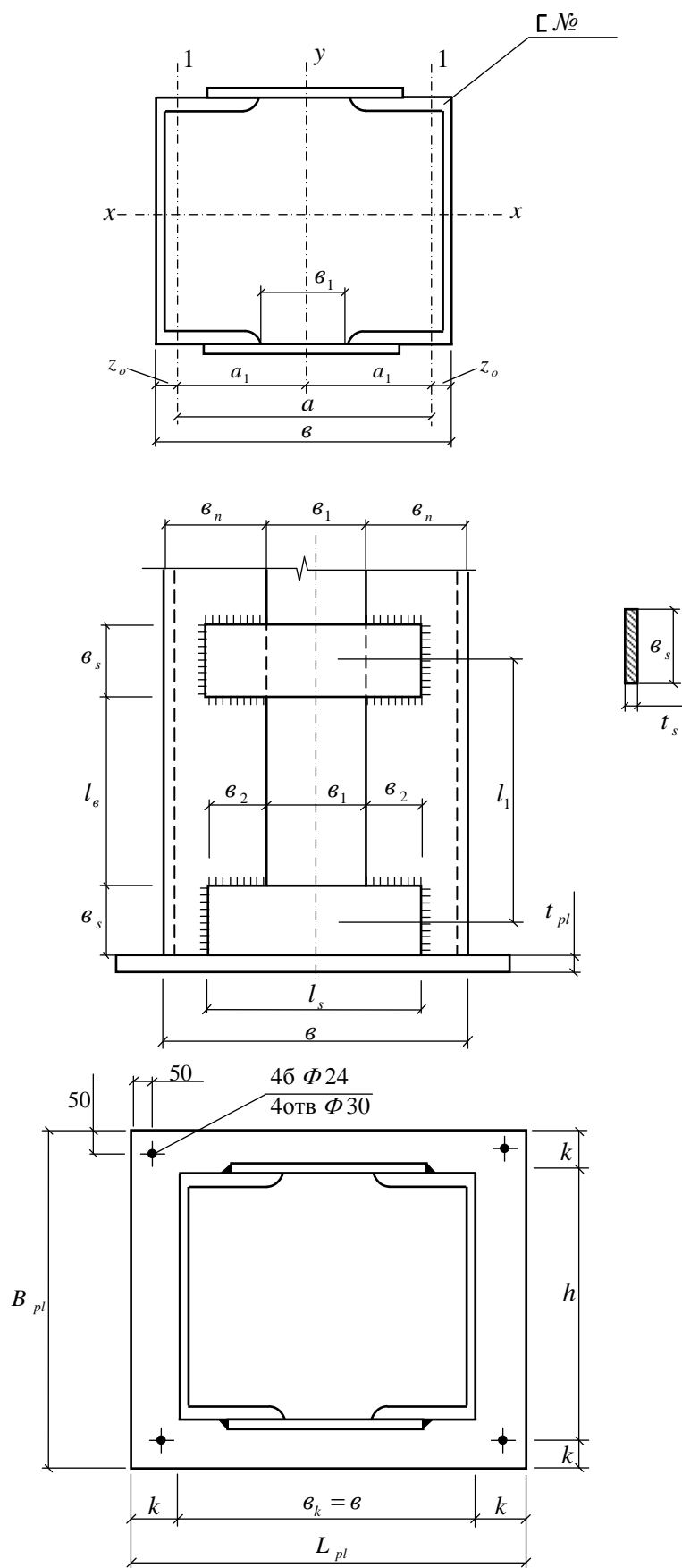


Рис. 17. Сквозное сечение колонны из швеллеров

Геометрические характеристики сечения определяем как для составного сечения.

Из условия равноустойчивости по табл. 7[1] получаем относительную гибкость

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b1}^2} \leq \lambda_u.$$

Проверку устойчивости колонны проводим по (7) [1]

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

где φ_y - коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. Д.1 [1] в зависимости от приведенной гибкости элемента:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}.$$

2.5. Расчет и конструирование соединения ветвей колонны планками

Планки рассчитываются по п.7.2.7[1] на условную поперечную силу равную:

$$Q_s = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E / R_y) N / \varphi.$$

Расчет соединительных планок и их прикрепления должен выполняться на силу, срезающую планку (19) [1]

$$F_s = \frac{Q_s \cdot l_1}{b};$$

момент, изгибающий планку в ее плоскости (20) [1]

$$M_s = \frac{Q_s \cdot l_1}{2}.$$

Планки соединяются с ветвями ручной дуговой сваркой. Катет шва принимается равным толщине планки $k_f = t_s$, а длина шва равна ширине планки $l_\omega = b_s$.

Характеристики шва определяются по формулам:

$$A_\omega = \beta_f \cdot k_f \cdot l_\omega;$$

$$W_\omega = \frac{\beta_f \cdot k_f \cdot l_\omega^2}{6}.$$

Прочность сварных швов должна удовлетворять условию:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_\omega^2 + 3\tau_\omega^2} \leq R_{wf},$$

где $\sigma_\omega = M_s / W_\omega$ - нормальные напряжения в сварном шве;

$\tau_\omega = F_s / A_\omega$ - касательные напряжения в сварном шве.

2.6. Расчет базы колонны с фрезерованным торцом

Колонна устанавливается на железобетонный фундамент и крепится к нему фундаментными болтами. Класса бетона фундамента определяется по заданию. Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию R_b определяется по [6].

