

Министерство образования Российской Федерации
Казанская государственная архитектурно-строительная
академия

Кафедра металлических конструкций и
испытания сооружений

БАЛОЧНАЯ КЛЕТКА

Методические указания к курсовой работе
по металлическим конструкциям
для специальности 290300

Казань 2001

Составитель: В.С.Агафонкин
УДК 624.014(075.8)

Методические указания к курсовой работе по металлическим конструкциям для специальности 290300: "Балочная клетка"

Составитель: В.С.Агафонкин. КГАСА, 2001г. v. 48с

Библиография: 9 наименований

Рецензент: Ф.Х.Ахметзянов – доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций Казанской государственной архитектурно-строительной академии

© Казанская государственная архитектурно-строительная академия, 2001г.

ВВЕДЕНИЕ

Разработка студентами проекта балочной клетки имеет своей целью закрепить теоретические знания по соответствующему разделу курса и дать необходимые навыки в расчёте и конструировании металлических конструкций.

По характеру рассматриваемых и решаемых задач курсовая работа разделена на две основные части: расчётную и графическую. В расчётной части выбирается вариант балочной клетки, выполняются расчёты настила, балок настила, вспомогательных балок, производится анализ и выбор наиболее экономичного решения балочной клетки. Затем выполняется расчёт конструктивных элементов принятого варианта балочной клетки, деталей и узлов.

В графической части составляются чертежи балочной клетки в стадии КМ и КМД. В этой части разрабатываются: монтажная схема балочной клетки с маркировкой всех элементов, чертежи отправочных марок главной и вспомогательной балок, колонны, а также узлов сопряжения конструкций. Составляется спецификация стали и таблица отправочных марок.

Исходные данные задания на проектирование определяются по таблице 1 в соответствии с шифром, устанавливаемым по последней и предпоследней цифрам номера зачетной книжки студента согласно таблице 2.

Таблица 1

	Продольный шаг колонн L , м	Поперечный шаг колонн l , м	Нормативная полезная нагрузка, кг/м^2	Марка стали	Высота колонн, м
	1	2	3	4	5
1	14	5	1800	C 245	6.5
2	16	6	1600	C 255	7
3	18	7	1400	C 275	7.5
4	--	8	--	--	8

Таблица 2

Посл. цифра	Предпоследняя цифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	11111	21112	31113	12114	22111	32112	13113	23114	33111	14112
2	24113	34114	11211	21212	31213	12214	22211	32212	13213	23214
3	33212	14213	24214	34211	11313	31314	31311	12312	22313	32314
4	13311	23312	33313	14314	24311	34312	11123	21124	31121	12123
5	22124	32121	13122	23123	33124	14121	24122	34123	11224	21221
6	31222	12223	22224	32223	13221	23222	33223	14224	24221	34222
7	11323	21324	31321	12322	22323	32324	13322	23321	33322	14323
8	24324	34321	11132	21133	31134	12133	22132	32131	13133	23134
9	33131	14132	24133	34134	11231	21232	31233	12234	22232	32233
0	13231	23232	33233	14234	21331	31332	22333	32334	13331	23332

