

комендуется применять при статической работе, из стали с пределом текучести не более 430 МПа и не рекомендуется применять при приложении сосредоточенных нагрузок к поясам в местах, где нет ребер жесткости, и если значение временной нагрузки на балку более чем в 2 раза превышает значение постоянной нагрузки.

5. Балки с перфорированной стенкой*

Одним из прогрессивных направлений повышения эффективности двутавровых профилей проката является создание балок с перфорированной стенкой (рис. 7.38). Такие балки образуются путем разрезки стенки двутавра по зигзагообразной линии с последующей раздвижкой и сваркой встык частей двутавров по выступам стенки (рис. 7.38, а). Несущая способность сквозных двутавров в 1,3—1,5 раза выше несущей способности исходного, что определяется их большей высотой, чем высота исходного двутавра. Эти качества в сочетании с их компактностью, хорошей транспортабельностью и приспособленностью к автоматизированному изготовлению делают их в ряде случаев конкурентоспособными с решетчатыми конструкциями и обеспечили им достаточно широкое применение в качестве балок перекрытий и стропильных балок. Компоновка сквозных двутавров имеет свои особенности. С целью полного использования исходного двутавра при его роспуске (см. рис. 7.38, а) желательно соблюдать следующие зависимости:

$$h_1 = (0,6 - 0,75) h; a \geq 90 \text{ мм}, k \geq 250 \text{ мм}; \alpha = 40 - 70^\circ.$$

В случае действия на балку сосредоточенных, регулярно расположенных грузов необходимо, чтобы положение сплошных участков стенки сквозного двутавра совпадало с положением этих грузов. Исследования показывают, что для однопролетных балок более экономично применять сквозные двутавры из двух марок сталей: верхнюю часть из двутавра обычной малоуглеродистой стали с более толстой стенкой, а нижнюю часть из двутавра более прочной стали с более тонкой стенкой. Действительная работа сквозного двутавра на поперечный изгиб достаточно сложна, так как система многократно статически неопределима, а жесткость элементов по длине переменна. В качестве первого приближения ее рассматривают как безраскосную систему Виренделя, принимая, что в середине сплошных участков стенки и в середине участков поясов в местах вырезов стенки расположены шарниры — точки нулевых моментов, в которых действуют только поперечные и продольные силы (см. рис. 7.38, в). Более точный расчет и необходимые проверки сечений балки приведены в СНиП II-23-81.

Глава 8. КОЛОННЫ И СТЕРЖНИ, РАБОТАЮЩИЕ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ

§ 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА

В металлических конструкциях широко применяются работающие на центральное сжатие колонны или стержни, входящие в состав конструктивных комплексов.

Центрально-сжатые колонны (рис. 8.1, а) применяются для поддержания междуэтажных перекрытий и покрытий зданий, в рабочих площадках, путепроводах, эстакадах и т. п. Центрально-сжатые стержни работают в составе конструктивных элементов и комплексов тяжелых решетчатых ферм и рам (рис. 8.1, б), сжатых элементов вантовых систем и т. п.

* Каплуи Я. А. Стальные конструкции из широкополочных двутавров и тавров. — М.: Стройиздат, 1981.

8.1
8.2
8.3

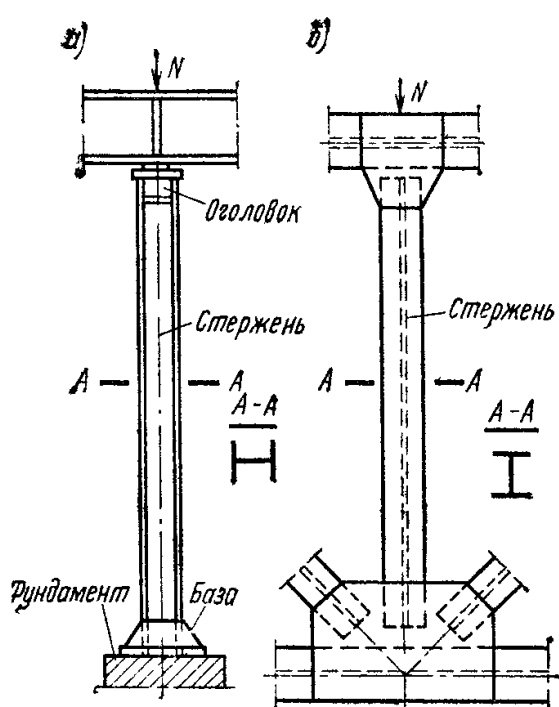
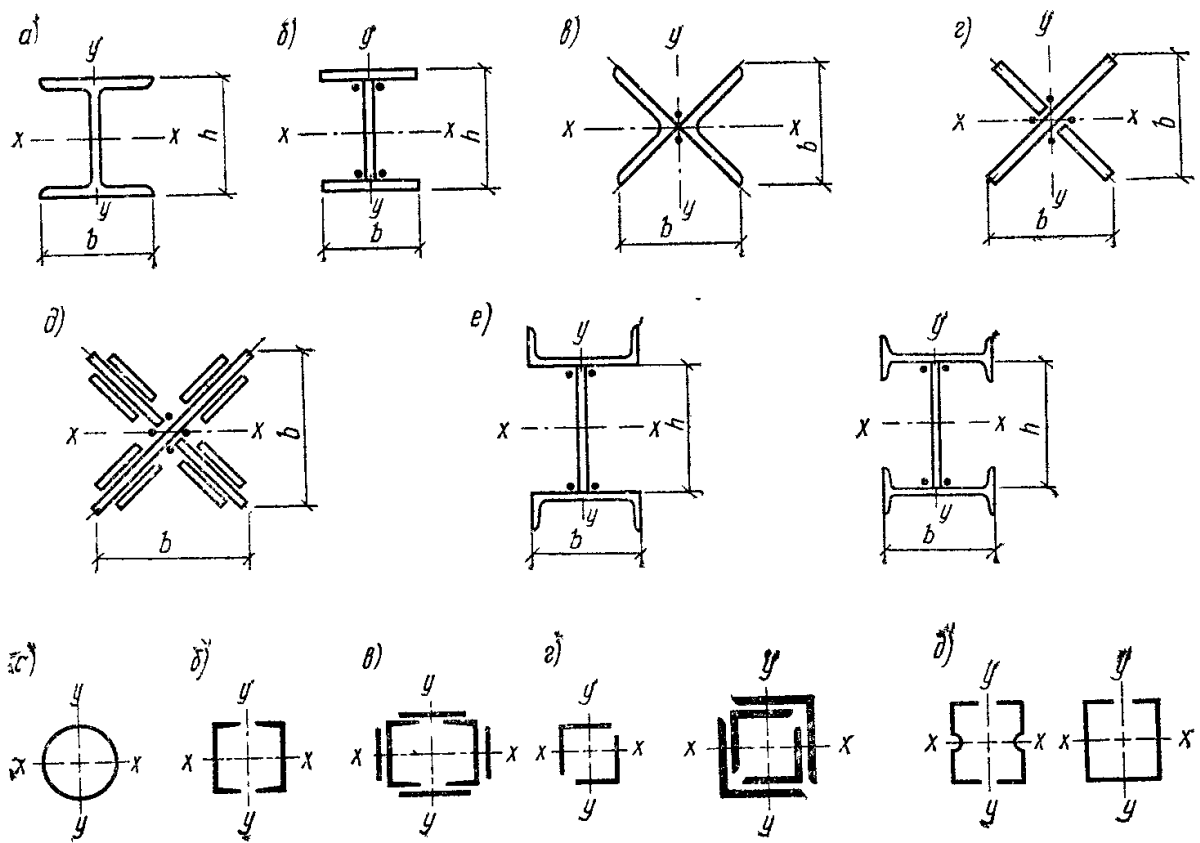


Рис. 8.1. Схемы стержней, работающих на центральное сжатие
а — колонна, б — сжатый стержень тяжелой фермы

Рис. 8.2. Открытые сечения сплошных стержней

Рис. 8.3. Замкнутые сечения сплошных стержней



Колонны передают нагрузку от вышележащей конструкции на фундаменты и состоят из трех частей, определяемых их назначением: оголовка, на который опирается вышележащая конструкция, нагружающая колонну; стержень — основной конструктивный элемент, передающий нагрузку от оголовка к базе; база, передающая нагрузку от стержня на фундамент (рис. 8.1, а). Расчет и конструирование основного элемента центрально-сжатых колонн и стержней производится одинаково.

Узлы примыкания центрально-сжатых стержней с другими элементами конструктивного комплекса (рис. 8.1, б) зависят от вида конструкции и рассмотрены в соответствующих главах. Колонны и сжатые стержни проектируют почти исключительно стальными. Применять алюминиевые сплавы в сжатых стержнях, как правило, нерационально из-за плохой работы сплавов на продольный изгиб вследствие низкого моду-

ля упругости. Однако в общем конструктивном комплексе, выполняемом из алюминиевого сплава, могут быть запроектированы и сжатые стержни из сплава.

Хорошо работают на центральное сжатие и экономны по затрате металла трубобетонные колонны, стержень которых состоит из стальной трубы, заполненной бетоном.

По статической схеме и характеру нагружения колонны могут быть одноярусные и многоярусные. Колонны и сжатые стержни бывают сплошными или сквозными.

§ 2. СПЛОШНЫЕ КОЛОННЫ

Обычно сечение сплошной колонны проектируют в виде широкополочного двутавра, прокатного или сварного, наиболее удобного в изготовлении с помощью автоматической сварки и позволяющего просто осуществлять примыкание поддерживаемых конструкций. Различные типы сечений сплошных колонн показаны на рис. 8.2 и 8.3.

Чтобы колонна была равноустойчивой, гибкость ее в плоскости оси x должна быть равна гибкости в плоскости оси y , т. е.

$$\lambda_x = \lambda_y; \text{ или } l_{0,x}/i_x = l_{0,y}/i_y.$$

Однако в двутавровых сечениях при одинаковых расчетных длинах $l_{0,x} = l_{0,y}$ это условие не соблюдается, поскольку у них радиусы инерции получаются разными по величине. В двутавровом сечении (табл. 8.1) радиус инерции относительно оси x

$$i_x \approx 0,43h,$$

а радиус инерции относительно оси y

$$i_y \approx 0,24b,$$

следовательно, для получения равноустойчивого сечения нужно, чтобы $0,43h = 0,24b$ или $b \approx 2h$, что приводит к весьма неудобным в конструктивном отношении сечениям, практически неприменимым.

Обычный прокатный двутавр вследствие незначительной ширины его полков меньше всего отвечает требованию равноустойчивости и поэтому применяется редко.

У прокатного широкополочного двутавра (рис. 8.2, а) может быть $b = h$, что не удовлетворяет условию равноустойчивости, но все же дает сечение, вполне пригодное для колонн.

Сварные колонны, состоящие из трех листов (рис. 8.2, б), достаточно экономичны по затрате материала, так как могут иметь развитое сечение, обеспечивающее колонне необходимую жесткость. Сварной двутавр является основным типом сечения сжатых колонн.

Автоматическая сварка обеспечивает дешевый, индустриальный способ изготовления таких колонн.

Равноустойчивыми в двух направлениях и также простыми в изготовлении являются колонны крестового сечения. При небольших нагруз-

Таблица 8.1. Значения радиусов инерции

Сечение						
$i_x = \alpha_1 h$	0,21 h	0,38 h	0,43 h	0,38 h	0,43 h	0,47 h
$i_y = \alpha_2 b$	0,21 b	0,44 b	0,43 b	0,60 b	0,24 b	0,40 b

как они могут составляться из двух уголков крупного калибра (рис. 8.2, в); из трех листов свариваются тяжелые колонны (рис. 8.2, г). Из условия местной устойчивости свободный выступ листа крестовой колонны не должен превышать 15—22 толщин листа в зависимости от общей гибкости колонны.

При одинаковых габаритах крестовое сечение колонн обладает большей жесткостью, чем двутавровое, так как его радиусы инерции $i_x = i_y = 0,29b$ больше, чем у двутавра $i_y = 0,24b$. В тяжелых колоннах это не имеет существенного значения, так как у них гибкости обычно бывают небольшими и коэффициенты φ близкими к единице.

Крестовое сечение можно усилить дополнительными листами (рис. 8.2, д), присоединяемыми электрозаклепками.

Простыми, но ограниченными по площади и менее экономичными по расходу стали получают колонны из трех прокатных профилей (рис. 8.2, е).

Весьма рациональны колонны трубчатого сечения (рис. 8.3, а) с радиусом инерции $i = 0,35d_{\text{ср}}$, где $d_{\text{ср}}$ — диаметр окружности по оси листа, образующего колонну.

Сварка дает возможность получить колонны замкнутого сечения и других типов, например из двух швеллеров (рис. 8.3, б), которые при больших нагрузках могут быть усилены листами (рис. 8.3, в), или из уголков (рис. 8.3, г).

Весьма экономичное сечение легкой колонны может быть получено из тонкостенных гнуто-сварных профилей (рис. 8.3, д).

Преимуществами колонн замкнутого сечения являются равноустойчивость, компактность и хороший внешний вид; к недостаткам относятся недоступность внутренней полости для окраски. Чтобы избежать коррозии, такие колонны должны быть защищены от проникания внутрь влаги.

При заполнении стальной трубы бетоном получается эффективная комплексная конструкция (трубобетонная), в которой труба является оболочкой, стесняющей поперечные деформации заключенного внутри бетонного цилиндра. В этих условиях работы прочность бетона на сжатие значительно увеличивается, исключаются потери местной устойчивости трубы и коррозии внутренней ее поверхности.

Рационально применять тонкостенные трубы (толщина стенки $1/50$ — $1/150$ от диаметра трубы), но по условиям эксплуатации и возможности прикрепления примыкающих элементов к трубе они должны быть не тоньше 3—4 мм. В трубобетонном стержне бетон работает в основном на сжатие, а труба — на поперечное растяжение. Трубы могут быть как из малоуглеродистой, так и из низколегированной стали, бетон применяют высоких марок — от 250 до 500 и выше.