Требуемая площадь опорной плиты колонны из условия прочности фундамента равна:

$$A_{pl}^{mp} = \frac{N}{R_b}.$$

Размеры опорной плиты принимаются в соответствии с [5], при этом примерный вылет консоли (рис. 16 и 17) равен:

$$k^{mp} = 0,35b_k.$$

Площадь опорной плиты колонны должна быть не менее требуемой:

$$A_{pl} = L_{pl} \cdot B_{pl} \geq A_{pl}^{mp}.$$

Напряжение в фундаменте под опорной плитой не должно превышать расчетного сопротивления бетона сжатию:

$$\sigma_f = \frac{N}{A_{pl}} \leq \gamma \cdot R_b.$$

Плита работает на изгиб от реактивного давления фундамента. Момент в консоли плиты для полосы шириной 1см:

$$M_k = \frac{\sigma_f \cdot k^2 \cdot 1cm}{2}.$$

Толщина плиты определяется согласно п. 8.6.2 [1] и принимается по [5]

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_k}{R_y}}.$$

Толщина плиты не должна превышать 40 мм. В исключительных случаях допускается принимать толщину плиты более 40 мм.

Пример 1. Необходимо подобрать стальной настил для нормальной балочной клетки, в которой балки настила располагаются с шагом $a = 1,4$ м и заданной временной нагрузкой 20 кПа

Для стального настила применяют плоские листы толщиной 6...20 мм из стали класса С235 с расчетным сопротивлением стали по пределу текучести $R_y = 230 \frac{H}{мм^2}$ (табл. В.5 [1]). Расчетная схема настила представлена на рис. 5.

Требуемая толщина настила из условия жесткости при шаге балок настила $a = 1,4$ м.:

$$t_n = \frac{3,75a}{n_0 + 72 \frac{E_1}{n_0^3 \cdot g^n}} = \frac{3,75 \cdot 140}{150 + 72 \frac{22600}{150^3 \cdot 0,00206}} = 1,37cm,$$

где n_0 - величина, обратная относительно прогибу равному $f_u = 1/150$ (по табл. Е.2 п. 2,а)[2]);

$$E_1 = \frac{E}{1-\mu^2} = \frac{2.06 \cdot 10^5}{1-0,3^2} = 2,26 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 2,26 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2;$$

$$g^n = 1,03 \cdot p = 1,03 \cdot 20 \text{ кН/м}^2 = 0,00206 \text{ кН/см}^2.$$

В соответствие с [5] принимаем толщину настила $t_n = 14 \text{ мм} = 1,4 \text{ см}$.

Приварка настила к балкам делает невозможным сближение опор настила при его прогибе под нагрузкой, что вызывает в нем растягивающие усилия H (рис.5), уменьшающие огибающий момент и улучшающие работу настила в пролете:

$$H = \gamma_f \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{1}{n_0} \right]^2 E_1 t_n = 1,2 \cdot \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{1}{150} \right]^2 22600 \cdot 1,4 = 4,16 \text{ кН}.$$

Настил привариваем к балкам настила ручной дуговой сваркой электродами Э42 согласно табл. Г.1 [1].

Характеристики электрода принимаем по табл. Г.2[1]:

расчетное сопротивление срезу по металлу шва $R_{wf} = 180 \text{ Н/мм}^2$;

расчетное сопротивление срезу по металлу границы сплавления $R_{wun} = 410 \text{ Н/мм}^2$.

Прочность металла границы сплавления (табл.4[1]) определяется по формуле: $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ Н/мм}^2$

Катет шва k_f принимаем согласно требованиям п.15.1.7[1] равным минимальным 4мм, коэффициенты по табл. 36[1] для ручной сварки $\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1$.

Расчет ведем на 1 погонный сантиметр длины сварного шва.

Проверка прочности сварки по металлу шва (176) [1]:

$$\frac{4,16}{0,4 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 1} = 0,8 < 1.$$

Проверка прочности сварки по металлу границы сплавления (177) [1]:

$$\frac{4,16}{0,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,6 < 1.$$

Прочность сварного шва обеспечена.

Таким образом, принимаем настил толщиной 14 мм, прикрепленный к балкам настила ручной дуговой сваркой швом катетом 4 мм.

Пример 2. Необходимо подобрать сечение балки настила из прокатного двутавра для балки настила пролетом $a = 4 \text{ м}$ с нагрузкой от настила по примеру 1.

Материал для балок сталь класса С245 с расчетным сопротивлением стали по пределу текучести $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$ по табл. В.5 [1].

Балки настила опираются на главные балки и рассчитываются как

однопролетные шарнирно опертые балки (рис. 7).

Нормативная нагрузка от настила равна:

$$g_n^n = \gamma \cdot t_n \cdot a = 78,5 \cdot 10^{-6} \cdot 1,4 \cdot 140 = 0,015 \text{ кН/см.}$$

Нормативная временная нагрузка на балку настила:

$$p^n = p \cdot a = 20 \cdot 10^{-4} \cdot 140 = 0,28 \text{ кН/см.}$$

Нормативная нагрузка на балку настила с учетом ее собственного веса:

$$q^n = 1,03(g_n^n + p^n) = 1,03 \cdot (0,015 + 0,28) = 0,304 \text{ кН/см.}$$

Расчетная нагрузка на балку настила с учетом ее собственного веса:

$$q = 1,03(g^n \cdot \gamma_f + p^n \cdot \gamma_f) = 1,03 \cdot (0,015 \cdot 1,05 + 0,28 \cdot 1,2) = 0,362 \text{ кН/см}$$

где γ_f - коэффициент надежности по нагрузке согласно [2].