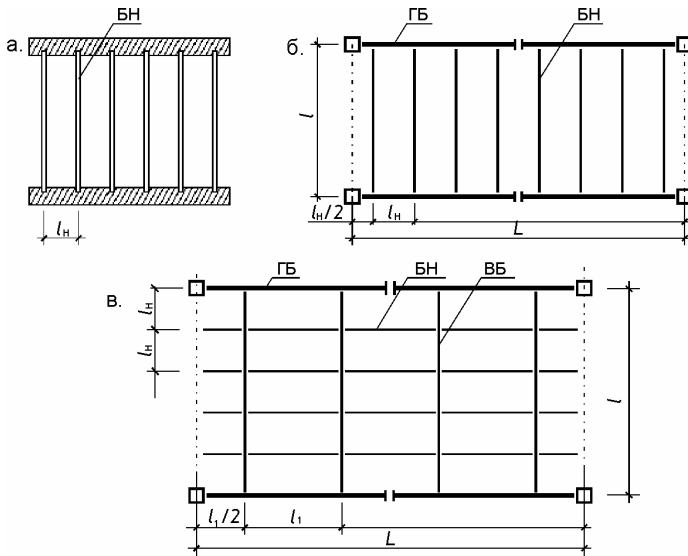


Рис.1. Типы балочных клеток: а) упрощенный; б) нормальный; в) усложненный

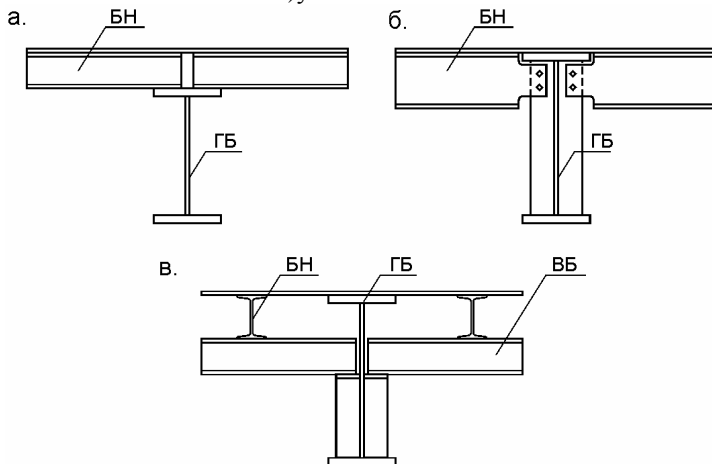


Рис.2. Сопряжения балок: а) этажное; б) в одном уровне; в) пониженное

1. КОМПОНОВКА БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

Система несущих балок, образующих конструкцию перекрытия, называется балочной клеткой. Балочные клетки подразделяют на три основных типа; упрощенный, нормальный и усложненный (рис.1). Упрощенный тип балочной клетки состоит из балок настила, непосредственно опирающихся на поддерживающие конструкции (стены). В нормальной балочной клетке балки настила опираются на главные балки, которые устанавливаются на поддерживающие конструкции (колонны) в направлении большего пролета. В усложненную балочную клетку по сравнению с нормальной вводят вспомогательные балки, передающие нагрузку с балок настила на главные балки. Выбор типа балочной клетки тесно связан с вопросом сопряжения балок между собой, которое может быть этажным, в одном уровне и пониженным (рис.2).

Основные размеры балочной клетки в плане и по высоте устанавливаются заданием на проектирование балочной клетки.

Шаг настила зависит от несущей способности настила и назначается в пределах 0,6 – 1,6 м при стальном настиле. Шаг вспомогательных балок назначается от 2 до 5 м. Для упрощения узлов сопряжения балки настила не следует размещать в местах опирания главных балок на колонны и в монтажных стыках, которые располагаются в середине главных балок. Поэтому рекомендуется устанавливать четное количество балок настила в нормальном типе балочной клетки и вспомогательных балок в усложненной балочной клетке.

Для выбора оптимальной компоновочной схемы балочной клетки в курсовой работе следует рассматривать два варианта, один из которых нормальный, а другой - усложненный тип балочной клетки. После компоновки выполняется расчет настила, балок настила и вспомогательных балок обоих вариантов балочной клетки, а затем принимается для дальнейшей разработки наиболее экономичный вариант.

2. РАСЧЕТ НЕСУЩЕГО НАСТИЛА

В качестве настила чаще всего применяют стальные листы. Стальной настил крепится к балкам с помощью сварки (рис.3) и рассчитывается на прочность и жесткость [1].

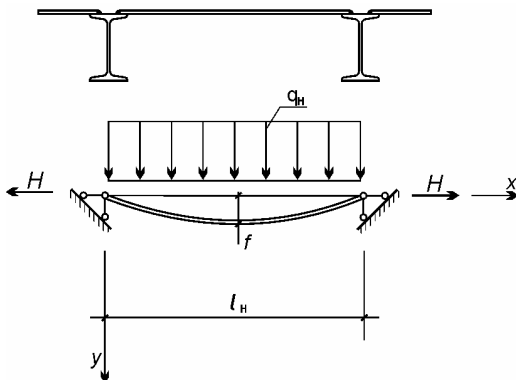


Рис.3. Стальной настил

Стальной настил рассчитывается для двух вариантов балочной клетки. Из расчета на жесткость определяется отношение пролета настила к его толщине по формуле

$$\frac{l_H}{t_H} = \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 p^H} \right), \quad (2.1)$$

где l_H – пролет настила; t_H – толщина настила;

$$n_0 = \left[\frac{l_H}{f} \right] = 120 n p l_H \leq 1 м ;$$

$$n_0 = 150 n p l_H = 3 м .$$

(Промежуточные значения определяются линейной интерполяцией).

$$E_1 = 2.26 * 10^4 \text{ кН/см}^2 ,$$

p^H – нормативная длительная нагрузка на настил, которая равняется полезной нагрузке по заданию.

Толщину настила следует принимать по сортаменту на листовую сталь.

