

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ

Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Оренбургский государственный университет»
Кафедра строительных конструкций

С.Б.КОЛОКОЛОВ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНОЙ СТУПЕНЧАТОЙ КОЛОННЫ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ
КУРСОВОГО ПРОЕКТА «СТАЛЬНОЙ КАРКАС
ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ»

Рекомендовано к изданию
Редакционно-издательским советом
Государственного образовательного учреждения
высшего профессионального образования
«Оренбургский государственный университет»

Оренбург 2009

УДК 693.554.22(07)
ББК 38.708я7
К 61

Рецензент
кандидат технических наук, доцент О.В.Никулина

К61 **Колоколов, С.Б.**
**Проектирование стальной ступенчатой колонны: [Текст];
методические указания к выполнению курсового проекта /
С.Б.Колоколов - Оренбург : ГОУ ОГУ, 2009 – 51 с.**

Методические указания предназначены для использования при выполнении курсового проекта «Стальной каркас одноэтажного промышленного здания» по дисциплине «Металлические конструкции» студентами специальности 270102 - «Промышленное и гражданское строительство» всех форм обучения.

ББК 38.708я7

© Колоколов С.Б.,2009
© ГОУ ОГУ, 2009

Содержание

Введение.....	4
1 Определение расчетных длин участков колонны.....	8
2 Конструирование и расчет верхней части колонны.....	
2.1 Проектирование сечения верхней части колонны.....	8
2.2 Проверка местной устойчивости элементов составного сечения верхней части колонны	12
2.3 Проверка верхней части колонны на устойчивость в плоскости и из плоскости рамы	15
3 Конструирование и расчет нижней части колонны.....	19
3.1 Определение требуемой площади сечения ветвей.....	19
3.2 Подбор сечения подкрановой ветви из прокатного двутавра.....	21
3.3 Подбор составного сечения шатровой ветви.....	23
3.4 Уточнение усилий в ветвях.....	24
3.5 Проектирование соединительной решетки стержня колонны.....	25
3.6 Проверка устойчивости нижней части колонны в плоскости рамы.....	28
4 Конструирование и расчет узлов ступенчатой колонны.....	31
4.1 Проектирование узла сопряжения верхней части колонны с нижней....	31
4.2 Проектирование базы колонны.....	35
Список использованных источников.....	45
Приложение А	46

Введение

Проектирование ступенчатых стальных колонн является одним из разделов курсового проекта по дисциплине «Металлические конструкции», выполняемых студентами специальности «Промышленное и гражданское строительство». В данной методической разработке рассматривается проектирование колонн однопролетного промышленного здания, верхняя часть которых выполнена в виде составного двутавра, а нижняя – сквозная с раскосной решеткой. В качестве исходных данных для проектирования используются результаты компоновки и статического расчета поперечной рамы каркаса с шарнирным примыканием ригеля к колоннам и жестким опиранием колонн на фундамент:

- M_2 и N_2 - изгибающий момент и продольная сила расчетной комбинации внутренних усилий в верхней части колонны;

- M_{11} и N_{11} - расчетная комбинация внутренних усилий в нижней части колонны, включающая изгибающий момент, догружающий подкрановую ветвь колонны;

- M_{12} и N_{12} - расчетная комбинация внутренних усилий в нижней части колонны, включающая изгибающий момент, догружающий шатровую ветвь колонны;

- a_0 - привязка колонны к координатной оси;

- J_1 / J_2 - соотношение жесткостей нижней и верхней частей колонны;

- $H_в$ - высота верхней части колонны;

- $H_н$ - высота нижней части колонны;

- $h_в$ - высота сечения верхней части колонны;

- $h_н$ - высота сечения нижней части колонны;

- $h_{нб}$ - высота подкрановой балки.

При расчете отдельных узлов колонны используются другие комбинации усилий, которые определяются по результатам расчета рамы на конкретные виды нагружения.

Методика проверки прочности и устойчивости элементов ступенчатой колонны изложена в соответствии со СНиП[1]. Используются также рекомендации учебника «Металлические конструкции» [2].

1 Определение расчетных длин участков колонны

Ступенчатые конструкции стальных колонн применяются в производственных зданиях, оборудованных мостовыми кранами значительной грузоподъемности. Подкрановая балка опирается на уступ ступенчатой колонны и передает вертикальную крановую нагрузку на нижний участок колонны. Поэтому верхний участок имеет значительно меньшие размеры поперечного сечения, чем нижний. Центр тяжести верхнего участка колонны смещен относительно центра тяжести нижнего (рисунок 1,а).

Расчетные длины нижнего $l_{ef,x1}$ и верхнего $l_{ef,x2}$ участков колонны при оценке устойчивости в плоскости рамы определяются по формулам

$$l_{ef,x1} = \mu_1 \cdot l_1 \quad (1.1)$$

и

$$l_{ef,x2} = \mu_2 \cdot l_2, \quad (1.2)$$

где μ_1 и μ_2 - коэффициенты расчетной длины, определяемые в зависимости от условий закрепления концов участков колонны, соотношения геометрических длин участков, соотношения жесткостей участков и соотношения продольных сил на участках,

$l_1 = H_n$ и $l_2 = H_e$ - геометрические длины нижней и верхней частей колонны соответственно, назначенные при компоновке поперечной рамы (рисунок 1, а), м.

Согласно СНиП[1] расчетные длины участков ступенчатых колонн определяются для комбинации нагрузок, при которой продольные силы на отдельных участках имеют наибольшие значения. Верхний конец колонны при шарнирном сопряжении ригеля с колонной принимается свободным от закрепления в плоскости рамы. В этом случае коэффициенты расчетной длины μ принимаются: $\mu_1 = 2,5$ и $\mu_2 = 3,0$ при одновременном выполнении условий:

$$\frac{N_1}{N_2} \geq 3 \text{ и } \frac{l_2}{l_1} \leq 0,6,$$

где N_1 , N_2 - наибольшие продольные силы, соответственно, в нижней и верхней частях колонны, кН.

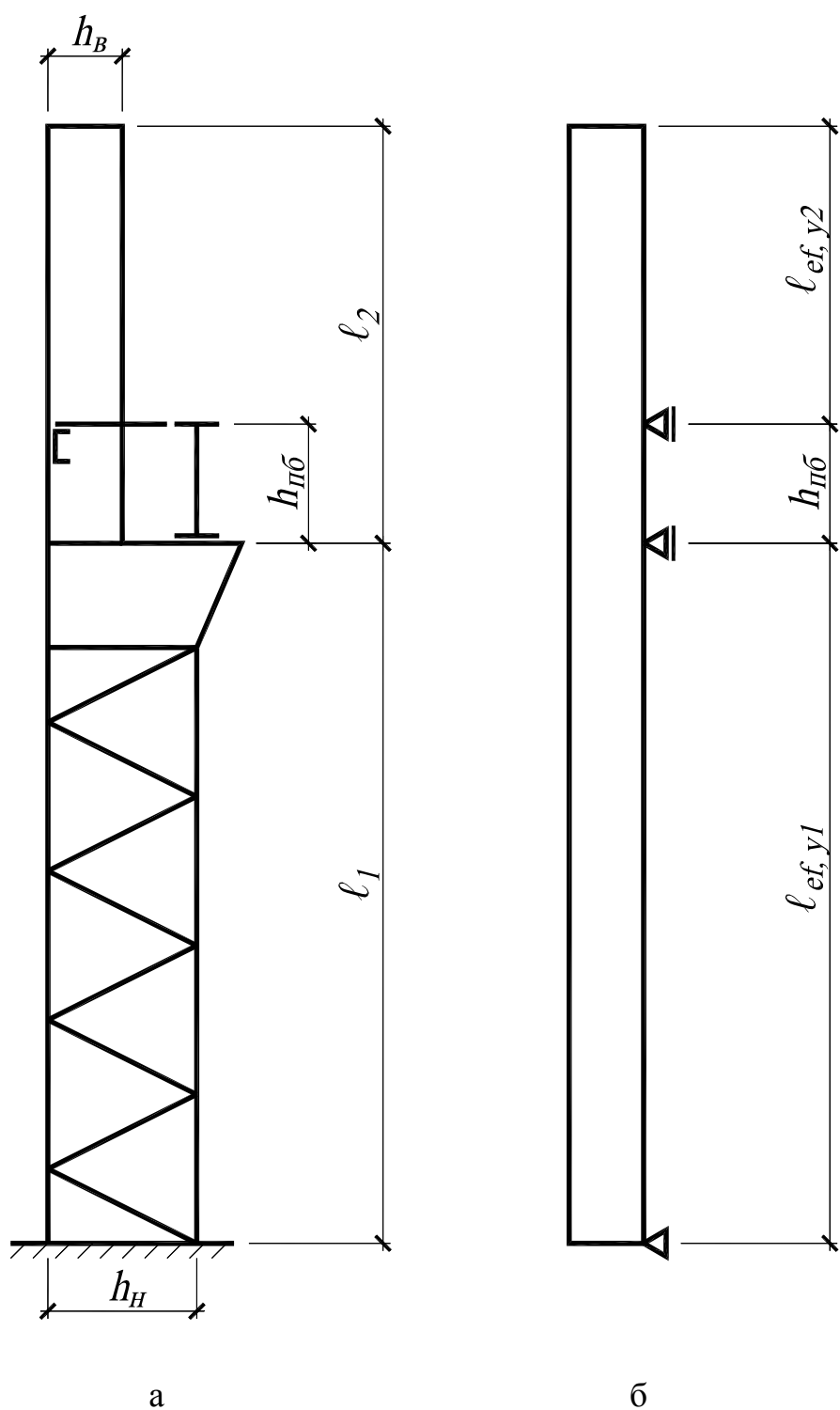


Рисунок 1 – к определению расчетных длин участков колонны:
 а – в плоскости рамы; б – из плоскости рамы

Если же хотя бы одно из указанных условий не соблюдается, то коэффициент расчетной длины нижней части колонны в плоскости рамы μ_1 устанавливается по таблице СНиП[1], приведенной в Приложении (таблица П1) в зависимости от значений параметров n и α_1 , определяемых по формулам:

$$n = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{l_1}{l_2}, \quad (1.3)$$

где J_1, J_2 - моменты инерции, соответственно, нижней и верхней частей колонны (соотношение моментов инерции принимается таким же, как и при статическом расчете рамы), см^4 ,

и

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{J_1}{J_2 \beta}}, \quad (1.4)$$

где

$$\beta = \frac{N_1}{N_2}. \quad (1.5)$$

Коэффициент расчетной длины верхней части колонны в плоскости рамы определяется по формуле

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1}. \quad (1.6)$$

Если вычисленная по этой формуле величина окажется большей, чем 3, то принимается $\mu_2 = 3$.

При определении расчетных длин верхней и нижней частей колонны из плоскости рамы предполагается, что элементами раскрепления колонн вдоль здания являются связи по колоннам и подкрановые конструкции. Расчетная схема колонны для определения расчетных длин отдельных ее частей из плоскости рамы приведена на рисунке 1,б. При наличии тормозной конструкции расчетная длина верхней части колонны из плоскости рамы

$$l_{ef,y2} = l_2 - h_{нб} \quad (1.7)$$

где $h_{нб}$ - высота подкрановой балки, принимаемая по результатам компоновки поперечной рамы, м

и при отсутствии тормозной конструкции

$$l_{ef,y2} = l_2, \quad (1.8)$$

Расчетная длина нижней части колонны из плоскости рамы

$$l_{ef,y1} = l_1. \quad (1.9)$$

2 Конструирование и расчет верхней части колонны

2.1 Проектирование сечения верхней части колонны

Сечение верхней части колонны принимается из сварного двутавра, стенка которого находится в плоскости поперечной рамы (рисунок 2). Расчетной комбинацией усилий для подбора геометрических параметров двутавра является та, которая создает наибольшие продольные усилия в полках двутавра, определяемые приближенно по формуле:

$$N_{f,max} = \frac{|N_2|}{2} + \frac{|M_2|}{h_g}. \quad (2.1)$$

Сечение двутавра характеризуется четырьмя параметрами: высотой h_w и толщиной t_w стенки, шириной b_f и толщиной t_f поясов (рисунок 2). Из условия устойчивости в плоскости поперечной рамы требуемая площадь поперечного сечения верхней части колонны

$$A_0 \geq \frac{|N_2|}{\varphi_{e,0} \cdot R_y}, \quad (2.2)$$

где R_y - расчетное сопротивление по пределу текучести материала колонны, определяемое по таблице СНиП[1] в соответствии с выбранной маркой стали для листового проката толщиной до 20 мм (в последующем,

при изменении толщины проката, величина расчетного сопротивления R_y уточняется), кН/см^2 ,

$\varphi_{e,0}$ - коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии, который определяется по условной гибкости $\bar{\lambda}_{x2,0}$ и приведенному относительному эксцентриситету m_{ef} , по таблице СНиП[1], приведенной в таблице А4 Приложения.