§ 3. СКВОЗНЫЕ КОЛОННЫ

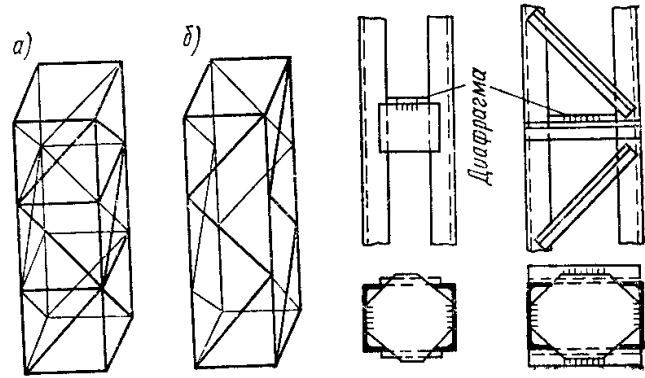
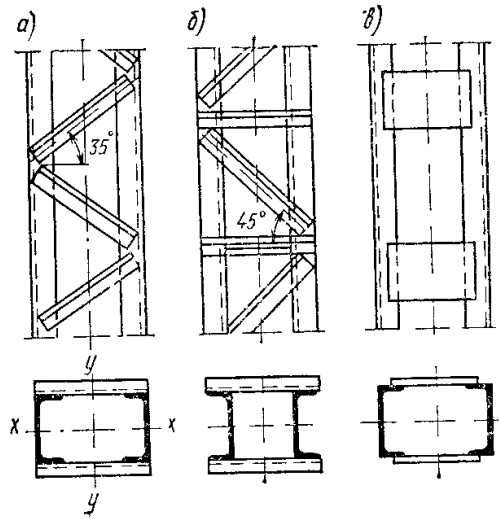
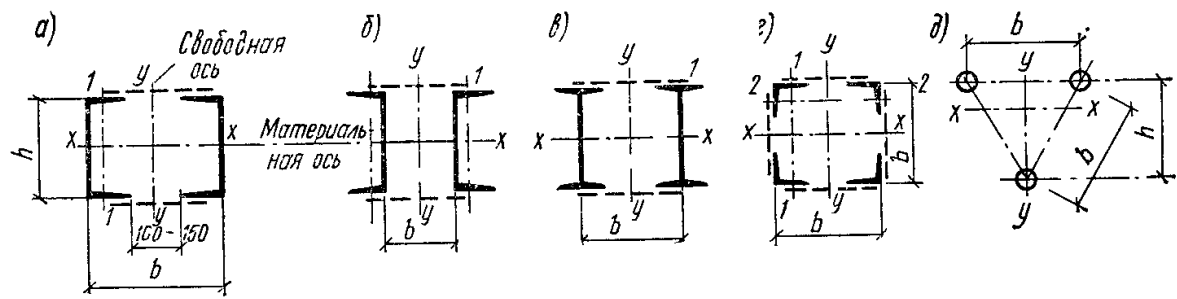
1. Типы сквозных колонн

Стержень сквозной центрально-сжатой колонны обычно состоит из двух ветвей (швеллеров или двутавров), связанных между собой решетками (рис. 8.4, а—в). Ось, пересекающая ветви, называется материальной; ось, параллельная ветвям, называется свободной. Расстояние между ветвями устанавливается из условия равноустойчивости стержня.

Швеллеры в сварных колоннах выгоднее ставить полками внутрь (рис. 8.4, а), так как в этом случае решетки получают меньшей ширины и лучше используется габарит колонны.

Более мощные колонны могут иметь ветви из прокатных или сварных двутавров (рис. 8.4 в).

В сквозных колоннах из двух ветвей необходимо обеспечивать зазор между полками ветвей (100—150 мм) для возможности окраски внутренних поверхностей.



8.4
8.5 8.6 8.7
8.8

Рис. 8.4. Сечения сквозных стержней

Рис. 8.5. Типы решеток сквозных стержней

Рис. 8.6. Расположение решеток в четырех плоскостях

Рис. 8.7. Диафрагмы сквозных стержней

Рис. 8.8. Деформация стержня при продольном изгибе

Стержни большой длины, несущие небольшие нагрузки, должны иметь для обеспечения необходимой жесткости развитое сечение, поэтому их рационально проектировать из четырех уголков, соединенных решетками в четырех плоскостях (рис. 8.4, г). Такие стержни при небольшой площади сечения обладают значительной жесткостью, однако трудоемкость их изготовления больше трудоемкости изготовления двухветвевых стержней.

При трубчатом сечении ветвей возможны трехгранные стержни (рис. 8.4, д), достаточно жесткие и экономичные по затрате металла.

Решетки обеспечивают совместную работу ветвей стержня колонны и существенно влияют на устойчивость колонны в целом и ее ветвей. Применяются решетки разнообразных систем: из раскосов (рис. 8.5, а), из раскосов и распорок (рис. 8.5, б) и безраскосного типа в виде планок (рис. 8.5, в).

В случае расположения решеток в четырех плоскостях (рис. 8.4, з) возможны обычная схема (рис. 8.6, а) и более экономичная треугольная схема «в елку» (рис. 8.6, б).

В колоннах, нагруженных центральной силой, возможен изгиб от случайных эксцентриситетов. От изгиба возникают поперечные силы, воспринимаемые решетками, которые препятствуют сдвигам ветвей колонны относительно ее продольной оси.

Треугольные решетки, состоящие из одних раскосов (рис. 8.5, а), или треугольные с дополнительными распорками (рис. 8.5, б) являются более жесткими, чем безраскосные, так как образуют в плоскости грани колонны ферму, все элементы которой при изгибе работают на осевые усилия, однако они более трудоемки в изготовлении.

Планки (рис. 8.5, в) создают в плоскости грани колонны безраскосную систему с жесткими узлами и элементами, работающими на изгиб, вследствие чего безраскосная решетка оказывается менее жесткой. Если расстояние между ветвями значительно (0,8—1 м и более), то элементы безраскосной решетки получаются тяжелыми; в этом случае следует отдавать предпочтение раскосной решетке.

Безраскосная решетка хорошо выглядит и является более простой, ее часто применяют в колоннах и стойках сравнительно небольшой мощности (с расчетной нагрузкой до 2000—2500 кН).

Чтобы сохранить неизменяемость контура поперечного сечения сквозной колонны, ветви колонн соединяют поперечными диафрагмами (рис. 8.7), которые ставят через 3—4 м по высоте колонны.

2. Влияние решеток на устойчивость стержня сквозной колонны

Основное уравнение. Решетки, связывая ветви колонны, обеспечивают их совместную работу и общую устойчивость стержня. Вследствие деформативности решеток гибкость стержня сквозной колонны относительно свободной оси (рис. 8.4, а и в) больше гибкости сплошной колонны $\lambda = l_0/i$ (l_0 — расчетная высота колонны) и зависит от типа решетки.

Критическую силу потери устойчивости составной колонны относительно свободной оси можно определить из общего условия потери стержнем устойчивости

$$\Delta W_i = \Delta W_e, \quad (8.1)$$

где ΔW_i — приращение внутренней энергии стержня при его изгибе в момент потери устойчивости, ΔW_e — приращение работы внешних сил, приложенных к стержню в результате изгиба.

В данном случае (рис. 8.8) приращение внутренней энергии состоит из приращения энергии изгиба

$$\Delta W_{iM} = \int_0^l \frac{M^2 dx}{2EI_y} = \frac{N^2}{2EI_y} \int_0^l y^2 dx \quad (8.2)$$

и приращения энергии сдвига

$$\Delta W_{iQ} = \int_0^l \frac{Q\gamma}{2} dx, \quad (8.3)$$

где N — продольная сила в колонне, Q — поперечная сила изгиба, I_y — момент инерции сечения колонны относительно свободной оси y ; γ — угол сдвига.

Работа внешней силы при перемещении конца стержня в результате искривления оси определяется по формуле

$$\Delta W_e = N\Delta l = \int_0^l N(1 - \cos \alpha) dx \approx \int_0^l \frac{N \operatorname{tg} \alpha}{2} dx = \frac{N}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx, \quad (8.4)$$

где α — угол между осью стержня и касательной к упругой линии в рассматриваемой точке.

Отсюда условие потери устойчивости (8.1) выразится уравнением

$$\frac{N^2}{2EI_y} \int_0^l y dx + \frac{N^2 \gamma}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right) dx = \frac{N}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx. \quad (8.5)$$

Здесь во втором члене левой части уравнения принято во внимание, что

$$M = Ny; \quad Q = \frac{dM}{dx} = \frac{Ndy}{dx}; \quad \gamma = \gamma_1 Q = \gamma_1 \frac{Ndy}{dx},$$

где γ_1 — угол сдвига при $Q=1$ — величина, постоянная при данном типе решетки.

Задавшись видом кривой изогнутой оси стержня

$$y = C \cdot \sin \frac{\pi x}{l}$$

и производя интегрирование уравнения (8.5), получим критическую силу

$$N_{кр} = \pi^2 \cdot E \cdot I_y / l_0^2 \left(1 + \gamma_1 \frac{\pi^2 EI_y}{l_0^2} \right) = \pi^2 EI_y / (\mu l_0)^2. \quad (8.6)$$

Таким образом, коэффициент приведения длины составного стержня

$$\mu = \sqrt{1 + \gamma_1 \frac{\pi^2 EI_y}{l_0^2}} \quad (8.7)$$

зависит от угла сдвига γ_1 , величина которого различна для разных систем решеток.

Колонны с безраскосной решеткой. Сжатые колонны с безраскосной решеткой представляют собой рамную систему, все элементы которой при общем прогибе колонны изгибаются по S-образным кривым (рис. 8.9, а).

При одинаковых расстояниях между планками и одинаковой их мощности приближенно можно принимать, что нулевые точки моментов расположены в середине планок по их длине и посередине расстояния между планками в ветвях колонны. В нулевых точках действуют поперечные силы, возникающие от изгиба стержня.

Пренебрегая деформацией планок, обычно весьма жестких по сравнению с ветвями (соотношение погонных жесткостей более 5), и считая, что поперечная сила поровну распределяется между ветвями, получим, что угол сдвига γ_1 будет соответствовать прогибу δ ветви как консоли от силы, равной $1/2$ (рис. 8.9, б):

$$\gamma_1 = \frac{\delta}{l_B/2} = \frac{1}{2} \left(\frac{l_B}{2} \right)^3 \frac{1}{3EI_1} \cdot \frac{2}{l_B} = \frac{l_B^2}{24EI_1}. \quad (8.8)$$

Подставляя значения γ_1 в формулу (8.7), получим коэффициент приведения длины

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 I_y}{24I_1} \left(\frac{l_B}{l_0} \right)^2}.$$

Принимая во внимание, что $I_1 = A_B i_1^2$; $I_y = 2A_B i_y^2$; $\frac{l_B}{l_1} = \lambda_1$ (гибкость ветви); $\frac{l_0}{i_y} = \lambda_y$ (гибкость стержня),

где A_B и I_1 — площадь сечения и момент инерции ветви относительно собственной оси, параллельной свободной оси сечения колонны; i_1 — радиус инерции сечения одной ветви; i_y — радиус инерции сечения стержня в плоскости, параллельной плоскостям планок (рис. 8.4, а), получим

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{2\pi^2}{24} \left(\frac{\lambda_1}{\lambda_y} \right)^2} \approx \sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_1}{\lambda_y} \right)^2}. \quad (8.9)$$

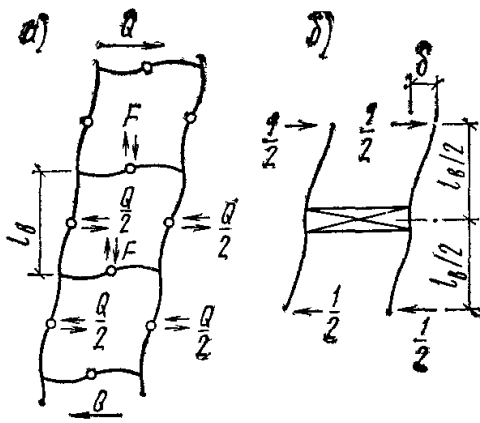


Рис. 8.9. Деформация стержня с планками при продольном изгибе

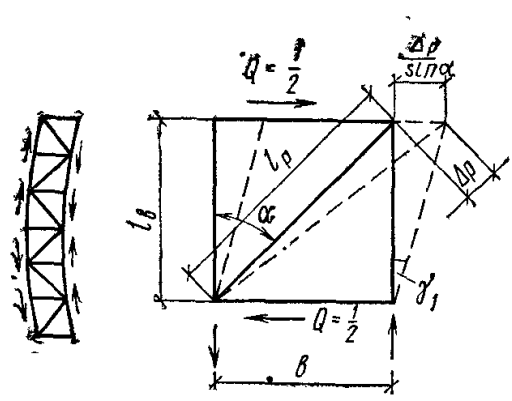


Рис. 8.10. Перекос раскосной решетки при продольном изгибе стержня

Отсюда приведенная гибкость стержня с планками в двух плоскостях будет иметь вид

$$\lambda_{пр} = \mu \lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}. \quad (8.10)$$

Приведенная гибкость стержней с планками в четырех плоскостях определяется по условной формуле

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}. \quad (8.11)$$

Приведенная гибкость стержней треугольного сечения (рис. 8.4, д) определяется также по условной формуле

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda^2 + 1,3\lambda_3^2}, \quad (8.12)$$

где λ — наибольшая гибкость всего стержня; $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ — гибкости отдельных ветвей относительно собственных осей, параллельных главным осям сечения стержня (см. рис. 8.4).

В формулах (8.10), (8.11) и (8.12) гибкости отдельных ветвей λ_1, λ_2 и λ_3 определяются на участках между планками (в осях), их значения не должны быть более 40.