Расчетные усилия в балке настила (рис.7) будут равны:

$$M_{\max} = \frac{0,362 \cdot 400^2}{8} = 7240 \text{ кН} \cdot \text{см};$$
$$Q_{\max} = \frac{0,362 \cdot 400}{2} = 72,4 \text{ кН}.$$

Согласно п. 4.2.7[1] балки настила относятся ко второму классу конструкций. Расчет на прочность разрезных балок двутаврового сечения второго класса выполняют по формуле (50)[1] и требуемый момент сопротивления сечения определяется по формуле:

$$W^{mp} = \frac{M_{\max} \cdot \gamma_n}{c_x \beta R_y \gamma_c} = \frac{7240 \cdot 0,95}{1,12 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 1} = 256 \text{ см}^3$$

где $\gamma_f = 0,95$ - коэффициент надежности по классу ответственности сооружений [2];

$C_x = 1,12$ - коэффициент, учитывающий развитие пластических деформации (табл. Е1 [1]);

$\beta = 1$ коэффициент, зависящий от соотношения $\tau \leq 0,5R_s$

По сортаменту[4] принимаем двутавр №24.

Характеристики сечения:

$$W_x = 289 \text{ см}^3$$

$$S_x = 163 \text{ см}^3$$

$$I_x = 3460 \text{ см}^4$$

$$g_l = 27,3 \text{ кг/м}$$

Проверка прочности принятого сечения:

касательное напряжение в балке:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_x \gamma_n}{I_x t} = \frac{72 \cdot 163 \cdot 0,95}{3460 \cdot 9,5} = 3,26 \text{ кН/см}^2 < 0,5R_s = 0,5 \cdot 0,58 \cdot 24 = 6,96 \text{ кН/см}^2,$$

следовательно, $\beta = 1$, тогда:

$$\frac{M}{c_x \beta W_x R_y \gamma_c} = \frac{7240 \cdot 0,95}{1,12 \cdot 1 \cdot 289 \cdot 24 \cdot 1} = 0,98 \leq 1.$$

Прочность в зоне чистого изгиба обеспечена.

Прочность в приопорной зоне выполняют по (54) [1]:

$$\frac{Q \cdot \gamma_n}{A_w R_s \gamma_c} = \frac{72,4 \cdot 0,95}{(11,5 \cdot 0,95)(0,58 \cdot 24) \cdot 1} = 0,45 < 1.$$

Прочность в приопорной зоне обеспечена.

Проверка жесткости сечения балки настила:

$$f = \frac{5}{384} \frac{q^n \cdot l^3}{E \cdot I_x} \leq f_u, \text{ где } f_u = 1/200 [2];$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{0,304 \cdot 400^3}{20600 \cdot 3460} = 0,0035 < 0,005$$

Жесткость балки обеспечена.

Общая устойчивость балок обеспечена, т.к. выполняются условия п.8.4.4 [1]: на балки настила по всей длине опирается стальной настил, приваренный к балкам настила (пример 1).

Местную устойчивость элементов сечения балки не проверяем, т.к. используем прокатный профиль.

Пример 3. Необходимо подобрать составное сечение для главной балки пролетом 14м с нагрузкой от балок настила по примеру 2.

Материал для главных балок – сталь класса С245 с расчетным сопротивлением стали по пределу текучести $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$ (табл. В.5 [1]).

На главную балку нагрузка от балок настила передается в виде сосредоточенных сил. При частом расположении сосредоточенных сил, когда их в пролете не менее пяти, они могут быть заменены эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой.

Нормативная эквивалентная нагрузка на главную балку составит:

$$q_{\text{ЭКВ}} = 1,03 \cdot (20 \cdot 10^{-4} + 78,5 \cdot 10^{-6} \cdot 1,4 + 0,00273/140) \cdot 400 = 0,88 \text{ кН/см.}$$

Расчетная эквивалентная нагрузка на главную балку составит:

$$q_{\text{ЭКВ}} = 1,03 (20 \cdot 10^{-4} \cdot 1,2 + 78,5 \cdot 10^{-6} \cdot 1,4 \cdot 1,05 + 0,00273 \cdot 1,05/140) \cdot 400 = 1,04 \text{ кН/см.}$$

Расчетные усилия в главной балке будут равны (рис. 7):

- изгибающий момент:

$$M_{\text{max}} = \frac{1,04 \cdot 1400^2}{8} = 254800 \text{ кНсм};$$

- поперечная сила на опоре:

$$Q_{\text{max}} = \frac{1,04 \cdot 1400}{2} = 728 \text{ кН.}$$

Определение размеров сечения главной балки (рис. 8).

Минимальная высота балки из условия жесткости:

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{24 \cdot 1400}{20600 \cdot [1/250]} \cdot \frac{0,88}{1,04} = 72 \text{ см.}$$

Оптимальная высота балки из условия экономичности:

$$h_{\text{opt}} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{10086}{1,2}} = 105 \text{ см.}$$

Требуемый момент сопротивления сечения балки:

$$W^{mp} = \frac{254800 \cdot 0,95}{24 \cdot 1} = 10086 \text{ см}^3 .$$

Ориентировочная толщина стенки балки:

$$t_{\omega} = 7 + \frac{0,3 \cdot 14000}{1000} = 11,2 \text{ мм}$$

Принимаем толщину стенки балки $t_{\omega} = 12 \text{ мм}$ в соответствии с [5].

Принимаем высоту стенки главной балки по [5] $h_{\omega} = 1050 \text{ мм}$

Толщина поясного листа из условия среза должна быть не менее

$$t_{f,\min} = \frac{1,5 \cdot 728}{105 \cdot 13,92} = 0,75 \text{ см} ,$$

где расчетное сопротивление стали срезу $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2$

Толщина поясного листа назначается в пределах $t_f \approx 24 \dots 36 \text{ мм}$. Принимаем по [5] толщину листа $t_f = 30 \text{ мм}$.