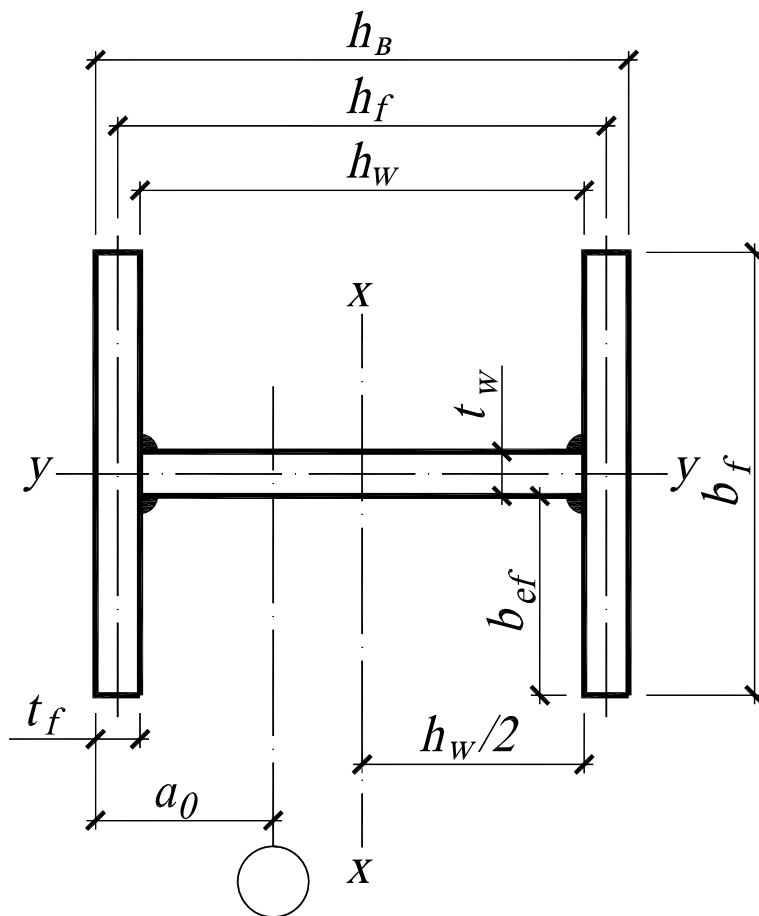


Рисунок 2 – Схема сечения верхней части колонны

Условная гибкость вычисляется по формуле:

$$\bar{\lambda}_{x,02} = \frac{l_{ef,x2}}{i_x} \cdot \sqrt{R_y / E}, \quad (2.3)$$

где $l_{ef,x2}$ - расчетная длина верхней части колонны, см,
 i_x - радиус инерции сечения относительно оси x (рисунок 2), см,
 E – модуль упругости стали ($E=20600$ кН/см²).

Для определения числового значения радиуса инерции нужно знать размеры сечения. Поэтому можно воспользоваться следующим приближенным соотношением между высотой и радиусом инерции сечения двутаврового сечения:

$$i_x = 0,43h, \quad (2.4)$$

где $h = h_g$ - высота сечения двутавра, см.

Для определения приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} необходимо вычислить ядровое расстояние, воспользовавшись приближенной зависимостью:

$$\rho = \frac{W_{x,2}}{A} \cong 0,35h, \quad (2.5)$$

где $W_{x,2}$ - момент сопротивления сечения верхней части колонны относительно оси x , см³,
 A – площадь поперечного сечения двутавра, см².

Эксцентриситет продольной силы в верхней части колонны

$$e = \frac{M_2}{N_2}, \quad (2.6)$$

а относительный эксцентриситет, учитывая (2.5), можно вычислить по формуле:

$$m_x = e \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{e}{0,35h}, \quad (2.7)$$

Коэффициент влияния формы сечения η определяется по таблице СНиП[1], выборка из которой приведена в таблице А2 Приложения, в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}_{x2,0}$, относительного эксцентриситета

m_x и соотношения площадей полки (A_f) и стенки (A_w) двутавра. Предварительно можно принять отношение $A_f / A_w = 0,5$. Приведенный относительный эксцентриситет

$$m_{ef} = m_x \cdot \eta. \quad (2.8)$$

Теперь можно по таблице А4 определить коэффициент φ_e и вычислить требуемую площадь A_0 поперечного сечения верхней части колонны по указанной выше формуле (2.2). Ширина пояса, исходя из требования по обеспечению устойчивости положения отдельных частей колонны и транспортировки, должна удовлетворять условию $b_f \geq l_2/20$. Толщину стенки t_w рекомендуется принять в пределах от 8 мм до 12 мм, толщину поясных листов t_f - от 10 мм до 20 мм. При назначении толщины необходимо согласовать этот выбор с сортаментом широкополосной универсальной горячекатаной стали по ГОСТ 82-70*. Выборка толщин из этого сортамента: 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30 мм; ширины полос: 200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 460, 480, 500, 520, 550, 560, 600 мм.

После назначения геометрических размеров сечения необходимо выполнить проверку устойчивости верхней части колонны в плоскости и из плоскости рамы. Для проверки требуется вычислить фактические геометрические характеристики сечения, условную гибкость и приведенный относительный эксцентриситет. Площадь стенки двутавра

$$A_w = h_w \cdot t_w, \quad (2.9)$$

где $h_w = h - 2 \cdot t_f$ - высота стенки двутавра, см,

t_f - толщина стенки, см,

t_w - толщина стенки, см;

площадь пояса

$$A_f = b_f \cdot t_f, \quad (2.10)$$

где - b_f - ширина пояса, см,

площадь всего сечения

$$A = A_w + 2A_f, \quad (2.11)$$

момент инерции сечения относительно оси x

$$J_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2A_f \cdot h_f^2, \quad (2.12)$$

где h_f - расстояние между центрами тяжести поясов (рисунок 2), см,

$$h_f = h_w + t_f, \quad (2.13)$$

момент сопротивления сечения относительно той же оси

$$W_x = \frac{2J_x}{h_e}, \quad (2.14)$$

относительный эксцентриситет

$$m_x = e \cdot \frac{A}{W_x}, \quad (2.15)$$

радиус инерции сечения

$$i_x = \sqrt{J_x / A}. \quad (2.16)$$

Далее определяется условная гибкость верхней части колонны в плоскости рамы $\bar{\lambda}_{x2}$

$$\bar{\lambda}_{x2} = \frac{l_{ef,x2}}{i_x} \cdot \sqrt{R_y / E}. \quad (2.17)$$

2.2 Проверка местной устойчивости элементов составного сечения верхней части колонны

Элементы составного сечения верхней части колонны – стенка и полки - должны быть проверены на местную устойчивость.

Для выбора расчетной формулы проверки местной устойчивости стенки сначала следует определить значение параметра α

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma}, \quad (2.18)$$

где σ - наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки (т.е. в месте сопряжения стенки с поясным листом), кН/см²,

$$\sigma = \frac{|N_2|}{A} + \frac{|M_2|}{J} \cdot \frac{h_w}{2}, \quad (2.19)$$

N_2 - продольная сила расчетной комбинации внутренних усилий в верхней части колонны, кН,

M_2 - изгибающий момент расчетной комбинации внутренних усилий в верхней части колонны, кНсм,

σ_1 - соответствующее напряжение у противоположной границы стенки, кН/см²

$$\sigma_1 = \frac{|N_2|}{A} - \frac{|M_2|}{J} \cdot \frac{h_w}{2}. \quad (2.20)$$

Если параметр $\alpha \geq 1$, то для обеспечения устойчивости стенки должны выполняться условия:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1) \cdot E}{\sigma \cdot (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \quad (2.21)$$

и

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 3,8 \sqrt{E / R_y}, \quad (2.22)$$

где коэффициент β определяется по формуле:

$$\beta = 1,4 \cdot (2\alpha - 1) \cdot \frac{\tau}{\sigma}, \quad (2.23)$$

где τ - среднее касательное напряжение в стенке, кН/см²,

$$\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w}. \quad (2.24)$$

Величина поперечной силы Q берется из результатов расчета поперечной рамы для того же сочетания нагрузок и в том же расчетном сечении, что и величины N_2 и M_2 .

Если величина $\alpha \leq 0,5$, то устойчивость стенки обеспечивается при выполнении условия

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{uw} \cdot \sqrt{E/R_y}, \quad (2.25)$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ - предельная условная гибкость стенки, определяемая при условной гибкости верхней части колонны $\bar{\lambda}_x < 2$ по формуле:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \cdot (\bar{\lambda}_x)^2, \quad (2.26)$$

а при $\bar{\lambda}_x \geq 2$ по формуле:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \cdot \bar{\lambda}_x. \quad (2.27)$$

Если в результате вычисления по формуле (2.27) величина предельной условной гибкости получится больше 3,1, следует принять $\bar{\lambda}_{uw} = 3,1$.

В случае, когда вычисленное по формуле (2.18) значение α окажется в пределах $0,5 < \alpha < 1$, нужно вычислить предельную величину отношения h_w/t_w для значения $\alpha = 0,5$ по формуле (2.25) и для значения $\alpha = 1$ по формуле (2.21), после чего найти предельное отношение h_w/t_w путем линейной интерполяции между полученными величинами для данного значения α .

Если условие устойчивости стенки не выполняется, нужно либо подкрепить стенку по всей длине продольными ребрами жесткости, либо при проверке устойчивости верхней части колонны в плоскости рамы (см. ниже, раздел 2.3) исключить из расчетной площади сечения среднюю, неустойчивую, часть стенки:

$$A_{red} = A - (h_w - h_{red}) \cdot t_w. \quad (2.28)$$

Расчетная (устойчивая) высота стенки определяется по формуле

$$h_{red} = t_w \cdot \left[\bar{\lambda}_{uw} - \left(\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1 \right) \cdot (\bar{\lambda}_{uw} - k) \right] \cdot \sqrt{E/R_y}, \quad (2.29)$$

где коэффициент k

$$k = 1,2 + 0,15 \bar{\lambda}_x. \quad (2.30)$$

При $\bar{\lambda}_x > 3,5$ коэффициент $k = 1,725$.

Величина A_{red} используется только при проверке устойчивости по формуле (2.17).

Местная устойчивость полок двутавра проверяется по формуле:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq \left(0,36 + 0,10 \bar{\lambda}_x \right) \cdot \sqrt{E / R_y}, \quad (2.31)$$

где $b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2}$ – ширина свободного свеса поясных листов.

Если условие не удовлетворяется, то следует увеличить толщину поясного листа.

2.3 Проверка верхней части колонны на устойчивость в плоскости и из плоскости рамы

Для проверки устойчивости верхней части колонны в плоскости рамы уточняется коэффициент влияния формы сечения η с учетом фактической условной гибкости, относительного эксцентриситета и фактического отношения A_f / A_w и уточняется приведенный относительный эксцентриситет m_{ef} . Затем по таблице П4 находится коэффициент φ_e и проверяется условие устойчивости верхней части колонны в плоскости рамы

$$\frac{N_2}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \gamma_c. \quad (2.32)$$

Если устойчивость не обеспечена или обеспечена с большим запасом (более 5 %), то сечение должно быть скорректировано. При корректировке сечения следует иметь в виду, что к изменению высоты стенки надо подходить с осторожностью, поскольку увеличение ее может привести к увеличению ширины сечения нижней части колонны из-за

необходимости обеспечения горизонтального зазора безопасности между хвостовиком мостового крана и внутренней гранью верхней части колонны. С другой стороны, не рекомендуется принимать высоту сечения менее $l_2/12$. Поэтому целесообразнее проводить корректировку, меняя геометрию поясов, имея в виду, что толщина полок двутавра t_f из условия свариваемости должна быть не более $3t_w$. Кроме того, существенное увеличение толщины полок неизбежно приведет к утяжелению нижней части колонны. После внесения изменений в размеры элементов сечения нужно вновь вычислить геометрические характеристики сечения и проверить устойчивость верхней части колонны в плоскости рамы.