При выводе формул (8.10), (8.11), (8.12) деформации планок не учитывались, поэтому их можно считать справедливыми при отношении погонных жесткостей планки и ветви ≥ 5 ; при меньших отношениях учитывается влияние деформации планок на величину приведенной гибкости (см. СНиП II-23-81, 5.6).

Колонны с треугольной решеткой и дополнительными распорками. Для колонн с треугольной решеткой угол перекоса (рис. 8.10)

$$\gamma = \Delta p / l_B \cdot \sin \alpha,$$

где l_B — длина панели, Δp — удлинение раскоса при $Q=1$.

Усилие в раскосе решетки, расположенной в плоскости действия поперечной силы (при $Q=1$ и при двух решетках),

$$N_p = 1/2 \sin \alpha.$$

Удлинение раскоса

$$\Delta p = N_p \cdot l_p / E \cdot A_p = l_B / [2 \cos \alpha \cdot \sin^2 \alpha \cdot E A_p],$$

где A_p — площадь сечения раскоса.

Таким образом, угол перекоса решетки

$$\gamma_1 = \Delta p / l_B \cdot \sin \alpha = 1 / [2 \sin^2 \alpha \cos \alpha E A_p] \quad (8.13)$$

и, следовательно, коэффициент приведения расчетной длины

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 I_y}{2 l_0^2 A_p \sin^2 \alpha \cos \alpha}}. \quad (8.14)$$

Принимая во внимание $I_y = 2A_{\text{в}} i_y^2 = A i_y^2$, получим

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{2 \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha} \cdot \frac{A}{A_{\text{р}} \cdot \lambda_y^2}} = \sqrt{1 + \alpha_1 \frac{A}{A_{\text{р}} \cdot \lambda_y^2}}. \quad (8.15)$$

Отсюда приведенная гибкость с двумя треугольными решетками в двух плоскостях (рис. 8.5, а)

$$\lambda_{\text{пр}} = \mu \lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{\text{р}}}}. \quad (8.16)$$

Приведенная гибкость с четырьмя треугольными решетками (рис. 8.4, г) определяется по условной формуле

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\lambda^2 + A \left(\frac{\alpha_1}{A_{\text{р1}}} + \frac{\alpha_2}{A_{\text{р2}}} \right)}. \quad (8.17)$$

Для сквозных стержней трехгранного сечения с равными сторонами (рис. 8.4, д) приведенная гибкость определяется по формулам

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\lambda^2 + \alpha_1 \frac{2A}{3A_{\text{р}}}}, \quad (8.18)$$

где A — площадь сечения всего стержня; $\lambda_y = I_0 / i_y$ — гибкость стержня относительно свободной оси y ; λ — наибольшая гибкость всего стержня; $A_{\text{р1}}$ и $A_{\text{р2}}$ — площадь сечения раскосов решеток, лежащих в плоскостях, соответственно перпендикулярных осям 1—1 и 2—2 (рис. 8.4, г).

Коэффициенты α_1 и α_2 зависят от угла наклона раскоса и определяются по формуле (рис. 8.10)

$$\alpha = 10 \frac{f_{\text{р}}^3}{b^2 l_{\text{в}}}.$$

В составных стержнях с решетками гибкость отдельных стержней между узлами должна быть не более 80 и не должна превышать приведенную гибкость стержня $\lambda_{\text{пр}}$.

Помимо проверки устойчивости стержня в целом следует проверять устойчивость отдельной ветви на участках между узлами.

Поперечная сила при продольном изгибе. Решетки составных стержней работают на поперечную силу при продольном изгибе. Эта поперечная сила возникает в результате изгиба стержней при потере ими устойчивости. Если считать, что изгиб стержня происходит по синусоиде, то поперечная сила

$$Q = \frac{dM}{dx} = N_{\text{кр}} \frac{dy}{dx} = \frac{\pi}{l} f_{\text{кр}} N_{\text{кр}} = \frac{\pi}{l} f_{\text{кр}} A \cdot \sigma_{\text{кр}}, \quad (8.19)$$

где $f_{\text{кр}}$ — прогиб при потере устойчивости.

Из формулы (8.19) видно, что поперечная сила зависит от гибкости стержня ($f_{\text{кр}}$), площади его сечения (A) и материала ($\sigma_{\text{кр}}$). Исходя из этого в СНиП дана формула условной поперечной силы для расчета соединительных элементов сжатых составных стержней

$$Q_{\text{усл}} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R} \right) N / \varphi, \quad (8.20)$$

Условную поперечную силу следует распределять поровну между планками (решетками), лежащими в плоскостях, перпендикулярных оси, относительно которой производится проверка устойчивости.

В колоннах со сплошной стенкой поперечную силу воспринимает стенка, но проверка в ней скалывающих напряжений обычно не требуется ввиду их незначительности.

Наряду с расчетными по формуле (8.20) достаточно близкие значения $Q_{\text{усл}}$ можно определить по табл. 8.2.

Т а б л и ц а 8.2. Значение условной поперечной силы $Q_{усл}$, кН

Расчетное сопротивление R , МПа	210	260	290	380	440	530
$Q_{усл}$, кН	0,20 А	0,30 А	0,40 А	0,50 А	0,60 А	0,70 А

Для промежуточных значений R табличные значения надо интерполировать; площадь A надо принимать в сантиметрах.

§ 4. ВЫБОР РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ И ТИПА КОЛОННЫ

1. Выбор расчетной схемы

Расчетная схема одноярусной колонны определяется способом закрепления ее в фундаменте, а также способом прикрепления балок, передающих нагрузку на колонну.

Соединение колонны с фундаментом может быть жестким или шарнирным. Если фундамент достаточно массивен, а база колонны имеет надежное анкерное крепление, колонну можно считать заземленной в фундаменте (рис. 8.18, в). При расчете легких колонн соединение с фундаментом с учетом запаса прочности чаще всего принимают шарнирным.

При одноярусных колоннах балки или другие поддерживаемые конструкции могут опираться на колонну сверху (рис. 8.11, а). Помимо четкости центральной передачи такое соединение при заземленных внизу колоннах удобно для монтажа, при этом колонна рассматривается как шарнирно закрепленная в верхнем конце. Тогда при жестком закреплении колонны в фундаменте расчетная длина колонны принимается равной $0,7l$, а при шарнирном — l (l — геометрическая длина колонны от фундамента до низа балок).

Более жестким является присоединение балочной конструкции к колонне сбоку (рис. 8.11, в).

При достаточно мощной балочной конструкции и жестком прикреплении балок к колоннам последние можно считать заземленными сверху. Тогда расчетная длина l_0 в плоскости главных балок может приниматься равной $0,7l$ при шарнирном закреплении колонн в фундаменте и $0,5l$ при жестком. Однако в последнем случае расчетную длину балок чаще принимают равной $0,7l$, так как при изгибе балки не дают полного заземления.

При двутавровых колоннах с малой высотой сечения и большой шириной полок главные балки удобнее прикреплять не к стенке, а к полкам (поясам) колонны (рис. 8.11, в). В этом случае при расположении

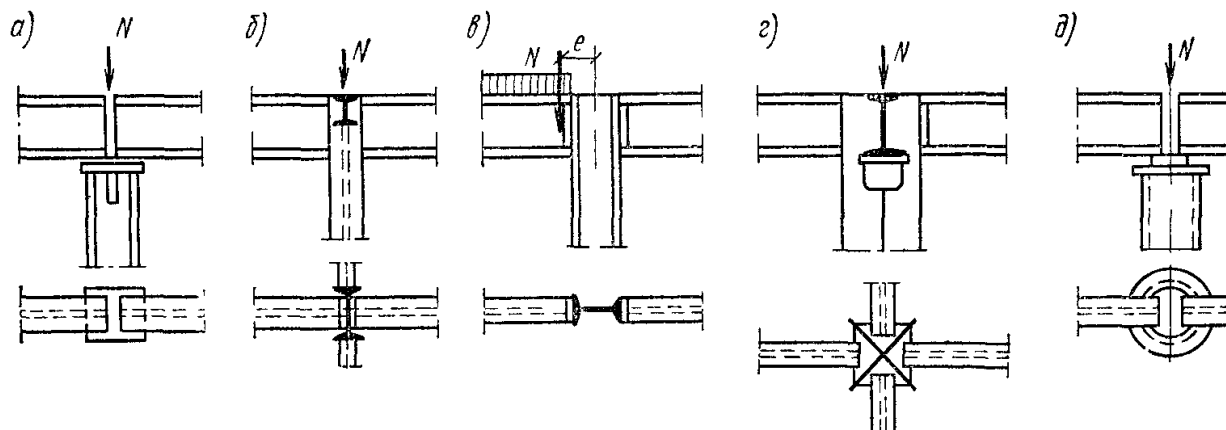


Рис. 8.11 Схемы сопряжения балок с колонной

временной нагрузки с одной стороны колонны последняя работает на внецентренное сжатие. При этом момент условно принимается равным

$$M = N'e,$$

где N' — опорное давление от односторонней временной нагрузки, e — эксцентриситет приложения силы N' .

При примыкании сбоку к крестовым колоннам балки обычно располагаются в плоскости биссектрисы угла крестового сечения и опираются на столики между листами колонны, что также приводит к эксцентриситету приложения давления при односторонней нагрузке (рис. 8.11, з), хотя и меньшему, чем при двутавровых колоннах.

На трубобетонные колонны балки удобнее опирать сверху (рис. 8.11, д).

2. Выбор типа сечения колонны

При выборе типа сечения колонны необходимо стремиться получить наиболее экономичное решение, учитывая величину нагрузки, удобство примыкания поддерживаемых конструкций, условия эксплуатации, возможности изготовления и наличие сортамента.

Прежде всего надо решить, принимать ли колонну сплошной или сквозной. Максимально возможная расчетная нагрузка для сквозных колонн из двух швеллеров составляет 2700—3500 кН, для колонн из двух двутавров — 5500—5600 кН. При значительных нагрузках сквозные колонны получаются сложными в изготовлении, более рациональными оказываются сплошные колонны.

Сплошные колонны из гнутых профилей (см. рис. 8.3, д) при расчетной длине в пределах до 6 м благодаря простоте изготовления могут соперничать по стоимости со сквозными и при малых расчетных нагрузках (400—800 кН).

Трубобетонные колонны рациональны при больших нагрузках. Они рациональны с точки зрения архитектурных требований, удобны в эксплуатации на открытом воздухе и в агрессивной среде, так как легко окрашиваются и меньше подвержены коррозии.

Сжатые стержни из алюминиевых сплавов проектируют, как правило, сквозными, чтобы получить большую жесткость.

§ 5. ПОДБОР СЕЧЕНИЯ И КОНСТРУКТИВНОЕ ОФОРМЛЕНИЕ СТЕРЖНЯ КОЛОННЫ

1. Сплошные колонны

Подбор сечения сплошной колонны. Задавшись типом сечения колонны, определяем требуемую площадь сечения по формуле

$$A_{\text{тр}} = N/\varphi \cdot R \cdot \gamma, \quad (8.21)$$

где N — расчетное усилие в колонне; γ — коэффициент условий работы (прил. 13).

Чтобы предварительно определить коэффициент φ (см. прил. 7), задаемся гибкостью колонны

$$\lambda = l_0/i.$$

При расчете на ЭВМ коэффициент φ можно принимать по формулам, приведенным в СНиП II-23-81, п. 5.3.

Для сплошных колонн с расчетной нагрузкой до 1500—2500 кН и длиной 5—6 м можно задаться гибкостью $\lambda=100$ —70, для более мощных колонн с нагрузкой 2500—4000 кН гибкость можно принять $\lambda=70$ —50. Задавшись гибкостью λ и найдя соответствующий коэффициент φ , определяем в первом приближении требуемую площадь по формуле (8.21) и требуемый радиус инерции, соответствующий заданной гибкости:

$$i_{\text{тр}} = l_0/\lambda. \quad (8.22)$$

Зависимость радиуса инерции от типа сечения приближенно выражается формулам:

$$r_x = \alpha_1 h; \quad r_y = \alpha_2 b,$$

где h и b — высота и ширина сечения; α_1 и α_2 — коэффициенты для определения соответствующих радиусов инерции для наиболее распространенных сечений, приведены в табл. 8.1.

Отсюда определяются требуемые генеральные размеры сечения колонны:

$$\left. \begin{aligned} h_{\text{тр}} &= \frac{i_{\text{тр}}}{\alpha_1}; \\ b_{\text{тр}} &= \frac{i_{\text{тр}}}{\alpha_2}. \end{aligned} \right\} \quad (8.23)$$

Ранее было отмечено, что в сплошных колоннах двутаврового сечения коэффициент α_1 примерно в два раза больше коэффициента α_2 , поэтому определяют требуемый размер b , а h принимают по конструктивным и производственным соображениям, руководствуясь, например, возможностью заводки между полками колонны балки при примыкании ее к стенке или возможностью приварки автоматом (трактором) полок к стенке (рис. 5.16) и т. п.

Установив генеральные размеры сечения b и h , подбирают толщину поясных листов (полок) и стенки исходя из требуемой площади колонны $A_{\text{тр}}$ и условий местной устойчивости.

Отношения ширины элементов сечения (полок, стенки) к их толщине подбирают так, чтобы они были меньше предельных отношений, устанавливаемых с точки зрения равнопрочности стержня в целом и его элементов (см. гл. 3, § 8).

В первом приближении обычно не удается подобрать рациональное сечение, которое удовлетворяло бы трем условиям ($A_{\text{тр}}$, $b_{\text{тр}}$, $h_{\text{тр}}$), так как при их определении исходная величина гибкости была задана произвольно. Выяснив несоответствие, указанные величины корректируют. Если заданная гибкость λ принята очень большой, то получается слишком большая площадь при сравнительно малых размерах b и h . Следовательно, надо увеличить сечение, одновременно уменьшив площадь $A_{\text{тр}}$, т. е. уменьшить принятую гибкость.

Если принятая гибкость чрезмерно мала, то получается слишком малая площадь при сильно развитом сечении, тогда $A_{\text{тр}}$ следует увеличить, уменьшив размеры сечения.