Растягивающее усилие в настиле, по которому рассчитываются сварные швы, крепящие настил к балкам,

находят по формуле

$$H = g_f \frac{P^2}{4} [f/l_H]^2 E_1 t_H, \quad (2.2)$$

где g_f – коэффициент надежности по полезной нагрузке, определяемый по [3] ($g_f = 1, 2$);

$[f/l_H]$ – предельный прогиб [4], равный $1/120$ при $l_H \leq 1\text{м}$, $1/150$ при $l_H \leq 3\text{м}$ (промежуточные значения по интерполяции).

Расчетную толщину углового шва, прикрепляющего настил к балкам, находят по формулам и принимают наибольшую:

$$k_f = \frac{H}{b_f R_{wf} g_{wf} g_c}, \text{ или } k_z = \frac{H}{b_z R_{wz} g_{wz} g_c},$$

b_f, b_z – коэффициенты, учитывающие глубину проплавления шва [2] (при ручной сварке $b_f = 0,7, b_z = 1,0$).

R_{wf}, R_{wz} – расчетные сопротивления угловых сварных швов, определяемые по СНиП [2], таблицы 3 и 56.

g_c, g_{wf}, g_{wz} – коэффициенты условий работы [2], п. 4*, 11.2*.

Катеты угловых швов следует принимать с учетом конструктивных требований СНиП [2], п. 12.8.

3. РАСЧЕТ БАЛОК НАСТИЛА И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ БАЛОК

Балки настила и вспомогательные балки проектируют из прокатных двутавров или швеллеров [1]. Балки настила рассчитывают для 1-го и 2-го вариантов, а вспомогательные балки рассчитывают только для усложненного варианта балочной клетки.

Расчет балок начинают с определения нагрузок. Погонная нормативная нагрузка на балку настила определяется по формуле:

$$q^H = (p^H + g^H) l_H. \quad (3.1)$$

Расчетная погонная нагрузка на балку настила определяется по формуле:

$$q = (\gamma_{f1} p^H + \gamma_{f2} g^H) l_H, \quad (3.2)$$

где $g_{f1} = 1,2$, $g_{f2} = 1,05$ – коэффициенты надежности по нагрузкам;

p^H – нормативная полезная нагрузка;

l_H – пролет настила;

$g^H = t_H g$ – нормативная нагрузка от настила;

$g = 78,5 \text{ кН/м}^3$ плотность стали.

Погонная нормативная нагрузка на вспомогательную балку определяется по формуле:

$$q^H = \left(p^H + g^H + \frac{g_{II}}{l_H} \right) l_1. \quad (3.3)$$

Погонную расчетную нагрузку на вспомогательную балку находят по формуле:

$$q = \left[\gamma_{f1} p^H + \gamma_{f2} \left(g^H + \frac{g_{II}}{l_H} \right) \right] l_1, \quad (3.4)$$

где l_1 – шаг вспомогательных балок;

g_{II} – вес 1 погонного м балки настила, определяемый по сортаменту (линейная плотность).

По расчётной нагрузке определяется изгибающий момент:

$$M = \frac{ql^2}{8}, \quad (3.5)$$

где l – пролеты балок настила или вспомогательных балок соответствующих вариантов (для балок настила второго варианта следует подставлять l_1).

Затем находят требуемый момент сопротивления для балок из сталей с пределом текучести до 530 МПа по формуле:

$$W_{mp} = \frac{M}{1,12 R_y g_c} \quad (3.6)$$

или для высокопрочных сталей по формуле:

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y g_c}, \quad (3.7)$$

где R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести [2], табл.51*;

g_c – коэффициент условий работы [2], табл. 6*.

По сортаменту прокатных профилей находится номер профиля с моментом сопротивления, равным или больше требуемого.

Прочность выбранного сечения балок из стали с пределом текучести до 530 МПа проверяется по формуле:

$$s = \frac{M}{c_1 W_n} \leq R_y g_c \quad (3.8)$$

или для высокопрочных сталей по формуле:

$$s = \frac{M}{W_n} \leq R_y g_c, \quad (3.9)$$

где W_n – момент сопротивления сечения нетто;

c_1 – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций по сечению, определяется по СНиП [2] п.5.18*, таб.66.

Делается проверка жесткости балок по формуле:

$$f = \frac{5q^H l^4}{384EI} \leq [f], \quad (3.10)$$

где $[f]=l/150l$ при $l=3м$, $[f]=l/200l$ при $l=6м$, $[f]=l/250l$ при $l=24м$ (промежуточные значения определяются линейной интерполяцией).

Расчет по формулам (3.5-3.10) выполняют три раза: для двух вариантов рассчитывают балки настила с пролетами l и l_1 , а для усложненного типа балочной клетки рассчитывают вспомогательные балки с пролетом l .