При проверке верхней части колонны на устойчивость из плоскости рамы нужно вначале определить расчетное значение изгибающего момента. Согласно СНиП[1] для стержней с шарнирно-опертыми концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента (см. рисунок 1б), за расчетное значение изгибающего момента M_x^* принимается максимальная величина момента в пределах средней трети длины верхней части колонны (но не менее половины наибольшего по длине верхней части момента). Относительный эксцентриситет m_x^* для проверки на устойчивость из плоскости определяется по формуле (2.15), в которой эксцентриситет принимается равным

$$e = \frac{M_x^*}{N_2}. \quad (2.33)$$

Необходимо также предварительно найти гибкость верхней части колонны при оценке устойчивости из плоскости

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y^2}}{i_y}, \quad (2.34)$$

где i_y - радиус инерции сечения верхней части колонны относительно оси y , см

$$i_y = \sqrt{J_y / A}, \quad (2.35)$$

J_y - момент инерции сечения верхней части колонны относительно той же оси, см⁴,

$$J_y = 2 \cdot \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} = \frac{t_f \cdot b_f^3}{6}. \quad (2.36)$$

В выражении для J_y составляющая момента инерции от стенки двутавра не учтена ввиду ее малости.

Кроме гибкости λ_y надо вычислить также эйлерову гибкость

$$\lambda_c = 3,14 \sqrt{E / R_y}. \quad (2.37)$$

Далее определяется коэффициент c , учитывающий изгибно-крутильную форму потери устойчивости верхней части колонны из плоскости рамы. При значении относительного эксцентриситета $m_x^* \leq 5$ он определяется по формуле:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x^*}, \quad (2.38)$$

где $\alpha = 0,7$ при $m_x^* \leq 1$, а при $1 < m_x^* \leq 5$:

$$\alpha = 0,65 + 0,05 m_x^*, \quad (2.39)$$

$\beta = 1$ при $\lambda_y \leq \lambda_c$ и $\beta = \sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$ при $\lambda_y > \lambda_c$,

φ_y - коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблице ПЗ в зависимости от λ_y и R_y ,

φ_c - коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблице ПЗ в зависимости от λ_c и R_y .

При значении относительного эксцентриситета $m_x^* \geq 10$ коэффициент c вычисляется по формуле:

$$c = \frac{1}{1 + m_x^* \cdot \varphi_y / \varphi_b}, \quad (2.40)$$

где φ_b - коэффициент снижения расчетного сопротивления при изгибно-крутильной форме потери устойчивости, определяемый в соответствии со СНиП[1] как для балки с двумя и более

закреплениями сжатого пояса: при $\varphi_1 > 0.85$ по формуле $\varphi_b = 0,68 + 0,21 \varphi_1$ и при $\varphi_1 \leq 0.85$ значением $\varphi_b = \varphi_1$, φ_1 - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_1 = \psi \cdot \frac{J_y}{J_x} \cdot \frac{h_f^2}{l_{ef,y}^2} \cdot \frac{E}{R_y}, \quad (2.41)$$

ψ - коэффициент, определяемый в зависимости от параметра α , который вычисляется по формуле:

$$\alpha = 8 \cdot \left(\frac{l_{ef,y} \cdot t_f}{h_f \cdot b_f} \right)^2 \cdot \left(1 + \frac{h_f \cdot t_w^3}{2 \cdot b_f \cdot t_f^3} \right). \quad (2.42)$$

При $0,1 \leq \alpha \leq 40$ коэффициент ψ вычисляется по формуле:

$$\psi = 2,25 + 0,07\alpha, \quad (2.43)$$

при $40 < \alpha < 400$ - по формуле:

$$\psi = 3,6 + 0,04\alpha - 0,000035\alpha^2. \quad (2.44)$$

Если относительный эксцентриситет $5 < m_x^* < 10$, то

$$c = c_5 \cdot (2 - 0,2m_x^*) + c_{10} \cdot (0,2m_x^* - 1), \quad (2.45)$$

где c_5 - коэффициент c , вычисленный по формуле (2.38) при $m_x^* = 5$,

c_{10} - коэффициент c , вычисленный по формуле (2.40) при $m_x^* = 10$.

При гибкости $\lambda_y > \lambda_c$ коэффициент c не должен превышать значения, определяемого по формуле:

$$c_{\max} = \frac{2}{1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16}{\mu} \cdot \left(\frac{M_x^*}{N_2 \cdot h_f} \right)^2}}, \quad (2.46)$$

где коэффициенты:

$$\delta = 4 \cdot \rho / \mu, \quad (2.47)$$

$$\rho = \frac{J_x + J_y}{A \cdot h_f^2}, \quad (2.48)$$

$$\mu = 2 + 0.156 \frac{J_t}{A \cdot h_f^2} \cdot \lambda_y^2, \quad (2.49)$$

момент инерции кручения

$$J_t = 0.433 \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + h_w \cdot t_w^3). \quad (2.50)$$

Устойчивость верхней части колонны из плоскости рамы проверяется по формуле:

$$\frac{N_2}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \gamma_c. \quad (2.51)$$

Если условие не выполняется, то сечение надо скорректировать, увеличив ширину полки b_f , а затем снова осуществить все необходимые проверки.

3 Конструирование и расчет нижней части колонны

3.1 Определение требуемой площади сечения ветвей

Нижняя часть колонны проектируется сквозной из двух ветвей с раскосной соединительной решеткой. Сечение наружной (шатровой) ветви принимается в виде составного швеллера, а внутренней (подкрановой) ветви – из прокатного двутавра балочного типа с параллельными гранями полок (рисунок 3). Расстояние между центрами тяжести сечений ветвей

$$h_0 = h_n - z_0, \quad (3.1)$$

где z_0 - расстояние от центра тяжести составного швеллера шатровой ветви до наружной грани стенки, которое до проектирования неизвестно и может быть в первом приближении принято равным $z_0 = 5$ см.

Используя расчетные значения внутренних усилий в нижней части колонны, можно определить ориентировочное положение центра тяжести сечения. Расстояние между центром тяжести всего сечения и центром тяжести сечения подкрановой ветви (см. рисунок 3)

$$y_1 = \frac{|M_{12}|}{|M_{12}| + |M_{11}|} \cdot h_0, \quad (3.2)$$

между центром тяжести всего сечения и центром тяжести сечения шатровой ветви

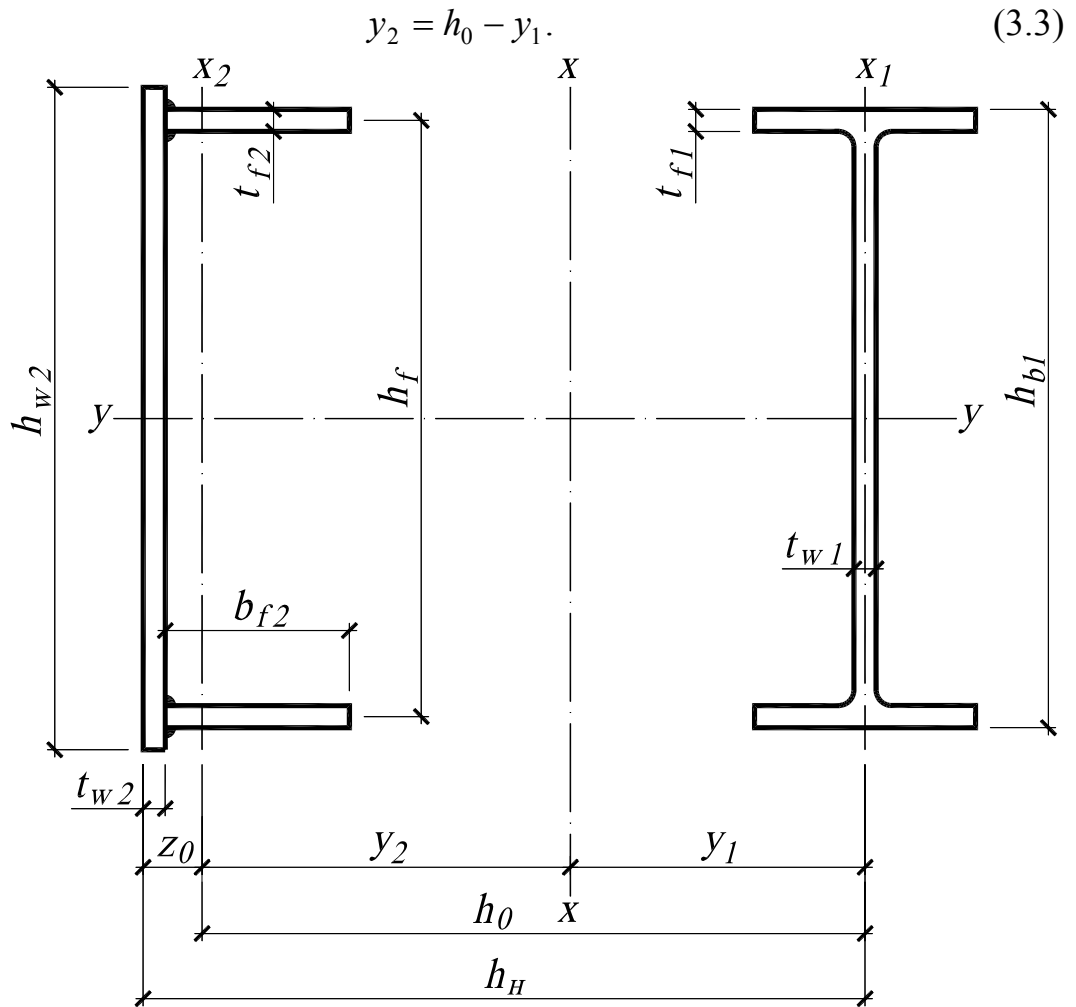


Рисунок 3 – Схема сечения нижней части колонны

В приведенных зависимостях первый индекс (1) в обозначении моментов – означает, что расчетный момент определен для сечения в нижней части колонны, второй показывает, какую ветвь данный изгибающий момент догружает (увеличивает продольное сжимающее усилие в ветви) - подкрановую (1) или шатровую (2).

Ветви сквозной нижней части колонны считаются центрально нагруженными (аналогично фермам). При определении усилий в ветвях продольная сила из соответствующей расчетной комбинации распределяется между ветвями обратно пропорционально расстояниям от центра тяжести сечения нижней части колонны до центра тяжести соответствующей ветви, а изгибающий момент, догружающий эту ветвь, заменяется парой сил с плечом, равным h_0

$$N_{\epsilon 1} = |N_{11}| \frac{y_2}{h_0} + \frac{|M_{11}|}{h_0}, \quad (3.4)$$

$$N_{\epsilon 2} = |N_{12}| \frac{y_1}{h_0} + \frac{|M_{12}|}{h_0}, \quad (3.5)$$

где $N_{\epsilon 1}$ - продольное усилие в подкрановой ветви, кН,
 $N_{\epsilon 2}$ - продольное усилие в шатровой ветви, кН.

Требуемая площадь поперечного сечения ветвей определяется из условия устойчивости ветви из плоскости рамы как центрально сжатых элементов:

$$A_{\epsilon 1,0} = \frac{N_{\epsilon 1}}{\varphi_0 \cdot R_y}, \quad (3.6)$$

$$A_{\epsilon 2,0} = \frac{N_{\epsilon 2}}{\varphi_0 \cdot R_y}. \quad (3.7)$$

Для определения коэффициента продольного изгиба φ_0 в первом приближении можно задать гибкость ветвей $\lambda_{\epsilon,0} = 60$.

3.2 Подбор сечения подкрановой ветви из прокатного двутавра

Требуемый радиус инерции сечения подкрановой ветви

$$i_{\epsilon 1,y0} = \frac{l_{ef,y1}}{\lambda_{\epsilon 1,y0}}. \quad (3.8)$$

С учетом требуемой площади сечения ветви и радиуса инерции по сортаменту подбирается двутавр с параллельными гранями полок типа B , у которого площадь поперечного сечения может быть несколько меньше требуемой $A_{e1,0}$, а радиус инерции – больше требуемого $i_{e1,y0}$. Для принятого профиля из сортамента нужно выписать площадь поперечного сечения (A_{e1}), радиус инерции относительно горизонтальной оси $i_{e1,y}$ (этот радиус инерции – больший из приведенных в сортаменте). Подкрановую ветвь с подобранным сечением необходимо проверить на устойчивость из плоскости рамы. Для этого определяется гибкость ветви из плоскости рамы

$$\lambda_{e1,y} = \frac{l_{ef,y1}}{i_{e1,y}} \quad (3.9)$$

и соответствующий этой гибкости коэффициент продольного изгиба φ (по таблице ПЗ), после чего устойчивость ветви проверяется по формуле:

$$\frac{N_{e1}}{\varphi \cdot A_{e1}} \leq R_y \gamma_c, \quad (3.10)$$

где γ_c - коэффициент условия работы (в данном случае он равен единице).