Откорректировав значения A , b и h , производят проверку сечения

$$\begin{aligned} i_x &= \alpha_1 h; \quad i_y = \alpha_2 b; \\ \lambda_{\text{max}} &= \frac{l_0}{i_{\text{min}}}; \quad \varphi_{\text{min}} \text{ по } \lambda_{\text{max}} \end{aligned}$$

и напряжения

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\text{min}} A} \leq R \cdot \gamma. \quad (8.24)$$

Если нужно, вносят еще одну поправку в размеры сечения, обычно последнюю.

После окончательного подбора сечения производят его проверку определением фактического напряжения по формуле (8.24). При этом коэффициент φ_{min} берут по действительной наибольшей гибкости, для вычисления которой определяют фактические моменты инерции и радиусы инерции принятого сечения колонны $i_x = \sqrt{I_x/A}$; $i_y = \sqrt{I_y/A}$.

При незначительных усилиях в колонне ее сечение подбирают по предельной гибкости $\lambda_{\text{max}} = 120$, установленной СНиП, для чего определяют минимально возможный радиус инерции

$$i_{\text{min}} = l_0 / \lambda_{\text{max}},$$

Т а б л и ц а 8.3. Значение коэффициентов повышения прочности бетона в трубе

Марка бетона	250	300	350	400	450	500	550
k_6	1,92	1,83	1,73	1,66	1,59	1,55	1,50

и, установив по нему наименьшие размеры сечения,

$$b_{min} = i_{min}/\alpha_2; \quad h = i_{min}/\alpha_1$$

окончательно подбирают сечение по конструктивным соображениям исходя из наименьшей возможной толщины элементов (по условиям устойчивости).

Проверка несущей способности трубобетонной колонны производится по формуле

$$N \leq (A_6 R_6 k_6 + A_{тр} R) \varphi, \quad (8.25)$$

где A_6 и $A_{тр}$ — площадь бетона и стальной трубы; R_6 и R — расчетные сопротивления бетона и стали; k_6 — коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона в трубе (табл. 8.3); φ — коэффициент продольного изгиба трубобетона (табл. 8.4).

Приведенная гибкость определяется по формуле

$$\lambda_{пр} = \frac{l_0}{i_6} \sqrt{\frac{(k + \mu)}{(0,25k + 0,5\mu)}}, \quad (8.26)$$

где $k = \frac{k_6 R_6}{R}$; $\mu = A_{тр}/A_6$; l_0 — расчетная длина колонны; i_6 — радиус бетонного ядра.

Конструктивное оформление и фактическая работа стержня колонн. В колоннах, работающих на центральное сжатие, сдвигающие усилия между стенкой и поясами незначительны, так как величина поперечной силы, возникающей от случайных воздействий, невелика. Поэтому поясные швы в сварных колоннах принимаются конструктивно в зависимости от марки стали и толщины свариваемых элементов (см. табл. 5.5).

В колоннах, не эксплуатируемых в средне- и сильноагрессивных средах и не возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂ и II₃ (при температуре < -50 °С, см. СНиП), поясные швы можно выполнять односторонними.

Толщину стенки колонны следует принимать возможно меньшей, так как сечение стенки, не увеличивая момента инерции относительно оси —y, увеличивает площадь и, следовательно, уменьшает радиус инерции $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ и жесткость колонны. В случае прикрепления мощных

Т а б л и ц а 8.4. Коэффициенты продольного изгиба трубобетонных стержней (для труб из стали класса С38/23)

Приведенная гибкость $\lambda_{пр}$	10	20	30	40	50	60
Марка бетона: 250	0,988	0,963	0,931	0,888	0,850	0,791
500	0,988	0,974	0,950	0,922	0,893	0,852

Продолжение

Приведенная гибкость $\lambda_{пр}$	70	80	90	100	110	120
Марка бетона: 250	0,728	0,654	0,591	0,527	0,461	0,400
500	0,800	0,731	0,663	0,588	0,518	0,450

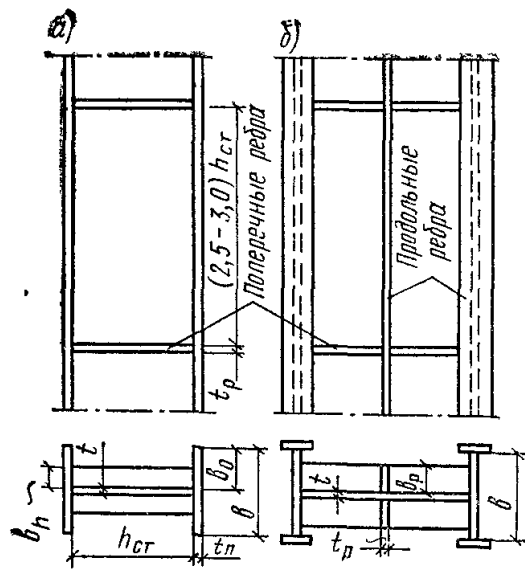


Рис. 8.12. Поперечные и продольные ребра жесткости в стержне сплошной колонны

Таблица 8.5 Предельные отношения расчетной высоты стенки h_0 к ее толщине t

Сечение стержня	Предельные отношения h_0/t
Двутавровое	$h_0/t \leq (0,36 + 0,8\bar{\lambda}^2)\sqrt{E/R}$ но не более $2,9\sqrt{E/R}$
Швеллерное, коробчатое	$h_0/t \leq (0,85 + 0,19\bar{\lambda})\sqrt{E/R}$ При $\bar{\lambda} < 0,8h_0/t \sqrt{R/E} = 1$

балок стенка не должна быть чрезмерно тонкой, так как в противном случае она оказывается перенапряженной в месте прикрепления балок.

Из условия местной устойчивости наибольшее отношение расчетной высоты стенки h_0 к ее толщине t определяется по формулам, приведенным в табл. 8.5, а отношение свеса полки b_0 колонны двутаврового сечения к ее толщине t_n (рис. 8.12) в колоннах с условной гибкостью λ от 0,8 до 4 должно удовлетворять условию

$$b_0/t_n \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda})\sqrt{E/R}.$$

При определении сечения сжатого стержня по предельной гибкости наибольшие значения h_0/t и b_0/t_n следует умножить на коэффициент $\sqrt{\frac{R}{\sigma}} \cdot \varphi$, где $\sigma = N/A$, но не более чем на 1,25. В этом случае для двутаврового сечения $\bar{\lambda}$ не должно превышать $3,2\sqrt{E/R}$.

Из отношения b_0/t_n и табл. 8.5 видно, что с увеличением гибкости колонны λ рассматриваемые отношения повышаются, т. е. стенка и полки могут быть относительно тоньше, так как при этом напряжения в стержне колонны снижаются. С повышением же расчетного сопротивления стали R толщины стенки и полки должны быть относительно больше, так как фактическое напряжение повышается.

Если по конструктивным соображениям отношение h_0/t принимается больше указанных выше величин, то стенку следует укреплять продольным ребром (рис. 8.12, б), которое препятствует потере устойчивости стенки, пересекая появляющиеся волны выпучивания.

В этом случае за расчетную высоту стенки h_0 принимают расстояние от ребра до полки сечения стержня.

Ребро может быть парным или расположенным с одной стороны.

При укреплении стенки парным ребром установленные выше значения h_0/t (табл. 8.5) следует умножать на коэффициент β , определяемый при $I_{пр}/(h_0t^3) \leq 6$ по формуле

$$\beta = 1 + 0,4 \frac{I_{пр}}{h_0t^3} \left(1 - 0,1 \frac{I_{пр}}{h_0t^3} \right),$$

где $I_{пр}$ — момент инерции сечения продольного ребра.

При расположении ребра с одной стороны стенки его момент инерции должен вычисляться относительно оси, совмещенной с ближайшей гранью стенки.

Продольное ребро жесткости следует включать в расчетное сечение площади стержня.

Для укрепления контура сечения и стенки колонны при $h_0/t \leq 2,2\sqrt{E/R}$ ставятся поперечные ребра жесткости на расстоянии 2,5—

3 м одно от другого, на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер.

Иногда по условиям гибкости колонны (например, при большей высоте колонн) приходится проектировать ее сечение с широкими полками, которые при недостаточной толщине могут оказаться неустойчивыми. В этих случаях для обеспечения устойчивости полок целесообразно укрепить их продольными ребрами, приваренными по кромкам (рис. 8.12, б).

Эти ребра проектируют непрерывными по всей высоте колонны и при расчете вводят в состав сечения. В колоннах из тонких элементов ребра могут быть замены отгибами.

На фактическую работу сплошных колонн существенное влияние оказывают местные погнутия листов, следствием которых являются более раннее развитие в листах пластических деформаций и потеря ими устойчивости.

В сквозных колоннах очень большое внимание следует уделять конструкции решеток. Недостаточное внимание к их конструкции неоднократно приводило к авариям. При хорошем центрировании и хорошем состоянии решеток фактические критические напряжения сквозных колонн близки к теоретическим (при расчете по приведенной гибкости).

Случайные эксцентриситеты приложения нагрузки имеют существенное влияние, однако они компенсируются тем, что фактическое закрепление колонн обычно более жесткое, чем принимаемое в расчете.

Пример 8.1. Требуется подобрать сечение сплошной центрально сжатой колонны длиной 6,5 м, защемленной внизу и шарнирно закрепленной вверху. Материал — сталь ВСтЗпс6-1, толщина листов $t=4-20$ мм, $R=230$ МПа $=23,5$ кН/см². Расчетное усилие в стержне колонны $N=4500$ кН. Коэффициент условий работы $\gamma=1$. Принимаем двутавровое сечение стержня колонны сваренным из трех листов (рис. 8.13). Расчетная длина стержня $l_0=0,7 l=0,7 \cdot 6,5=4,55$ м. *Задаемся гибкостью $\lambda=40$* и находим соответствующее значение $\varphi=0,900$ (см. прил. 7), предварительно определив требуемые:

$$A_{\text{тр}} = N/\varphi R = 4500/(0,900 \cdot 32,5) = 212,8 \text{ см}^2;$$

радиус инерции

$$i_{\text{тр}} = l_0/\lambda = 455/40 = 11,35 \text{ см};$$

ширину сечения (см. табл. 8.1)

$$b_{\text{тр}} = i_{\text{тр}}/\alpha_2 = 11,35/0,24 = 47,4.$$

Принимаем сечение полки, равное $2-48 \cdot 1,6=153,5$ см², стенки — $1-44,8 \cdot 1,4=62,7$ см², $A=216,3$ см².

Проверяем напряжение по подобранному сечению:

$$I_y = (2 \cdot 1,6 \cdot 48^3)/12 = 2950 \text{ см}^4; \quad i_y = \sqrt{2950/216,3} = 11,65 \text{ см}; \quad \lambda = 455/11,65 = 39;$$

$$\varphi = 0,904;$$

$$\sigma = N/\varphi A = 4500/0,904 \cdot 216,3 = 23 \text{ кН/см}^2 < 23,5 \text{ кН/см}^2.$$

Подобранное сечение удовлетворяет требованиям общей устойчивости. Проверяем местную устойчивость стенки по формуле табл. 8.5

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R/E} = 39 \sqrt{23,5/21000} = 1,3;$$

$$h_0/t = 44,8/1,4 = 32. \text{ По табл. 8,5 } (1,3 + 0,15 \cdot 1,3^2) \times$$

$$\times \sqrt{\frac{21000}{23,5}} = 39,5 > 32. \text{ Стенка устойчива.}$$

Проверяем местную устойчивость полки (см. стр. 192)

$$b_0/t_{\text{п}} = 23,3/1,6 = 14,6 = (0,36 + 0,1 \cdot 1,30) \cdot \sqrt{21000/23,5} = 14,6.$$

Расчеты показали, что стенка и полка удовлетворяют требованиям устойчивости.

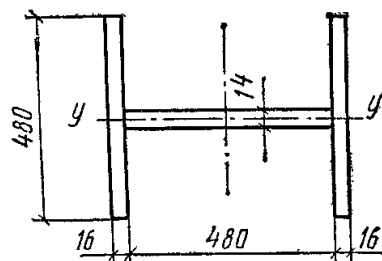


Рис. 8.13. Сечение колонны к примеру 8.1

Подбор сечения сквозной колонны. При подборе сечения сквозной колонны устойчивость ее относительно свободной оси проверяют не по гибкости $\lambda_y = l_0/r_y$, а по приведенной гибкости $\lambda_{пр}$, которая вследствие деформативности решеток всегда больше (см. гл. 8, § 3.2).

Приведенная гибкость зависит от расстояния между ветвями, устанавливаемого в процессе подбора сечения. Расстояние b между ветвями (рис. 8.4, а—в) определяется требованием равноустойчивости сквозной колонны относительно осей x и y , для чего приведенная гибкость должна быть равна гибкости относительно материальной оси ($\lambda_{пр} = \lambda_x$).

Подбор сечения сквозной колонны начинается с расчета на устойчивость относительно материальной оси x , т. е. с определения требуемой площади сечения по формуле (8.21):

$$A_{тр} = N/\varphi_x R\gamma.$$

Так же как и при подборе сечения сплошных колонн, надо задаться гибкостью, чтобы получить из таблицы коэффициент продольного изгиба φ .

Благодаря более рациональному распределению материала в сечении сквозных колонн расчетная гибкость у них бывает несколько меньше, чем у сплошных (при равных условиях). Для сквозных колонн с расчетной нагрузкой до 1500 кН, длиной 5—7 м можно задаться гибкостью $\lambda = 90—60$, для более мощных колонн с нагрузкой 2500—3000 кН гибкость можно принять равной $\lambda = 60—40$.

Задав гибкостью λ и определив по ней коэффициент φ , по формуле (8.21) получаем требуемую площадь и требуемый радиус инерции относительно материальной оси $i_{хтр} = l_0/\lambda$, учитывая, что гибкость относительно материальной оси равна расчетной гибкости.