Выполнив расчет двух вариантов балочной клетки, определяют расход материала на $1м^2$ перекрытия, число балок на ячейку и типоразмеров на ячейку и заносят полученные показатели в таблицу 3.1.

Таблица 3.1

№ варианта	Расход стали на 1м ² перекрытия, кг	Количество типоразмеров балок на ячейку	Количество монтажных единиц на ячейку.
1	2	3	4

Для выбора наиболее экономичного варианта балочной клетки необходимо выполнить анализ показателей табл.3.1. Важнейшим показателем является расход стали. При одинаковом расходе стали предпочтение следует отдавать варианту с меньшим количеством типоразмеров элементов и монтажных единиц.

Принятый экономичный вариант подлежит дальнейшему расчету и разработке.

4. РАСЧЕТ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

4.1. Определение нагрузок и расчетных усилий

В балочной клетке применяются главные балки составного сечения. В курсовой работе балочной клетки рекомендуется спроектировать сварную главную балку.

Расчетной схемой главной балки является разрезная балка с шарнирами на опорах, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой [1]. Нормативная погонная нагрузка на балку:

$$q^H = (p^H + g^H) l, \quad (4.1)$$

где g^H – нормативная постоянная нагрузка от массы перекрытия по выбранному варианту (расход материала) и массы главной балки, которая ориентировочно принимается в размере 1-2% нагрузки на нее.

Расчетная погонная нагрузка на балку:

$$q = (g_{f_1} p^H + g_{f_2} g^H) l. \quad (4.2)$$

Расчетный изгибающий момент в середине балки определяется по формуле:

$$M = \frac{qL^2}{8} . \quad (4.3)$$

Расчетная поперечная сила на опоре:

$$Q = \frac{qL}{2} . \quad (4.4)$$

4.2. Подбор сечения составной сварной балки

Главную балку следует принимать с изменением сечения по длине. Расчет ее выполняется без учета развития пластических деформаций (предполагается, что стенка балки

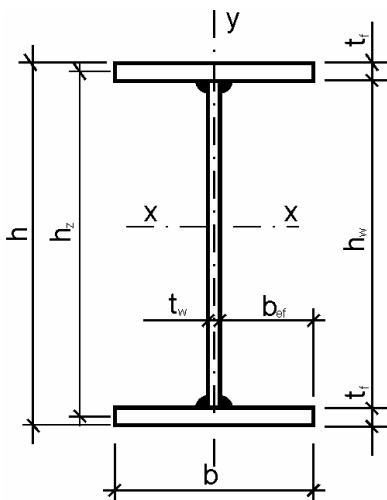


Рис 4. Сечение балки

может быть не укреплена ребрами жесткости в местах приложения сосредоточенной нагрузки от балок настила [2] п.5.21).

Подбор сечения начинается с определения требуемого момента сопротивления по формуле:

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y g_c} . \quad (4.5)$$

Затем определяется высота балки. Из условия наименьшего расхода стали определяется оптимальная высота балки

$$h_{opt} = k \sqrt{W_{mp} / t_w} , \quad (4.6)$$

где k – конструктивный коэффициент, который равен 1,15 для сварных балок переменного по длине сечения;

t_w – толщина стенки, которой предварительно задаются:

$$t_w = 7 + 3 \frac{h}{1000} \text{ (мм)}, \text{ где } h = \frac{1}{10} L. \quad (4.6a)$$

Из условия обеспечения жесткости определяется минимальная высота балки по формуле:

$$h_{\min} = \frac{5LR_y g_c q^H}{24E[f/L]q}, \quad (4.7)$$

где $[f/L]$ – предельный относительный прогиб, $[f/L]=1/200$ при $L=6\text{м}$, $[f/L]=1/250$ при $L=24\text{м}$ (промежуточные значения определяются линейной интерполяцией).

Высоту балки рекомендуется назначать близкой к $h_{\text{опт}}$, но не меньше h_{\min} , определенной из условия жесткости. Она должна быть кратной 100 мм, исходя из ширины листов по сортаменту на прокатную листовую сталь.

Затем окончательно устанавливается толщина стенки из следующих условий:

1) из условия определения рациональной толщины стенки по формуле:

$$t_w = 7 + 3 \frac{h}{1000} \text{ (мм)}, \quad (4.8)$$

2) из условия работы стенки на срез:

$$t_w = \frac{3Q}{2hR_s g_c}, \quad (4.9)$$

где $R_s=0.58R_y$ - расчетное сопротивление стали на сдвиг по СНиП [2], таблица 1*.

3) из условия местной устойчивости без постановки продольных ребер жесткости:

$$t_w \geq \frac{h}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (4.10)$$

4) минимальная толщина стенки 8 мм (очень редко 6 мм).

