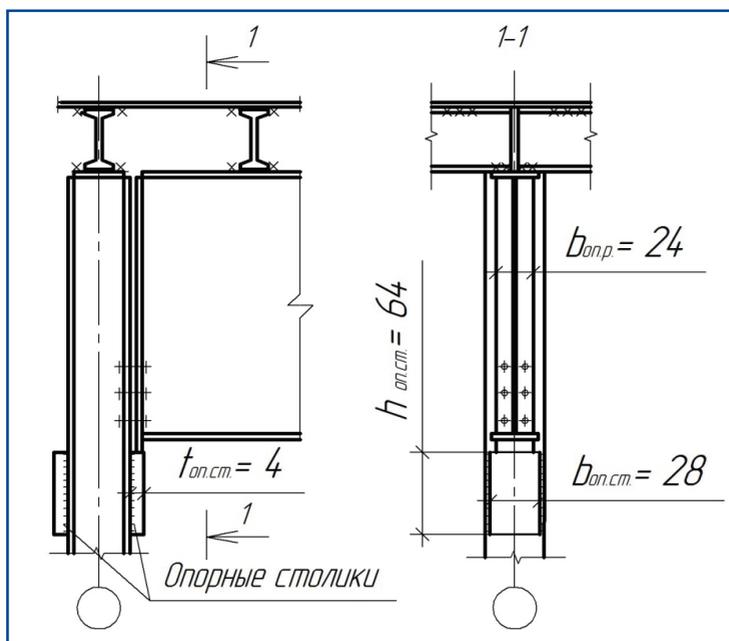


Министерство образования и науки Российской Федерации
Тольяттинский государственный университет
Архитектурно-строительный институт
Кафедра «Городское строительство и хозяйство»

И.К. Родионов

РАБОТА, РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫХ СПЛОШНЫХ КОЛОНН

Электронное учебно-методическое пособие



УДК 624.014(075.8)

ББК 38.5я73

Рецензенты:

д-р техн. наук, профессор, завкафедрой «Технология и организация строительного производства» Самарского государственного архитектурно-строительного университета *В.П. Попов*;
канд. пед. наук, доцент Тольяттинского государственного университета *Е.М. Третьякова*.

Научный редактор канд. техн. наук *В.М. Дидковский*.

Родионов, И.К. Работа, расчет и конструирование стальных центрально-сжатых сплошных колонн : электрон. учеб.-метод. пособие / И.К. Родионов. — Тольятти : Изд-во ТГУ, 2015. — 1 оптический диск.

В учебно-методическом пособии рассмотрены вопросы работы, расчета и конструирования отдельных частей стальных центрально-сжатых сплошных колонн: стержней, оголовков, баз.

Предназначено для студентов, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство», при изучении дисциплины «Металлические конструкции» и выполнении курсовой работы «Рабочая площадка промышленного здания».

Текстовое электронное издание.

Рекомендовано к изданию научно-методическим советом Тольяттинского государственного университета.

Минимальные системные требования: IBM PC-совместимый компьютер: Windows XP/Vista/7/8; ПИИ 500 МГц или эквивалент; 128 Мб ОЗУ; SVGA; Adobe Reader.

Редактор *Т.Д. Савенкова*
Технический редактор *З.М. Малявина*
Компьютерная верстка: *Л.В. Сызганцева*
Художественное оформление,
компьютерное проектирование: *И.И. Шишкина*

Дата подписания к использованию 24.12.2015.

Объем издания 3,4 Мб.

Комплектация издания: компакт-диск, первичная упаковка.

Заказ № 1-42-14.

Издательство Тольяттинского
государственного университета
445667, г. Тольятти, ул. Белорусская, 14
тел. 8(8482) 53-91-47, www.tltsu.ru

Содержание

Введение	5
1. СТАЛЬНЫЕ КОЛОННЫ	8
2. СПЛОШНЫЕ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ КОЛОННЫ	9
2.1. Работа, расчет и конструирование стержня центрально-сжатой сплошной колонны	11
2.2. Работа, расчет и конструирование оголовков центрально-сжатых сплошных колонн	18
2.3. Работа, расчет и конструирование шарнирной базы центрально-сжатой сплошной колонны	25
3. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА	33
3.1. Пример расчета и конструирования стержня центрально-сжатой сплошной колонны	33
3.2. Примеры расчета и конструирования оголовков центрально-сжатых сплошных колонн	38
3.3. Пример расчета и конструирования шарнирной базы центрально-сжатой колонны	44
Библиографический список	51
Глоссарий	52

Введение

Колонны являются одним из основных несущих элементов каркасных зданий и сооружений. Со стальными колоннами как конструктивным элементом студенты-строители встречаются впервые при изучении дисциплины «Архитектура промышленных зданий». Более глубоко, с позиции особенностей работы, расчёта и конструирования, ознакомление происходит в процессе изучения дисциплины «Металлические конструкции».

Цель дисциплины — подготовка студентов к профессиональной деятельности в области проектирования, монтажа и эксплуатации металлических конструкций строительного назначения.

Задачи дисциплины

1. Выработка понимания работы металлических конструкций зданий и сооружений.

2. Овладение принципами рационального проектирования металлических конструкций с учетом требований изготовления, монтажа и надежности в эксплуатации на основе технико-экономического анализа.

3. Формирование навыков конструирования и расчета металлических конструкций для решения конкретных инженерных задач с использованием норм проектирования, стандартов, справочников, средств автоматического проектирования.

В результате изучения дисциплины студент должен

знать:

- основные принципы конструирования, работы и расчета элементов и частей строительных конструкций, выполненных из стали и алюминиевых сплавов;
- современные нормативные и справочные источники;

уметь:

- пользоваться нормативно-технической литературой, стандартными прикладными расчетными программными пакетами и с их помощью рассчитывать металлические конструкции;
- выполнять рабочие чертежи металлических конструкций со спецификациями;
- оценивать техническое состояние металлических конструкций;

владеть:

- методами чтения и построения архитектурно-строительных чертежей в ручной и машинной графике;
- методами расчетов зданий и сооружений, способами оформления технических решений на чертеже;
- основами расчета металлических конструкций зданий и сооружений на статические и динамические нагрузки;
- основами конструирования металлических конструкций зданий и сооружений.

Для закрепления знаний, получения навыков практического проектирования студентам необходимо выполнить **курсовую работу** «**Рабочая площадка промышленного здания**».

Рабочая площадка предназначается для размещения технологического оборудования. Она представляет собой систему колонн, на которых покоится балочная клетка, покрытая настилом.

Расчетно-конструктивная часть работы включает следующие основные разделы:

1. Конструирование и расчет элементов и узлов балочной клетки.
 - 1.1. Выбор оптимального варианта ячейки балочной клетки.
 - 1.1.1. Балочная клетка нормального типа (1 вариант).
 - 1.1.2. Балочная клетка усложненного типа (2 вариант).
 - 1.1.3. Техничко-экономическое сравнение вариантов ячеек балочной клетки.
 - 1.2. Конструирование и расчет главной балки.
2. Работа, расчёт и конструирование колонны.
 - 2.1. Стержень колонны.
 - 2.2. Оголовок колонны.
 - 2.3. База колонны.

Цель данного учебно-методического пособия – сформировать у студентов – будущих специалистов-строителей понимание работы, расчета и конструирования центрально-сжатых сплошных колонн рабочих площадок.

В связи с этим в пособии ставятся следующие **задачи**:

- раскрыть специфику работы, расчета и конструирования стержней центрально-сжатых колонн;

- изложить особенности работы, расчета и конструирования ого- ловков;
- изложить особенности работы, расчета и конструирования шар- нирных баз.

В результате выполнения раздела 2 курсовой работы студент должен:

- *понимать* работу стальных колонн;
- *знать* особенности проектирования отдельных их частей;
- *уметь* работать с нормативной технической литературой.

1. СТАЛЬНЫЕ КОЛОННЫ

Колонны представляют собой вертикально расположенные стержневые элементы, по которым нагрузка от вышележащих конструкций передается на фундаменты [3, рис. 16–22].

Различают три основные части колонн: оголовок – верхняя часть, являющаяся опорой для вышележащих конструкций; стержень – часть колонны, передающая нагрузку сверху вниз; база (башмак) – нижняя часть, распределяющая сосредоточенную нагрузку от стержня по поверхности фундамента (рис. 1). Конструктивные особенности оголовков и баз определяют характер закрепления верхних и нижних концов колонн, которые могут быть шарнирные и жесткие.

В зависимости от характера приложения нагрузки различают центрально- и внецентренно-сжатые колонны. Центрально-сжатые колонны работают на осевую нагрузку, то есть продольную силу, действующую по оси колонны и вызывающую равномерное сжатие поперечного сечения (рис. 1). Внецентренно-сжатые колонны кроме сжатия работают также на изгиб от момента. Изгибающие моменты будут появляться в случае приложения продольной силы не к центру тяжести сечения или в случае приложения к стержню еще и поперечных нагрузок.

Колонны различают также по следующим признакам: по типу – с постоянным и переменным по высоте сечением; по способу изготовления – сварные и клепаные; по конструкции сечения – сплошные [3, рис. 16–18] и сквозные [3, рис. 19–22].

2. СПЛОШНЫЕ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

В центрально-сжатых колоннах рабочих площадок нагрузки приложены либо непосредственно к центру сечения (рис. 1, а), либо симметрично относительно оси стержня, когда создаются уравновешивающиеся моменты (рис. 1, б).

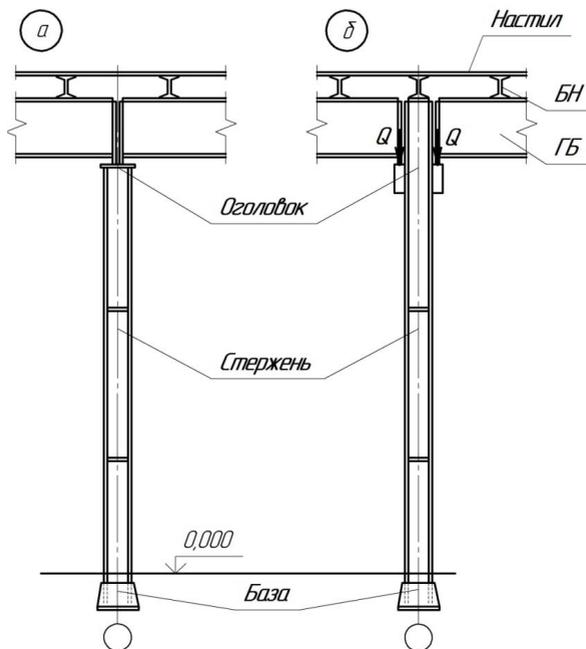


Рис. 1. Центрально-сжатые сплошные колонны

Стержень сплошной колонны образуется из одного или нескольких прокатных профилей или листов, соединенных обычно сваркой. Типы сечений сплошных колонн показаны на рис. 2.

Наиболее рациональным с точки зрения работы материала является трубчатое сечение (рис. 2, а), которое, однако, мало применяется вследствие относительного дефицита труб и относительной сложности сопряжений с балками.

Основным сечением сплошных центрально-сжатых колонн является сварной двутавр, составленный из трех листов (рис. 2, б).

Поверхности такого двутавра доступны, что упрощает конструкцию сопряжений с примыкающими элементами. Сборка двутавра целесообразна с применением автоматической сварки, что не позволяет выполнить условие равноустойчивости.

Одиночный прокатный двутавр с уклоном внутренних граней полок по ГОСТ 8239–89 (рис. 2, в) редко применяется в качестве сжатого элемента вследствие значительной разницы в моментах инерции I_x и I_y . Он может применяться как самостоятельное сечение только в колоннах, раскрепленных по высоте в плоскости, перпендикулярной оси «y». В противном случае требуется усиление листами (рис. 2, г), швеллерами (рис. 2, е) или двутаврами (рис. 2, ж).