Условие устойчивости должно удовлетворяться с запасом не более 5% (в рамках курсового проекта – не более 10%). Запас устойчивости оценивается следующим образом:

$$\frac{R_y \cdot \gamma_c - \bar{\sigma}_{e1}}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot 100\% \leq 5\%, \quad (3.11)$$

где $\bar{\sigma}_{e1} = \frac{N_{e1}}{\varphi \cdot A_{e1}}$ - условное напряжение в подкрановой ветви, кН/см².

Если условие не выполняется или выполняется с большим запасом надо скорректировать сечение, выбрав из сортамента другой профиль, и снова выполнить проверку устойчивости ветви.

В рамках курсового проектирования допускается запас до 10%.

3.3 Подбор составного сечения шатровой ветви

Подбор сечения шатровой ветви начинается с определения расстояния между гранями полков составного швеллера в зависимости от расположения элементов решетки – раскосов и распорок, соединяющих ветви (рисунок 3). Если решетка крепится к наружным граням полков ветвей нижней части колонны, то должны быть одинаковыми расстояния между наружными гранями полков обеих ветвей, если к внутренним – то согласуются размеры между внутренними гранями полков. Толщина стенки швеллера t_{w2} для удобства соединения с полками двутавра верхней части колонны принимается такой же, как толщина поясного листа указанного двутавра. Высоту стенки швеллера назначают из условия выполнения двусторонних угловых сварных швов, присоединяющих полки швеллера к стенке (стенка выпускается за наружные грани полков на 10 -15мм). В первом приближении толщину полков швеллера можно принять равной толщине стенки - $t_{f2} = t_{w2}$. Тогда при креплении элементов решетки снаружи высота стенки швеллера $h_{w2} = h_{e1} + (2 \div 3)$ см (h_{e1} - высота двутавра подкрановой ветви), а при креплении изнутри - $h_{w2} = h_{e1} + 2(t_{f2} - t_{f1}) + (2 \div 3)$ см (t_{f1} - толщина полки двутавра подкрановой ветви, см).

Требуемая площадь полки швеллера шатровой ветви

$$A_{f2,0} = \frac{1}{2}(A_{e2,0} - t_{w2} \cdot h_{w2}), \quad (3.12)$$

откуда ширина полки швеллера

$$b_{f2,0} = \frac{A_{f2,0}}{t_{f2}}. \quad (3.13)$$

При назначении ширины полки b_{f2} следует руководствоваться выборкой из сортамента на широкополосную сталь. Если при вычислении по формуле (3.11) площадь полки швеллера шатровой ветви окажется весьма малой или даже отрицательной, то ширину полки b_{f2} нужно назначить конструктивно, исходя из условия размещения элементов соединительной решетки, не менее 100 мм (при толщине t_{f2} не менее 8 мм).

После назначения размеров стенки и полков надо найти момент инерции шатровой ветви относительно оси y

$$J_{e2,y} = \frac{t_{w2} \cdot h_{w2}^3}{12} + b_{f2} \cdot t_{f2} \cdot \frac{h_{f2}^2}{2}, \quad (3.14)$$

где h_{f2} - расстояние между центрами тяжести полок, см.

Неучтенной в формуле (3.14) величиной моментов инерции полок относительно собственных осей можно пренебречь.

Площадь поперечного сечения шатровой ветви

$$A_{e2} = h_{w2} \cdot t_{w2} + 2b_{f2} \cdot t_{f2}, \quad (3.15)$$

радиус инерции ветви относительно оси y

$$i_{e2,y} = \sqrt{\frac{J_{y2}}{A_{e2}}}, \quad (3.16)$$

гибкость ветви из плоскости рамы

$$\lambda_{e2,y} = \frac{l_{ef,y2}}{i_{e2,y}}. \quad (3.17)$$

Теперь по таблице А3 надо найти коэффициент продольного изгиба φ , соответствующий этой гибкости, и проверить устойчивость шатровой ветви из плоскости рамы по формуле:

$$\frac{N_{e2}}{\varphi \cdot A_{e2}} \leq R_y \gamma_c. \quad (3.18)$$

Если условие не выполняется или выполняется с большим запасом, то следует скорректировать сечение, изменяя размеры полок.

3.4 Уточнение усилий в ветвях

Перед уточнением усилий в ветвях нужно определить расстояние от центра тяжести шатровой ветви до наружной грани стенки швеллера

$$z_0 = \frac{S}{A_{e2}}, \quad (3.19)$$

где S – статический момент сечения шатровой ветви относительно оси, совпадающей с наружной гранью стенки швеллера

$$S = 2t_{f2} \cdot b_{f2} \cdot (t_{w2} + \frac{b_{f2}}{2}) + h_{w2} \cdot \frac{t_{w2}^2}{2}. \quad (3.20)$$

Затем нужно уточнить расстояние h_0 между центрами тяжести ветвей по формуле (3.1) и положение центра тяжести сечения нижней части колонны относительно центров тяжести сечений ветвей по формулам: для подкрановой ветви

$$y_1 = \frac{A_{e2} \cdot h_0}{A_{e1} + A_{e2}}, \quad (3.21)$$

шатровой

$$y_2 = \frac{A_{e1} \cdot h_0}{A_{e1} + A_{e2}}. \quad (3.22)$$

Уточненные усилия в ветвях определяются по формулам (3.4) и (3.5) с подстановкой в них новых значений y_1 и y_2 . Далее следует снова проверить ветви колонн на устойчивость из плоскости рамы по формулам (3.10) и (3.18), подставляя в них уточненные значения усилий и геометрических характеристик сечений ветвей. Если условия не выполняются, то нужно скорректировать сечения ветвей, учитывая рекомендации, данные при описании методики подбора этих сечений.

3.5 Проектирование соединительной решетки стержня колонны

На первом этапе проектирования соединительной решетки сквозной нижней части ступенчатой колонны нужно определить расстояние между узлами решетки из условия равноустойчивости подкрановой ветви в плоскости и из плоскости рамы ($\lambda_{e1,y} = \lambda_{e1,x}$). Расчетной длиной ветви в плоскости рамы является расстояние между узлами соединительной решетки l_{e1} (рисунок 4). Из условия равноустойчивости подкрановой ветви

$$l_{e1} = \lambda_{e1,y} \cdot i_{e1,x} \quad (3.23)$$

Радиус инерции подкрановой ветви относительно оси x ($i_{e1,x}$) надо выбрать из сортамента (в сортаменте для двутавров это вертикальная ось y).

Расстояние между узлами соединительной решетки из условия равноустойчивости шатровой ветви в плоскости и из плоскости рамы должно быть не более

$$l_{e2} = \lambda_{e2,y} \cdot i_{e2,x} \quad (3.24)$$

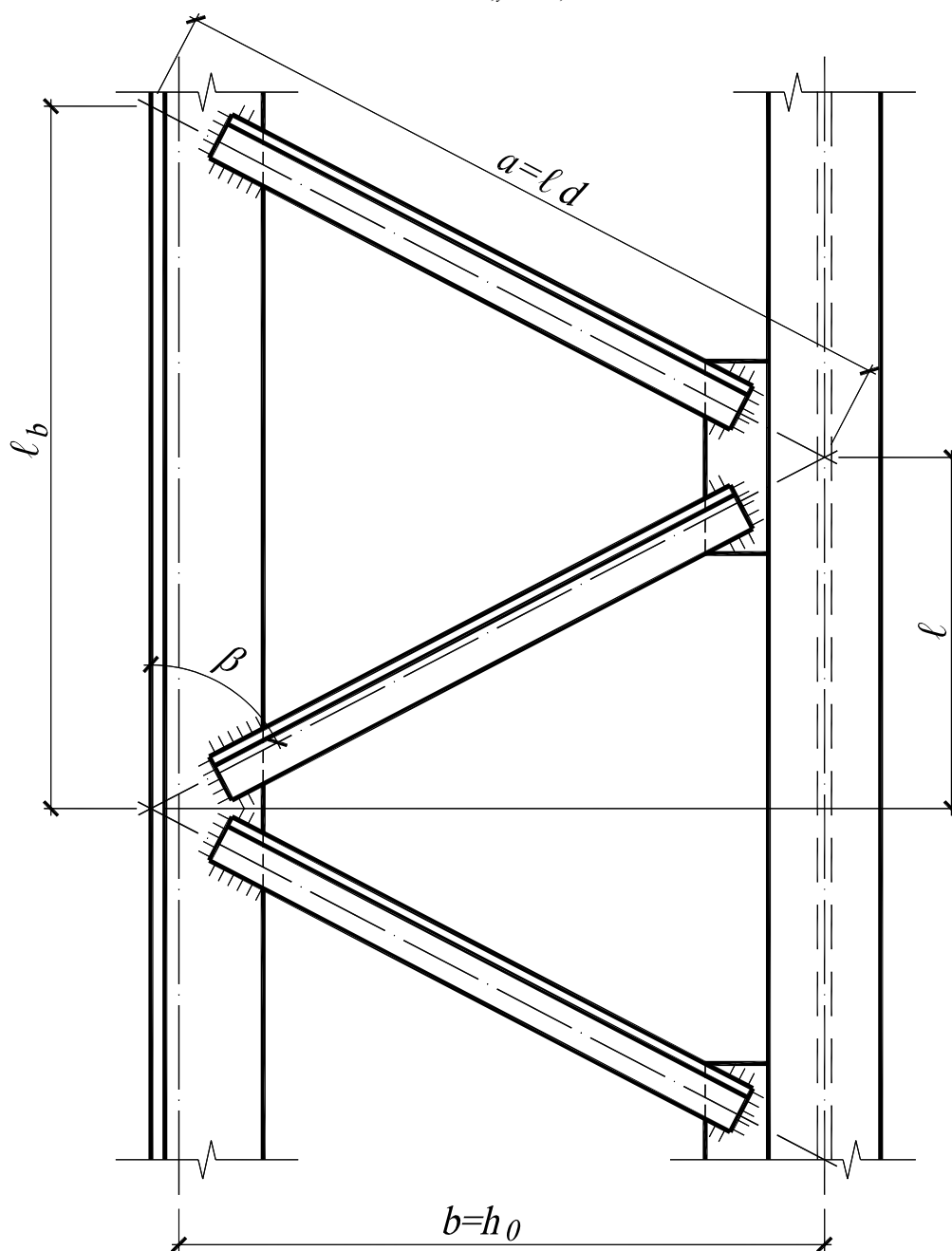


Рисунок 4 – Соединительная решетка стержня колонны

Для определения радиуса инерции шатровой ветви $i_{e2,x}$ нужно вначале вычислить момент инерции сечения ветви относительно собственной оси x_2 (см. рисунок 3). Пренебрегая, в силу малости, собственным моментом инерции стенки, момент инерции швеллера можно вычислить по формуле:

$$J_{e2,x} = t_{w2} \cdot h_{w2} \cdot (z_0 - \frac{t_{w2}}{2})^2 + \frac{t_{f2} b_{f2}^3}{6} + 2t_{f2} b_{f2} \cdot (t_{w2} + \frac{b_{f2}}{2} - z_0)^2. \quad (3.25)$$

Радиус инерции шатровой ветви:

$$i_{e2,x} = \sqrt{J_{e2,x} / A_{e2}}. \quad (3.26)$$

Расстояние между узлами решетки l_e назначается не более меньшего из вычисленных по формулам (3.23) и (3.24), а также не более $80i_{e,x}$ ($i_{e,x}$ – радиус инерции соответствующей ветви). Выбор l_e нужно также согласовать с длиной нижней части колонны, т.к. число панелей соединительной решетки должно быть целым (рисунок 1). Угол наклона раскоса к вертикали β обычно принимается в интервале от 30° до 60° .