Определив требуемую площадь и требуемый радиус инерции, подбираем по сортаменту соответствующий им профиль швеллера или двутавра. Если эти величины по сортаменту не будут совпадать в одном профиле, что бывает при неудачно заданной гибкости, то нужно взять профиль, в котором величины A и i имели бы значения, наиболее близкие к найденным.

Приняв сечение стержня, проверяем его устойчивость по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x A} \leq R\gamma,$$

где φ_x — коэффициент определяем по действительной гибкости $\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x}$.

Если сечение подобрано удовлетворительно, то следующим этапом является определение расстояния между ветвями из условия равноустойчивости $\lambda_{пр} = \lambda_x$.

Приведенная гибкость определяется по формулам (8.10) или (8.15) в зависимости от типа решетки.

В колоннах с планками рекомендуется принимать гибкость ветви $\lambda_1 = 30 \div 35$, но не более 40.

При решетке из планок, задавшись λ_1 и исходя из формулы (8.10), находим требуемое значение гибкости относительно свободной оси

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{пр}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}. \quad (8.27)$$

Необходимо иметь в виду, что $\lambda_1 < \lambda_u$, в противном случае возможна потеря несущей способности ветви ранее потери устойчивости колонны в целом.

Определив гибкость λ_y , находим соответствующий ей радиус инерции $i_y = l_0/\lambda_y$ и расстояние между ветвями, которое связано с радиусом инерции отношением $b = i_y/\alpha_2$.

Коэффициент α_2 зависит от типа сечения ветвей и берется по табл. 8.1.

Значение b должно быть увязано с допустимым габаритом колонны, а также с необходимым зазором между полками ветвей.

Чтобы определить гибкость λ_y в колоннах с раскосной решеткой по формуле (8.16), задаются сечением раскосов A_p . Имея отношение A/A_p , определяем

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \alpha_1 \frac{A}{A_p}}, \quad (8.28)$$

а затем i_y и b (как в колоннах с планками).

После окончательного подбора сечения колонну проверяют на устойчивость относительно оси y по формуле (8.24). Для проверки устойчивости нужно скомпоновать сечение стержня, установить расстояние между планками и по приведенной гибкости определить коэффициент φ_y . Если коэффициент φ_y больше коэффициента φ_x , то проверка устойчивости относительно оси y по формуле (8.24) не нужна.

В колоннах с решетками должна быть также проверена устойчивость отдельной ветви на участке между смежными узлами решетки.

В колоннах с решетками в четырех плоскостях с поясами и решеткой из одиночных уголков расчетные длины поясов и раскосов зависят от типа решетки, конструкции прикрепления раскоса к поясу и отношения погонных жесткостей пояса и решетки. Значения расчетных длин принимаются по СНиП.

Установив окончательное сечение сквозной колонны, переходят к расчету решетки.

Расчет безраскосной решетки (планок). Расстояние между планками определяется принятой гибкостью ветви и радиусом инерции ветви

$$l_{ов} = \lambda_1 i_y. \quad (8.29)$$

В сварных колоннах за расчетную длину ветви принимают расстояние между планками в свету (рис. 8.14, а).

Расчет планок состоит в проверке их сечения и расчете прикрепления их к ветвям. Планки работают на изгиб от действия перерезывающей силы $Q_{пл}$, величина которой определяется из условия равновесия вырезанного узла колонны (рис. 8.14, б)

$$Q_{пл} l_B/2 = F_{пл} b_0/2, \quad (8.30)$$

где $Q_{пл}$ — поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости, равная при двух системах планок половине поперечной силы стержня колонны, вычисленной по табл. 8.2 или по формуле (8.20): $Q_{пл} = Q_{усл}/2$; l_B — расстояние между осями планок; b_0 — расстояние между ветвями в осях.

Отсюда

$$F_{пл} = Q_{пл} l_B / b_0. \quad (8.31)$$

Высоту планки $h_{пл}$ обычно определяют из условия ее прикрепления. Учитывая, что вывод формулы приведенной гибкости основан на наличии жестких планок, ширину планок не следует принимать слишком малой, обычно эта ширина устанавливается в пределах $(0,5 \div 0,75) b$, где b — ширина колонны.

Толщина планок берется конструктивно от 6 до 10 мм в пределах $(1/10 - 1/15) h_{пл}$.

В месте прикрепления планок действуют поперечная сила $F_{пл}$ и изгибающий момент $M_{пл}$, равный

$$M_{пл} = F_{пл} \frac{b_0}{2}. \quad (8.32)$$

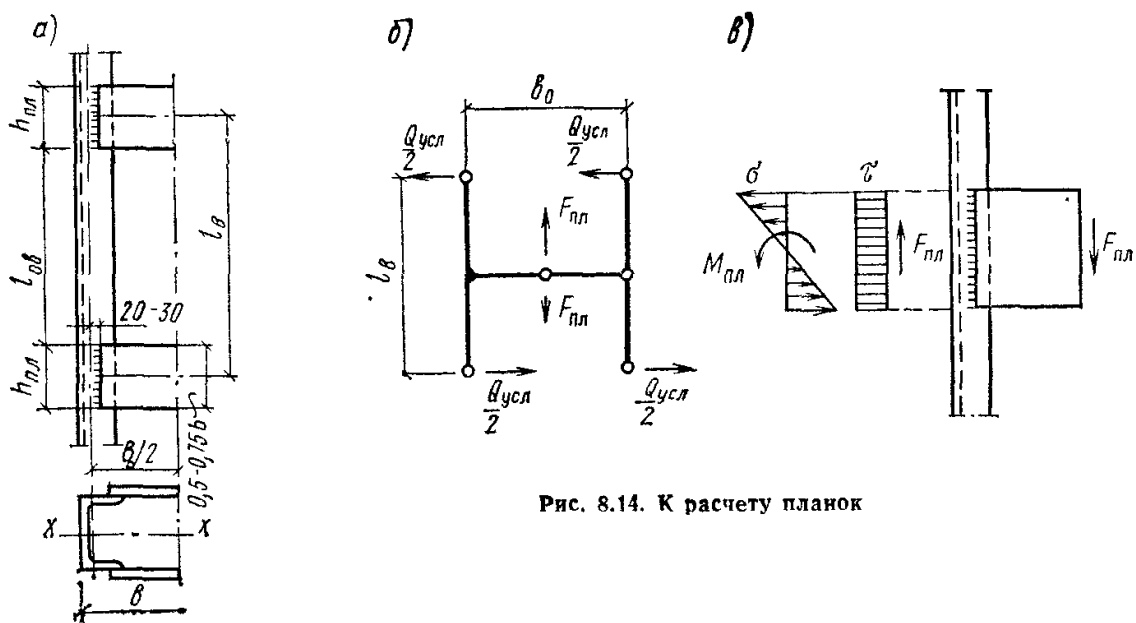


Рис. 8.14. К расчету планок

В сварных колоннах планки прикрепляют к ветвям внахлестку и приваривают угловыми швами, причем планки обычно заводят на ветви на 20—30 мм (рис. 8.14, а).

Прочность углового шва определяют по равнодействующему напряжению от момента инерции и поперечной силы (рис. 8.14, в)

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \leq (R_y^{CB} \gamma_y^{CB} \beta)_{\min} \gamma, \quad (8.33)$$

где $\sigma = \frac{M_{пл}}{W_{ш}}$ — напряжение в шве от изгибающего момента; $\tau = \frac{F_{пл}}{A_{ш}}$ — напряжение в шве от поперечной силы; R_y^{CB} — расчетное сопротивление срезу угловых швов.

Затем определяют момент сопротивления шва $W_{ш} = k_{ш} \cdot l_{ш}^2 / 6$ и площадь шва $A_{ш} = k_{ш} l_{ш}$.

Пример 8.2. Требуется подобрать сечение стержня, а также рассчитать и сконструировать планки сквозной центрально-сжатой колонны длиной 6 м с шарнирным креплением по концам. Марка стали ВстЗпсб-2, расчетное сопротивление $R = 240 \text{ МПа} = 24,5 \text{ кН/см}^2$. Присоединение планок осуществляется ручной сваркой электродами Э42. Расчетная нагрузка $N = 1400 \text{ кН}$. Расчетная длина стержня $l_0 = l = 6 \text{ м}$; $\gamma = 1$; $\gamma_{уш}^{CB} = \gamma_{ус}^{CB} = 1$.

Задаемся гибкостью $\lambda = 60$ и находим соответствующее значение $\varphi = 0,805$ (прил 7). Подбираем сечение стержня, рассчитывая его относительно материальной оси x , определяя требуемые: площадь сечения $A_{тр} = N / \varphi R = 1400 / 0,805 \cdot 24,5 = 70,98 \text{ см}^2$ и радиус инерции $i_{тр} = l_0 / \lambda = 600 / 60 = 10$.

По сортаменту ГОСТ 8240—72 с изм. (прил. 14) принимаем два швеллера № 27 со значениями A и i , близкие к требуемым $A = 2 \cdot 35,2 = 70,4 \text{ см}^2$; $i_x = 10,9 \text{ см}$.

Рассчитываем гибкость относительно оси x (рис. 8.15).

$$\lambda_x = 600 / 10,9 = 55; \quad \varphi_x = 0,828.$$

Проверяем устойчивость относительно оси x

$$\sigma = N / \varphi A = 1400 / 0,828 \cdot 70,4 = 23,99 \text{ кН/см}^2, < R = 24,5 \text{ кН/см}^2.$$

Недонапряжение $\frac{24,5 - 23,99}{24,5} 100 = 2,08 \%$ допустимо. Принимаем сечение из 2 швеллеров № 27 (рис. 8.15).

Расчет относительно свободной оси. Определяем расстояние между ветвями колонны из условий равноустойчивости колонны в двух плоскостях $\lambda_{пр} = \lambda_x$, затем требуемую гибкость относительно свободной оси $y-y$ по формуле (8.27)

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{пр}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}.$$

Принимаем гибкость ветви равной 30 и находим $\lambda_y = \sqrt{55^2 - 30^2} = 46$. Полученной гибкости соответствуют радиус инерции $i_y = 600 / 46 = 13 \text{ см}$ и требуемое расстояние между ветвями $b = i_y / 0,44 \approx 30 \text{ см}$ (см. табл. 8.1). Полученное расстояние должно быть не меньше двойной ширины полок швеллеров плюс зазор, необходимый для оправки внутренних поверхностей стержня. В данном случае $b_{тр} \geq 2 \cdot 95 + 100 = 290 \text{ мм} < 300 \text{ мм}$, следовательно, установленную ширину 300 мм можно принять за основу для дальнейшего расчета.

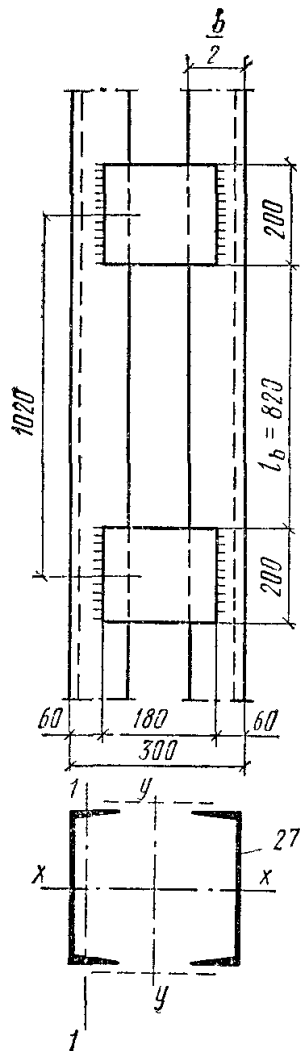


Рис. 8.15. Стержень колонны с планками к примеру 8.2

Расчет планок. Расчетная поперечная сила в колонне принимается по данным, приведенным в табл. 8.2:

$$Q_{усл} = 0,27A = 0,27 \cdot 70,4 = 18,9 \text{ кН.}$$

Поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани,

$$Q_{пл} = Q_{усл}/2 = 18,9/2 = 9,45 \text{ кН.}$$

Изгибающий момент и поперечная сила в месте прикрепления планки (рис. 8.14, 8.15):

$$M_{пл} = Q_{пл} l_B/2 = 9,45 \cdot 102/2 = 472,5 \text{ кН·см;}$$

$$F_{пл} = Q l_B/b = 9,45 \cdot 102/25,06 = 38,4 \text{ кН.}$$

Принимаем приварку планок к полкам швеллеров угловыми швами с катетом шва $k_M = 0,7$ см.

Определяем, какое из сечений угловых швов по прочности, по металлу шва или по границе сплавления, имеет решающее значение. По табл. 5.1 $R_{VII}^{CB} = 180$ МПа (~ 18 кН/см²), $R_{ус}^{CB} = 160$ МПа (~ 16 кН/см²); по табл. 5.4 $\beta_{ш} = 0,7$, $\beta_{л} = 1$, тогда $\beta_{ш} R_{уш}^{CB} = 0,7 \times 18 = 12,6$ кН/см² $< \beta_{л} R_{ус}^{CB} = 1 \cdot 16 = 16$ кН/см².

Необходима проверка по металлу шва. Для проверки имеем расчетную площадь шва $A_{уш} = k_M l_M = 0,7 (20 - 2 \cdot 0,7) = 13,0$ см².

$$\text{Момент сопротивления шва } W_{ш} = k_M l_M^2/6 = 0,7 \cdot (20 - 2 \cdot 0,7)^2/6 = 40,35 \text{ см}^3.$$

Напряжения в шве от момента и поперечной силы $\sigma_{уш} = M_{пл}/W_{ш} = 472,5/40,35 = 11,7$ кН/см², $\tau_{уш} = F_{пл}/A_{уш} = 38,4/13,0 = 2,95$ кН/см².

Проверяем прочность шва по равнодействующему напряжению $\sigma_{ш} = \sqrt{11,7^2 + 2,95^2} = 12,06$ кН/см² $< \beta_{л} \cdot R_{уш}^{CB} = 12,6$ кН/см².