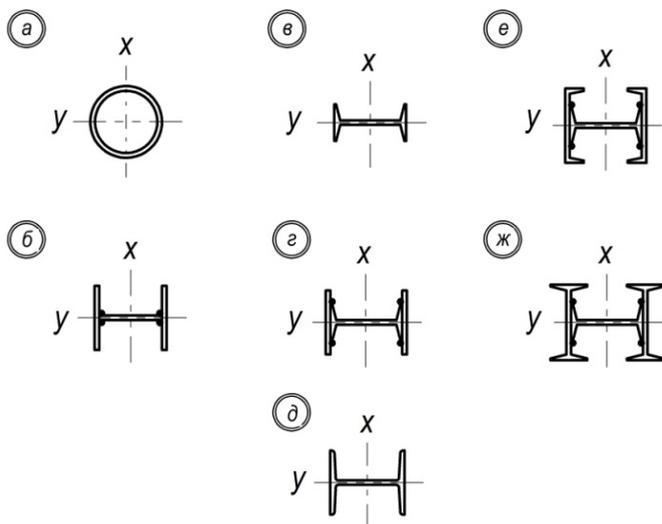


Рис. 2. Сечения центрально-сжатых сплошных колонн

Прокатный колонный двутавр с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020–83 (рис. 2, д) может применяться в качестве стержня колонны при относительно небольших нагрузках и высотах.

2.1. Работа, расчет и конструирование стержня центрально-сжатой сплошной колонны

Несущая способность стержня центрально-сжатой сплошной колонны с сечением в виде сварного двутавра может быть потеряна в результате:

- потери общей устойчивости по изгибно-крутильной форме или
- потери местной устойчивости стенки или одной из полок.

Колонна должна быть по возможности равноустойчивая и с габаритами сечения, позволяющими применять автоматическую сварку.

Алгоритм расчёта колонны:

- определение действующей нагрузки, а следовательно, и осевого усилия;
- определение расчётных длин колонны;
- определение требуемых величин площади и радиусов инерции сечения;
- принятие габаритных размеров сечения и толщин отдельных элементов;
- проверка несущей способности принятой колонны по общей и местной устойчивости.

Таким образом, расчет колонны начинается с определения действующей нагрузки и соответствующего расчётного осевого усилия N .

В случае опирания главных балок сверху (рис. 8) расчётное усилие N определяется как

$$N = 2Q_{\max}^{\text{гб}}. \quad (1)$$

В случае примыкания главных балок сбоку (рис. 7) расчётное усилие N определяется как

$$N = 2(Q_{\max}^{\text{гб}} + Q_{\max}^{\text{бн}}). \quad (2)$$

В формулах (1) и (2) $Q_{\max}^{\text{гб}}$ и $Q_{\max}^{\text{бн}}$ – опорное давление соответственно главной балки и балки настила.

Требуемое значение площади сечения $A_{\text{тр}}$ определяют, предварительно задавшись гибкостью порядка $\lambda = 60-90$ и определив коэффициент продольного изгиба φ по табл.72 СНиП II-23-81* [5],

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}, \quad (3)$$

где R_y – расчетное сопротивление стали на сжатие, растяжение, изгиб, определенное по пределу текучести [5, табл. 51]; γ_c – коэффициент условий работы колонны [5, табл. 6].

Колонна – сжатый гибкий элемент, а поэтому кроме площади сечения для правильного распределения ее на стенку и полки необходимо знать геометрические характеристики, определяющие жесткость сечения, то есть i_x и i_y – радиусы инерции относительно основных осей «x» и «y»:

$$i_x = \frac{l_x}{\lambda}; \quad (4)$$

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda}, \quad (5)$$

где l_x и l_y – расчетные длины колонны в плоскостях, перпендикулярных соответственно осям «x» и «y» (рис. 3).

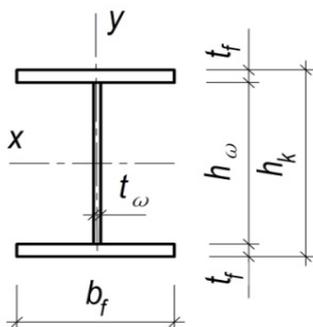


Рис. 3. Сечение колонны

Колонна должна быть равноустойчивой, имеющей равные критические силы (равные гибкости) в двух главных плоскостях изгиба. Габаритные размеры сечения такой колонны – высоту h_k и ширину полки b_f можно определить как

$$h_k = \frac{i_x}{\alpha_1}; \quad (6)$$

$$b_f = \frac{i_y}{\alpha_2}, \quad (7)$$

где коэффициенты $\alpha_1 = 0,43$, $\alpha_2 = 0,24$ [1, прил. 15].

Сборка колонны в заводских условиях производится с помощью автоматической сварки. В этой связи необходимо уточнить габариты сечения с позиции возможности применения сварочного автомата (рис. 4). Требования эти зависят от типа автомата. В курсовой работе можно считать возможным применение автомата при выполнении условия

$$h_k \geq b_f \quad (8)$$

Далее распределяют требуемую площадь по элементам сечения, применяя соответствующий листовой прокат:

- для стенок применяют сталь листовую горячекатаную по ГОСТ 19903–74*;
- для полок применяют сталь широкополосную универсальную горячекатаную по ГОСТ 82–70*.

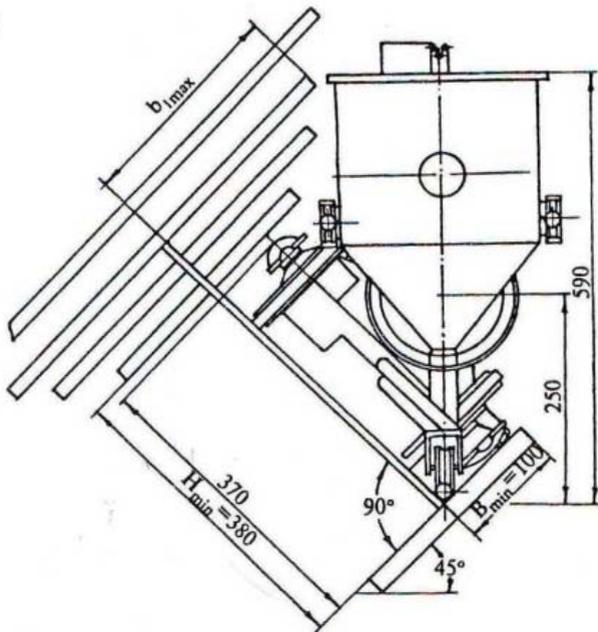


Рис. 4. Сборка двутавра сварочным автоматом

Сокращенный вариант этих ГОСТов представлен в табл. П16.11 и П16.13 [1].

Толщина стенок двутавров составляет $t_{\omega} = 6...16$ мм; толщину полок принимают обычно $t_f = (2...3)t_{\omega}$, но не более 40 мм.

Полученное сечение должно удовлетворять требованиям обеспечения общей устойчивости колонны и местной устойчивости её элементов – стенки и полки.

Возможность закручивания стержня сплошной колонны при потере общей устойчивости исключается постановкой парных поперечных ребер жесткости в двух сечениях по высоте колонны.

Обеспечение общей устойчивости по изгибной форме проверяется по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} \leq R_y \gamma_c (-5\%), \quad (9)$$

то есть перенапряжение не допускается; недонапряжение допускается не более 5 %.

В формуле (9): A – фактическая площадь поперечного сечения (см^2); φ_{\min} – минимальный коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 72 СНиП II-23-81* [5] в зависимости от расчетного сопротивления R_y и максимальной гибкости λ_{\max} .

Максимальная гибкость определяется как наибольшая из двух величин λ_x и λ_y , то есть гибкостей колонны в плоскостях, перпендикулярных соответственно осям «х» и «у».

Гибкости λ_x и λ_y определяем по формулам

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}; \quad (10)$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}. \quad (11)$$

Радиусы инерции i_x и i_y определяются как

$$i_x = \sqrt{I_x/A}; \quad (12)$$

$$i_y = \sqrt{I_y/A}, \quad (13)$$

где I_x и I_y – моменты инерции сечения относительно осей «х» и «у».

В соответствии с требованиями п. 4 табл. 19 СНиП II-23-81* [5] максимальная из гибкостей λ_x и λ_y не должна превышать предельную гибкость для сжатых элементов $[\lambda] = 120$.

Потеря устойчивости стенки колонны (рис. 5) наступает в случае появления в ней напряжения от нагрузки σ_{ω} , большего критической величины $\sigma_{\omega}^{\text{кр}}$. Стенка испытывает местный изгиб, появляются вы-

пучины по всей высоте колонны, ослабляющие сечение. Колонна досрочно теряет несущую способность.

Определение критических напряжений σ_{ω}^{cr} – задача теории упругости.

В инженерной практике местная устойчивость стенки проверяется в соответствии с п. 7.14* СНиП II-23–81* [5], где отмечается, что стенка устойчива, если отношение расчетной её высоты h_{ω} к толщине t_{ω} не превышает предельно допустимые значения:

$$h_{\omega}/t_{\omega} \leq \bar{\lambda}_{\omega\omega} \sqrt{E/R_y} \quad (14)$$

где значения условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_{\omega\omega}$ следует определять по табл. 27* [5].

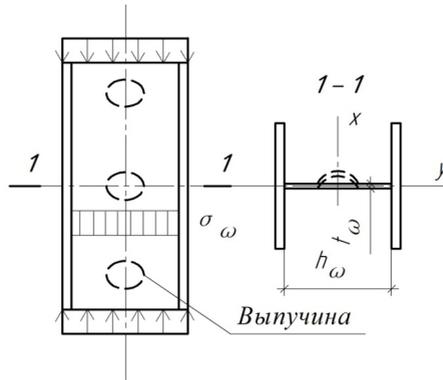


Рис. 5. Местная потеря устойчивости стенки колонны

В частности, для двутаврового сечения в случае центрального сжатия ($m = 0$) формулы определения выглядят следующим образом – при $\bar{\lambda} < 2,0$

$$\bar{\lambda}_{\omega\omega} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}^2; \quad (15)$$

– при $\bar{\lambda} \geq 2,0$

$$\bar{\lambda}_{\omega\omega} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}, \text{ но не более } 2,3. \quad (16)$$

В формулах (15) и (16) условная гибкость $\bar{\lambda}$ определяется как

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \sqrt{R_y/E}, \quad (17)$$

где λ_{\max} – максимальная гибкость колонны.

В случае невыполнения требований (14–16) следует увеличить изгибную жесткость стенки колонны, что достигается либо увели-

чением её толщины, либо постановкой парных продольных ребер жесткости. Сечения последних рекомендуется включать в площадь сечения колонны.

Кроме того, в соответствии с п. 7.21* СНиП II-23–81* [5] стенку колонны следует укреплять поперечными ребрами жесткости, если

$$h_{\omega}/t_{\omega} \geq 2,3\sqrt{E/R_y}. \quad (18)$$

Поперечные ребра следует располагать на расстоянии $(2,5...3)h_{\omega}$ одно от другого; на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер. Эти ребра также служат увеличению жесткости колонны против скручивания.

Размеры поперечных ребер определяются в соответствии с п. 7.10 [5], как и для сварных балок: ширина их выступающей части b_h должна быть для парного симметричного ребра не менее $b_h = h_{\omega}/30 + 40$ мм, для одностороннего ребра – не менее $h_{\omega}/24 + 50$ мм; толщина ребра t_s должна быть не менее $2b_h\sqrt{R_y/E}$.

Потеря местной устойчивости полки колонны (рис. 6, а) будет иметь место в случае появления в ней напряжения от нагрузки σ_f , большего критической величины σ_f^{cr} . Появляются волнообразные изгибные деформации полки, ослабляется сечение, смещается его центр тяжести. Колонна досрочно теряет несущую способность.