Полная высота главной балки равна:

$$h = h_{\omega} + 2t_f = 105 + 6 = 111 \text{ см}$$

Требуемая площадь сечения одного поясного листа:

$$h_0 = h - t_f = 111 - 3 = 108 \text{ см} .$$

$$I^{TP} = W^{TP} \frac{h}{2} = 10086 \frac{111}{2} = 559773 \text{ см}^4$$

$$I_w = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1,2 \cdot 105^3}{12} = 115763 \text{ см}^4$$

$$I_f^{TP} = I^{TP} - I_w^{TP} = 559773 - 115763 = 444010 \text{ см}^4$$

$$A_f^{TP} = \frac{2 \cdot I_f^{TP}}{h_0^2} = 2 \frac{444010}{108^2} = 76 \text{ см}^2$$

Ширина поясного листа назначается в пределах (1/3...1/5) полной высоты балки h :

$$b_f \approx 21 \dots 35 \text{ см}$$

Ширина поясного листа должна быть не менее:

$$b_f^{TP} = \frac{A_f^{TP}}{t_f} = \frac{76}{3} = 25,3 \text{ см}$$

Ширину назначаем 280 мм в соответствии с [5], но не менее 180 мм, чтобы можно было выполнить узлы опирания вышележащих конструкций.

Площадь сечения элементов составного сечения:

$$A_f = b_f \cdot t_f = 28 \cdot 3 = 84 \text{ см}^2$$

$$A_w = h_w \cdot t_w = 105 \cdot 1,2 = 126 \text{ см}^2$$

$$A = A_w + 2A_f = 126 + 2 \cdot 84 = 294 \text{ см}^2$$

Проверка прочности сечения главной балки.

Момент инерции составного сечения главной балки равен:

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2A_f \cdot b_1^2 = \frac{1,2 \cdot 111^3}{12} + 2 \cdot 84 \cdot 54^2 = 626651 \text{ см}^4;$$

$$b_1 = \frac{h - t_f}{2} = \frac{111 - 3}{2} = 54 \text{ см}.$$

Момент сопротивления сечения равен

$$W_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 626651}{111} = 11291 \text{ см}^3.$$

При соотношении $A_f / A_w = 0,7$ по табл. К.1[1] определяем: $C_x = 1,1$,
 $\tau = 5,8 \text{ кН} / \text{см}^2 < 0,5R_s = 0,5 \cdot 0,58 \cdot 24 = 6,96 \text{ кН} / \text{см}^2$, следовательно, $\beta = 1$

Проверка прочности сечения главной балки:

$$\frac{M}{c_x \beta W_x R_y \gamma_c} = \frac{254800 \cdot 0,95}{1,1 \cdot 1 \cdot 11291 \cdot 24 \cdot 1} = 0,81 \leq 1.$$

Условие прочности выполняется, следовательно, размеры сечения подобраны верно.

Проверка устойчивости стенки главной балки по п.8.5.8 [1]:

$$\tau / R_s = 5,8 / 13,92 = 0,42;$$

$$\bar{\lambda}_w = (h_w / t_w) \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 105 / 1,2 \sqrt{24 / 20600} = 2,98;$$

$\alpha = 0,203$ (по табл.18 [1]);

$$\alpha_f = \frac{A_f}{A_w} = \frac{84}{126} = 0,7;$$

$$254800 / [24 \cdot 1 \cdot 105^2 \cdot 1,2(1 \cdot 0,7 + 0,206)] = 0,89 \leq 1.$$

Условия выполняются, следовательно, устойчивость стенки главной балки обеспечена.

Проверка местной устойчивости сжатого пояса (п.8.5.19 [1]):

свес полки равен:

$$b_{ef} = \frac{28 - 1,2}{2} = 13,4 \text{ см},$$

$\bar{\varepsilon}$

где параметр $\bar{\varepsilon}$ определяется по формуле:

$$\bar{\varepsilon} = 0,29 / \sqrt{0,0833 - (C_{1x} - 1)(\alpha_f + 0,167)} = 0,29 / \sqrt{0,0833 - (1 - 1)(0,7 + 0,167)} = 1$$

$$C_{1x} = \frac{M}{W_x R_y \gamma_c} = \frac{254800}{11291 \cdot 24 \cdot 1} = 0,94.$$

Коэффициент изменяется в пределах $1 < C_{1x} = 0,94 < C_x = 1,1$, принимаем $C_{1x} = 1$

По табл. М.1[1] принимаем $\bar{\lambda}_{uw} = 4,66$.

Относительная гибкость пояса:

$$\bar{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \left(\frac{13,4}{3} \right) \sqrt{24 / 20600} = 0,152.$$

Предельная гибкость пояса;

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,17 + 0,06 \bar{\lambda}_{uw} = 0,17 + 0,06 \cdot 4,66 = 0,45.$$

$\bar{\lambda}_f < \bar{\lambda}_{uf}$, следовательно, устойчивость сжатых поясов обеспечена.

Проверка общей устойчивости балки (п.8.4.6) выполняется из условия:

$$\bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{ub} \cdot \delta.$$

Для главной балки связями из плоскости балки являются балки настила.