Геометрическая длина раскоса l_d (рисунок 4)

$$l_d = \sqrt{\frac{l_e^2}{4} + h_0^2}, \quad (3.27)$$

Угол наклона раскоса к вертикали

$$\beta = \arcsin \frac{h_0}{l_d}. \quad (3.28)$$

Расчетное продольное усилие в раскосе как в центрально сжатом элементе

$$N_d = \frac{Q}{2 \sin \beta} = \frac{Q \cdot l_d}{2h_0}, \quad (3.29)$$

где Q - большее из двух значений: поперечной силы в нижней части колонны, полученной в результате статического расчета рамы Q_{\max} , и условной поперечной силы Q_{fic}

$$Q_{fic} = 7.15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y}\right) \cdot \frac{N}{\varphi}, \quad (3.30)$$

где коэффициент продольного изгиба φ определяется по таблице ПЗ приближенно (в запас прочности) для большей из гибкостей ветвей: $\lambda_{e1,y}$ и $\lambda_{e2,y}$.

Подбор сечения раскоса производится путем последовательных приближений: задается гибкость $\lambda_0 \approx 100$, определяется соответствующий этой гибкости коэффициент продольного изгиба φ , находится требуемая площадь сечения раскоса, подбирается подходящий профиль (раскосы обычно проектируются из одиночных равнополочных уголков) и выполняется проверка его устойчивости как центрально сжатого элемента

$$\frac{N_d}{\varphi \cdot A_d} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (3.31)$$

При этом следует помнить, что при проверке устойчивости раскосов и распорок соединительной решетки за расчетную длину принимается геометрическая длина l_d , а гибкость определяется с учетом минимального радиуса инерции $i_{d,\min}$ одиночного уголка. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,75$ согласно СНиП[1] для сжатого одиночного уголка, прикрепляемого одной полкой.

3.6 Проверка устойчивости нижней части колонны в плоскости рамы

Проверка устойчивости нижней части колонны как единого внецентренно сжатого стержня в плоскости рамы выполняется по формуле (3.40) для двух расчетных комбинаций усилий: комбинации, догружающей подкрановую ветвь (M_{11}, N_{11}) и комбинации, догружающей шатровую ветвь (M_{12}, N_{12}).

Вначале определяются эксцентриситеты для каждой расчетной комбинации усилий в нижней части колонны: для комбинации, догружающей подкрановую ветвь,

$$e_1 = \frac{|N_{11}|}{|M_{11}|}, \quad (3.32)$$

для комбинации, догружающей шатровую ветвь,

$$e_2 = \frac{|N_{12}|}{|M_{12}|}. \quad (3.33)$$

Момент инерции сечения нижней части колонны относительно оси x

$$J_x = J_{e1,x} + J_{e2,x} = A_{e1} \cdot y_1^2 + A_{e2} \cdot y_2^2 \quad (3.34)$$

Площадь сечения нижней части колонны

$$A = A_{e1} + A_{e2}. \quad (3.35)$$

Относительный эксцентриситет для комбинации, догружающей подкрановую ветвь,

$$m_1 = e_1 \cdot \frac{A}{J_x} y_1, \quad (3.36)$$

для комбинации, догружающей шатровую ветвь,

$$m_2 = e_2 \cdot \frac{A}{J_x} (y_2 + z_0 - \frac{t_{w,2}}{2}). \quad (3.37)$$

Радиус инерции нижней части колонны относительно оси x

$$i_x = \sqrt{J_x / A}. \quad (3.38)$$

Гибкость нижней части колонны в плоскости поперечной рамы без учета податливости решетки

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x1}}{i_x}, \quad (3.39)$$

где $l_{ef,x1}$ - расчетная длина нижней части колонны в плоскости рамы. Приведенная гибкость сквозной колонны из двух ветвей с раскосной решеткой определяется по формуле [1]:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{d1}}}, \quad (3.40)$$

где параметр α_1

$$\alpha_1 = 10 \frac{a^3}{b^2 \cdot l}, \quad (3.41)$$

$l = l_g / 2$ (рисунок 4), см,

$b = h_0$ - расстояние между осями ветвей, см,

$a = l_d$ - длина раскоса, см,

$A_{d1} = 2A_d$ - площадь поперечного сечения раскосов, попадающих в горизонтальное сечение стержня колонны, см²,

A - площадь сечения нижней части колонны, см².

Условная приведенная гибкость стержня нижней части колонны

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}. \quad (3.42)$$

Для проверки устойчивости нижней части колонны в плоскости рамы нужно определить по таблице П5 значения коэффициента снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии сквозных стержней φ_e при расчетной комбинации усилий, догружающей подкрановую ветвь, - по значениям m_1 и $\bar{\lambda}_{ef}$ и при расчетной комбинации усилий, догружающей шатровую ветвь, - по значениям m_2 и $\bar{\lambda}_{ef}$. Проверка устойчивости нижней части колонны в плоскости рамы как единого стержня выполняется дважды - для каждой из двух расчетных комбинаций усилий - по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \gamma_c. \quad (3.43)$$

Если устойчивость нижней части колонны как единого стержня в плоскости рамы не обеспечивается (не выполняется условие (3.43) для одной из расчетных комбинаций усилий), то следует перекомпоновать соединительную решетку или раздвинуть ветви и снова выполнить всю процедуру проверки устойчивости.

4 Конструирование и расчет узлов ступенчатой колонны

4.1 Проектирование узла сопряжения верхней части колонны с нижней

Для передачи и распределения усилий от верхней части колонны и подкрановых конструкций на нижнюю часть в месте уступа ступенчатых колонн устраивают траверсу (рисунок 5) – короткую жесткую сварную двутавровую балку (балку-стенку), опирающуюся на ветви нижней части колонны. Высоту траверсы h_{np} обычно принимают равной $(0,5-0,8)h_n$. Для опирания подкрановых балок на уступ приваривается плита.

Геометрические размеры траверсы определяются из условия нагружения ее расчетными комбинациями усилий в сечении верхней части колонны над уступом (M_1, N_1 - комбинация, при которой наибольшие сжимающие напряжения возникают в наружной полке сварного двутавра верхней части колонны, M_2, N_2 - комбинация, при которой наибольшие сжимающие напряжения возникают во внутренней полке) и максимальным давлением D_{max} от подкрановой балки.

Так как торец двутавра подкрановой ветви нижней части колонны и верхняя грань стенки траверсы фрезеруются, то толщина стенки траверсы t_{wt} находится из условия ее сопротивления смятию от давления подкрановой балки

$$t_{wt} = \frac{D_{max}}{l_{ef,t} \cdot R_p \cdot \gamma_c}, \quad (4.1)$$

где $l_{ef,t}$ - расчетная длина участка передачи давления D_{max} от подкрановых балок на стенку траверсы

$$l_{ef,t} = b_d + 2t_{nl}, \quad (4.2)$$

b_d - ширина торцевой диафрагмы подкрановой балки (в курсовом проекте можно принять $b_d = h_{n\bar{o}}/5$), см,

t_{nl} - толщина опорной плиты (назначается в пределах 1,6 – 2,5 см),

D_{max} - наибольшее давление мостовых кранов на колонну, кН,

R_p - расчетное сопротивление проката смятию торцевой поверхности (определяется по таблице 52* СНИП [1] в зависимости от нормативного временного сопротивления R_{un} стали колонны), кН/см².

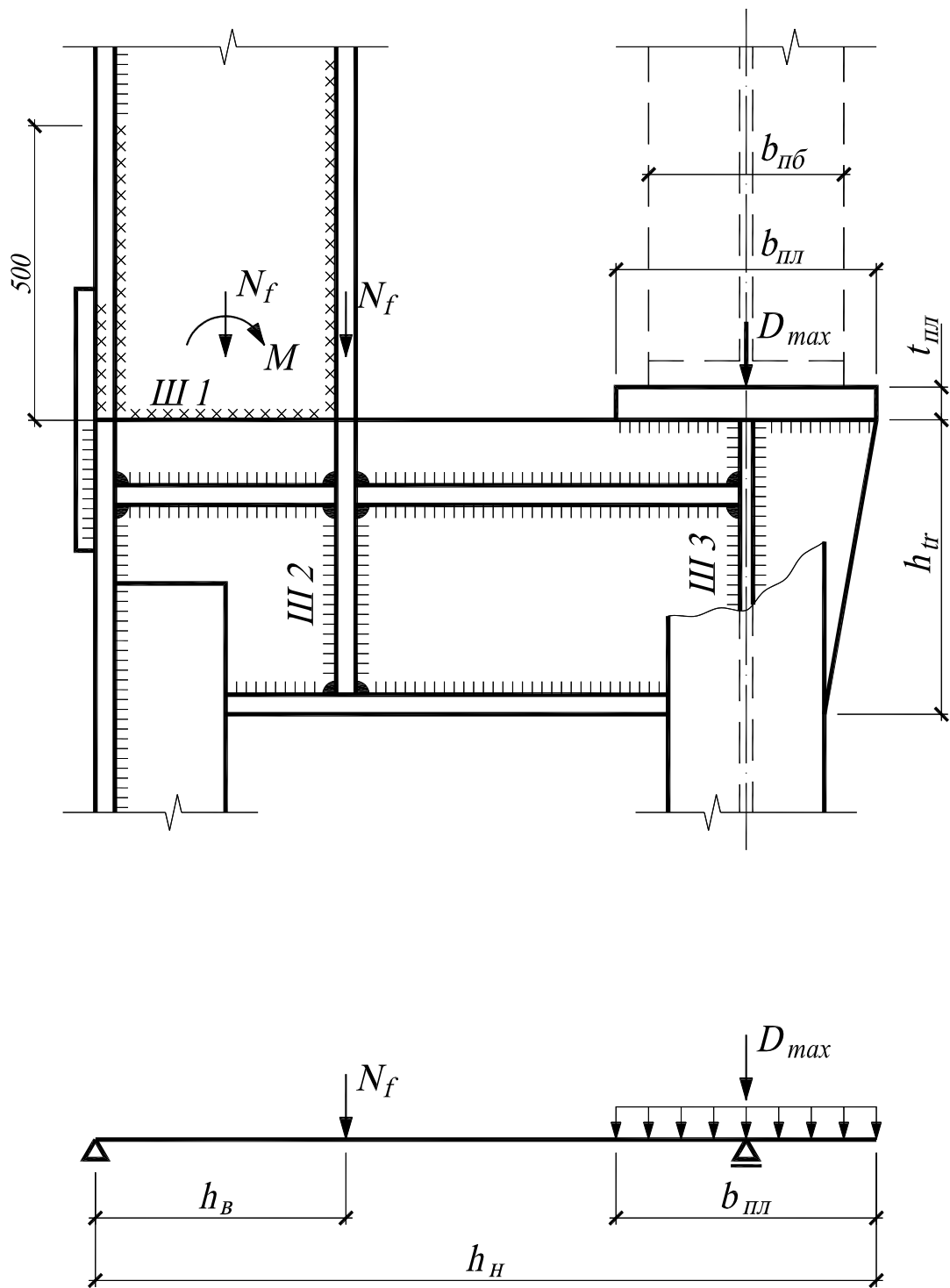


Рисунок 5 – Узел сопряжения верхней и нижней частей колонны

Стыковой шов (Ш1- рисунок 5), соединяющий верхнюю часть колонны с нижней, проверяется по наибольшим напряжениям в сварном шве

$$\sigma = \max\left(\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}\right) \leq R_{wy}, \quad (4.3)$$

где A – площадь сечения верхней части колонны,
 W – момент сопротивления сечения верхней части колонны относительно оси x (рисунок 2),

R_{wy} - расчетное сопротивление стыкового шва. При этом следует помнить, что если в сварном шве появляются растягивающие напряжения (результат вычислений по формуле (4.3) – отрицательный), то $R_{wy} = 0,85 R_y$, т.к. сварной шов Ш1 – монтажный, выполняемый чаще всего без физического контроля качества. Для сжатой зоны сварного шва (результат вычислений по формуле (4.3) – положительный) $R_{wy} = R_y$ - шов считается равнопрочным основному металлу колонны.

Если условие прочности сварного шва Ш1 для одной из комбинаций усилий не выполняется, то стык следует усилить односторонней накладкой, перекрывающей стыковой шов и приваренной к верхней и нижней частям колонны угловым сварным швом. Длина накладки должна быть не менее 400 мм (по 200 мм – нахлест на верхнюю и нижнюю часть колонны).