В значительной степени устойчивость полки зависит от её гибкости, определяемой отношением свеса b_{ef} к толщине t_f . В соответствии с требованиями п. 7.22* [5] расчётная ширина свеса полки в сварных колоннах определяется как

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_{\omega}}{2}. \quad (19)$$

С учетом требований п. 7.23* СНиП II-23–81* [5] в центрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементах с условной гибкостью $\bar{\lambda}$ от 0,8 до 4 отношение расчетной ширины свеса поясного листа b_{ef} к толщине t_f следует принимать не более значений, определяемых по формулам табл. 29* [5]:

– для полок, неокаймленных ребрами (рис. 6, а)

$$[b_{ef}/t_f] = (0,36 + 0,1\bar{\lambda})\sqrt{E/R_y}; \quad (20)$$

– для полок, окаймленных ребрами (рис. 6, б)

$$[b_{ef}/t_f] = (0,54 + 0,15\bar{\lambda})\sqrt{E/R_y}. \quad (21)$$

В случае невыполнения требований п. 7.23* [5] следует изменить сечение полки с целью уменьшения её гибкости.

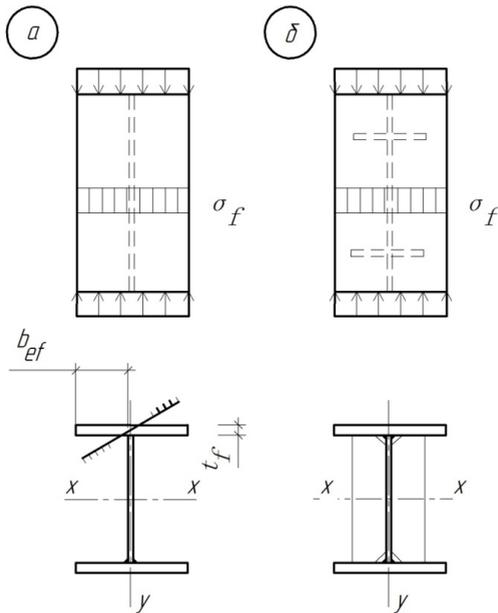


Рис. 6. Местная потеря устойчивости полки колонны

Вопросы для самоконтроля

1. В результате чего может быть потеряна несущая способность стальной центрально-сжатой сплошной колонны?
2. По какой форме может быть потеряна общая устойчивость?
3. Что такое расчётные длины колонны, от чего они зависят?
4. Что такое гибкость колонны, от чего она зависит?
5. Зачем кроме требуемой площади сечения определяются требуемые значения радиусов инерции?
6. Как учитываются требования сварки при компоновке сечения колонны?
7. Что такое гибкость стенки колонны?
8. Какова форма потери местной устойчивости стенки колонны?

9. От чего зависит и как обеспечивается местная устойчивость стенки колонны?
10. Что такое гибкость полки?
11. Какова форма потери местной устойчивости полки колонны?
12. От чего зависит и как обеспечивается местная устойчивость полок колонны?
13. Что такое максимальная гибкость колонны, от чего она зависит?
14. От чего зависит минимальный коэффициент продольного изгиба φ_{\min} ? Как он определяется?

2.2. Работа, расчет и конструирование оголовков центрально-сжатых сплошных колонн

Оголовки колонн различны по конструкции для случаев примыкания и опирания главных балок.

В случае примыкания главной балки (рис. 7) давление от нее передается на опорный столик, представляющий собой пластину, верхний торец которой строгаается, как и нижний торец опорного ребра балки, для более четкой передачи нагрузки.

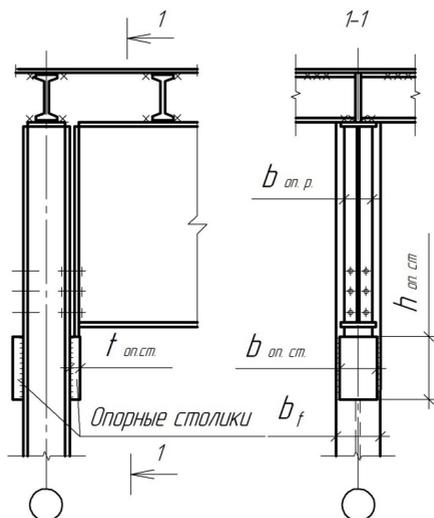


Рис. 7. Узел примыкания главной балки к колонне

Опорная пластина прикрепляется к полке колонны фланговыми, а иногда и лобовым, швами, передающими силовой поток на стержень.

Главная балка на монтаже прикрепляется к полке колонны тремя парами болтов нормальной точности. При шарнирном прикреплении главной балки болты носят конструктивный характер и ставятся в отверстия, располагаемые в нижней трети высоты опорного ребра.

Крайняя в ячейке балка настила, располагаемая по оси, укладывается на плиту толщиной 20 мм, приваренную к верхнему торцу колонны.

Основной задачей в случае примыкания является определение размеров опорного столика.

Алгоритм расчёта опорного столика:

- принимается толщина столика;
- определяется его ширина;
- производится расчёт швов, прикрепляющих столик к полке колонны;
- определяется высота столика.

Толщина столика принимается $t_{\text{оп.ст}} = 40$ мм с учетом конструктивного зазора 10 мм между полкой колонны и опорным ребром главной балки, толщина которого равна 20 мм.

При определении ширины столика $b_{\text{оп.ст}}$ необходимо помнить, что она, с одной стороны, должна быть немного больше ширины опорного ребра главной балки $b_{\text{оп.р}}$, с другой – меньше ширины полки колонны b_f с учетом возможности наплавки на нее двух фланговых швов. В связи с этим можно принимать:

$$b_{\text{оп.ст}} \geq b_{\text{оп.р}} + (20 \dots 40) \text{ мм}; \quad (22)$$

$$b_{\text{оп.ст}} \leq b_f - (20 \dots 40) \text{ мм}. \quad (23)$$

Окончательно ширина столика должна быть принята в соответствии с ГОСТ 82–70*.

Высота столика $h_{\text{оп.ст}}$ определяется работой на срез угловых швов, прикрепляющих его к полке колонны и передающих $Q_{\text{max}}^{\text{гб}}$ – опорное давление главной балки. Для случая прикрепления столика двумя фланговыми швами их длины будут определяться двумя формулами:

– из условия работы на срез по металлу шва

$$l_{\omega}^I = \frac{1,3Q_{\max}^{r6}}{2\beta_f k_f R_{\omega f}} + 1(\text{см}); \quad (24)$$

– из условия работы на срез по металлу границы сплавления

$$l_{\omega}^{II} = \frac{1,3Q_{\max}^{r6}}{2\beta_z k_f R_{\omega z}} + 1(\text{см}), \quad (25)$$

где β_f и β_z – коэффициенты проплавления для полуавтоматической сварки соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления; $R_{\omega f}$ и $R_{\omega z}$ – расчетные сопротивления угловых швов на срез соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления; k_f – катет шва.

Коэффициенты проплавления определяются по табл. 34 СНиП II–23–81* [5] в зависимости от вида сварки, диаметра сварочной проволоки, положения шва и его катета.

Расчетное сопротивление $R_{\omega f}$ определяется по табл. 56 [5] в зависимости от вида сварочного материала – типа электродов или марки проволоки. Сварочный материал принимается по табл. 55 [5] в соответствии с группой ответственности конструкций, климатическим районом и классом стали.

Расчетное сопротивление $R_{\omega z}$ определяется в соответствии с требованиями табл. 3 [5]:

$$R_{\omega z} = 0,45R_{un}, \quad (26)$$

где R_{un} – нормативное сопротивление стали на сжатие, растяжение, изгиб, определенное по пределу прочности; R_{un} определяется по табл. 51 [5] в зависимости от класса стали, толщины и вида проката.

Катет швов принимается в пределах от минимальной [5, табл. 38] до максимальной [5, п. 12.8, а] величины. В расчетах в первом приближении можно принять катет порядка $k_f = 8–12$ мм.

Коэффициент 1,3 в формулах (24) и (25) учитывает возможную неравномерность передачи нагрузки на сварные швы.

Полученные по формулам (24) и (25) длины швов необходимо проверить. Наибольшая из них не должна превышать длину шва, определяемую по формуле п. 12.8, з [5], как максимально возможную длину флангового шва:

$$l_{\omega}^{\max} = 85\beta_f k_f \quad (27)$$

В случае невыполнения этого требования следует увеличить катет швов. Окончательно принимают высоту столика $h_{\text{оп.ст}}$ равной наибольшей из величин швов, определенных по формулам (24) и (25).

Вопросы для самоконтроля

1. Как передаётся силовой поток от главной балки на стержень колонны?
2. Каково назначение болтов, прикрепляющих главную балку к полке колонны?
3. Почему и как принимается толщина опорного столика?
4. Почему фрезеруется или строгается верхний торец столика?
5. Какие три фактора следует учитывать при назначении ширины столика?
6. Как принимается катет швов, прикрепляющих опорную пластину к полке колонны?
7. Что такое коэффициенты проплавления и что они учитывают?
8. Что учитывает коэффициент 1,3 при определении длин швов, прикрепляющих опорный столик к полке колонны?
9. Как можно проверить правильность выбора катета шва?
10. Как можно уменьшить высоту столика?

В случае опирания главных балок на колонну (рис. 8) давление от них передается на плиту толщиной $t_{\text{пл}} = 20$ мм, приваренную к верхнему торцу стержня колонны. Гибкая плита будет передавать нагрузку на стенку колонны, вызывая появление в ней пластических деформаций сжатия.

Для предотвращения пластических деформаций стенки под плитой устанавливаются парные продольные ребра, привариваемые к стенке; в целях исключения скручивания продольные ребра обрамляются снизу поперечными ребрами жесткости (рис. 9). Поперечные ребра в оголовке аналогичны рёбрам в стержне колонны.

Главные балки при монтаже прикрепляются друг к другу тремя парами болтов нормальной точности, располагаемыми в нижней трети их высоты. Каждая балка прикрепляется двумя болтами к плите оголовка. Болты носят конструктивный характер.

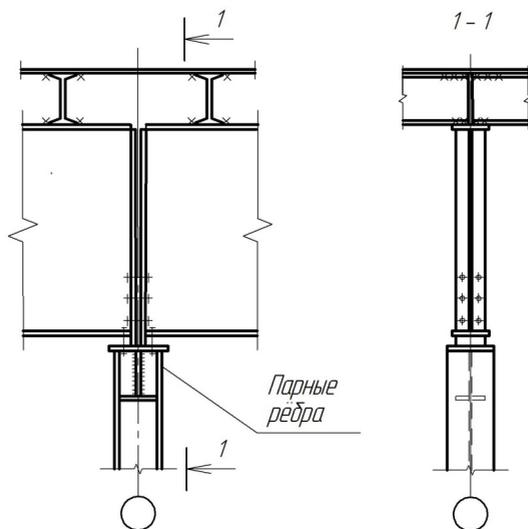


Рис. 8. Узел опирания главных балок на колонну

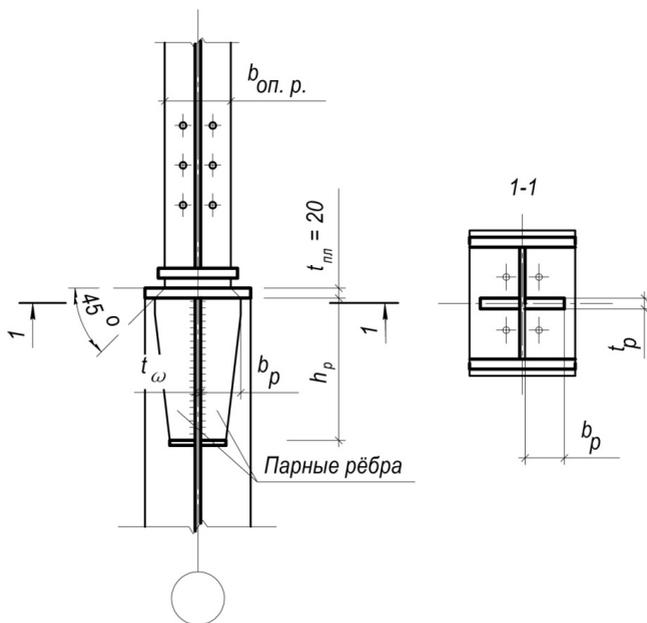


Рис. 9. Фрагмент узла сопряжения главной балки и колонны

Таким образом, основной задачей в данном случае является установление размеров продольных ребер. Эти размеры определяются из условий работы, а именно:

- под плитой ребра испытывают торцевое смятие;
- швы, прикрепляющие ребра к стенке колонны и определяющие их высоту, работают на срез.