Принимаем за расчетную длину l_{ef} шаг балки настила a .

$$l_{ef} = 140 \text{ см}$$

Относительная гибкость балки:

$$\bar{\lambda}_b = (l_{ef} / b) \sqrt{\frac{R_y}{E}} = (140 / 28) \sqrt{24 / 20600} = 0,17.$$

Предельная гибкость равна:

$$\bar{\lambda}_{ub} = 0,35 + 0,0032 \cdot \frac{b_f}{t_f} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \cdot \frac{b_f}{h_0} = 0,35 + 0,0032 \cdot \frac{28}{3} + \left(0,76 - 0,02 \frac{28}{3} \right) \cdot \frac{28}{108} = 0,35;$$

$$\delta = 1 - 0,6(C_{1x} - 1) / (C_x - 1) = 1 - 0,6(1 - 1) / (1,1 - 1) = 1;$$

$$\bar{\lambda}_b = 0,17 < \bar{\lambda}_{ub} \cdot \delta = 0,35.$$

Условия выполняются, следовательно, общая устойчивость главной балки обеспечена.

Проверка жесткости сечения.

Прогиб для балки определяется по формуле:

$$\frac{5}{384} \frac{0,88 \cdot 1400^3}{20600 \cdot 626651} = 0,0024 \leq 1 / 250 = 0,004.$$

Условие жесткости выполняется.

Расчет соединения поясов со стенкой.

Сварка для соединения поясов со стенкой ведется автоматическим методом, Согласно таблице Г.1[2] используем для сварки проволоку Св-08А.

Для марки принятой сварочной проволоки расчетное сопротивление материала шва $R_{of} = 18 \text{ кН/см}^2$.

Расчетное сопротивление углового шва:

$$\beta_f = 1,1;$$

$$\beta_z = 1,15;$$

$$R_{un} = 41 \text{ кН/см}^2;$$

$$R_{\alpha z} = 0,45 R_{un} = 18,45 \text{ кН/см}^2.$$

Статический момент полки относительно оси х:

$$S_f = A_f \cdot h_0 / 2 = 84 \cdot 108 / 2 = 4536 \text{ см}^3.$$

Усилия сдвига на 1см

$$T = \frac{Q_{\max} \cdot S_f}{I_x} = \frac{728 \cdot 4536}{626651} = 5,3 \text{ кН/см}.$$

Величина катета сварного шва, необходимого для восприятия усилия сдвига:

$$k_f^{mp} = \frac{T}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{5,3}{2 \cdot 1,1 \cdot 18 \cdot 1} = 0,13 \text{ см} = 1,3 \text{ мм}.$$

С учетом требований таблицы 38 и пункта 14.1.7 [1] катет шва стальных конструкций

$$k_{f,\min} = 6 \text{ мм};$$

$$k_{f,\max} = 1,2 t_{\min} = 1,2 \cdot 12 = 14,4 \text{ мм};$$

$$t_{\min} = t_w = 12 \text{ мм}.$$

Примем катет шва $k_f = 10$ мм.

Прочность шва в околосшовной зоне обеспечена, если выполняется условие:

$$\frac{T}{2\beta_z \cdot k_f} = \frac{5,4}{2 \cdot 1,15 \cdot 1} = 2,3 \text{ кН/см}^2 \leq R_{wz} \cdot \gamma_c = 18,45 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность обеспечена.

Расчет и конструирование ребер жесткости и опорного ребра балки.

Ребра жесткости для балок 2-го класса устанавливаются с 2-х сторон стенки балки в местах опирания балок настила (рис.9). Согласно требованиям п. 8.5.9[1]:

ширина ребра должна быть не менее

$$b_r \geq \frac{1050}{30} + 25 = 60 \text{ мм},$$

$$\text{Свес полки } b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{280 - 12}{2} = 134 \text{ мм}.$$

Принимаем ширину ребра жесткости $b_r = 120 \text{ мм}$.

Толщина ребра жесткости должна быть не менее

$$t_r \geq 2 \cdot 120 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 8,2 \text{ мм}.$$

Принимаем $t_r = 10$ мм по [5].

Поперечные ребра приваривают сплошным односторонним швом катетом $k_f = t_r = 10 \text{ мм}$.

Расстояние между ребрами должно быть не более $2,5 h_w$. Принимаем постановку ребер равной расстоянию между балками настила 1400 мм

$$1400 \text{ мм} \leq 2,5 \cdot 1050 = 2625 \text{ мм}.$$

Опорное ребро балки нагружено опорной реакцией $Q_{\max} = 728 \text{ кН}$ и рассчитывается по п.8.5.17[1].

Ширина опорного ребра равна ширине балки $b_f = 280 \text{ мм}$.

Толщина опорного ребра должна быть не менее

$$t_r^1 \geq 3b_r \sqrt{R_y / E},$$

$t_r^1 \geq 3 \cdot 180 \sqrt{24 / 20600} \geq 18,4 \text{ мм}$, принимаем толщину опорного ребра по [5]
 $t_r^1 = 20 \text{ мм}$.

Принимаем выпуск опорного ребра внизу главной балки $a_0 = 20 \text{ мм}$

Нижние края ребра выпущены на $a_0 = 20 \text{ мм} \leq 1,5t_r^1 = 30 \text{ мм}$, следовательно, ребро в месте опирания на колонну работает на смятие.

Прочности ребра на смятие обеспечена, если выполняются условие:

$$\frac{Q}{b_f t_r^1} = \frac{728}{28 \cdot 2} = 13 \text{ кН/см}^2 < R_p = 36 \text{ кН/см}^2$$

$R_p = R_u = 36 \text{ кН/см}^2$ - расчетное сопротивление стали смятию.

Условие выполняется, следовательно, прочность опорного ребра обеспечена.

Расчет стыка балки на высокопрочных болтах.

Принимаем размещение стыка в середине пролета главной балки, где изгибающий момент максимальный, а поперечная сила равна 0.