При расчете основных элементов траверсы предполагается, что усилия от верхней части колонны передаются внутренней полкой сварного двутавра верхней части колонны через сварные швы крепления ребер (Ш2 на рисунке 5). Расчетная величина этих усилий

$$N_{u2} = \frac{N_2}{2} + \frac{M_2}{h_2}. \quad (4.4)$$

Требуемая длина угловых сварных швов крепления ребер к стенке траверсы определяется по формуле:

$$l_w = \frac{N_{u2}}{4k_f \cdot (\beta \cdot R_w \cdot \gamma_w)_{\min} \cdot \gamma_c}, \quad (4.5)$$

где k_f - катет шва, который назначается предварительно конструктивно в зависимости от толщины соединяемых элементов с учетом рекомендаций таблицы 38 СНиП [1], см,

$(\beta \cdot R_w \cdot \gamma_w)_{\min}$ - меньшее из двух произведений: $\beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot R_{wf}$ и $\beta_z \cdot \gamma_{wz} \cdot R_{wz}$, кН/см²,

R_{wf} - расчетное сопротивление условному срезу по металлу шва, кН/см²,

R_{wz} - расчетное сопротивление условному срезу шва по металлу границы сплавления, кН/см²,

β_f, β_z - коэффициенты, зависящие от технологических параметров сварки,

γ_{wf}, γ_{wz} - коэффициенты условия работы шва при его расчете, соответственно, по металлу шва и по металлу границы сплавления.

Для более надежного конструктивного решения опирания траверсы на подкрановую ветвь нижней части колонны, в стенке этой ветви делают прорезь, в которую пропускается стенка траверсы. Швы крепления стенки траверсы к стенке двутавра, в прорезь которой она пропущена (Ш2 - рисунок 5), рассчитываются на максимальную опорную реакцию траверсы от совместного действия наибольших усилий, передаваемых верхней частью колонны и подкрановой балкой

$$N_{u3} = V_{\max} = \left[\max \left(\frac{|N| \cdot h_e}{2 \cdot h_n} + \frac{|M|}{h_n} \right) \right] + 0,9 D_{\max} \quad (4.6)$$

Длина швов Ш2 определяется по формуле (4.5) с подстановкой N_{u3} вместо усилия N_{u2} .

Высота стенки траверсы также должна удовлетворять условию прочности на срез стенки подкрановой ветви нижней части колонны:

$$\frac{V_{\max}}{2 \cdot t_{w,2} \cdot h_{wt}} \leq R_s \cdot \gamma_c \quad (4.7)$$

Если условие (4.7) не выполняется, то следует увеличить высоту стенки траверсы h_{wt} , скорректировав при этом шаг узлов соединительной решетки.

Окончательную проверку на прочность траверсы по касательным напряжениям выполняют по формуле:

$$\tau_{\max} = \frac{Q_t}{t_{wt} \cdot h_{wt}} \leq R_s \cdot \gamma_c \quad (4.8)$$

где Q_t - поперечная сила на правой опоре траверсы (у подкрановой ветви), определяемая по формуле

$$Q_t = \frac{|N| \cdot h_e}{2h_n} + \frac{|M|}{h_n} + \frac{k \cdot 0.9 D_{\max}}{2}, \quad (4.9)$$

где $k = 1,2$ - коэффициент, учитывающий неравномерность передачи давления кранов D_{\max} из-за перекосов торцов опорных диафрагм подкрановых балок.

Если условие (4.8) не выполняется, то следует увеличить толщину стенки подкрановой траверсы, согласовав принятое значение с выборкой из сортамента на толстолистовую сталь.

4.2 Проектирование базы колонны

4.2.1 Расчет плиты базы внецентренно-сжатой колонны

Базу ступенчатой колонны со сквозной конструкцией нижней части следует выполнить раздельной. В этом случае плита каждой части проектируется как в центрально-сжатой колонне. Расчетными сочетаниями нагрузок при проектировании базы каждой ветви являются те, при которых в нижнем расчетном (опорном) сечении колонны создаются наибольшие продольные силы. Расчетные усилия в ветвях N_{e1} и N_{e2} определяются по формулам (3.4) и (3.5) с подстановкой в них указанных значений продольных сил и моментов: $N_{11} = N_{1,\max}$ - наибольшая продольная сила в подкрановой ветви, $M_{11} = M_{\text{соотв.,1}}$ - изгибающий момент при том же сочетании нагрузок, $N_{12} = N_{2,\max}$ - наибольшая продольная сила в шатровой ветви, $M_{12} = M_{\text{соотв.,2}}$ - изгибающий момент при том же сочетании нагрузок.

В соответствии с принятым или заданным классом бетона фундамента определяется ориентировочное значение расчетного сопротивления смятию бетона фундамента

$$R_{b,loc} = 1.2R_b, \quad (4.10)$$

где R_b - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (таблица 1), кН/см^2 .

Требуемая площадь плиты базы подкрановой ветви нижней части колонны

$$A_{nl,1} = \frac{N_{e1}}{R_{b,loc}}, \quad (4.11)$$

шатровой ветви

$$A_{nl,2} = \frac{N_{e2}}{R_{b,loc}}. \quad (4.12)$$

Таблица 1 - Расчетные сопротивления осевому сжатию бетона

Класс бетона	Расчетные сопротивления для классов бетона								
	3,5	5	7,5	10	12,5	15	20	25	30
R _b , кН/см ²	0,21	0,28	0,45	0,60	0,75	0,85	1,15	1,45	1,70

Далее уточняются размеры плит с учетом размещения траверс и ширины консольных свесов плит не менее 4 см. Для того, чтобы анкерные болты шатровой ветви были нагружены равномерно, траверсы шатровой ветви должны быть размещены симметрично относительно центра тяжести ветви (рисунок 6). С этой целью к стенке шатровой ветви снаружи соосно полкам швеллера привариваются дополнительные ребра – вставки из листа такой же толщины, что и траверсы. Размеры верхнего обреза монолитного железобетонного фундамента под колонну предварительно принимаются на 300÷400 мм больше соответствующих размеров плиты базы. Окончательно размеры верхнего обреза можно определить только после расчета анкерных болтов. Уточненное расчетное сопротивление бетона фундамента смятию под каждой плитой

$$R_{b,loc} = R_b \cdot \sqrt[3]{\frac{A_\phi}{A_{nl}}}. \quad (4.13)$$

Среднее напряжение в бетоне фундамента под плитой ветви σ_ϕ должно удовлетворять условию:

$$\sigma_\phi = \frac{N_e}{A_{nl}} \leq R_{b,loc}. \quad (4.14)$$

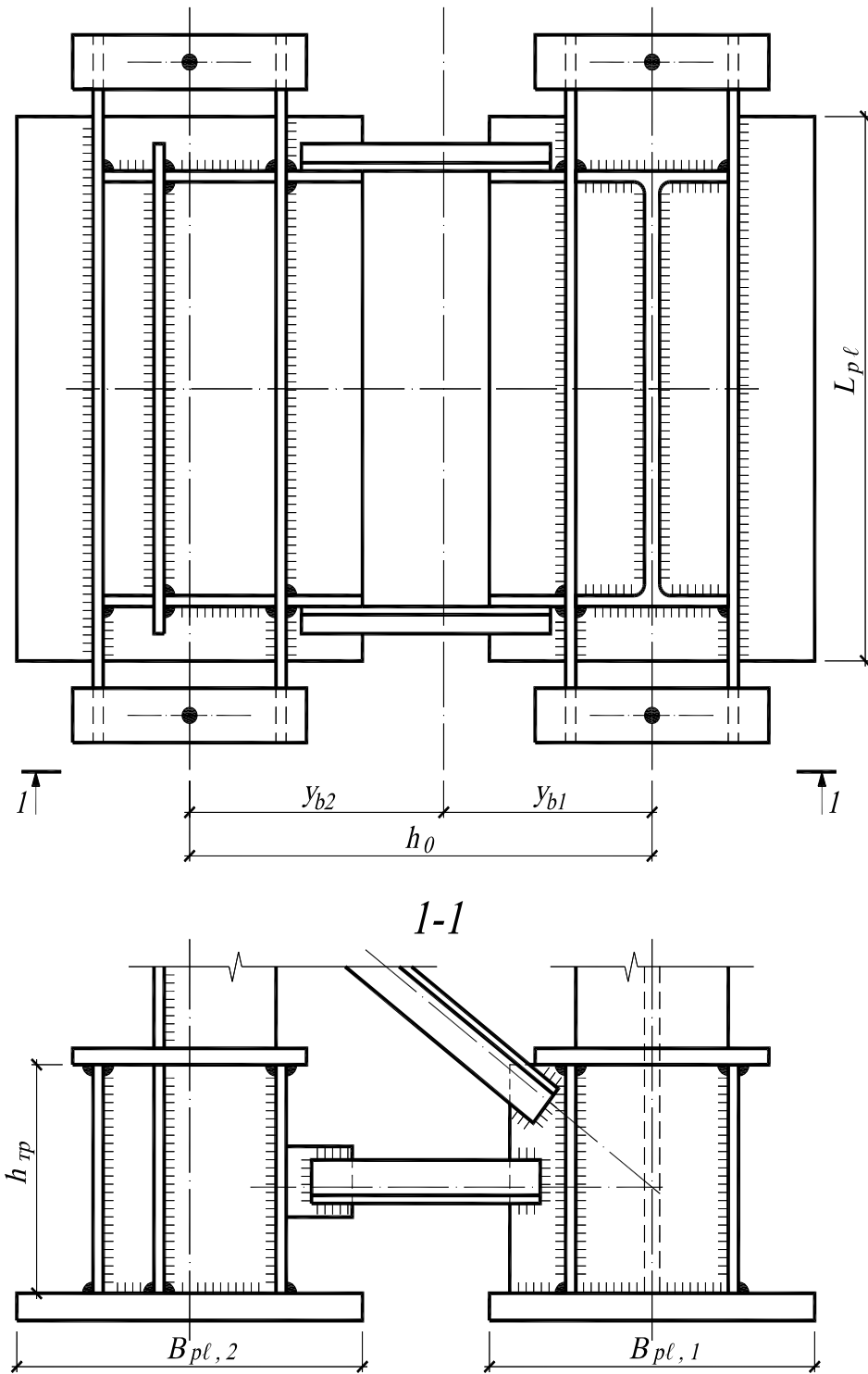


Рисунок 6 – База колонны

Если условие не выполняется, то следует либо принять бетон более высокого класса, либо увеличить размеры плиты.

Толщина плиты определяется из условия прочности на изгиб отдельных участков с различными условиями опирания. Рассматриваются участки, расположенные между опирающимися на нее элементами ветвей и траверсами. Каждый из таких участков может быть рассмотрен как пластинка, опертая по краям (кантам). Максимальные моменты в полосках плиты единичной ширины определяются по формуле:

$$M = \sigma_{\phi} \cdot \alpha \cdot a^2, \quad (4.15)$$

где α - коэффициент, зависящий от количества кантов опирания и соотношения сторон участков,

a - характерный размер участка в зависимости от количества кантов опирания, см.

На рисунке 7 участки плиты базы с разными условиями опирания пронумерованы. Для консольного участка (участок 2) в формуле (4.15) a – вылет консоли, а коэффициент $\alpha = 0,5$. Для участков с опиранием на три канта (участок 3) a – длина свободной от закреплений стороны участка, b – длина закрепленной стороны. Для участков с опиранием на четыре канта (участок 1) a – меньшая из сторон участка, b – большая из сторон. Коэффициент α для различных участков определяется по таблице 2. Участок с опиранием на три канта (участок 3) при соотношении сторон $b/a < 0,5$ считается консольным с опиранием по большей стороне (в формулу (4.15) подставляется размер b участка, а коэффициент $\alpha = 0,5$).

Толщина траверсы может быть предварительно принята равной $10 \div 12$ мм. Толщина плиты базы определяется по формуле:

$$t = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}}, \quad (4.16)$$

где R_y - расчетное сопротивление стали плиты по пределу текучести (толщина плиты обычно составляет от 20 до 50 мм), кН/см^2 ,

M_{\max} – наибольший из изгибающих моментов на участках плиты базы ветви, кНсм ,

γ_c - коэффициент условия работы опорной плиты, определяемый в зависимости от ее толщины: согласно СНиП[1] $\gamma_c = 1,2$ при толщине до 40 мм и $\gamma_c = 1,15$ при толщине свыше 40 и до 60 мм.