Алгоритм определения размеров продольных ребер:

- определяется требуемая величина площади смятия;
- определяется ширина ребра;
- определяется толщина ребра;
- производится расчёт длин швов, прикрепляющих ребро к стенке колонны;
- принимается высота ребра;
- определяется конфигурация продольного ребра с учётом его обрамления снизу поперечным ребром жёсткости.

Требуемая площадь смятия определится как

$$A_p^{тр} = \frac{N}{R_p \gamma_c}, \quad (28)$$

где N – расчетная нагрузка на плиту; R_p – расчетное сопротивление стали на смятие; γ_c – коэффициент условий работы [5, табл. 6].

При наличии двух балок расчетная нагрузка определяется как $N = 2Q_{max}^{r6}$, где Q_{max}^{r6} – опорное давление главной балки.

В соответствии с табл. 1 СНиП II-23–81* [5] расчетное сопротивление стали на смятие $R_p = R_u$, где R_u – расчётное сопротивление стали на сжатие, растяжение, изгиб, определенное по пределу прочности; R_u определяется по табл. 51 [5] в зависимости от класса стали, толщины и вида проката.

Учитывая распределение нагрузки от опорного ребра главной балки через плиту под углом, равным 45° , ширину ребра оголовка b_p можно определить конструктивно (рис. 9) как

$$b_p \geq \frac{b_{o.p}^{r6} + 2t_{пл} - t_{\omega}^k}{2}. \quad (29)$$

Ширину ребра b_p желательно принимать в соответствии с ГОСТ 103–76 «Полоса стальная общего назначения».

Требуемую толщину одного ребра можно определить по формуле

$$t_p^{\text{тр}} = \frac{A_p^{\text{тр}}}{2b_p}. \quad (30)$$

Окончательно принимаем $t_p \geq t_p^{\text{тр}}$, но не более 40 мм в соответствии с ГОСТ 103–76.

Высота ребер h_p определяется из условия среза четырех швов, прикрепляющих ребра к стенке колонны и передающих нагрузку от двух главных балок. Длина этих швов может быть определена по формулам:

– из условия работы на срез по металлу шва

$$l_{\omega}^I = \frac{2Q_{\text{max}}^{\text{рб}}}{4\beta_f k_f R_{\omega f}} + 1 \text{ (см)}; \quad (31)$$

– из условия работы на срез по металлу границы сплавления

$$l_{\omega}^{II} = \frac{2Q_{\text{max}}^{\text{рб}}}{4\beta_z k_f R_{\omega z}} + 1 \text{ (см)}. \quad (32)$$

Катет швов задаётся, как и в предыдущем случае: в диапазоне от минимальной величины [5, табл. 38] до максимальной [5, п. 12.8, а]. В расчетах в первом приближении можно принять катет порядка $k_f = 6\text{--}8$ мм.

Аналогичным образом выполняется проверка длин швов по формуле (27).

Высота ребра будет определяться наибольшей длиной шва.

Вопросы для самоконтроля

1. Какова схема передачи нагрузки от главных балок на стержень колонны?
2. Назначение болтов в случае опирания главных балок на колонну.
3. Функция опорной плиты, её толщина.
4. Почему необходимы продольные рёбра под плитой оголовка?
5. Что произойдёт в случае их отсутствия?
6. Из какого расчёта определяется требуемая площадь сечения продольных рёбер?
7. От чего зависит ширина продольных рёбер?
8. Как в данном случае принимается катет швов прикрепления продольных рёбер к стенке колонны?

9. Что такое максимальный и минимальный катеты, как они определяются?
10. От чего зависит высота продольных рёбер?
11. Что такое коэффициенты проплавления, как они определяются?
12. Как производится проверка длин швов, прикрепляющих рёбра к стенке колонны?
13. От чего зависит конфигурация продольного ребра?
14. Назначение поперечного ребра, обрамляющего продольное ребро снизу.

2.3. Работа, расчет и конструирование шарнирной базы центрально-сжатой сплошной колонны

Назначение базы: уменьшение напряжений при передаче усилий от более прочного материала — стали к менее прочному — бетону и создание узла, соответствующего принятой расчетной схеме.

Для более распределённой передачи усилий на бетон фундамента к стержню колонны прикрепляется опорная плита, являющаяся основным элементом базы.

В зависимости от принятой расчетной схемы базы могут иметь шарнирные и жесткие конструкции.

Характерным признаком шарнирной базы колонны является крепление фундаментных болтов непосредственно за плиту (рис. 10), что даёт возможность некоторого поворота колонны в опоре при потере устойчивости.

При усилиях в колоннах до 4000...5000 кН, характерных для рабочих площадок, плиты, как правило, требуют усиления. Усиление достигается постановкой траверс (рис. 10), рёбер, диафрагм [3, рис. 32].

Алгоритм расчёта базы с траверсами:

- определяется требуемая площадь опорной плиты;
- определяются ширина и длина плиты;
- производится определение толщины плиты;
- определяется высота траверсы.

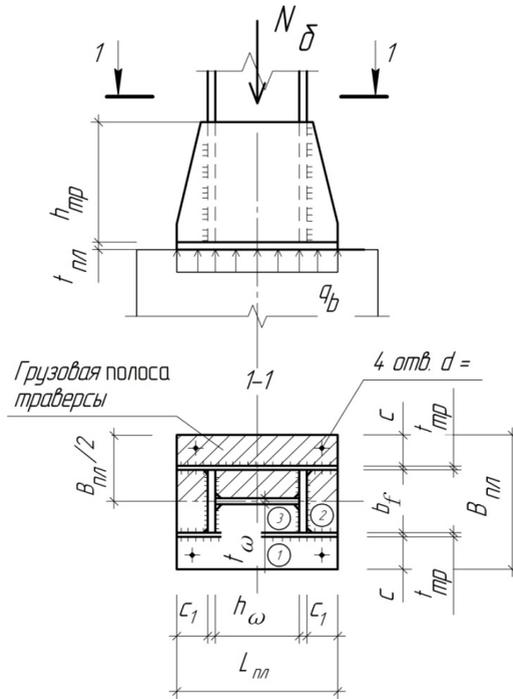


Рис. 10. Шарнирная база центрально-сжатой сплошной колонны

Размеры плиты в плане зависят от нагрузки, прочности бетона фундамента, габаритов сечения колонны.

При площади опорной плиты $A_{пл}$ значительно меньшей площади обреза фундамента $A_{ф}$ бетон работает на локальное сжатие (смятие).

Из условия работы на смятие менее прочного материала – бетона [1; 2] требуемая площадь плиты может быть определена как

$$A_{пл}^{гр} = \frac{N_6}{\psi R_{b,loc}}, \quad (33)$$

где N_6 – усилие в базе, равное расчётному усилию в колонне на уровне фундамента и принимаемое с учётом массы колонны $N_6 = (1,02...1,05)N$; ψ – коэффициент, зависящий от характера распределения местной нагрузки, принимаемый $\psi = 1,0$ в случае равномерного распределения; $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию.

Для бетонов класса ниже В25 расчетное сопротивление смятию может быть определено в зависимости от призмочной прочности бетона R_b (табл. 1) как

$$R_{b,loc} = \varphi_b R_b, \quad (34)$$

где коэффициент φ_b может быть определен по формуле

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_\phi / A_{пл}}, \quad (35)$$

где A_ϕ и $A_{пл}$ – площадь фундамента (по верхнему обрезу) и плиты.

Таблица 1

Класс бетона	В3,5	В5	В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25	В30
$R_b, \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$	0,21	0,28	0,45	0,6	0,75	0,85	1,15	1,45	1,7

Коэффициент φ_b принимают не более 2,5 для бетонов класса выше В7,5 и не более 1,5 для бетонов классов В3,5, В5, В7,5.

Определив требуемую площадь плиты, далее можно конструктивно (рис. 10) определить требуемую её ширину $B_{пл}^{тр}$:

$$B_{пл}^{тр} = b_f + 2(t_{тр} + c), \quad (36)$$

где b_f – ширина полки колонны; $t_{тр}$ – толщина траверсы, принимаемая в первом приближении 10...12 мм; c – вылет консольного участка плиты, который может быть принят также в первом приближении 100...120 мм.

Окончательно принимают ширину плиты $B_{пл}$ в соответствии с ГОСТ 82–70* как

$$B_{пл} \geq B_{пл}^{тр}. \quad (37)$$

После этого определяется требуемая длина плиты:

$$L_{пл}^{тр} = \frac{A_{пл}^{тр}}{B_{пл}}. \quad (38)$$

Полученная длина позволяет оценить корректность выбора класса бетона фундамента. При центральной сжатии форма плиты в плане близка к квадрату. Если плита получается слишком вытянутой, следует увеличить прочность бетона, если плита слишком короткая, необходимо поменять класс бетона на более низкий.

Длину плиты $L_{пл}$ желательно также принять в соответствии с ГОСТ 82–70*.

Плита работает на изгиб, как пластина на упругом основании, воспринимающая давление, передаваемое через элементы колонны, траверсы, ребра, диафрагмы. Опыты показали, что давление на фундамент распределяется неравномерно, с пиками в местах передачи нагрузки. Однако для простоты расчета, в некоторый запас, давление под плитой принимается равномерно распределенное и определяется как

$$q_b = \frac{N_b}{B_{пл}L_{пл}} \leq R_{b,loc}. \quad (39)$$

Таким образом, плиту рассчитывают как пластину, равномерно нагруженную снизу и опертую на элементы сечения стержня и базы колонны (траверсы, диафрагмы, ребра).

Условия работы участков плиты зависят от конфигурации закрепления и расстояний между закреплениями.

Различают четыре вида закрепления пластин: опёртые на один, два, три либо четыре канта.

Наибольший изгибающий момент, действующий на полосе шириной 1 см, в пластинах, опертых на один кант, консольных (рис. 10) можно определить как

$$M_1 = \frac{q_b c^2}{2}, \quad (40)$$

где c – вылет плиты.

Наибольшие изгибающие моменты, действующие на полосе шириной 1 см, в пластинах, опертых на три и четыре канта (рис. 10), определяют по формулам соответственно (41) и (42):

$$M_2 = \beta q_b a^2; \quad (41)$$

$$M_3 = \alpha q_b a_1^2. \quad (42)$$

В формулах (41) и (42) и табл. 2 и 3 приняты следующие обозначения:

a и b – соответственно свободная и закреплённая стороны пластины, опертой на три канта;

a_1 и b_1 – соответственно короткая и длинная стороны пластины, опёртой на четыре канта.

Коэффициенты α и β определяются по табл. 2 и 3 в зависимости от соотношений сторон рассчитываемой пластины.