Стык балки (стенки и поясов) выполняется на высокопрочных болтах марки 40Х. Используют типовой кондуктор, у которого расстояние между осями болтов 80 мм, а до края накладки 60 мм.

Принимаем число вертикальных рядов болтов в стенке с одной стороны накладке равным двум ($m=2$). Высота стенки $h_w = 1050 \text{ мм}$, поэтому принимаем 10 рядов болтов (четное число, т.к. распределение усилий момента пропорционально плечу).

Момент инерции сечения стенки равен:

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1,2 \cdot 105^3}{12} = 115762 \text{ см}^4.$$

Величина изгибающего момента приходящейся на стенку балки:

$$M_w = \frac{M_{\max} \cdot I_w}{I_x} = \frac{254800 \cdot 115762}{626651} = 47070 \text{ кНсм}.$$

Сумма расстояний между симметричными осями болтов:

$$\sum h_i^2 = (8^2 + 24^2 + 40^2 + 56^2 + 72^2) = 10560 \text{ см}^2.$$

Усилия в крайних болтах будет равно:

$$N_b = \frac{M_w \cdot h_{\max}}{m \cdot \sum h_i} = \frac{47070 \cdot 72}{2 \cdot 10560} = 160,5 \text{ кН}.$$

Расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов (табл. Г.8 [1])

$$R_{bh} = 755 \text{ Н/мм}^2.$$

Считаем, что обработка поверхности производится газопламенным способом, а контроль натяжения болтов производится по моменту закручиванию, тогда согласно таблице 42 [1] имеем коэффициенты:

$$\gamma_h = 1,12, \quad \mu = 0,42.$$

Требуемая площадь сечения болта “нетто” будет равна:

$$A_{bn}^{mp} = \frac{N_b \cdot \gamma_h}{2 \cdot R_{bh} \cdot \mu} = \frac{160,5 \cdot 1,12}{2 \cdot 75,5 \cdot 0,42} = 2,83 \text{ см}^2.$$

Принимаем диаметр болта по таблице Г.9 [1] $d_{bn} = 24 \text{ мм}$ с площадью сечения, равной $A_{bn} = 3,53 \text{ см}^2$.

Пояса балки соединяем также болтами $d_{bn} = 24 \text{ мм}$.

Усилие, воспринимаемое поясом

$$N_p = \frac{M \cdot I_f}{h_{ef} \cdot I_x} = \frac{254800 \cdot 510889}{108 \cdot 626651} = 1923 \text{ кН},$$

где момент инерции сечения пояса равен

$$I_f = I_x - I_\omega = 626651 - 115762 = 510889 \text{ см}^4.$$

Несущая способность одной поверхности трения при соединении высокопрочными болтами:

$$Q_{bn} = \frac{R_{bn} \cdot \mu \cdot A_{bn}}{\gamma_n} = \frac{75,5 \cdot 0,42 \cdot 3,53}{1,12} = 100 \text{ кН}$$

Количество болтов в стыке поясов с одной стороны накладки при 2-х рядном расположении будет равно:

$$n = \frac{N_p}{2Q_{bn}} = \frac{1923}{2 \cdot 100} = 9,6.$$

Принимаем количество болтов равное 10.

Пример 4. Запроектировать колонну сквозного сечения из двутавров для балочной клетки. Нагрузку на колонну принять от главных балок по примеру 3. Отметка верха настила должна быть по заданию 12 м, фундамент из бетона класса В10.

Колонна воспринимает нагрузку от двух главных балок.

$$N = \beta \cdot 2Q_{\max} = 1,02 \cdot 2 \cdot 728 = 1485,12 \text{ кН},$$

$\beta = 1,02$ - коэффициент, учитывающий собственный вес колонны.

Строительная высота конструкции перекрытия при этажном сопряжении балок настила (рис.15):

$$h_{cmp} = h + t_d + a_0 + h_{bn} = 111 + 1,4 + 2 + 24 = 138,1 \approx 138 \text{ см}.$$

Высота колонны определяется из выражения (кратно 200 мм):

$$h_k = H + h_b - h_{cmp} = 1200 + 78 - 138 = 1140 \text{ см},$$

h_b - заделка колонны ниже уровня пола.

Расчетная длина колонны при шарнирном закреплении концов:

$$l_{ef} = \mu h_k = 1 \cdot 1140 \text{ см} = 1140 \text{ см} = 11400 \text{ мм}.$$

Требуемая площадь сечения колонны равна:

$$A^{mp} = \frac{N}{\phi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1485,12}{0,7 \cdot 24 \cdot 1} = 88,4 \text{ см}^2.$$

Предварительно принимаем коэффициент продольного изгиба $\phi = 0,7$,

коэффициент условия работы конструкции по табл.1 [1] $\gamma_c = 1$

Требуемая площадь сечения одной ветви колонны равна:

$$A_b^{mp} = \frac{A^{mp}}{2} = \frac{88,4}{2} = 44,2 \text{ см}^2 .$$

По сортаменту [4] принимаем двутавр №33 с характеристиками:

$$A_b = 53,8 \text{ см}^2 ;$$

$$I_x = 9840 \text{ см}^4 ;$$

$$I_1 = 419 \text{ см}^4 ;$$

$$i_x = 13,5 \text{ см} ;$$

$$i_1 = 2,79 \text{ см} .$$

Площадь сечения колонны будет равна: $A = 2 \cdot A_b = 53,8 \cdot 2 = 107,6 \text{ см}^2 .$

Проверка устойчивости колонны относительно оси X.