Расчет раскосной решетки. Элементы раскосных решеток колонн работают на осевые силы от продольной деформации стержня колонны и от поперечной силы при изгибе колонны (рис. 8.16).

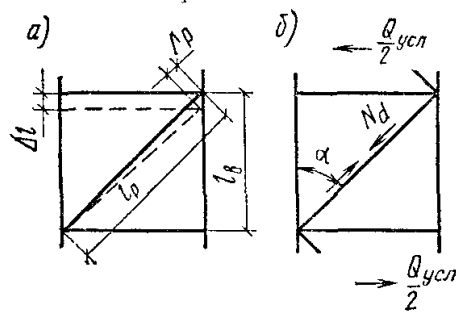


Рис. 8.16. К расчету раскосной решетки

Проверка сечения относительно свободной оси. Имеем из сортамента $I_1 = 262$ см⁴, $i_1 = 2,73$ см, $z_0 = 2,47$ см, $I_y = 2[262 + 35,2(15 - 2,47)^2] = 11576,4$ см⁴.

Расчетная длина ветви $l_0 = \lambda_1 i_1 = 30 \cdot 2,73 = 82$ см. Принимаем расстояние между планками 82 см и сечение планок 8 × 200 мм, тогда $I_{пл} = 0,8 \cdot 20^3/12 = 533,3$ см⁴.

Радиус инерции сечения стержня относительно свободной оси

$$i_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{11576,4/70,4} = 12,85 \text{ см,}$$

Гибкость стержня относительно свободной оси $\lambda_y = 600/12,85 = 46,7$.

Для вычисления приведенной гибкости относительно свободной оси надо проверить отношение погонных жесткостей планки и ветви

$$I_{пл}/b_0 : I_1/l_B = I_{пл} l_B/J_1 b_0 = 533,3 \cdot 102/262 \cdot 25,06 = 8,28 > 5.$$

Здесь

$$b_0 = 30 - 2 \cdot 2,47 = 25,06 \text{ см.}$$

Приведенную гибкость вычисляем по формуле (8.10) при отношении погонных жесткостей планки и ветви более 5:

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{46,7^2 + 30^2} \approx 55 = \lambda_x.$$

Так как $\lambda_{пр} = \lambda_x$, напряжение можно не проверять, колонна устойчива в двух плоскостях.

Если σ_k напряженно в колонне от продольной силы N , то сокращение длины колонны на протяжении панели длиной l_b (рис. 8.16, а) $\Delta l = \sigma_k l_b / E$, в соответствии с этим сокращение величины раскоса длиной l_p (рис. 8.16, а)

$$\Delta p = \sigma_p l_p / E = \Delta l \cos \alpha = \sigma_k l_b \cos \alpha / E, \quad (8.34)$$

где σ_p — напряжение в раскосе от сжатия колонны.

Поскольку

$$l_p = l_b / \cos \alpha, \text{ то } \sigma_p' = \sigma_k \cdot \cos^2 \alpha. \quad (8.35)$$

К этому напряжению должно быть прибавлено напряжение от действия поперечной силы продольного изгиба $Q_{yсл}$ (рис. 8.17, б).

Усилие в раскосе определяется по формуле

$$N_p = Q_{yсл} / n \cdot \sin \alpha,$$

где $Q_{yсл}$ — поперечная сила, n — число раскосов в одном сечении колонны, расположенных в двух параллельных плоскостях.

Напряжение в раскосе рассчитывается по формуле

$$\sigma_p'' = N_p / A_p = Q_{yсл} / n \sin \alpha \cdot A_p. \quad (8.36)$$

Суммарное напряжение сжатия

$$\sigma = \sigma_p' + \sigma_p'' \leq \varphi R \gamma. \quad (8.37)$$

Коэффициент φ берется по гибкости раскоса, определяемой по наименьшему радиусу инерции сечения уголка; коэффициент условий работы γ , учитывающий одно-стороннее прикрепление раскоса из одиночного уголка, принимается по СНиП II-23-81, табл. 6.

Усилия в раскосах решетки обычно невелики и требуют уголков небольших сечений. В сварных колоннах следует применять уголки не менее 40×5 мм. Распорки служат для уменьшения расчетной длины ветви колонны и обычно принимаются такого же сечения, как и раскосы.

Поперечная сила $Q_{yсл}$ создает в одной из ветвей колонны дополнительное сжимающее усилие, в другой — такое же по величине растягивающее. Эти дополнительные усилия по сравнению с осевой сжимающей силой в колонне незначительны и потому в расчете не учитываются.

§ 6. БАЗЫ КОЛОНН

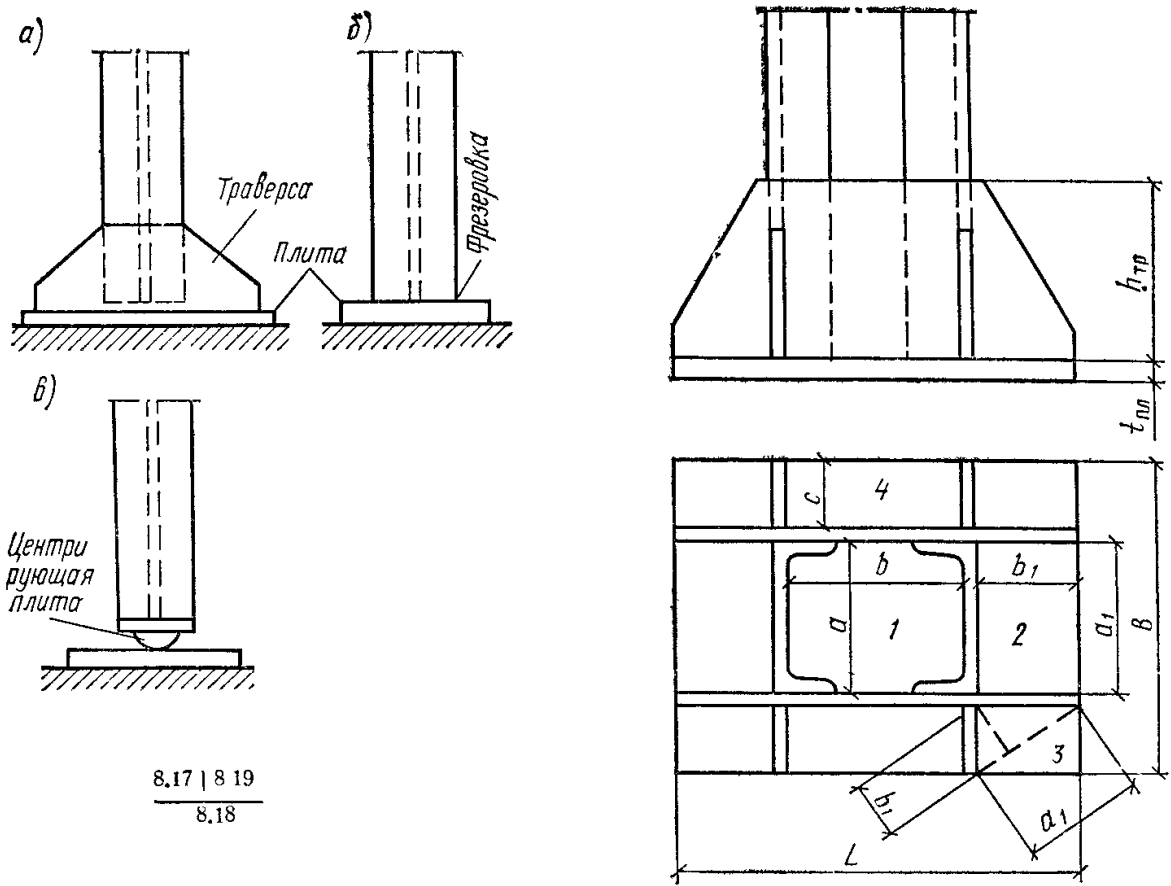
1. Типы и конструктивные особенности баз

Конструкция базы должна отвечать принятому в расчетной схеме колонны способу сопряжения ее с основанием. При шарнирном сопряжении база при действии случайных моментов должна иметь возможность некоторого поворота относительно фундамента, при жестком сопряжении необходимо обеспечить сопряжение базы с фундаментом, не допускающее поворота.

По конструктивному решению базы могут быть с траверсой (рис. 8.17, а), с фрезерованным торцом (рис. 8.17, б) и с шарнирным устройством в виде центрирующей плиты (рис. 8.17, в).

При сравнительно небольших расчетных усилиях в колоннах (до 4000—5000 кН) чаще применяются базы с траверсами. Траверса воспринимает нагрузку от стержня колонны и передает ее на опорную плиту. Чтобы увеличить равномерную передачу давления с плиты на фундамент, жесткость плиты увеличивают дополнительными ребрами между ветвями траверсы (рис. 8.18, а). В легких колоннах роль траверсы могут выполнять консольные ребра, приваренные к стержню колонны и опорной плите (рис. 8.18, б). В колоннах с большими расчетными усилиями (6000—10 000 кН и более) целесообразно фрезеровать торец базы. В этом случае траверса и ребра отсутствуют и плита, чтобы равномерно передать нагрузку на фундамент, должна иметь значительную толщину. Конструкция базы с фрезерованным торцом значительно проще и в этом случае позволяет вести монтаж более простым, безвыверочным способом.

Базы с шарнирным устройством (рис. 8.17, в) четко отвечают расчетной схеме, но из-за большей сложности монтажа в колоннах при-



8.17 | 8.19
8.18

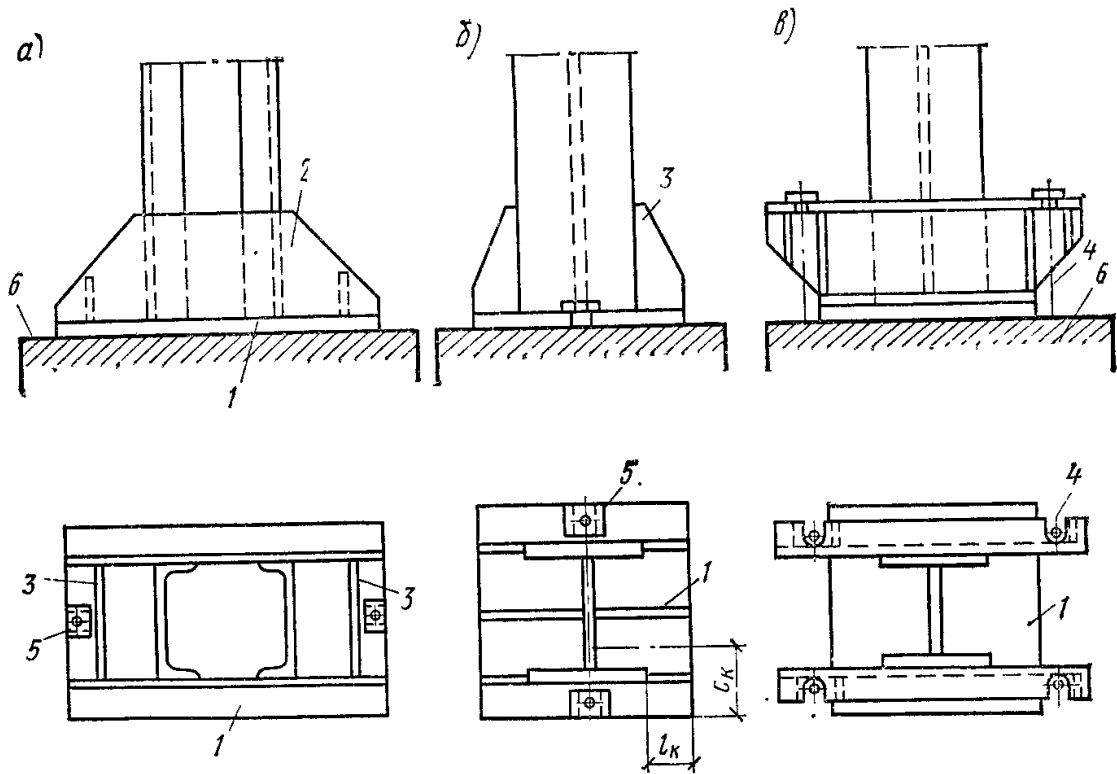


Рис. 8.17. Типы баз колонн

Рис. 8.18. Базы центрально-сжатых колонн

1 — плита; 2 — траверса; 3 — ребро; 4 — анкерный болт; 5 — анкерная шайба; 6 — фундамент

Рис. 8.19. К расчету базы колонны

меняются редко. Конструкция и расчет таких баз рассмотрены в гл. 17.

При шарнирном сопряжении колонны с фундаментом анкерные болты ставятся лишь для фиксации проектного положения колонны и закрепления ее в процессе монтажа. Анкеры в этом случае прикрепляются непосредственно к опорной плите базы; благодаря гибкости плиты обеспечивается необходимая податливость сопряжения при действии

случайных моментов (рис. 8.18, а и б). При жестком сопряжении анкеры прикрепляются к стержню колонны через выносные консоли и затягиваются с напряжением, близким к расчетному сопротивлению, что устраняет возможность поворота колонны (рис. 8.18, в).

Диаметр анкерных болтов при шарнирном сопряжении принимают равным $d=20-30$ мм, а при жестком $d=24-36$ мм. Для возможности некоторой передвижки колонны в процессе ее установки диаметр отверстия для анкерных болтов принимается в 1,5—2 раза больше диаметра анкеров. На анкерные болты надевают шайбы с отверстием, которое на 3 мм больше диаметра болта, и после натяжения болта гайкой шайбу приваривают к базе.

2. Расчет и конструктивное оформление баз с траверсой и консольными ребрами

После выбора типа базы расчетом устанавливают размеры опорной плиты в плане и ее толщину (рис. 8.19).

Требуемая площадь плиты

$$A_{\text{пл.тр}} = N/R_{\text{смб}}, \quad (8.38)$$

где N — расчетная нагрузка на колонну; $R_{\text{смб}}$ — расчетное сопротивление сжатию материала фундамента (бетона).