Таблица 2

Коэффициенты для расчета пластин, опертых на три канта

$\frac{b}{a}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	>2,0
β	0,06	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,12	0,126	0,132	0,133

Таблица 3

Коэффициенты для расчета пластин, опертых на четыре канта

$\frac{b_1}{a_1}$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	$\geq 2,0$
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,125

В рассматриваемой конструкции базы (рис. 10) стороны определяются следующим образом:

$$a = b_f; \quad (43)$$

$$b = c_1; \quad (44)$$

$$a_1 = \frac{b_f - t_\omega}{2}; \quad (45)$$

$$b_1 = h_\omega. \quad (46)$$

Следует отметить, что в случае отношения $b/a < 0,5$ значения момента для пластины, закреплённой на три канта, определяют в запас прочности как для консоли вылетом b по формуле

$$M = \frac{q_6 b^2}{2}. \quad (47)$$

Также следует отметить, что в случае отношения $b_1/a_1 \geq 2$ изгибающий момент для пластины, закреплённой на четыре канта, следует определять как для однопролетной балочной плиты по формуле

$$M = \frac{q_6 a_1^2}{8}. \quad (48)$$

По большому из найденных для различных участков плиты изгибающих моментов определяется требуемая толщина плиты:

$$t_{пл}^{тp} = \sqrt{6 M_{\max} / R_y \gamma_c}, \quad (49)$$

где $\gamma_c = 1,2$ – коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 6, п. 11, а [5].

Толщину плиты принимают как $t_{пл} \geq t_{пл}^{тр}$ в соответствии с ГОСТ 82–70*.

Максимальная толщина плиты должна быть $t = 40$ мм. В случае превышения этой величины следует принять меры по уменьшению соответствующего изгибающего момента или увеличить прочность плиты.

При расчёте траверсы следует помнить, что необходимо обеспечить, во-первых, прочность угловых швов, прикрепляющих её к полкам колонны, и, во-вторых, прочность самой траверсы, работающей на изгиб и срез под действием отпора фундамента.

Усилие от стержня двутавровой колонны передается на траверсу через четыре сварных шва, длина которых l_{ω} и определяет высоту траверсы $h_{тр}$. Длина швов может быть определена по формулам:

– из условия работы на срез по металлу шва

$$l_{\omega}^I = \frac{N_6}{4\beta_f k_f R_{\omega f}} + 1 \text{ (см)}; \quad (50)$$

– из условия работы на срез по металлу границы сплавления

$$l_{\omega}^{II} = \frac{N_6}{4\beta_z k_f R_{\omega z}} + 1 \text{ (см)}. \quad (51)$$

Катет шва k_f должен быть в пределах от k_f^{\min} до k_f^{\max} , определяемых соответственно по табл. 38 и п. 12.8, а [5].

Высоту траверсы следует принимать не более $85\beta k_f$ [5, п. 12.8, з].

Полученную траверсу следует проверить на прочность, как балку на двух опорах с консолями, работающую на изгиб и срез от нагрузки $q_{тр}$, собираемой с грузовой полосы шириной $B_{пл}/2$ (рис. 10, 11):

$$q_{тр} = q_6 \frac{B_{пл}}{2}. \quad (52)$$

Максимальные усилия, действующие в траверсе (рис. 11), определяются как:

–перерезывающее усилие на опоре

$$Q_{\max}^{тр} = \frac{q_{тр} L_{пл}}{2}; \quad (53)$$

–изгибающий момент в середине пролёта

$$M_{\max}^{тр} = \frac{q_{тр} L_{пл}^2}{8} - Q_{тр}^{\max} \frac{h_k}{2}. \quad (54)$$

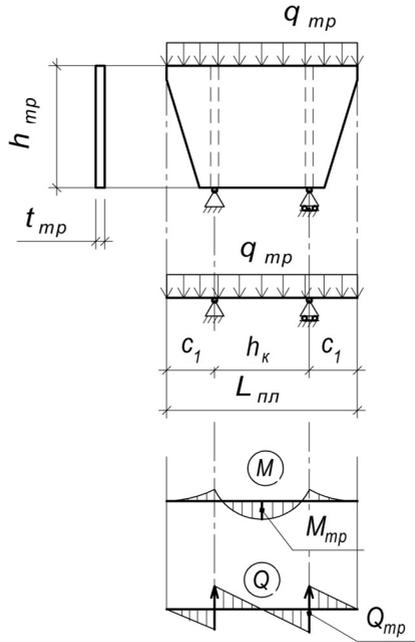


Рис. 11. К расчёту траверсы шарнирной базы

Отсюда проверка прочности по нормальным и касательным напряжениям:

$$\sigma = \frac{M_{\max}^{\text{тр}}}{W_{\text{тр}}} \leq R_y \gamma_c; \quad (55)$$

$$\tau = \frac{Q_{\max}^{\text{тр}}}{A_{\text{тр}}} \leq R_s \gamma_c. \quad (56)$$

Площадь сечения траверсы $A_{\text{тр}}$ и его момент сопротивления $W_{\text{тр}}$ определяются по формулам (57) и (58):

$$A_{\text{тр}} = t_{\text{тр}} h_{\text{тр}}; \quad (57)$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{t_{\text{тр}} h_{\text{тр}}^2}{6}. \quad (58)$$

В случае неудовлетворения условий проверок нормальных и касательных напряжений следует увеличить толщину траверсы.

Вопросы для самоконтроля

1. Какой характерный признак шарнирной базы? Что отличает жёсткую базу от шарнирной конструкции?
2. Назначение рёбер, диафрагм, траверс с позиции плиты и с позиции стержня колонны.
3. От чего зависит площадь опорной плиты?
4. Что испытывает бетон под плитой?
5. Как работает опорная плита?
6. От чего зависит толщина плиты?
7. От чего зависит высота траверсы, как она работает?
8. Количество швов, прикрепляющих каждую траверсу к полкам колонны.
9. Как определяется катет швов, прикрепляющих траверсу к полкам колонны?
10. Как определяются коэффициенты проплавления, от чего они зависят?

3. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

В данном разделе рассматриваются расчет и конструирование стержня, оголовков и шарнирной базы центрально-сжатой сварной двутавровой колонны.

3.1. Пример расчета и конструирования стержня центрально-сжатой сплошной колонны

Исходные данные: расчётное усилие $N = 3400$ кН, материал – сталь класса С245, геометрическая длина (высота) колонны $l_0 = 790$ см, закрепление концов шарнирное (рис. 12).

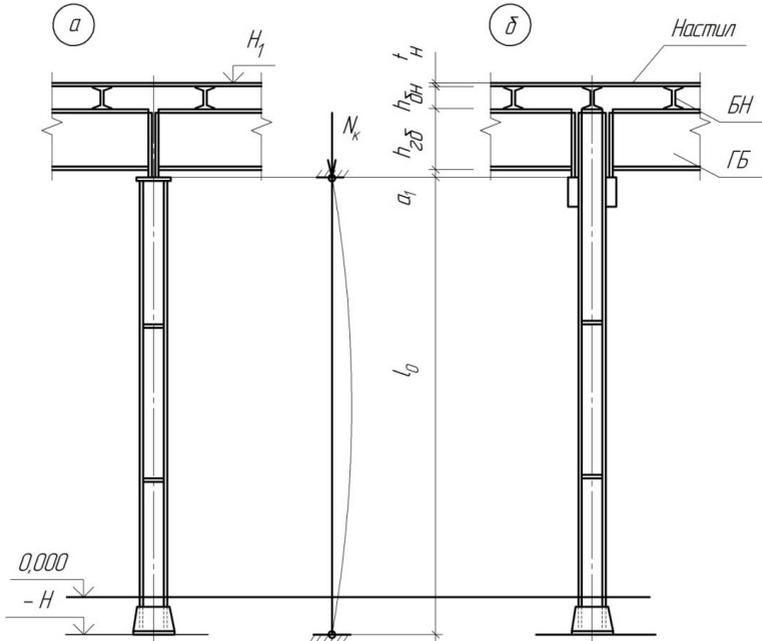


Рис. 12. Конструктивные и расчетная схемы колонн

Определим требуемую площадь сечения колонны $A_{\text{тр}}$, предварительно приняв $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ [5, табл. 51*], коэффициент условной работы $\gamma_c = 1$ [5, табл. 6], задав гибкость в первом приближении $\lambda = 80$ и определив коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,686$ [5, табл. 72]:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{3400}{0,686 \cdot 24 \cdot 1} = 206,5 \text{ см}^2.$$

Для вычисления требуемых значений радиусов инерции сечения i_x и i_y определяем расчетные длины стержня l_x и l_y в плоскостях, перпендикулярных соответственно осям «х» и «у». В данном случае расчетные длины будут равны геометрической $l_x = l_y = l_0$, так как коэффициенты приведения геометрических длин к расчетным длинам $\mu_x = \mu_y = 1,0$ [5, табл. 71, а].

Таким образом, требуемые значения радиусов инерции $i_x^{\text{тр}}$ и $i_y^{\text{тр}}$ также будут равны:

$$i_x^{\text{тр}} = i_y^{\text{тр}} = \frac{l_0}{\lambda} = \frac{790}{80} = 9,875 \text{ см.}$$

Определяем требуемые значения габаритных размеров $h_k^{\text{тр}}$ и $b_f^{\text{тр}}$ сечения колонны для случая её равноустойчивости:

$$h_k^{\text{тр}} = \frac{i_x^{\text{тр}}}{\alpha_1} = \frac{9,875}{0,43} = 22,96 \text{ см};$$

$$b_k^{\text{тр}} = \frac{i_y^{\text{тр}}}{\alpha_2} = \frac{9,875}{0,24} = 41,14 \text{ см.}$$

С учетом требований автоматической сварки ($h_k \geq b_f$), применения для полок стандартных элементов (ГОСТ 82–70*) и модульности высоты сечения колонны ($M = 10 \text{ мм}$) примем в первом приближении $h_k = 36 \text{ см}$ и $b_f = 34 \text{ см}$.

Примем толщину стенки $t_\omega = 1,0 \text{ см}$, толщину полки $t_f = 2,5 \text{ см}$, что даёт площадь сечения, близкую к требуемой величине (рис. 13):

$$A = h_\omega t_\omega + 2b_f t_f = 31 \cdot 1 + 2 \cdot 34 \cdot 2,5 = 201 \text{ см}^2 \approx 206,5 \text{ см}^2.$$

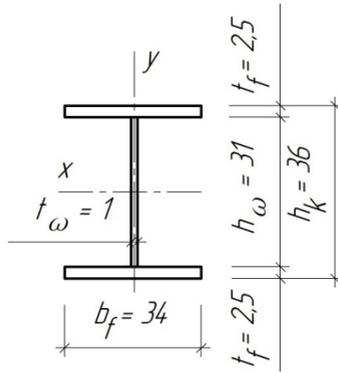


Рис. 13. Сечение колонны в первом приближении

Проверим общую устойчивость полученной колонны. Для исключения закручивания колонны ставим поперечные рёбра жёсткости в двух сечениях по высоте. Таким образом, проверяем только изгибную форму потери общей устойчивости.

Так как сечение принято с высотой h_k больше b_f , проверку устойчивости делаем только для ослабленной оси «у», то есть в плоскости, перпендикулярной этой оси.

Для проведения проверки определим характеристики жесткости сечения и в целом колонны:

I_y, i_y – момент и радиус инерции сечения относительно оси «у»;

λ_y – гибкость колонны в плоскости, перпендикулярной оси «у».

$$I_y = \frac{h_{\omega} t_{\omega}^3}{12} + 2 \frac{t_f b_f^3}{12} = \frac{31 \cdot 1^3}{12} + 2 \cdot \frac{2,5 \cdot 34^3}{12} = 16379,3 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{16379,3 / 201} = 9,03 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{790}{9,03} = 87,5.$$

Полученная гибкость меньше предельно допустимой гибкости $[\lambda] = 120$ [5, табл. 19].

В зависимости от гибкости $\lambda_y = 87,5 = \lambda_{\max}$ и расчетного сопротивления $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ по табл. 72 [5] определяем минимальное значение коэффициента продольного изгиба $\varphi_{\min} = 0,631$.

Проверяем устойчивость стержня:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{3400}{0,631 \cdot 201} = 26,8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Это больше $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$, что недопустимо.

Очевидно, что необходимо увеличить жесткость сечения.

Примем во втором приближении $h_k = 38 \text{ см}$ и $b_f = 36 \text{ см}$, оставив толщины элементов сечения прежними.