Гибкость стержня по п. 10.4.1[1] определяется из выражения:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{1140}{13,5} = 84 \leq \lambda_u = 120 .$$

Приведенная гибкость колонны:

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = 84 \sqrt{24 / 20600} = 2,86 .$$

По табл. Д.1 при $\bar{\lambda} = 2,86$, при типе кривой *в* получаем $\varphi_x = 0,671$

$$\frac{1485,12}{107,6 \cdot 0,671 \cdot 1 \cdot 24} = 0,86 < 1 .$$

Условие выполняется, устойчивость обеспечена.

Проверка устойчивости колонны относительно оси Y.

Принимаем условную гибкость одной ветви колонны по п.8.2.3 [1]

$$\bar{\lambda}_{b1} \leq 1,4 \quad , \text{ тогда гибкость ветви } \lambda_{b1} \leq 1,4 / \sqrt{R_y / E} = 41 .$$

Относительная гибкость ветви будет равна:

$$\lambda_{efy} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{b1}^2} = \sqrt{84^2 - 41^2} = 73 .$$

Требуемый радиус инерции относительно оси Y:

$$i_y = l_{ef} / \lambda_y = 1140 / 73 = 15,6 \text{ см} .$$

Приближенное значение радиуса инерции для сечения, состоящего из двух двутавров равно $i_y^{mp} = 0,52 \cdot b$, тогда ширина колонны должна быть не менее (рис.13):

$$b \geq \frac{i_y^{mp}}{0,52} = 15,6 / 0,52 = 30 \text{ см} , \text{ при этом должно соблюдаться конструктивное}$$

требование $b_1 \geq 15 \text{ см} .$

Так как полка двутавра равна 140мм, то по конструктивным требованиям

$$b \geq 15 + 14 = 29 \text{ см} .$$

Принимаем ширину колонны $b = 30 \text{ см}$, тогда габарит $b_1 = 30 - 14 = 16 \text{ см} .$

Расстояние от центра тяжести ветви до общего центра тяжести:

$$a_1 = 30/2 = 15 \text{ см.}$$

Длина ветви принимается из условия:

$$l_b \leq \lambda_{b1} \cdot i_{min} \leq 41 \cdot 2,79 = 114,39 \text{ см. Принимаем } 100 \text{ см.}$$

Длина планки принимается равной ширине колонны: $l_s = b = 30 \text{ см.}$

Ширина планки по п. 15.3.5 [1] назначается в пределах $b_s = 0,5 \dots 0,75 l_s = 15 \dots 22,5 \text{ см.}$, принимаем ширину планки 20 см.

Толщину планки принимаем $t_s = 1 \text{ см}$

Расстояние между центрами планок, таким образом, равно:

$$l_1 = l_b + b_s = 100 + 20 = 120 \text{ см.}$$

Момент инерции и радиус инерции составного сечения колонны относительно оси Y:

$$I_y = 2(I_1 + A_b \cdot a_1^2) = 2(419 + 53,8 \cdot 15^2) = 25048 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{25048}{107,6}} = 15,2 \text{ см.}$$

Гибкость сечения колонны:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{1140}{15,2} = 75 < 120.$$

Из условия равноустойчивости по табл. 7[1] имеем гибкость:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b1}^2} = \sqrt{75^2 + 0,82(1+0,174)41^2} = 85;$$

$$n = \frac{I_1 b}{I_s l_b} = \frac{419 \cdot 30}{(30 \cdot 1^3 / 12 + 30 \cdot 1 \cdot (30/2 + 1/2)^2) 10} = 0,174;$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = 85 \sqrt{24 / 20600} = 2,9;$$

по приложению Д.1 определяем $\varphi_y = 0,663$.

$$\frac{1485,12}{107,6 \cdot 0,663 \cdot 1 \cdot 24} = 0,87 < 1.$$

Устойчивость колонны обеспечена.

Расчет и конструирование соединения ветвей колонны планками.

Планки рассчитываются на условную поперечную силу по п.7.2.7.

$$Q_s = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E / R_y) N / \phi = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - 20600 / 24) 1485,12 / 0,663 = 23,6 \text{ кН}$$

Расчет соединительных планок и их прикрепления должен выполняться на силу, срезающую планку и момент, изгибающий планку в ее плоскости:

$$F_s = \frac{23,6 \cdot 120}{30} = 94,4 \text{ кН};$$

$$M_s = \frac{23,6 \cdot 120}{2} = 1416 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Катет шва принимаем равным толщине планки $k_f = t_s = 1 \text{ см}$.

Длина шва равна ширине планки $l_\omega = b_s = 20 \text{ см}$.

Планки соединяем с двутаврами ручной дуговой сваркой ($\beta_f = 0,7$)

Площадь сечения и момент сопротивления сечения сварного шва:

$$A_\omega = \beta_f \cdot k_f \cdot l_\omega = 0,7 \cdot 1 \cdot 20 = 14 \text{ см}^2 ;$$

$$W_\omega = \frac{\beta_f \cdot k_f \cdot l_\omega^2}{6} = \frac{0,7 \cdot 1 \cdot 20^2}{6} = 46,7 \text{ см}^3 .$$

Условие прочности сварных швов:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_\omega^2 + 3\tau_\omega^2} = \sqrt{30,3^2 + 3 \cdot 6,7^2} = 32,4 \text{ кН / см}^2 > R_{wf} = 20 \text{ кН / см}^2 ,$$

где нормальные напряжения в сварном шве:

$$\sigma_\omega = \frac{M_s}{W_\omega} = \frac{1416}{46,7} = 30,3 \text{ кН / см}^2 ;$$

касательные напряжения в сварном шве:

$$\tau_\omega = \frac{F_s}{A_\omega} = \frac{94,4}{14} = 6,7 \text{ кН / см}^2 .$$

Условие не выполняется, увеличиваем ширину планки и (или) толщину планки. Принимаем $k_f = t_s = 1,4 \text{ см}$ и $l_\omega = b_s = 22,5 \text{ см}$.