Толщина стенки должна быть также согласована с имеющимися толщинами прокатной листовой стали по

сортаменту. Толщину стенки балки рекомендуется назначать близкой к рациональной, учитывая все требования.

Размеры горизонтальных поясных листов находят из условия необходимой несущей способности балки. Определяют требуемый момент инерции балки:

$$I_{mp} = W_{mp} \frac{h}{2}, \quad (4.11)$$

момент инерции стенки:

$$I_w = \frac{t_w h_w^3}{12}, \quad (4.12)$$

где $h_w = h - 2t_f$ принимают ориентировочно на 4-6 см меньше высоты балки.

Момент инерции, приходящийся на поясные листы, определяют по формуле:

$$I_f = I_{mp} - I_w. \quad (4.13)$$

Затем находят требуемую площадь поперечного сечения поясного листа:

$$A_f = \frac{2I_f}{h_z}, \quad (4.14)$$

где h_z - расстояние между центрами поясных листов, принимаемое ориентировочно на 2-3 мм меньше высоты балки.

По требуемой площади поперечного сечения поясов балки назначают их размеры в соответствии с сортаментом на прокатную листовую сталь, учитывая следующие требования:

1) по местной устойчивости отношение ширины свеса сжатого пояса $b_{ef} = \frac{(b - t_w)}{2}$ к толщине t_f не должно быть

больше $\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{E/R_y}$;

2) для снижения остаточных сварочных напряжений толщину поясов балки рекомендуется назначать не более $1/2-3/4$ толщины стенки;

3) из условия обеспечения общей устойчивости балки ширину поясов назначают в пределах от $1/6$ до $1/3$ высоты балки;

4) по конструктивным соображениям ширину балки не следует принимать меньше 180 мм или $h/10$.

Подобранное сечение балки необходимо проверить на прочность. Для этого находят фактический момент инерции балки:

$$I_n = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2bt_f \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 \quad (4.15)$$

и момент сопротивления

$$W_n = \frac{2I_n}{h} . \quad (4.16)$$

Проверка прочности в среднем сечении балки выполняется по формуле:

$$s = \frac{M}{W_n} \leq R_y g_c . \quad (4.17)$$

См. пояснения к формуле (3.8).

Расчет главной балки может быть выполнен с учетом развития пластических деформаций в соответствии с пунктом 5.18* СНИП [2]. При этом следует выполнить требования пунктов 5.19*–5.21, 7.5, 7.10, 7.12, 7.13 и 7.24 СНИП [2].

4.3. Изменение сечения главной балки по длине

С целью уменьшения расхода стали в сварных балках рекомендуется изменять сечения за счет уменьшения ширины поясов у опор. Назначают ширину поясного листа b_1 уменьшенного сечения, при этом должны удовлетворяться следующие условия:

$$b_1 \geq \frac{1}{10} h; b_1 \geq 180 \text{ мм}; b_1 \geq \frac{1}{2} b . \quad (4.18)$$

Затем определяют моменты инерции измененного сечения

$$I_{ln} = I_w + 2b_I t_f \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 \quad (4.19)$$

и момент сопротивления

$$W_{ln} = \frac{2I_{ln}}{h} . \quad (4.20)$$

Находят изгибающий момент, который может воспринять сечение:

$$M_1 = W_{ln} R_{wy} g_c , \quad (4.21)$$

где R_{wy} - расчетное сопротивление сварного шва на растяжение при полуавтоматической сварке с физическим контролем качества [2], таблица 3.

Затем, приравнявая $M(x)=M_1$, находят из квадратного уравнения (4.22) расстояние x от опоры, где изменяется сечение пояса:

$$\frac{qx(L-x)}{2} = W_{ln} R_{wy} g_c . \quad (4.22)$$

4.4. Проверка прочности, прогибов и общей устойчивости балок

Проверку прочности главной балки выполняют в месте изменения сечения по формуле:

$$s_{np} = \sqrt{s_1^2 + 3t_1^2} \leq 1,15R_y g_c , \quad (4.23)$$

где $s_1 = \frac{M_1 h_w}{W_{ln} h}$ - нормальные напряжения в крайнем волокне стенки балки,

t_1 - касательные напряжения там же,

$$t_1 = \frac{Q_1 S_1}{I_{ln} t_w} \leq R_s g_c ,$$

Q_1 – перерезывающая сила в месте изменения сечения,

$$Q_1 = q \left(\frac{L}{2} - x \right),$$

S_1 – статический момент пояса балки,

$$S_1 = b_1 t_f \left(h_z / 2 \right).$$

При поэтажном сопряжении балок в месте, не укрепленном поперечным ребром жесткости, необходима дополнительная проверка стенки балки на местные сминающие напряжения по формуле:

$$s_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}} \leq R_y g_c, \quad (4.24)$$

где F – сосредоточенное давление балок настила на верхний пояс,

$F = ql + g_{f_2} g_n l$ (q – нагрузка по формуле (3.2), l – длина балки настила, g_n – вес одного погонного метра балки).