Геометрические характеристики нового сечения:

$$A = h_{\omega} t_{\omega} + 2b_f t_f = 33 \cdot 1 + 2 \cdot 36 \cdot 2,5 = 213 \text{ см}^2;$$

$$I_y = \frac{h_{\omega} t_{\omega}^3}{12} + 2 \frac{t_f b_f^3}{12} = \frac{33 \cdot 1^3}{12} + 2 \cdot \frac{2,5 \cdot 36^3}{12} = 19443 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{19443}{213}} = 9,55 \text{ см}.$$

Гибкость стержня составляет

$$\lambda_{\max} = \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{790}{9,55} = 82,7 < 120, \quad \varphi_{\min} = 0,666.$$

Проверка устойчивости:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{3400}{0,666 \cdot 213} = 23,97 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Недонапряжение составляет 0,125 %, что меньше предельно допустимой величины 5 %. Таким образом, общая устойчивость колонны обеспечена.

Производим проверку местной устойчивости отдельных элементов колонны: стенки и полки.

Для этого предварительно определим условную гибкость колонны $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \sqrt{R_y/E} = 82,7 \sqrt{24/2,1 \cdot 10^4} = 2,8.$$

Проверяем устойчивость стенки. Она будет обеспечена, если выполняется условие (14), то есть если действительная гибкость стенки не будет превышать предельно допускаемую величину:

$$h_{\omega}/t_{\omega} \leq \bar{\lambda}_{\omega} \sqrt{E/R_y}.$$

Действительная гибкость стенки равна:

$$h_{\omega}/t_{\omega} = 33/1 = 33.$$

Предельно допускаемая величина гибкости определяется как $\bar{\lambda}_{\text{уо}}\sqrt{E/R_y}$.

Так как условная гибкость колонны $\bar{\lambda} = 2,8$ больше 2,0, $\bar{\lambda}_{\text{уо}}$ определяется по формуле (16) как

$$\bar{\lambda}_{\text{уо}} = 1,20 + 0,35, \text{ но не более } 2,3.$$

В нашем случае $\bar{\lambda}_{\text{уо}} = 1,2 + 0,35 \cdot 2,8 = 2,18 < 2,3$;

тогда

$$\bar{\lambda}_{\text{уо}}\sqrt{E/R_y} = 2,18 \sqrt{2,1 \cdot 10^4/24} = 64,49.$$

Таким образом, действительная гибкость стенки меньше предельно допустимой, что позволяет сделать вывод о её устойчивости: нет необходимости повышения её жёсткости путём увеличения толщины или постановки парных продольных ребер.

Проверим стенку колонны на предмет необходимости постановки поперечных ребер жёсткости.

В соответствии с п. 7.21* [5] стенку колонны следует укреплять такими рёбрами в случае выполнения неравенства (18):

$$h_{\omega}/t_{\omega} \geq 2,3\sqrt{E/R_y}.$$

В нашем случае $h_{\omega}/t_{\omega} = 33$,

$$2,3\sqrt{E/R_y} = 2,3\sqrt{2,1 \cdot 10^4/24} = 68.$$

Условие формулы (16) не выполняется ($33 < 68$), что позволяет сделать вывод о необходимости постановки парных поперечных рёбер жёсткости только в двух сечениях по высоте колонны: не для обеспечения местной устойчивости стенки, а в целях исключения потери общей устойчивости колонны в результате закручивания.

Проверяем местную устойчивость полки.

В соответствии с требованиями п. 7.23* [5] в центрально-сжатых колоннах с условной гибкостью $\bar{\lambda}$ от 0,8 до 4 отношение расчетной ширины свеса поясного листа b_{ef} к толщине t_f следует принимать не более значений, определяемых по формулам табл. 29* [5].

В нашем случае:

- условная гибкость

$$\bar{\lambda} = 2,8 < 4;$$

- расчётная ширина свеса полки

$$b_{ef} = (b_f - t_{\omega})/2 = (36 - 1)/2 = 17,5;$$

- отношение свеса к толщине

$$b_{ef}/t_f = 17,5/2,5 = 7.$$

Предельно допускаемую величину отношения свеса к толщине определяем как для полок, окаймленных ребрами, по формуле (21):

$$\left[\frac{b_{ef}}{t_f} \right] = (0,54 + 0,15 \bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,54 + 0,15 \cdot 2,8) \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^4}{24}} = 28,4.$$

Действительное отношение свеса полки к её толщине меньше предельно допускаемого ($7 < 28,2$), что даёт возможность сделать вывод об устойчивости полки.

Таким образом, колонна с принятым сечением отвечает эксплуатационным требованиям.

3.2. Примеры расчета и конструирования оголовков центрально-сжатых сплошных колонн

3.2.1. Пример расчёта и конструирования оголовка колонны в случае примыкания главных балок сбоку

Исходные данные: опорная реакция главной балки $Q_{\max}^6 = 1700$ кН, ширина опорного ребра $b_{\text{оп.р}} = 24$ см; прочностные и конструктивные характеристики колонны — из примера расчёта стержня колонны.

Основной задачей в данном случае является определение размеров опорного столика (рис. 14).

Толщина его принимается $t_{\text{оп.ст}} = 40$ мм, конструктивно.

При определении ширины столика $b_{\text{оп.ст}}$ необходимо помнить, что она должна быть на 20...40 мм больше ширины опорного ребра $b_{\text{оп.р}}$.

$$b_{\text{оп.ст}}^{\text{ТР}} = b_{\text{оп.р}} + (20 \dots 40) \text{ мм} = 240 + (20 \dots 40) = 260 \dots 280 \text{ мм}.$$

Примем $b_{\text{оп.ст}} = 280$ мм.

Такая ширина есть в стандарте ГОСТ 82–70* и является меньшей

$$b_f^k - (20 \dots 40) \text{ мм} = 360 - (20 \dots 40) \text{ мм} = 340 \dots 320 \text{ мм}.$$

Определяем высоту столика $h_{\text{оп.ст}}$ из условия работы на срез двух угловых швов, прикрепляющих его к полке колонны (рис. 14). Для случая прикрепления столика двумя фланговыми швами их длины будут определяться формулами (24) и (25):

– из условия работы на срез по металлу шва

$$l_{\omega}^I = \frac{1,3Q_{\max}^{r6}}{2\beta_f k_f R_{\omega f}} + 1(\text{см});$$

– из условия работы на срез по металлу границы сплавления

$$l_{\omega}^{II} = \frac{1,3Q_{\max}^{r6}}{2\beta_z k_f R_{\omega z}} + 1(\text{см}).$$

Катет швов k_f принимаем в пределах его возможных величин: минимальной k_f^{\min} – максимальной k_f^{\max} .

Минимальный катет определяем по табл. 38 [5] в зависимости от вида соединения, вида сварки, предела текучести стали, толщины более толстого из свариваемых элементов. В нашем случае соединение тавровое с двусторонними угловыми швами, сварка полуавтоматическая, предел текучести до 430 МПа ($R_y = 240$ МПа), толщина наиболее толстого элемента $t_{o.c} = 40$ мм. Таким образом, принимаем $k_f^{\min} = 8$ мм.

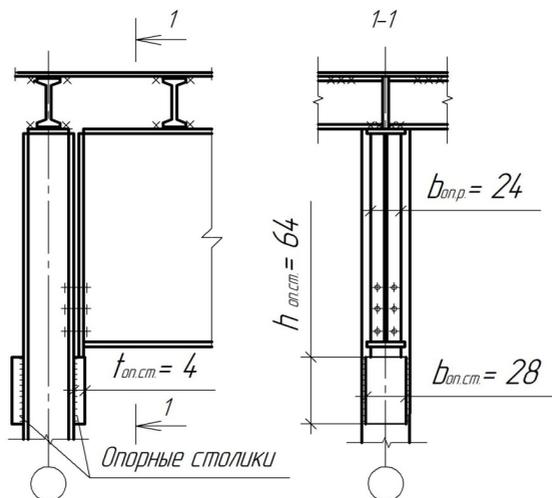


Рис. 14. К расчёту опорного столика

Максимальный катет определяется в соответствии с п. 12.8, а [5] как $k_f^{\max} = 1,2t_{\min}$, где t_{\min} – наименьшая толщина соединяемых элементов. В рассматриваемом случае $t_{\min} = t_f^k = 25$ мм; отсюда $k_f^{\max} = 1,2 \cdot 25 = 30$ мм.

В первом приближении примем катет швов, прикрепляющих опорный столик к полке колонны, $k_f = 10$ мм.

Коэффициенты проплавления β_f и β_z определяем по табл. 34 [5] в зависимости от вида сварки, диаметра сварочной проволоки, положения и катетов швов. Для нашего случая (*сварка полуавтоматическая*, диаметр проволоки $d = 1,4$ – 2 мм, положение шва *нижнее*, катет 10 мм) принимаем коэффициенты проплавления $\beta_f = 0,8$ и $\beta_z = 1,0$.

Расчётное сопротивление срезу металла угловых швов R_{of} определяем по табл. 56 [5] в зависимости от вида принятых сварочных материалов, которые, в свою очередь, принимаются по табл. 55 [5] с учетом группы конструкций, климатических районов, класса стали.

В нашем случае: группа конструкций 3 [5, табл. 50]; все климатические районы, кроме I_1 , I_2 , II_2 и III_3 ; сталь класса С245. Отсюда принимаем марку сварочной проволоки Св–08А и расчётное сопротивление $R_{of} = 18,5$ кН/см².

Расчетное сопротивление срезу угловых швов по металлу границы сплавления определяется по табл. 3 [5] как $R_{\omega z} = 0,45R_{un}$, где R_{un} – нормативное сопротивление стали, определяемое по пределу прочности [5, табл. 51].

В нашем случае $R_{un} = 38$ кН/см²; отсюда

$$R_{\omega z} = 0,45 \cdot 38 = 17,1 \text{ кН/см}^2.$$

Определяем длины швов:

$$l_{\omega}^1 = \frac{1,3 \cdot 1700}{2 \cdot 0,8 \cdot 17,1} + 1 = 75,6 \text{ см};$$

$$l_{\omega}^{11} = \frac{1,3 \cdot 1700}{2 \cdot 1,0 \cdot 17,1} + 1 = 65,6 \text{ см}.$$

Длина наибольшего шва $l_{\omega}^1 = 75,6$ см превышает

$$l_{\omega}^{\max} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,8 \cdot 1 = 68 \text{ см},$$

то есть не выполняется требование п. 12.8, з [5].

Увеличиваем катет шва, принимая его во втором приближении равным $k_f = 12$ мм.

Определяем длины швов:

$$l_{\omega}^I = \frac{1,3 \cdot 1700}{2 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 18,5} + 1 = 63,2 \text{ см.}$$

$$l_{\omega}^{II} = \frac{1,3 \cdot 1700}{2 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 17,1} + 1 = 54,8 \text{ см.}$$

Длина наибольшего из швов $l_{\omega}^I = 63,2$ см не превышает в данном случае

$$l_{\omega}^{\max} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 81,6 \text{ см,}$$

то есть требование п. 12.8, з [5] выполняется.

Принимаем столик высотой $h_{\text{оп. ст}} = 64$ см несколько больше $l_{\omega}^{\max} = l_{\omega}^I = 63,2$ см.

Следует отметить, что в данном случае есть возможность экономии стали путём распределения части каждого флангового шва длиной

$$l_{\omega} = \frac{b_{\text{оп. ст}}}{2} = \frac{280}{2} = 140 \text{ мм}$$

на нижний торец столика. В этом случае высота столика будет $h_{\text{оп. ст}}^I = 64 - 14 = 50$ см.

3.2.2. Пример расчёта оголовка колонны в случае опирания главных балок сверху

Исходные данные: см. раздел 3.2.1.

Оголовок колонны при опирании главных балок включает плиту и парные продольные рёбра, поддерживающие плиту и приваренные к стенке колонны (см. рис. 8).

При конструировании принимается в запас следующая схема передачи нагрузки: силовой поток передается от двух главных балок на плиту, через неё – на фрезерованные торцы рёбер и далее по четырём фланговым швам – на стенку колонны.