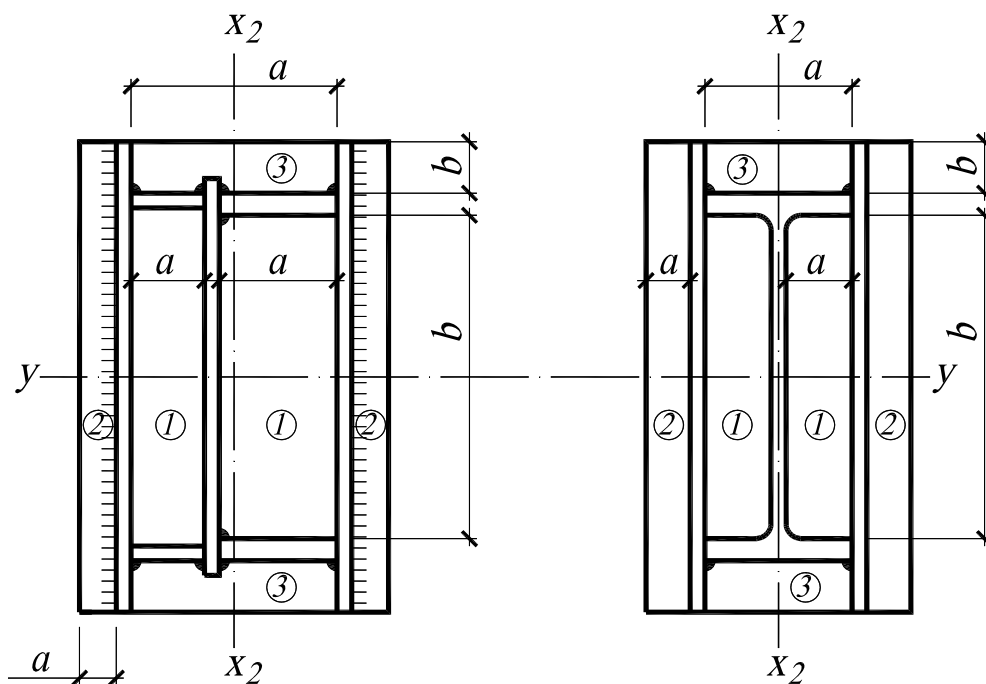


Рисунок 7 – К определению типа участков плиты базы колонны

Таблица 2 – Коэффициенты α для определения изгибающих моментов в плите

b/a	α для участков 3 (опирание на три канта)	α для участков 1 (опирание на четыре канта)
0,5	0,060	-
0,6	0,074	-
0,7	0,088	-
0,8	0,097	-
0,9	0,107	-
1,0	0,112	0,048
1,2	0,120	0,063
1,3	0,123	0,069
1,4	0,126	0,075
1,5	0,128	0,081
1,6	0,129	0,086
1,7	0,130	0,091
1,8	0,131	0,094
1,9	0,132	0,098
2,0	0,133	0,125

Заметим, что в формуле (4.16) в знаменателе подкоренного выражения опущена ширина полоски, на которой действует изгибающий момент M_{\max} , равная единице и имеющая размерность длины.

4.2.2 Расчет траверс базы ветви колонны

Высота траверсы h_{tr} определяется из условия прочности угловых сварных швов, прикрепляющих траверсу к стержню колонны:

$$h_{tr} \geq \frac{N_e}{4 \cdot k_f (\beta \cdot \gamma \cdot R_w)_{\min}} + 10 \text{ мм} \quad (4.17)$$

и должна также удовлетворять условиям: $h_{tr} \geq 0,6h_{e1(2)}$ и $h_{tr} \geq 200 \text{ мм}$. Следует иметь в виду, что швы крепления траверсы к стержню колонны являются фланговыми, поэтому их длина не должна быть больше $85 \beta_f \cdot k_f$.

Швы крепления траверсы к опорной плите проверяются на срез от действия продольной силы N_e . В расчет принимается суммарная длина швов, прикрепляющих траверсу к плите за вычетом концевых участков длиной 10 мм каждого шва

$$N_e \leq k_f \sum l_w (\beta \cdot \gamma \cdot R)_{\min} \cdot \quad (4.18)$$

Траверса базы ветви колонны рассчитывается как консоль балки на изгиб и срез от действия отпора фундамента. Равномерно распределенная нагрузка на траверсу (рисунок 8) определяется по формуле:

$$q_{tr} = \sigma_{\phi} \cdot b_{pl,f}, \quad (4.19)$$

где $b_{pl,f}$ - ширина грузовой площади этой нагрузки, определяемая как сумма трех величин: вылета консоли участка 2 (l_k), толщины траверсы (t_{tr}), и половины ширины участка 1 (рисунок 7).

Расчетный изгибающий момент для расчета траверсы на прочность

$$M_{tr} = \frac{q_f \cdot l_k^2}{2}. \quad (4.20)$$

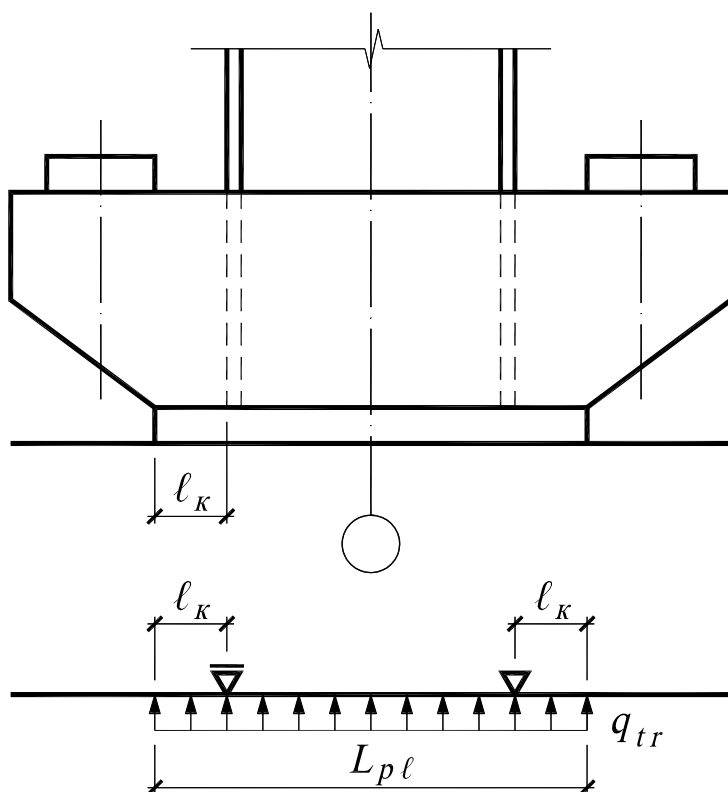


Рисунок 8 – К расчету траверсы базы

Требуемый момент сопротивления траверсы

$$W_{tr} = \frac{t_{tr} \cdot h_{tr}^2}{6} = \frac{M_{tr}}{R_y}, \quad (4.21)$$

откуда толщина траверсы

$$t_{tr} \geq \frac{6M_{tr}}{h_{tr}^2 \cdot R_y}. \quad (4.22)$$

Для проверки траверсы на срез нужно определить наибольшее значение поперечной силы

$$Q_{tr} = q_f \left(\frac{H_{pl}}{2} - l_k \right). \quad (4.23)$$

Условие прочности траверсы на срез:

$$\frac{Q_{tr}}{t_{tr} \cdot h_{tr}} \leq R_s. \quad (4.24)$$

Если условие не выполняется, то высота или толщина траверсы должна быть увеличена.

4.2.3 Расчет анкерных болтов и анкерных плиток базы ветви колонны

Особенностью базы сквозной внецентренно-сжатой колонны является то, что при неблагоприятном сочетании нагрузок в одной из ее ветвей возможно появление растягивающего усилия, которое воспринимается анкерными болтами. Для расчета анкерных болтов составляется специальная комбинация усилий, включающая минимальное продольное усилие (N_{\min}) и изгибающий момент, растягивающий болты соответствующей ветви. Обычно для составления такой комбинации в расчет включаются постоянные нагрузки с пониженным нормативным значением ($\frac{q_n}{\gamma_f}$ или $\frac{F_n}{\gamma_f}$) и расчетные ветровые нагрузки. Количество анкерных болтов обычно принимается минимальным ($n_b = 2$). Анкерные болты располагаются по оси ветви (ось x на рисунке 6). Расчетное усилие в системе анкерных болтов ветви

$$F_a = \frac{M - N_{\min} \cdot (h_0 - y_e)}{h_0}, \quad (4.25)$$

где N_{\min} - наименьшее значение продольной силы в опорном сечении колонны, кН,

M - соответствующее N_{\min} значение изгибающего момента, растягивающего ветвь, кНм,

y_e - расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести растягиваемой ветви (рисунок 6), см.

Требуемая расчетная площадь сечения анкерных болтов по внутреннему диаметру резьбы определяется по формуле:

$$A_{bn} = \frac{F_a}{n_b \cdot R_{bf}}, \quad (4.26)$$

где A_{bn} - суммарная расчетная площадь болтов, кН/см^2

n_b - количество анкерных болтов, воспринимающих растягивающие усилия в ветви,

R_{bf} - расчетное сопротивление материала анкерных болтов растяжению (выборка из таблицы СНиП[1] приведена в таблице 3), кН/см^2 .

Таблица 3 – Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Диаметр болтов d_{bf} , мм	Расчетные сопротивления R_{bf} , МПа болтов из стали марок		
	ВСт3кп2 по ГОСТ 535-2005	09Г2С по ГОСТ 19281-89	10Г2С1 по ГОСТ 19281-89
12,16,20	185	235	240
24,30	185	230	235
36,42,58,56	185	225	225

Анкерные болты закрепляют на специальных анкерных плитках, которые опираются на траверсы. Расчетная схема плитки – балка на двух опорах, нагруженная сосредоточенной силой в середине пролета, если база ветви крепится к фундаменту двумя болтами, или двумя сосредоточенными силами, если база ветви крепится четырьмя болтами. Максимальное усилие N_a , передаваемое анкерным болтом на плитку, принимается равным

$$N_a = R_{bf} \cdot A_{bn} \quad (4.27)$$

Изгибающий момент в расчетном сечении плитки, ослабленном отверстием (диаметр отверстия d_{of} принимается на 3-5 мм больше диаметра болта) при расположении одного болта на плитке:

$$M = \frac{N_a \cdot b_s}{4}, \quad (4.28)$$

при расположении двух болтов на плитке:

$$M = N_a \cdot x_a, \quad (4.29)$$

где x_a – расстояние от траверсы до оси ближайшего болта.

Требуемый момент сопротивления ослабленного сечения анкерной плитки

$$W_0 = \frac{(b_{ap} - d_{of}) \cdot t_{ap}^2}{6} \geq \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (4.30)$$

где b_{ap} - ширина плитки, назначаемая исходя из минимального расстояния от центра отверстия до края элемента по СНиП ($b_{ap} \geq 3d_{of}$),

откуда требуемая толщина анкерной плитки:

$$t_{ap} = \sqrt{\frac{6W_0}{b_{ap} - d_{of}}} = \sqrt{\frac{3W_0}{d_{of}}}. \quad (4.31)$$

Список использованных источников

1. СНиП II-23.81. Нормы проектирования. Стальные конструкции. М. : ГУП ЦПП, 2002. – 90 с.
2. Металлические конструкции / Ю.И.Кудишин [и др.]. М.: Издательский центр «Академия», 2007. – 688с.