При площади опорной плиты $A_{\text{пл}}$, значительно меньшей площади верхнего обреза фундамента $A_{\text{ф}}$, расчетное сопротивление повышается и его можно определить по формуле

$$R_{\text{смб}} = R_{\text{гр}} \sqrt{A_{\text{ф}}/A_{\text{пл}}} = R_{\text{гр}} \gamma, \quad (8.39)$$

где $R_{\text{гр}}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, максимальное значение $\gamma=1,5$.

Размеры плиты B и L определяются в пределах требуемой нагрузки по конструктивным соображениям в зависимости от размещения ветвей траверсы или укрепляющих плиту ребер.

Плита работает как пластинка на упругом основании, воспринимающая давление от ветвей траверсы и ребер. Опыты показали, что давление на фундамент распределяется неравномерно, с пиками в местах передачи нагрузки. Однако для простоты расчета давление под плитой принимается равномерно распределенным. Плиту рассчитывают как пластину, нагруженную снизу равномерно распределенным давлением фундамента и опертую на элементы сечения стержня и базы колонны (ветви траверсы, диафрагмы, ребра и т. п.).

В соответствии с конструкцией базы плита может иметь участки, опертые на четыре канта — контур 1, на три канта — 2, на два канта — 3 и консольные — 4 на рис. 8.19.

Наибольшие изгибающие моменты, действующие на полосе шириной 1 см, в пластинках, опертых на 3 или 4 канта, определяют по формулам: при опирании на три канта

$$M = \beta q a_1^2, \quad (8.39a)$$

при опирании на четыре канта

$$M = \alpha q a^2, \quad (8.40)$$

где q — расчетное давление на 1 см² плиты, равное нагружению на фундамент.

α и β — коэффициенты, полученные акад. Б. Г. Галеркиным, приведены в табл. 8.6 и 8.7; α — коэффициент, зависящий от отношения бо-

Таблица 8.6. Коэффициенты α для расчета на изгиб плит, опертых на четыре каната

b/a	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	Более 2
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

Т а б л и ц а 8.7. Коэффициенты α для расчета на изгиб плит, опертых на три или два канта

b/a_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	Более 2
β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

лее длинной стороны b к более короткой a ; коэффициент β зависит от отношения закрепленной стороны пластинки b_1 к свободной a_1 ; размеры a и b берутся между кромками ветвей траверсы или ребер.

При отношении сторон $b/a > 2$ расчетный момент определяется как для однопролетной балочной плиты по формуле

$$M = qa^2/8. \quad (8.41)$$

При отношении сторон $a_1/b_1 > 2$ плита рассчитывается как консоль.

При опирании плиты на два канта, сходящихся под углом, для повышения запаса прочности можно пользоваться формулой (8.40). Для этой цели следует принимать размер a_1 по диагонали между кантами, размер b_1 равным расстоянию от вершины угла до диагонали (рис. 8.19).

Изгибающий момент на консольном участке плиты определяется по формуле

$$M = qc^2/2. \quad (8.42)$$

По наибольшему из найденных для различных участков плиты изгибающих моментов определяется момент сопротивления плиты шириной 1 см $W_{пл} = 1t'_{пл}/6 = M_{max}/R$, а по нему требуемая толщина плиты

$$t_{пл} \geq \sqrt{6M_{max}/R}. \quad (8.43)$$

Обычно толщину плиты принимают в пределах 20—40 мм. При резком отличии моментов по величине на различных участках плиты надо внести изменения в схему опирания плиты, чтобы по возможности выравнять величины моментов, что должно привести к облегчению базы.

Усилие стержня колонны передается на траверсу через сварные швы, длина которых и определяет высоту траверсы.

Если ветви траверсы прикрепляются к стержню колонн четырьмя швами, то получить требуемую высоту траверсы можно по формуле

$$h_{тр} = N/4k_{ш}(\beta\gamma_y^{cb}R_y^{cb})_{min}. \quad (8.44)$$

Высота углового шва принимается не более 1—1,2 толщины ветви траверсы, которая из конструктивных соображений устанавливается равной 10—16 мм. Высоту траверсы следует принимать не больше $85 k_{ш}$.

Швы, прикрепляющие ветви траверсы к опорной плите, рассчитывают на полное усилие, действующее в колонне.

Прикрепление диафрагм к ветвям траверсы (рис. 8.18, а) рассчитывают в запас прочности на усилие

$$N = qab, \quad (8.45)$$

где q — напряжение в фундаменте под опорной плитой; a — расстояние между ветвями траверсы; b — ширина полосы плиты, передающей давление на диафрагму.

При опирании плиты на три или четыре канта линии раздела передачи давления принимаются по биссектрисам углов.

Прикрепление консольных ребер к стержню колонны (рис. 8.18, б) рассчитывается на момент и поперечную силу.

Момент в плоскости прикрепления

$$M = qc_k \frac{l_k^2}{2}, \quad (8.46)$$

где l — ширина грузовой площади; l_k — вылет консоли.

Поперечная сила в прикреплении консоли

$$Q_k = qc_k l_k.$$

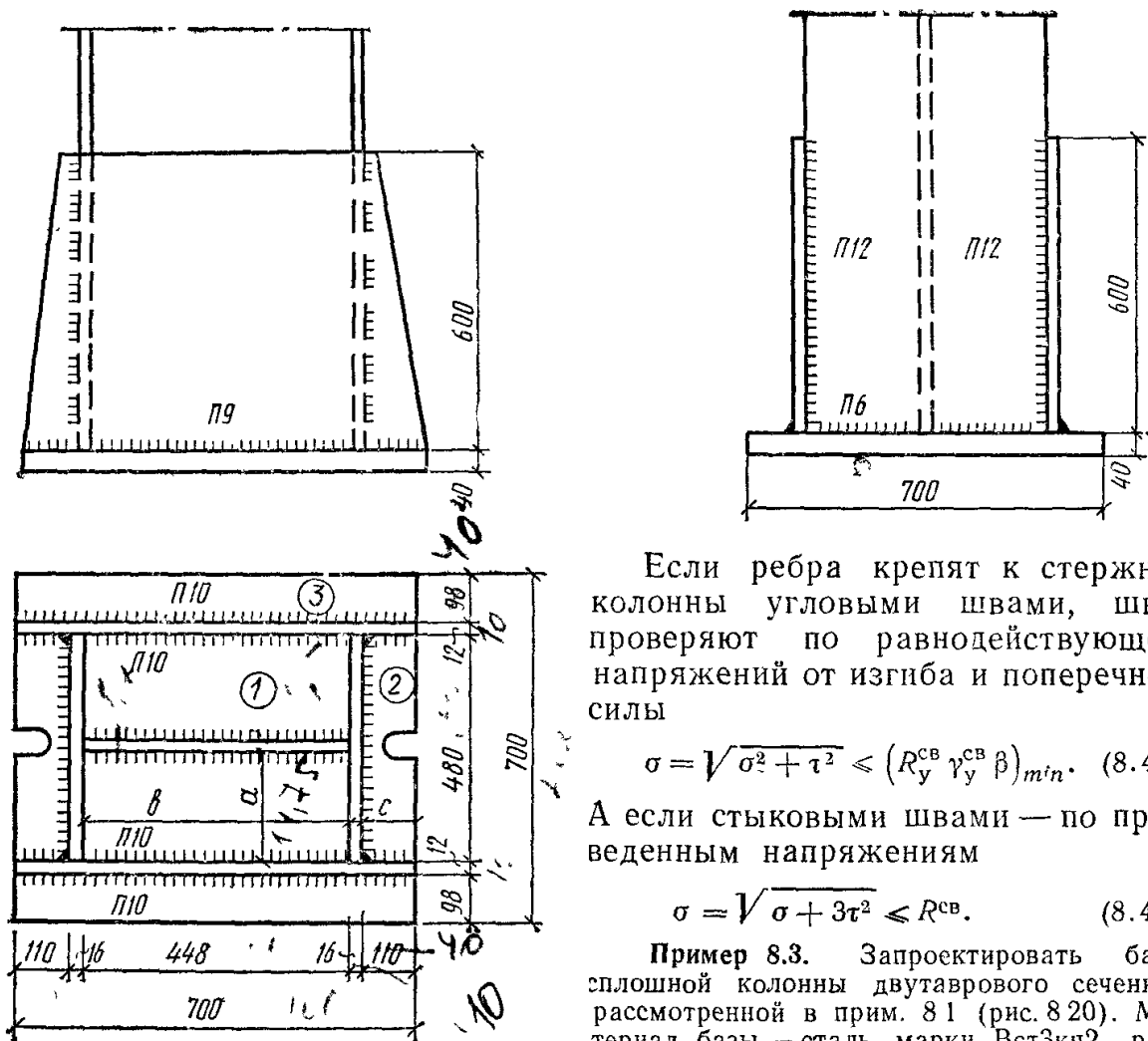


Рис. 8.20. К примеру расчета 8.3

Бетон фундамента марки 150, $R_{бр} = 7 \text{ МПа} = 0,7 \text{ кН/см}^2$.

Нагрузка на базу $N = 4100 \text{ кН}$.

Требуемая площадь плиты базы

$$A_{пл тр} = N/R_{бр} \gamma = 4500/0,7 \cdot 1,2 = 4881 \text{ см}^2.$$

По ориентировочному значению коэффициента $\gamma = 1,2$ принимаем плиту размером $700 \times 700 \text{ мм}$ (см. рис. 8 20). Принимая площадь по обрезу фундамента $A_{\phi} = 1000 \times 1000 \text{ см}$, корректируем коэффициент γ :

$$\gamma = \sqrt{A_{\phi}/A_{пл}} = \sqrt{100 \cdot 100/70 \cdot 70} = 1,26 \approx 1,2.$$

Далее рассчитываем напряжение под плитой базы

$$\sigma_{\phi} = 4500/70 \cdot 70 = 0,91 \text{ кН/см}^2 \approx R_{бр} \gamma = 0,7 \cdot 1,26 = 0,88 \text{ кН/см}^2.$$

Конструируем базу колонны с траверсами толщиной 10 мм, привариваем их к полкам колонны и к плите угловыми швами (рис. 8 20). Вычисляем изгибающие моменты на разных участках для определения толщины плиты.

Участок 1, опертый на 4 канта.

Отношение сторон $b/a = 448/233 = 1,9$ $\alpha = 0,098$ (табл. 8 6):

$$M_{пл.1} = \alpha q a^2 = 0,098 \cdot 0,91 \cdot 23,3^2 = 48,4 \text{ кН} \cdot \text{см} (q = \sigma_{\phi});$$

участок 2, консольный, отношение $b/a > 2$:

$$M_2 = q l^2/2 = 0,91 \cdot 11^2/2 = 55,06 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Участок 3 не проверяем, так как он имеет меньший консольный свес. Определяем толщину плиты по максимальному моменту

$$t_{пл} \geq \sqrt{6M_{max}/R} = \sqrt{6 \cdot 55,06/21} = 3,96 \text{ см}.$$

Принимаем плиту толщиной $t_{пл} = 40 \text{ мм}$.

Таким образом, с запасом прочности усилие в колонне полностью передается на траверсы, не учитывая прикрепления торца колонны к плите.

Прикрепление траверсы к колонне выполняется полуавтоматической сваркой в углекислом газе сварочной проволокой Св08Г2С. Толщину траверс принимаем $t_{тр} = 12 \text{ мм}$, высоту $h_{тр} = 600 \text{ мм}$. Расчетные характеристики: $R_{уш}^{cb} = 215 \text{ МПа} = 21,5 \text{ кН/см}^2$; $R_{ус}^{cb} = 0,45 \cdot 365 = 164,2 \text{ МПа} = 16,42 \text{ кН/см}^2$; $\beta_{ш} = 0,7$; $\beta_c = 1,0$; $\beta_{ш} R_{уш}^{cb} = 0,7 \cdot 21,5 = 15,05 \text{ кН/см}^2 < \beta_c R_{ус} = 1 \cdot 16,42 = 16,42 \text{ кН/см}^2$; $\gamma_{уш}^{cb} = \gamma_{ус}^{cb} = 1$.

Прикрепления рассчитываем по металлу шва, принимая катет угловых швов $k_{ш} = 12$ мм:

$$\sigma_{ш} = N/k_{ш} 4l_{ш} = 4100/1,2 \cdot 4(60 - 2) = 14,5 \text{ кН/см}^2 \leq 15,05 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем допустимую длину шва

$$l_{ш} = (60 - 2) = 58 \text{ см} < 85\beta_{ш}k_{ш} = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,2 = 71,4 \text{ см}.$$

Требование к максимальной длине швов выполняется. Крепление траверсы к плите принимаем угловыми швами $k_{ш} = 10$ мм.

Проверяем прочность швов

$$\sigma_{ш} = N/k_{ш} \Sigma l_{ш} = 4100/1,2(68 + 2,9 + 2 \cdot 42,8) = 11,9 \text{ кН/см}^2 < 15,05 \text{ кН/см}^2.$$

Швы удовлетворяют требованиям прочности. При вычислении суммарной длины швов с каждой стороны шва не учитывалось по 1 см на непровар.

Приварку торца колонны к плите выполняем конструктивными швами $k_{ш} = 6$ мм, так как эти швы в расчете не учитывались.

3. Расчет и конструктивное оформление базы при фрезерованном торце стержня колонны

При фрезерованном торце стержня колонны (рис. 8.21, а) плиту обычно принимают квадратной со стороной

$$B = \sqrt{N/R_{\phi}}. \quad (8.49)$$

Так как свесы плиты не укреплены, то плита иногда получается значительной толщины, толще обычного прокатного листа (40—50 мм). В связи с этим возможно применение литых плит или слябов.

Для точной фиксации положения мощной колонны по высоте опорную плиту удобно устанавливать отдельно с помощью трех установочных винтов (рис. 8.21, а). После выверки плиты и заливки ее до верхнего обреза бетоном на нее устанавливают стержень колонны.