Плита принимается конструктивно толщиной $t_{\text{пл}} = 20$ мм.

Таким образом, основной задачей является определение размеров продольных ребер. Эти размеры определяются из условий их работы, а именно:

- под плитой рёбра испытывают торцевое смятие;
- швы, прикрепляющие ребра к стенке колонны, работают на срез и определяют их высоту.

Требуемая площадь смятия определится по формуле (28) как

$$A_p^{\text{тp}} = \frac{N}{R_p \gamma_c}$$

Учитывая наличие двух балок, расчетная нагрузка N на плиту будет равна $N = 2Q_{\text{max}}^{\text{рб}} = 2 \cdot 1700 = 3400$ кН.

В соответствии с табл. 1 и табл. 51 [5] расчетное сопротивление стали на смятие $R_p = R_u = 37$ кН/см².

Таким образом, требуемая площадь смятия будет равна:

$$A_p^{\text{тp}} = \frac{N}{R_p \gamma_c} = \frac{3400}{37} = 91,89 \text{ см}^2.$$

Учитывая распределение нагрузки от опорного ребра главной балки через плиту под углом, равным 45°, требуемую ширину ребра оголовка b_p определяем конструктивно (рис. 15) как

$$b_p^{\text{тp}} = \frac{b_{\text{о.п}}^{\text{рб}} + 2t_{\text{пл}} - t_{\omega}^k}{2} = \frac{24 + 2 \cdot 2 - 1}{2} = 13,5 \text{ см.}$$

По ГОСТ 103–76 «Полоса стальная общего назначения» примем $b_p = 15$ см.

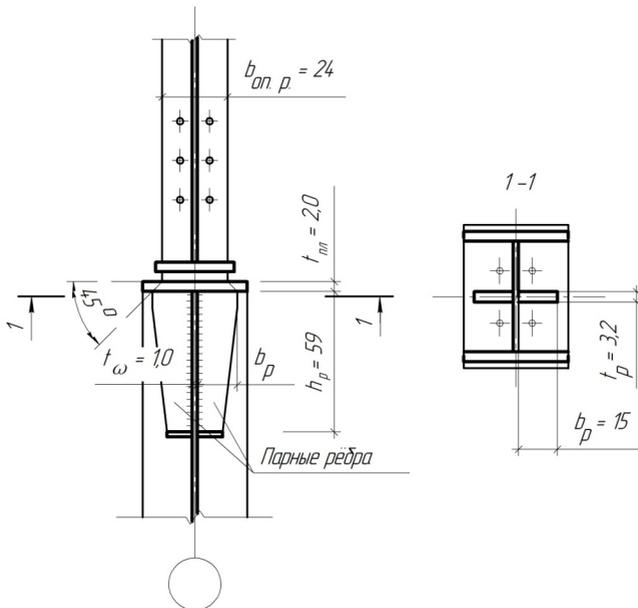


Рис. 15. К расчёту рёбер оголовка

Тогда требуемую толщину одного ребра можно определить по формуле

$$t_p^{\text{тр}} = \frac{A_p^{\text{тр}}}{2b_p} = \frac{91,89}{2 \cdot 15} = 3,06 \text{ см.}$$

Окончательно принимаем $t_p = 32$ мм в соответствии с ГОСТ 103–76.

Высота ребер h_p определяется из условия среза четырех швов, крепящих ребра к стенке колонны и передающих нагрузку от двух главных балок. Определяем длину этих швов по формулам (31) и (32):

– из условия работы на срез по металлу шва

$$l_{\omega}^I = \frac{2Q_{\text{max}}^{r6}}{4\beta_f k_f R_{\omega f}} + 1 \text{ (см);}$$

– из условия работы на срез по металлу границы сплавления

$$l_{\omega}^{II} = \frac{2Q_{\text{max}}^{r6}}{4\beta_z k_f R_{\omega z}} + 1 \text{ (см).}$$

Катет швов k_f принимаем в пределах его возможных величин: $k_f^{\text{min}} - k_f^{\text{max}}$.

Минимальный катет определяется по табл. 38 [5]: в нашем случае соединение тавровое с двусторонними угловыми швами, сварка полуавтоматическая, предел текучести до 430 МПа ($R_y = 240$ МПа), толщина наиболее толстого элемента $t_p = 32$ мм. Таким образом, принимаем $k_f^{\text{min}} = 7$ мм.

Максимальный катет определяем в соответствии с п. 12.8, а [5] как $k_f^{\text{max}} = 1,2t_{\text{min}}$, где t_{min} – наименьшая толщина соединяемых элементов. В рассматриваемом случае $t_{\text{min}} = t_{\omega}^k = 10$ мм; отсюда $k_f^{\text{max}} = 1,2 \cdot 10 = 12$ мм.

В первом приближении примем катет швов, прикрепляющих ребра к стенкам колонны, $k_f = 10$ мм.

Коэффициенты проплавления $\beta_f = 0,8$ и $\beta_z = 1,0$ определяем по табл. 34 [5] для полуавтоматической сварки проволокой $d = 1,4-2$ мм, нижнего положения шва при катете 10 мм.

Расчетные сопротивления угловых швов на срез по металлу шва и металлу границы сплавления принимаем из предыдущего примера: $R_{\omega f} = 18,5$ кН/см² и $R_{\omega z} = 17,1$ кН/см².

Подставляем полученные величины в формулы (31) и (32) и получаем длины швов:

$$l_{\omega}^I = \frac{2 Q_{\max}^{r6}}{4 \beta_f k_f R_{\omega f}} + 1 \text{ (см)} = \frac{2 \cdot 1700}{4 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 18,5} + 1 = 58,4 \text{ см};$$

$$l_{\omega}^{II} = \frac{2 Q_{\max}^{r6}}{2 \beta_z k_f R_{\omega z}} + 1 \text{ (см)} = \frac{2 \cdot 1700}{4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 17,1} + 1 = 50,7 \text{ см.}$$

Полученные длины швов необходимо проверить. Наибольшая из них не должна превышать длину шва, определяемую по формуле п. 12.8, з [5] как максимальная возможная длина флангового шва:

$$t_{\omega}^{\max} = 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,8 \cdot 1 = 68 \text{ см.}$$

В нашем случае $58,4 \text{ см} < 68 \text{ см}$, то есть условие выполняется. Окончательно принимаем высоту ребра $h_p = 59 \text{ см}$ по наибольшей из расчётных длин швов.

3.3. Пример расчета и конструирования шарнирной базы центрально-сжатой колонны

Исходные данные: см. раздел 3.1.

Расчётная нагрузка на колонну, а следовательно, и расчетное осевое усилие в ней составляют $N = 3400 \text{ кН}$. Для таких нагрузок шарнирные базы представляют собой плиту $t_{\text{пл}} \leq 40 \text{ мм}$, усиленную элементами жёсткости — траверсами, рёбрами, диафрагмами.

Площадь плиты $A_{\text{пл}}^{\text{тр}}$ определяем из условия работы на смятие бетона фундамента от действия усилия в базе N_6 , определяемого по формуле (33):

$$A_{\text{пл}}^{\text{тр}} = \frac{N_6}{\Psi R_{b, \text{loc}}}.$$

Усилие в базе N_6 принимается равное расчётному усилию в колонне на уровне фундамента, как

$$N_6 = (1,02 \dots 1,05)N,$$

где коэффициенты $1,02 \dots 1,05$ учитывают нагрузку от массы колонны. Примем этот коэффициент равным $1,05$.

$$\text{Тогда } N_6 = 1,05N = 1,05 \cdot 3400 = 3570 \text{ кН.}$$

Коэффициент Ψ зависит от характера распределения местной нагрузки; в случае равномерного распределения $\Psi = 1,0$.

Примем в первом приближении бетон фундамента класса В10. По табл. 1 призматическая прочность для этого класса составляет $R_b = 0,6 \text{ кН/см}^2$.

По формуле (34) определяем расчётное сопротивление бетона смятию, приняв предварительно коэффициент $\varphi_b = 1,8$, как для бетонов класса выше В7,5.

$$R_{b,loc} = \varphi_b R_b = 1,8 \cdot 0,6 = 1,08 \text{ кН/см}^2.$$

Тогда требуемая площадь плиты будет равна:

$$A_{пл}^{тр} = \frac{N_6}{R_{b,loc}} = \frac{3570}{1,08} = 3306 \text{ см}^2.$$

Определив требуемую площадь плиты, далее конструктивно (см. рис. 10) определяем требуемую её ширину $B_{пл}^{тр}$ по формуле (36), приняв толщину траверсы 1 см и вылет консоли $c = 12$ см:

$$B_{пл}^{тр} = b_f^k + 2(t_{тр} + c) = 36 + 2(1 + 12) = 62 \text{ см}.$$

Примем $B_{пл} = 63$ см в соответствии с ГОСТ 82–70*.

В соответствии с формулой (37) определяем требуемую длину плиты как:

$$L_{пл}^{тр} = \frac{A_{пл}^{тр}}{B_{пл}} = \frac{3306}{63} = 52,5 \text{ см}.$$

В соответствии с ГОСТ 82–70* принимаем $L_{пл} = 55$ см.

Для простоты расчета в некоторый запас давление под плитой примем равномерно распределенным и определим по формуле (38) как

$$q_b = \frac{N_6}{B_{пл} L_{пл}} = \frac{3570}{63 \cdot 55} = 1,03 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Это меньше расчетного сопротивления бетона смятию

$$R_{b,loc} = 1,08 \text{ кН/см}^2.$$

Таким образом, плиту рассчитываем в данном случае как изгибаемую пластину (см. рис. 10), равномерно нагруженную снизу и опертую на элементы сечения стержня (полки, стенку) и траверсы.

Здесь имеем три вида закрепления пластины: по одному, трем и четырём кантам.

Определим наибольшие изгибающие моменты, действующие в пластинах на полосе шириной 1 см.

В случае закрепления по одному канту (участок 1) наибольший момент можно определить, как в консоли, по формуле (40):

$$M_1 = \frac{q_b c^2}{2} = \frac{1,03 \cdot 12,5^2}{2} = 80,46 \text{ кН}.$$

Пластина, опертая на три канта (участок 2), имеет отношение закреплённой стороны к свободной $b/a = 8,5/36 = 0,236 < 0,5$.

Отсюда изгибающий момент M_2 в запас прочности можно определять по формуле (47) как для консоли вылетом c_1 . Но так как $c_1 < c$ (8,5 см < 12,5 см), изгибающий момент M_2 будет меньше M_1 и его определять не нужно.

Пластина, опертая на четыре канта (участок 3), имеет длинную сторону $b_1 = h_{\omega}^k = h_k - 2t_f^k = 38 - 2 \cdot 2,5 = 33$ см и короткую сторону

$$a_1 = \frac{b_f^k - t_{\omega}^k}{2} = \frac{36 - 1}{2} = 17,5 \text{ см.}$$

Соотношение их $b_1/a_1 = 33/17,5 = 1,89 < 2,0$. Отсюда наибольший изгибающий момент M_3 , действующий в пластине, будем определять по формуле (42), где $\alpha = 0,098$ (табл. 3):

$$M_3 = \alpha q_b a_1^2 = 0,098 \cdot 1,03 \cdot 17,5^2 = 30,9 \text{ кН.}$$

По максимальному из найденных для различных участков плиты изгибающих моментов, в данном случае это $M_1 = 80,46$ кН, определяем требуемую толщину плиты (49):

$$t_{\text{пл}}^{\text{тр}} = \sqrt{6 M_{\text{max}} / R_y \gamma_c} = \sqrt{6 \cdot 80,46 / 24 \cdot 1,2} = 4,094 \text{ см.}$$

Полученная толщина плиты больше максимально возможной $t_{\text{max}} = 40$ мм, что недопустимо.