Тогда, условие прочности сварных швов:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_\omega^2 + 3\tau_\omega^2} = \sqrt{17,1^2 + 3 \cdot 4,3^2} = 18,7 \text{ кН / см}^2 < R_{wf} = 20 \text{ кН / см}^2 .$$

Условие выполняется, прочность сварных швов обеспечена.

Расчет базы колонны с фрезерованным торцом.

Фундамент выполнен из бетона класса В10 с расчетным сопротивлением сжатию $R_b = 0,45 \text{ кН / см}^2$.

Требуемая площадь опорной плиты:

$$A_{pl}^{mp} = \frac{N}{R_b} = \frac{1485,12}{0,45} = 3300 \text{ см}^2 .$$

Примерный вылет консоли опорной плиты колонны равен (рис.16):

$k^{np} = 0,35b_k = 0,35 \cdot 30 = 9 \text{ см}$, принимаем $k = 15 \text{ см}$, чтобы один из размеров опорной плиты соответствовал [5].

Длина опорной плиты будет равна:

$$l_{pl} = b_k + 2k^{np} = 30 + 14 + 2 \cdot 15 = 74 \text{ см} .$$

Ширина опорной плиты будет равна:

$$b_{pl} = h_{(1)} + 2k = 30 + 2 \cdot 15 = 60 \text{ см} .$$

Фактическая площадь опорной плиты не превышает требуемой по расчету:

$$A_{pl} = 60 \cdot 74 = 4440 \text{ см}^2 > 3300 \text{ см}^2 .$$

Напряжение в фундаменте под опорной плитой не должны превышать прочности бетона на сжатие:

$$\sigma_f = \frac{1485,12}{4440} = 0,33 \text{ кН / см}^2 \leq 0,45 \text{ кН / см}^2 .$$

Опорная плита работает на изгиб от реактивного давления фундамента.

Момент в консоли для полосы шириной 1см:

$$M_k = \frac{\sigma_f \cdot k^2 \cdot 1\text{см}}{2} = \frac{0,33 \cdot 15^2 \cdot 1\text{см}}{2} = 37,1\text{кН} \cdot \text{см}.$$

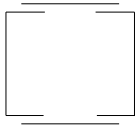
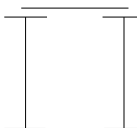
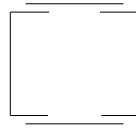
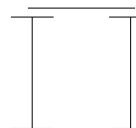
Толщина плиты

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_k}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 37,1}{24}} = 3,04\text{см} = 30,4 \text{ мм} < 40\text{мм}. \quad \text{Принимаем толщину опорной}$$

плиты согласно [5] $t_{pl} = 32 \text{ мм}$.

Опорная плита крепится к фундаменту анкерными болтами. Принимаем диаметр болтов конструктивно $d = 24\text{мм}$.

ЗАДАНИЕ

	ПЕРВАЯ БУКВА ФАМИЛИИ											
	А, К, П	Б, И, Ю	В, С, Щ	Г, Л, Я	Д, Т, У	Е, М, О	Ё, Ф, Э	Ж, Р, Ч	З, Ц, Н	Х, Щ		
Размер площадки в плане, м	42x15	33x15	39x12	36x18	30x15	42x18	33x12	36x15	30x18	39x15		
Шаг колонн в продольном направлении, м	14	11	13	12	10	14	11	12	10	13		
Шаг колонн в поперечном направлении, м	5	5	4	6	5	6	4	5	6	5		
	ТРЕТЬЯ БУКВА ФАМИЛИИ											
	Б, С, Щ	Ж, Е, Р	А, П, Ф	В, О, Ш	Г, М, Э	Ё, Н, Х	З, Л, Ц	Д, К, Ъ, Я	И, У, Ъ, Ы	Й, Ю, Ч, Т		
Отметка верха настила, м	10,6	11,8	10,0	10,2	11,6	11,0	10,4	12,2	10,8	11,4		
Класс бетона фундамента, м	В10	В20	В15	В20	В10	В15	В10	В15	В10	В20		
Настил	металлический											
	ПОСЛЕДНЯЯ ЦИФРА НОМЕРА ЗАЧЕТНОЙ КНИЖКИ											
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
Временная нагрузка, кН/м ²	15	12	14	13	17	16	13	18	12	15		
Тип сечения колонн												

Библиографический список

1. СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции».
2. СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».
3. ГОСТ 8240-97 «Швеллеры стальные горячекатаные».
4. ГОСТ 8239-89 «Двутавры стальные горячекатаные».
5. ГОСТ 19903-74 «Прокат листовой горячекатаный».
6. СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции».
7. Мандриков А.П., Лялин И.М. Примеры расчёта металлических конструкций. М.: Стройиздат, 1991. 430с.
8. Металлические конструкции / под ред. Кудишина Ю.И. М.: Издательский центр Академия, 2007. 680с.

План выпуска учебн.-метод. документ. 2015 г., поз 13

Минимальные систем. требования:
PC 486 DX-33; Microsoft Windows XP; Internet Explorer 6.0; Adobe Reader 6.0.

Подписано в свет 11.02.2015.
Гарнитура «Таймс». Уч.-изд. л. 0,9. Объем данных 550 Кбайт.

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет»
Редакционно-издательский отдел
400074, Волгоград, ул. Академическая, 1
<http://www.vgasu.ru>, info@vgasu.ru