$l_{ef} = b_2 + 2t_f$ – расчетная длина,

b_2 – ширина полки балки настила,

t_f – толщина пояса главной балки.

Приведенные напряжения в этом случае проверяют под грузом около места изменения сечения по формуле:

$$s_{np} = \sqrt{s_2^2 + s_{loc}^2 - s_2 s_{loc} + 3t_2^2} \leq 1,15 R_y g_c, \quad (4.25)$$

где $s_2 = \frac{M_2 h_w}{2I}$, $M_2 = \frac{qx_1(L - x_1)}{2}$,

$$t_2 = \frac{Q_2 S}{I t_w}, \quad Q_2 = q \left(\frac{L}{2} - x_1 \right).$$

Здесь x_1 – расстояние от опоры до сечения под грузом F до места изменения сечения балки, где отсутствуют поперечные ребра жесткости (под балкой настила около места изменения сечения, предварительно необходимо выполнить расстановку поперечных ребер жесткости с учетом формулы (4.27) и требований по максимальным между ними расстояниям),

I – момент инерции сечения, равный I_{In} ,

S - статический момент пояса, равный $S = b_1 t_f \frac{h_z}{2}$.

Проверку прочности главной балки на касательные напряжения проверяют в опорном сечении по формуле:

$$t = \frac{QS}{I_{1n} t_w} \leq R_s g_c,$$

где $S = b_1 t_f \frac{h_z}{2} + \frac{h_w^2 t_w}{8}$, $Q = \frac{qL}{2}$.

Прогиб составных балок можно не проверять, если фактическая высота балки больше минимальной, определенной по формуле (4.7).

Если на балках лежит настил, препятствующий горизонтальному смещению верхнего пояса, балка может считаться закрепленной от потери устойчивости.

Устойчивость балок не требуется проверять, если верхний пояс главной балки раскреплен балками настила и отношение величины расстояния между закреплениями к ширине пояса меньше указанных в СНиП [2], таблица 8*.

В остальных случаях проверку общей устойчивости главной балки следует выполнять по формуле:

$$\frac{M}{j_b W_c} \leq R_y g_c \quad (4.26)$$

и в соответствии с указаниями СНиП [2], п. 5.15.

4.5. Проверка местной устойчивости элементов балки

Местная устойчивость сжатого пояса балки обеспечивается компоновкой сечения, соблюдением требований, ограничивающих отношение ширины сжатого свеса пояса к его толщине и дополнительной проверки не требует. Стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости (рис. 5), если значения условной гибкости стенки балки, определяемой по формуле, превышают 3,2

$$\bar{I}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (4.27)$$

Поперечные ребра жесткости ставятся на опорах, в местах примыкания вспомогательных балок и при необходимости в промежутках между ними так, чтобы расстояние между ними не превышало $2h_w$ при $\bar{I}_w > 3,2$ и $2,5h_w$ при $\bar{I}_w \leq 3,2$.

Ширина ребра $b_p \geq (h_w/30) + 40 \text{ мм}$.

Толщина ребра $t_p \geq 2b_p \sqrt{R_y/E}$.

Ребра жесткости следует размещать симметрично относительно середины балки, исходя из удобства изготовления отправочных марок балки. В нормальных балочных клетках при шаге балок настила менее 1,5м и поэтажном сопряжении постановка поперечных ребер жесткости под каждой балкой нецелесообразна и проверку местной устойчивости стенок главных балок следует вести с учетом местных напряжений. При сопряжении балок в одном уровне балки крепятся к главной через поперечные ребра жесткости. В этом случае $s_{loc} = 0$. Местная устойчивость стенки балки с поперечными ребрами жесткости, расставленными конструктивно, может не проверяться, если при наличии местных напряжений условная гибкость стенки $\bar{I}_w \leq 2,5$ и при отсутствии местных напряжений ($s_{loc} = 0$) $\bar{I}_w \leq 3,5$.

В остальных случаях в зависимости от фактического напряженного состояния местная устойчивость стенки балки проверяется для каждого отсека, ограниченного поясами балки и соседними ребрами жесткости (рис.5) по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{s}{s_{cr}} + \frac{s_{loc}}{s_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{t}{t_{cr}}\right)^2} \leq g_c, \quad \sqrt{\left(\frac{s}{s_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{t}{t_{cr}}\right)^2} \leq g_c \quad (4.28)$$

при $s_{loc} \neq 0$
при $s_{loc} = 0$

(все обозначения даны ниже).