Приложение А
(справочное)

Таблица А.1- Коэффициенты расчетной длины нижней части ступенчатой колонны с верхним свободным концом

α_1	Коэффициенты μ_1 при n																			
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	5.0	10.0	20.0
0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
0.2	2.0	2.01	2.02	2.03	2.04	2.05	2.06	2.06	2.07	2.08	2.09	2.10	2.12	2.14	2.15	2.17	2.21	2.40	2.76	3.38
0.4	2.0	2,04	2,08	2,11	2,13	2,18	2,21	2,25	2,28	2,32	2,35	2,42	2,48	2,54	2.60	2.66	2.80	-	-	-
0.6	2.0	2,11	2,20	2,28	2,36	2,44	2,52	2,59	2,66	2,73	2,80	2,93	3,05	3,17	3.28	3.39	-	-	-	-
0.8	2.0	2,25	2,42	2,56	2,70	2,83	2,96	3,07	3,17	3,27	3,36	3,55	3,74	-	-	-	-	-	-	-
1.0	2.0	2,50	2,73	2,94	3,13	3,29	3,44	3,59	3,74	3,87	4,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.5	3,0	3,43	3,77	4,07	4,35	4,61	4,86	5,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2.0	4,0	4,44	4,90	5,29	5,67	6,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2.5	5,0	5,55	6,08	6,56	7,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3.0	6,0	6,65	7,25	7,82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Таблица А.2 – Коэффициенты влияния формы сечения

A_f/A_w	Значения η при		
	$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$
	$0,1 \leq m \leq 5$	$5 \leq m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 20$
0,25	$(1,45 - 0,05m) - 0,01(5 - m) \bar{\lambda}$	1,2	1,2
0,5	$(1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m) \bar{\lambda}$	1,25	1,25
$\geq 1,0$	$(1,90 - 0,1m) - 0,02(6 - m) \bar{\lambda} > 5$	$1,4 - 0,02 \bar{\lambda}$	1,3

Таблица А.3 – Коэффициенты продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Гибкость λ	Коэффициенты φ для элементов из стали с расчетным сопротивлением R_y , МПа					
	200	240	280	320	360	400
10	0,988	0,987	0,985	0,984	0,983	0,982
20	0,967	0,962	0,959	0,955	0,952	0,949
30	0,939	0,931	0,924	0,917	0,911	0,905
40	0,906	0,894	0,883	0,873	0,863	0,854
50	0,869	0,852	0,836	0,822	0,809	0,796
60	0,827	0,805	0,785	0,766	0,749	0,721
70	0,782	0,754	0,724	0,687	0,654	0,623
80	0,734	0,686	0,641	0,602	0,566	0,532
90	0,685	0,612	0,565	0,522	0,483	0,447
100	0,599	0,542	0,493	0,448	0,408	0,369
110	0,537	0,478	0,427	0,381	0,338	0,306
120	0,479	0,419	0,366	0,321	0,287	0,260

Таблица А.4 – Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно-сжатых сплошностенчатых стержней в плоскости изгиба

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Коэффициенты φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}											
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5
0,5	0,967	0,922	0,850	0,782	0,722	0,669	0,620	0,577	0,538	0,469	0,417	0,370
1,0	0,925	0,854	0,778	0,711	0,653	0,600	0,563	0,520	0,484	0,427	0,382	0,341
1,5	0,875	0,804	0,716	0,647	0,593	0,548	0,507	0,470	0,439	0,388	0,347	0,312
2,0	0,813	0,742	0,653	0,587	0,536	0,496	0,457	0,425	0,397	0,352	0,315	0,286
2,5	0,742	0,672	0,587	0,526	0,480	0,442	0,410	0,383	0,357	0,317	0,287	0,262
3,0	0,667	0,597	0,520	0,465	0,425	0,395	0,365	0,342	0,320	0,287	0,260	0,238
3,5	0,587	0,522	0,455	0,408	0,375	0,350	0,325	0,303	0,287	0,258	0,233	0,216
4,0	0,505	0,447	0,394	0,356	0,330	0,309	0,289	0,270	0,256	0,232	0,212	0,197
4,5	0,418	0,382	0,342	0,310	0,288	0,272	0,257	0,242	0,229	0,208	0,192	0,178
5,0	0,354	0,326	0,295	0,273	0,253	0,239	0,225	0,215	0,205	0,188	0,175	0,162
5,5	0,302	0,280	0,256	0,240	0,224	0,212	0,200	0,192	0,184	0,170	0,158	0,148
6,0	0,258	0,244	0,223	0,210	0,198	0,190	0,178	0,172	0,166	0,153	0,145	0,137
6,5	0,223	0,213	0,196	0,185	0,176	0,170	0,160	0,155	0,149	0,140	0,132	0,125
7,0	0,194	0,186	0,173	0,163	0,157	0,152	0,145	0,141	0,136	0,127	0,121	0,115
8,0	0,152	0,146	0,138	0,133	0,128	0,121	0,117	0,115	0,113	0,106	0,100	0,095
9,0	0,122	0,117	0,112	0,107	0,103	0,100	0,098	0,096	0,093	0,088	0,085	0,082
10,0	0,100	0,097	0,093	0,091	0,090	0,085	0,081	0,080	0,079	0,075	0,072	0,070
11,0	0,083	0,079	0,077	0,076	0,075	0,073	0,071	0,069	0,068	0,063	0,062	0,061
12,0	0,069	0,067	0,064	0,063	0,062	0,060	0,059	0,059	0,058	0,055	0,054	0,053
13,0	0,062	0,061	0,054	0,053	0,052	0,051	0,051	0,050	0,049	0,049	0,048	0,048
14,0	0,052	0,049	0,049	0,048	0,048	0,047	0,047	0,046	0,045	0,044	0,043	0,043

Продолжение таблицы А.4

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Коэффициенты φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}											
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7	8	9	10	12	14
0,5	0,337	0,307	0,280	0,260	0,237	0,222	0,210	0,183	0,164	0,150	0,125	0,106
1,0	0,307	0,283	0,259	0,240	0,225	0,209	0,196	0,175	0,157	0,142	0,121	0,103
1,5	0,283	0,262	0,240	0,223	0,207	0,195	0,182	0,163	0,148	0,134	0,114	0,099
2,0	0,260	0,240	0,222	0,206	0,193	0,182	0,170	0,153	0,138	0,125	0,107	0,094
2,5	0,238	0,220	0,204	0,190	0,178	0,168	0,158	0,144	0,130	0,118	0,101	0,090
3,0	0,217	0,202	0,187	0,175	0,166	0,156	0,147	0,135	0,123	0,112	0,097	0,086
3,5	0,198	0,183	0,172	0,162	0,153	0,145	0,137	0,125	0,115	0,106	0,092	0,082
4,0	0,181	0,168	0,158	0,149	0,140	0,135	0,127	0,118	0,108	0,098	0,088	0,078
4,5	0,165	0,155	0,146	0,137	0,130	0,125	0,118	0,110	0,101	0,093	0,083	0,075
5,0	0,150	0,143	0,135	0,126	0,120	0,117	0,111	0,103	0,095	0,088	0,079	0,072
5,5	0,138	0,132	0,124	0,117	0,112	0,108	0,104	0,095	0,089	0,084	0,075	0,069
6,0	0,128	0,120	0,115	0,109	0,104	0,100	0,096	0,089	0,084	0,079	0,072	0,066
6,5	0,117	0,112	0,106	0,101	0,097	0,094	0,089	0,083	0,080	0,074	0,068	0,062
7,0	0,108	0,102	0,098	0,094	0,091	0,087	0,083	0,078	0,074	0,070	0,064	0,059
8,0	0,091	0,087	0,083	0,081	0,078	0,076	0,074	0,068	0,065	0,062	0,057	0,053
9,0	0,079	0,075	0,072	0,069	0,066	0,065	0,064	0,061	0,058	0,055	0,051	0,048
10,0	0,069	0,065	0,062	0,060	0,059	0,058	0,057	0,055	0,052	0,049	0,046	0,043
11,0	0,060	0,057	0,055	0,053	0,052	0,051	0,050	0,048	0,046	0,044	0,040	0,038
12,0	0,052	0,051	0,050	0,049	0,048	0,047	0,046	0,044	0,042	0,040	0,037	0,035
13,0	0,047	0,045	0,044	0,043	0,042	0,041	0,041	0,039	0,038	0,037	0,035	0,033
14,0	0,042	0,041	0,040	0,040	0,039	0,039	0,038	0,037	0,036	0,036	0,034	0,032

Таблица А.5 - Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно-сжатых сквозных стержней в плоскости изгиба

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$	Коэффициенты φ_e при относительном эксцентриситете m											
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5
0,5	0,908	0,800	0,666	0,571	0,500	0,444	0,400	0,364	0,333	0,286	0,250	0,222
1,0	0,872	0,762	0,640	0,553	0,483	0,431	0,387	0,351	0,328	0,280	0,243	0,218
1,5	0,830	0,727	0,600	0,517	0,454	0,407	0,367	0,336	0,311	0,271	0,240	0,211
2,0	0,774	0,673	0,556	0,479	0,423	0,381	0,346	0,318	0,293	0,255	0,228	0,202
2,5	0,708	0,608	0,507	0,439	0,391	0,354	0,322	0,297	0,274	0,238	0,215	0,192
3,0	0,637	0,545	0,455	0,399	0,356	0,324	0,296	0,275	0,255	0,222	0,201	0,182
3,5	0,562	0,480	0,402	0,355	0,320	0,294	0,270	0,251	0,235	0,206	0,187	0,170
4,0	0,484	0,422	0,357	0,317	0,288	0,264	0,246	0,228	0,215	0,191	0,173	0,160
4,5	0,415	0,365	0,315	0,281	0,258	0,237	0,223	0,207	0,196	0,176	0,160	0,149
5,0	0,350	0,315	0,277	0,250	0,230	0,212	0,201	0,186	0,178	0,161	0,149	0,138
5,5	0,300	0,273	0,245	0,223	0,203	0,192	0,182	0,172	0,163	0,147	0,137	0,128
6,0	0,255	0,237	0,216	0,198	0,183	0,174	0,165	0,156	0,149	0,135	0,126	0,119
6,5	0,221	0,208	0,190	0,178	0,165	0,157	0,149	0,142	0,137	0,124	0,117	0,109
7,0	0,192	0,184	0,168	0,160	0,150	0,141	0,135	0,130	0,125	0,114	0,108	0,101
8,0	0,148	0,142	0,136	0,130	0,123	0,118	0,113	0,108	0,105	0,097	0,091	0,085
9,0	0,117	0,114	0,110	0,107	0,102	0,098	0,094	0,090	0,087	0,082	0,079	0,075
10,0	0,097	0,094	0,091	0,090	0,087	0,084	0,080	0,076	0,073	0,070	0,067	0,064
11,0	0,082	0,078	0,077	0,076	0,073	0,071	0,068	0,066	0,064	0,060	0,058	0,056
12,0	0,068	0,066	0,064	0,063	0,061	0,060	0,058	0,057	0,056	0,054	0,053	0,050
13,0	0,060	0,059	0,054	0,053	0,052	0,051	0,050	0,049	0,049	0,048	0,047	0,046
14,0	0,050	0,049	0,048	0,047	0,046	0,046	0,045	0,044	0,043	0,043	0,042	0,042

Продолжение таблицы А.5

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$	Коэффициенты φ_e при относительном эксцентриситете m											
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7	8	9	10	12	14
0,5	0,200	0,182	0,167	0,154	0,143	0,133	0,125	0,111	0,100	0,091	0,077	0,67
1,0	0,197	0,180	0,165	0,151	0,142	0,131	0,121	0,109	0,098	0,090	0,077	0,066
1,5	0,190	0,178	0,163	0,149	0,137	0,128	0,119	0,108	0,096	0,088	0,077	0,065
2,0	0,183	0,170	0,156	0,143	0,132	0,125	0,117	0,106	0,095	0,086	0,076	0,064
2,5	0,175	0,162	0,148	0,136	0,127	0,120	0,113	0,103	0,093	0,083	0,074	0,062
3,0	0,165	0,153	0,138	0,130	0,121	0,116	0,110	0,100	0,091	0,081	0,071	0,061
3,5	0,155	0,143	0,130	0,123	0,115	0,110	0,106	0,096	0,088	0,078	0,069	0,059
4,0	0,145	0,133	0,124	0,118	0,110	0,105	0,100	0,093	0,084	0,076	0,067	0,057
4,5	0,136	0,124	0,116	0,110	0,105	0,100	0,096	0,089	0,079	0,073	0,065	0,055
5,0	0,127	0,117	0,108	0,104	0,100	0,095	0,092	0,086	0,076	0,071	0,062	0,054
5,5	0,118	0,110	0,102	0,098	0,095	0,091	0,087	0,081	0,074	0,068	0,059	0,052
6,0	0,109	0,103	0,097	0,093	0,090	0,085	0,083	0,077	0,070	0,065	0,056	0,051
6,5	0,102	0,097	0,092	0,088	0,085	0,080	0,077	0,072	0,066	0,061	0,054	0,050
7,0	0,095	0,091	0,087	0,083	0,079	0,076	0,074	0,068	0,063	0,058	0,051	0,047
8,0	0,082	0,079	0,077	0,073	0,070	0,067	0,065	0,060	0,055	0,052	0,048	0,044
9,0	0,072	0,069	0,067	0,064	0,062	0,059	0,056	0,053	0,050	0,048	0,045	0,042
10,0	0,062	0,060	0,058	0,056	0,054	0,052	0,050	0,047	0,045	0,043	0,041	0,038
11,0	0,054	0,053	0,052	0,050	0,048	0,046	0,044	0,043	0,042	0,041	0,038	0,035
12,0	0,049	0,048	0,047	0,045	0,043	0,042	0,040	0,039	0,038	0,037	0,034	0,032
13,0	0,045	0,044	0,044	0,042	0,041	0,040	0,038	0,037	0,036	0,035	0,032	0,030
14,0	0,041	0,041	0,040	0,039	0,039	0,038	0,037	0,036	0,035	0,034	0,031	0,029