Плита при фрезерованном торце стержня колонны работает как пластинка на упругом основании, воспринимающая давление, сконцентрированное на участке, ограниченном контуром стержня (рис. 8.21, б).

Ведя расчет в запас прочности, можно определить изгибающий момент в плите по кромке колонны, рассматривая трапециевидальный участок плиты как консоль шириной b (у сопряжения с колонной):

$$M = \sigma_{\phi} A c, \quad (8.50)$$

где A — площадь трапеции, заштрихованная на рис. 8.21, б; c — расстояние от центра тяжести трапеции до кромки колонны.

Требуемая толщина плиты

$$t_{пл} = \sqrt{6M/bR}. \quad (8.51)$$

Точный расчет, учитывающий фактический пространственный изгиб плиты, для прямоугольной пластинки весьма сложен, однако он может быть упрощен, если заменить прямоугольную плиту и сечение колонны равновеликими им по площади кругами (рис. 8.21, в).

В каждой точке такой пластины возникают моменты: M_r — в радиальном направлении и M_t — в тангенциальном направлении при ширине расчетного элемента 1 см:

$$M_r = K_r N \text{ кН}\cdot\text{см}; \quad (8.52)$$

$$M_t = K_t N \text{ кН}\cdot\text{см}, \quad (8.53)$$

где N — полное расчетное давление колонны на плиту, кН; K_r и K_t — коэффициенты, зависящие от отношения радиуса колонны к радиусу плиты $\beta = b/a$.

Значения k_r и k_t для точек, лежащих на границе плиты и колонны, приведены в табл. 8.8.

По найденным моментам определяют напряжения: нормальные

$$\sigma_r = 6M_r/t_{пл}^2; \quad \sigma_t = 6M_t/t_{пл}^2 \quad (8.54)$$

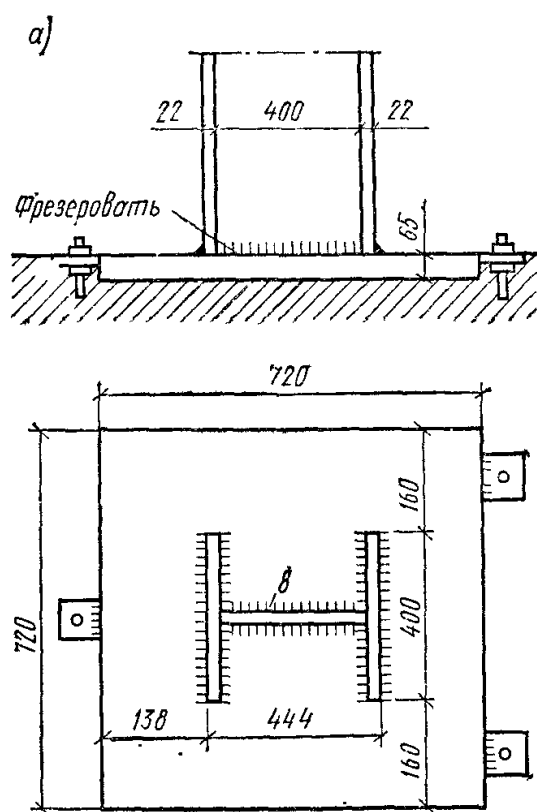
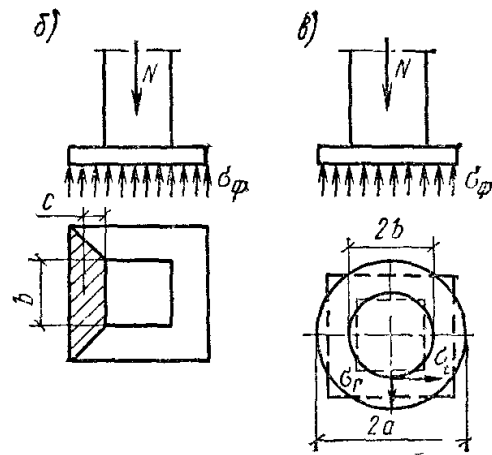


Рис. 8.21. База с фрезерованным торцом стержня



и касательные

$$\tau = N/2\pi b t_{\text{пл}}. \quad (8.55)$$

Проверяется приведенное напряжение (см. гл. 3, § 3)

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_t^2 - \sigma_r \sigma_t + 3\tau^2} < R_{\gamma}. \quad (8.56)$$

Расчет плиты как консоли следует производить при $b/a \geq 0,5$; если $b/a < 0,5$, то правильнее рассматривать плиту как круглую пластинку.

Для восприятия напряжений от случайных моментов и поперечных сил прикрепление стержня колонны с фрезерованным торцом к плите условно рассчитывается на усилие, составляющее 15 % общего давления.

Таблица 8.8. Коэффициенты для расчета плиты как круглой пластинки (под фрезерованным торцом колонны)

β	0,3	0,4	0,5	0,6
k_p	0,0815	0,0517	0,0331	0,0200
k_t	0,1020	0,0752	0,0541	0,0377

§ 7. ОГОЛОВКИ КОЛОНН И СОПРЯЖЕНИЕ БАЛОК С КОЛОННАМИ

1. Типы сопряжений

Сопряжение балок с колоннами может быть *свободное* (шарнирное) и *жесткое*. Свободное сопряжение передает только вертикальные нагрузки. Колонны в этом случае должны быть закреплены во время эксплуатации и монтажа от горизонтальных смещений заземлением в фундаменте или системами вертикальных связей. Жесткое сопряжение балок с колоннами образует рамную систему, способную воспринимать горизонтальные воздействия и уменьшать расчетный момент в балках. В этом случае балки примыкают к колонне сбоку.

2. Конструирование и расчет оголовков колонн

При свободном сопряжении балки обычно ставят на колонну сверху, что обеспечивает простоту монтажа.

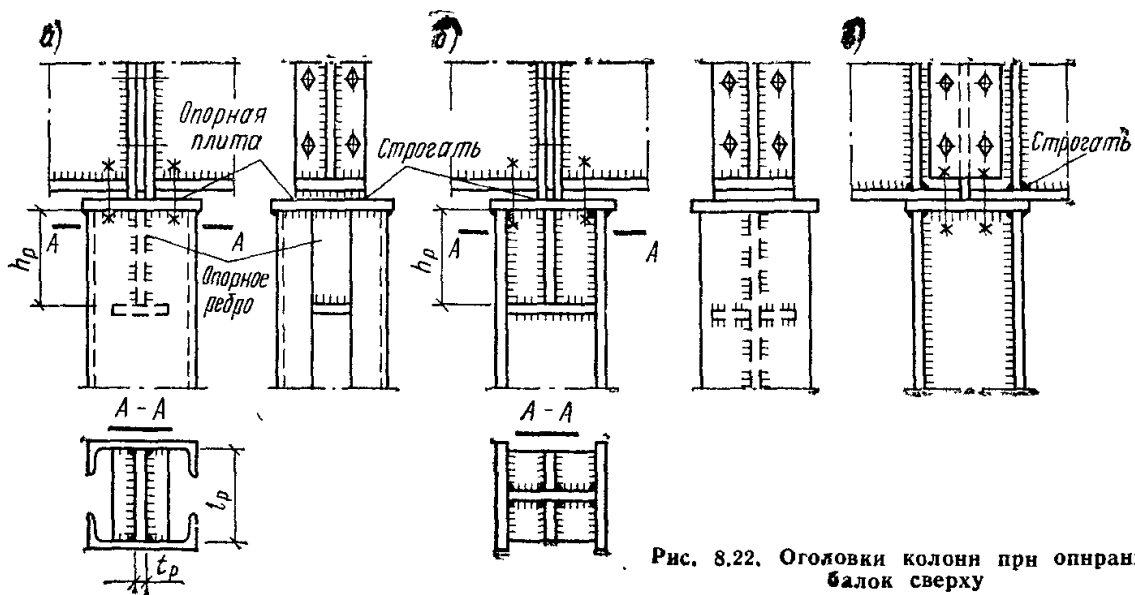


Рис. 8.22. Оголовки колонн при опирании балок сверху

В этом случае оголовок колонны состоит из плиты и ребер, поддерживающих плиту и передающих нагрузку на стержень колонны (рис. 8.22).

Если нагрузка передается на колонну через фрезерованные торцы опорных ребер балок, расположенных близко к центру колонны, то плита оголовка поддерживается снизу ребрами, идущими под опорными ребрами балок (рис. 8.22, а и б).

Ребра оголовка приваривают к опорной плите и к ветвям колонны при сквозном стержне или к стене колонны при сплошном стержне. Швы, прикрепляющие ребро оголовка к плите, должны выдерживать полное давление на оголовок. Проверяют их по формуле

$$\sigma = N/k_{ш} \Sigma l_{ш} \leq (\beta \gamma_y^{cb} R_y^{cb})_{min} \gamma. \quad (8.57)$$

Высоту ребра оголовка определяют требуемой длиной швов, передающих нагрузку на стержень колонны (длина швов не должна быть больше $85\beta_{ш}k_{ш}$):

$$h_p = N/4k_{ш} (\beta \gamma_y^{cb} R_y^{cb})_{min} \gamma. \quad (8.58)$$

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

$$t_p = N/l_{см} R_{см.г}, \quad (8.59)$$

где $l_{см}$ — длина сминаемой поверхности, равная ширине опорного ребра балки плюс две толщины плиты оголовка колонны.

Назначив толщину ребра, следует проверить его на срез по формуле

$$\tau = 0,5N/2h_p t_p \leq R_{ср}. \quad (8.60)$$

При малых толщинах стенок швеллеров сквозной колонны и стенки сплошной колонны их надо также проверить на срез в месте прикрепления к ним ребер. Можно в пределах высоты оголовка сделать стенку более толстой.

Чтобы придать жесткость ребрам, поддерживающим опорную плиту, и укрепить от потери устойчивости стенки стержня колонны в местах передачи больших сосредоточенных нагрузок, вертикальные ребра, воспринимающие нагрузку, обрамляют снизу горизонтальными ребрами.

Опорная плита оголовка передает давление от вышележащей конструкции на ребра оголовка и служит для скрепления балок с колоннами монтажными болтами, фиксирующими проектное положение балок.

Толщина опорной плиты принимается конструктивно в пределах 20—25 мм.

При фрезерованном торце колонны давление от балок передается через опорную плиту непосредственно на ребра оголовка. В этом случае

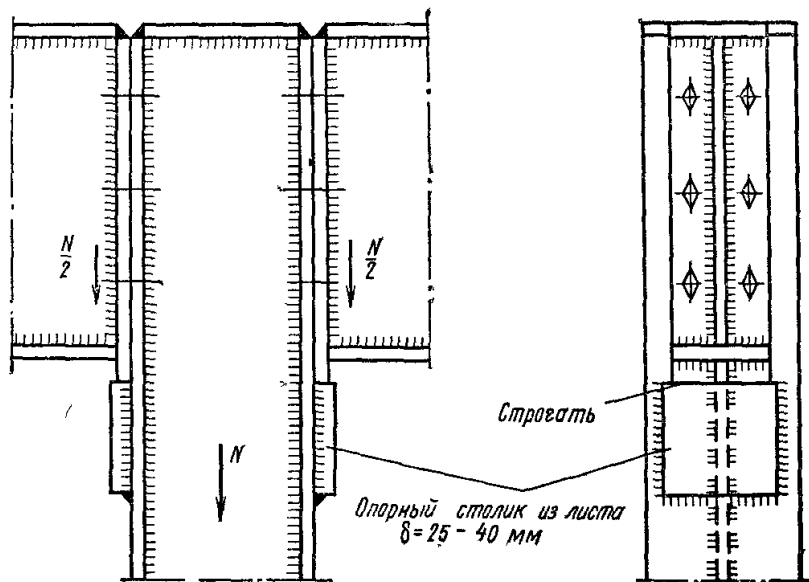


Рис. 8.23. Опираие балки на колонну сбоку

толщина швов, соединяющих плиту с ребрами, так же как и с ветвями колонны, назначается конструктивно.

Большие опорные давления балок лучше передавать на колонну через ребра, расположенные над полками колонн (рис. 8.22, в).

Если балка крепится к колонне сбоку (рис. 8.23), вертикальная реакция передается через опорное ребро балки на столик, приваренный к полкам колонны. Торец опорного ребра балки и верхняя кромка столика пристраиваются. Толщину столика принимают на 20—40 мм больше толщины опорного ребра балки.

Столик целесообразно приваривать к колонне по трем сторонам.

Сварные швы, приваривающие столик к колонне, рассчитывают по формуле

$$\sigma = 1,3N/k_{ш} \Sigma l_{ш} \leq \gamma (\beta \gamma_y^{cb} R_y^{cb}) \text{ min.} \quad (8.61)$$

Коэффициент 1,3 учитывает возможную непараллельность торцов опорного ребра балки и столика из-за неточности изготовления, что приводит к неравномерному распределению реакции между вертикальными швами.

Чтобы балка не зависла на болтах и плотно стала на опорный столик, опорные ребра балки прикрепляют к стержню колонны болтами, диаметр которых должен быть на 3—4 мм меньше диаметра отверстий.

Глава 9. ФЕРМЫ

§ 1. СИСТЕМЫ ФЕРМ И ОБЛАСТЬ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ В СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Стальные фермы широко применяются в покрытиях промышленных и гражданских зданий, ангаров, вокзалов и т. п. Большепролетные мосты, радиобашни и мачты, опоры линий электропередачи и многие другие конструкции выполняются в виде стальных ферм.

Фермы по сравнению со сплошными балками экономичны по затрате металла, им легко придают любые очертания, требуемые условиями технологии, работы под нагрузкой или архитектуры, они относительно просты в изготовлении.

Фермы применяют при самых разнообразных нагрузках; в зависимости от назначения им придают самую разнообразную конструктивную форму — от легких прутковых конструкций до тяжелых ферм, стержни которых могут компоноваться из нескольких элементов крупных профилей или листов. Наибольшее распространение имеют разрезные балочные фермы (рис. 9.1, а) как самые простые в изготовлении