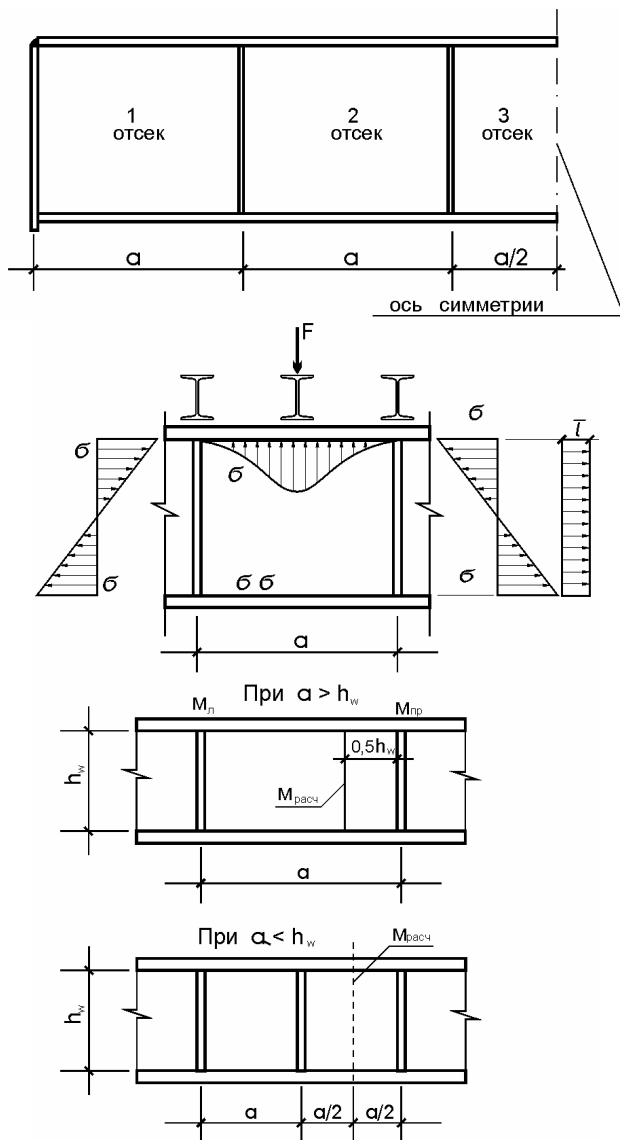


Рис. 5 К расчету стенки на местную устойчивость

В курсовой работе следует выполнить проверку местной устойчивости в одном отсеке с измененным сечением около места изменения сечения. Расчет ведется в следующей последовательности:

1. В зависимости от гибкости стенки устанавливаются поперечные ребра жесткости с расстояниями между осями смежных ребер a , при этом установку ребер следует совмещать с балками настила.

2. Для рассматриваемого отсека определяются расчетные усилия M и Q в соответствие со СНИП п.7.2*. Предлагается следующий упрощенный расчет. Если длина отсека a не превышает его расчетной высоты h_w , то принимается момент в середине отсека. Если $a > h_w$, то M принимается в сечении на расстоянии $0,5h_w$ от ребра, в месте которого действует больший момент (рис.5). Q определяется в том же сечении, где находится изгибающий момент. Если в отсеке действуют местные напряжения, то расчетные усилия находятся в сечении под местной нагрузкой (рис.5).

3. Определяется краевое сжимающее напряжение s у края стенки:

$$s = \frac{Mh_w}{I_x 2} . \quad (4.29)$$

4. Определяется среднее касательное напряжение в стенке:

$$t = \frac{Q}{t_w h_w} . \quad (4.30)$$

5. Вычисляется местное сжимающее напряжение s_{loc} под сосредоточенным грузом (при отсутствии под ним ребра жесткости) по формуле (4.24).

6. При отсутствии местных напряжений $s_{loc} = 0$ нормальные критические напряжения вычисляются по формуле:

$$s_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{I_w^2} . \quad (4.31)$$

Коэффициент c_{cr} принимается по таблице 21 [2] в

зависимости от величины

$$d = b \frac{b}{h_w} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3, \quad (4.32)$$

а коэффициент b в формуле (4.32) - по таблице 22 [2].