Как показывает формула (49), уменьшение толщины может быть достигнуто уменьшением соответствующего изгибающего момента или увеличением расчётного сопротивления стали.

Увеличение R_y , то есть применение более прочной стали, – простой вариант. Однако надо помнить, что это приведёт к увеличению стоимости конструкции.

Попытаемся уменьшить изгибающий момент M_{max} . В данном случае он принят по наиболее напряжённому, первому, консольному участку, как $M_{\text{max}} = M_1$, величина которого зависит от вылета c .

Примем ширину плиты $B_{\text{пл}} = 60$ см и, таким образом, получим $c = 11$ см. Параллельно для компенсации потерянной площади плиты увеличим её длину, приняв $L_{\text{пл}} = 58$ см (рис. 16).

Проверим напряжения в бетоне под плитой:

$$q_b = \frac{N_b}{B_{\text{пл}} L_{\text{пл}}} = \frac{3570}{60 \cdot 58} = 1,03 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Напряжения в пределах прочности бетона на смятие.

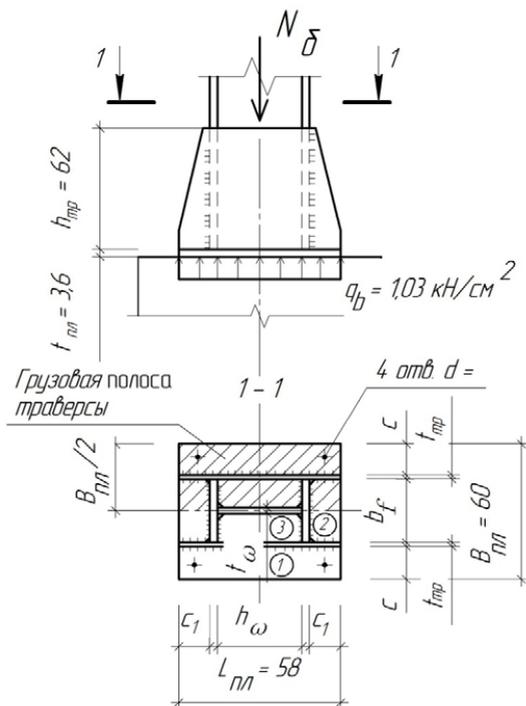


Рис. 16. К расчёту шарнирной базы

Определяем изгибающий момент на первом участке:

$$M_1 = \frac{q_b c^2}{2} = \frac{1,03 \cdot 11^2}{2} = 62,32 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты на двух других участках будут однозначно меньше, то есть $M_1 = M_{\max} = 61,1 \text{ кН.}$

Определяем требуемую толщину плиты:

$$t_{\text{пл}}^{\text{тр}} = \sqrt{6 \cdot 62,32 / 24 \cdot 1,2} = 3,603 \text{ см.}$$

Принимаем $t_{\text{пл}} = 36 \text{ мм}$ по ГОСТ 82–70*.

Определив геометрические параметры плиты, перейдем к определению размеров траверсы.

Усилие от стержня двутавровой колонны передается на траверсу через четыре сварных шва (рис. 16). Таким образом, длина швов l_{ω} и определяет высоту траверсы $h_{\text{тр}}$.

Вычисляем их по формулам (50) и (51):

$$l_{\omega}^I = \frac{N_6}{4 \beta_f k_f R_{\omega f}} + 1 \text{ (см);}$$

$$l_{\omega}^{II} = \frac{N_6}{4 \beta_z k_f R_{\omega z}} + 1 \text{ (см).}$$

Катет швов k_f принимаем в пределах $k_f^{\min} - k_f^{\max}$.

Минимальный катет определяем по табл. 38 [5]: в нашем случае соединение тавровое с односторонними угловыми швами, сварка полуавтоматическая, предел текучести до 380 МПа ($R_y = 240$ МПа), толщина наиболее толстого элемента $t_f^k = 25$ мм. Таким образом, принимаем $k_f^{\min} = 8$ мм.

Максимальный катет определяется в соответствии с п. 12,8, а [5] как $k_f^{\max} = 1,2t_{\min}$, где t_{\min} – наименьшая толщина соединяемых элементов. В рассматриваемом случае $t_{\min} = t_{\text{тр}} = 10$ мм; отсюда $k_f^{\max} = 1,2 \cdot 10 = 12$ мм.

В первом приближении примем катет швов, прикрепляющих траверсы к полкам колонны, $k_f = 10$ мм.

Коэффициенты проплавления β_f и β_z определяем по табл. 34 [5]: для нашего случая (сварка полуавтоматическая, сварочная проволока $d = 1,4-2$ мм, положение шва *нижнее*, *катет 10 мм*) принимаем коэффициенты проплавления $\beta_f = 0,8$ и $\beta_z = 1,0$.

Расчётные сопротивления срезу металла угловых швов и металла границы сплавления принимаем соответственно $R_{\omega f} = 18,5$ кН/см² и $R_{\omega z} = 17,1$ кН/см² из предыдущих примеров.

Подставляем полученные величины в формулы (50) и (51) и получаем длины швов:

– из условия работы на срез по металлу шва

$$l_{\omega}^I = \frac{N_6}{4 \beta_f k_f R_{\omega f}} + 1 \text{ (см)} = \frac{3570}{4 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 18,5} + 1 = 61,3 \text{ см;}$$

– из условия работы на срез по металлу границы сплавления

$$l_{\omega}^{II} = \frac{N_6}{4 \beta_z k_f R_{\omega z}} + 1 \text{ (см)} = \frac{3570}{4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 17,1} + 1 = 53,2 \text{ см.}$$

Проверяем длину наибольшего шва $l_{\omega}^I = 61,3$ см. В соответствии с п. 12.8, з [5] она должна быть в пределах

$$l_{\omega}^{\max} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,8 \cdot 1 = 68,0 \text{ см.}$$

Проверка удовлетворяется: $61,3 \text{ см} < 68,0 \text{ см}$.

Принимаем высоту траверсы несколько больше $l_{\omega}^1 = 61,3 \text{ см}$:
 $h_{\text{тр}} = 62 \text{ см}$.

Полученную траверсу проверим на прочность как однопролётную балку с консолями, работающую на изгиб и срез от нагрузки $q_{\text{тр}}$, собираемой с грузовой полосы шириной $B_{\text{пл}}/2$ (рис. 10, 11, 16):

$$q_{\text{тр}} = q_b \frac{B_{\text{пл}}}{2} = 1,03 \cdot \frac{60}{2} = 30,9 \frac{\text{кН}}{\text{см}}.$$

Определяем максимальные усилия, действующие в траверсе (рис. 11) по формулам (53) и (54):

– максимальное перерезывающее усилие будет на опоре

$$Q_{\text{max}}^{\text{тр}} = \frac{q_{\text{тр}} L_{\text{пл}}}{2} = \frac{30,9 \cdot 58}{2} = 896,1 \text{ кН};$$

– максимальный изгибающий момент будет в середине пролёта

$$M_{\text{тр}} = \frac{q_{\text{тр}} L_{\text{пл}}^2}{8} - Q_{\text{тр}}^{\text{max}} \frac{h_{\text{к}}}{2} = \frac{30,9 \cdot 58^2}{8} - 896,1 \cdot \frac{38}{2} = -4032,5 \text{ кНсм}.$$

Проверяем прочность по нормальным и касательным напряжениям по формулам (55) и (56), предварительно определив геометрические характеристики сечения траверсы: площадь сечения $A_{\text{тр}}$ и его момент сопротивления $W_{\text{тр}}$ по формулам (57) и (58):

$$A_{\text{тр}} = t_{\text{тр}} h_{\text{тр}} = 1,0 \cdot 62 = 62 \text{ см}^2;$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{t_{\text{тр}} h_{\text{тр}}^2}{6} = \frac{1 \cdot 62^2}{6} = 640,7 \text{ см}^3.$$

Производим проверку сечения по нормальным напряжениям:

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}^{\text{тр}}}{W_{\text{тр}}} = \frac{4032}{640,7} = 6,29 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq R_y \gamma_c.$$

Проверка касательных напряжений:

$$\tau = \frac{Q_{\text{max}}^{\text{тр}}}{A_{\text{тр}}} = \frac{896,1}{62} = 14,45 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Касательные напряжения больше расчетного сопротивления срезу, определяемого по табл. 1 [5], как

$$R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Принимаем толщину траверсы $t_{\text{тр}} = 12 \text{ мм}$ и производим ещё проверку траверсы на срез:

$$\tau = \frac{Q_{\max}^{\text{тр}}}{A_{\text{тр}}} = \frac{896,1}{62 \cdot 1,2} = 12,04 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Касательные напряжения в пределах расчётного сопротивления стали срез.

Таким образом, траверса сечением – 620×12 мм удовлетворяет всем предъявляемым к ней требованиям.

Библиографический список

1. Металлические конструкции : учеб. для студ. высш. учеб. заведений / Ю.И. Кудишин [и др.] ; под ред. Ю.И. Кудишина. – 10-е изд., стер. – М. : Академия, 2007. – 688 с.
2. Москалев, Н.С. Металлические конструкции : учеб. / Н.С. Москалев, Я.А. Пронозин. – М. : Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2010. – 344 с.
3. Родионов, И.К. Конструктивные решения элементов и узлов рабочих площадок промышленных зданий : электронное учеб.-метод. пособие / И.К. Родионов. – Тольятти : Изд-во ТГУ, 2015. – 1 оптический диск.
4. Родионов, И.К. Техничко-экономическое сравнение вариантов компоновки ячеек балочных клеток : метод. указания / И.К. Родионов. – Тольятти : Изд-во ТГУ, 2013. – 28 с.
5. СНиП II-23–81*. Стальные конструкции / Госстройиздат. – М. : ГУП ЦПП, 2001. – 96 с.

Глоссарий

База (башмак) колонны – нижняя, уширенная часть колонны, имеющая конструктивное или архитектурное назначение.

Балка – конструктивный элемент, представляющий собой горизонтальный или наклонный брус, работающий преимущественно на изгиб.

Болт – крепёжное изделие в виде стержня с наружной резьбой и, как правило, шестигранной головкой под гаечный ключ, образующее соединение при помощи гайки.

Ветвь – один из вертикальных элементов стержня сквозной колонны.

Двутавр – профиль из металла, в сечении напоминающий букву «Н».

Диафрагма – элемент сквозной колонны, располагаемый между ветвями; предназначение – предотвращение закручивания стержня.

Заклёпка – металлический стержень с головкой на одном конце, применяемый для соединения металлических частей путем расплющивания другого, выступающего конца стержня.

Колонна – вертикальный элемент, передающий нагрузку от вышележащих конструкций на нижележащие.

Компоновка – составление схемы, целой системы из отдельных частей.

Настил (в рабочих площадках) – стальной лист, покрывающий балочные клетки.

Оголовок – верхняя часть колонны, предназначенная для восприятия нагрузки от вышележащих конструкций.

Плита – пластина, прикрепляемая к верхнему или нижнему торцу колонны.

Пояс (полка) – плоский элемент, прикрепляемый к стенкам двутавров и швеллеров.

Прокат (в металлургии) – продукция (листовая и фасонная), получаемая на прокатных станах путём горячей, теплой или холодной прокатки.

Ребро (жесткости) – пластина, привариваемая к стенке и полкам сварной сплошностенчатой металлической балки или колонны.

Решетка – элементы, соединяющие ветви сквозной колонны.

Стержень (колонны) – основной вертикальный конструктивный элемент, сплошностенчатый или сквозной.

Стенка – плоский элемент, расположенный между полками двутавров и швеллеров.

Стык (монтажный) – узел сопряжения отдельных отправочных марок (или узел укрупнительной сборки конструкции) перед её монтажом.

Узел – сопряжение отдельных конструктивных элементов при сборке на заводе или монтаже.

Фундамент – часть здания (сооружения), воспринимающая нагрузку от вышележащих конструкций и передающая её на грунт основания.

Швеллер – профиль из металла, в сечении напоминающий букву «П».