7. При наличии местных напряжений ($S_{loc} \neq 0$) нормальные критические напряжения определяются в зависимости от отношения a/h_w . При $a/h_w \leq 0,8$ (частое расположение ребер) S_{cr} определяется по (4.31), местное критическое напряжение – по формуле:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2}, \quad \text{где } \bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (4.33)$$

Коэффициент c_1 принимается по таблице 23 [2] в зависимости от отношения a/h_w и величины d , определяемой по формуле (4.32).

При $a/h_w > 0,8$ (редкое расположение ребер) различаются два случая в зависимости от величины отношения S_{loc}/S .

1 случай. Если S_{loc}/S больше значений, указанных в таблице 24 [2], то:

$$S_{cr} = \frac{c_2 R_y}{\bar{I}_w^2}, \quad (4.34)$$

где C_2 - коэффициент, принимаемый по таблице 25 [2]. Напряжение $S_{loc,cr}$ определяется по (4.33), причем при отношении $a/h_w > 2$ следует принимать $a = 2h_w$.

2 случай. При отношении S_{loc}/S , не превышающем значений, указанных в таблице 24 [2], S_{cr} вычисляется по (4.31), а $S_{loc,cr}$ – по (4.33), но с подстановкой $a/2$ вместо a в формулу и в таблицу 23 [2].

8. Критическое касательное напряжение определяется по формуле:

$$t_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{m^2} \right) \frac{R_s}{\bar{I}_{ef}^2}, \quad \bar{I}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (4.35)$$

где d - меньшая из сторон проверяемого отсека (h_w или a);
 m - отношение большей стороны отсека к меньшей.

9. По вычисленным значениям S, S_{loc}, t , для рассматриваемого отсека и критическим напряжениям $S_{cr}, S_{loc,cr}, t_{cr}$ проверяется условие (4.28). В случае невыполнения последнего необходимо стенку отсека укрепить дополнительным ребром жесткости или, если позволяют условия, разместить ребра жесткости с меньшим шагом a . В расчетно-графической работе достаточно выполнить проверку местной устойчивости в отсеке у места изменения сечения.

4.6. Расчет поясных сварных швов

Сварные швы, соединяющие стенку балки с поясами, воспринимают силу сдвига пояса относительно стенки. Расчет ведется в следующей последовательности:

1. Определяется величина сдвигающей силы T , приходящейся на 1 погонный см длины балки:

$$T = \frac{QS_1}{I_{In}}. \quad (4.36)$$

Величины Q, I_{In}, S , принимаются для сечения на опоре.

2. Вычисляется требуемая высота сварного шва. При статической равномерно распределенной нагрузке, приложенной в местах расположения ребер жесткости балки высоту шва принимают наибольшей из формул:

$$k_f = \frac{T}{2b_f R_{wf} g_{wf} g_c}, \quad \text{или} \quad k_f = \frac{T}{2b_z R_{wz} g_{wz} g_c}. \quad (4.37)$$

При наличии в балке местных напряжений от сосредоточенных сил (рис.5):

$$k_f = \frac{1}{2b_f R_{wf} g_{wf} g_c} \sqrt{T^2 + \left(\frac{F}{l_{ef}}\right)^2}, \quad k_f = \frac{1}{2b_z R_{wz} g_{wz} g_c} \sqrt{T^2 + \left(\frac{F}{l_{ef}}\right)^2}.$$

Принятая высота сварного шва должна удовлетворять конструктивным требованиям, изложенным в п.п. 12.6 – 12.13 [2] для автоматической сварки.

4.7. Расчет опорных ребер

Участок стенки балки над опорой должен укрепляться поперечным ребром жесткости. Наиболее распространенные решения опорных частей балок при опирании последних на колонны сверху представлены на рисунке 6 [1].

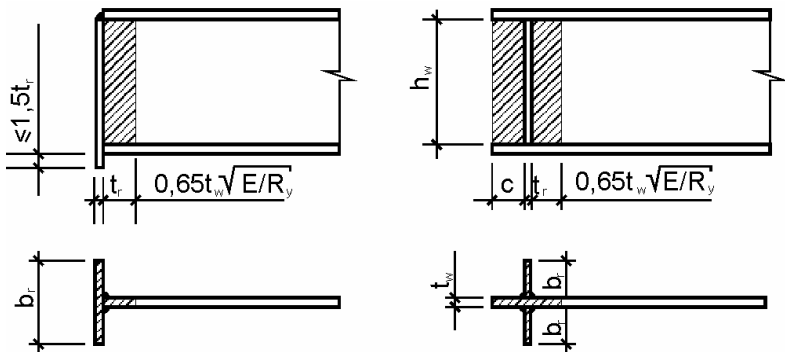


Рис. 6. Опорные ребра балок

Последовательность расчета следующая:

1. По конструктивным соображениям толщина опорного ребра назначается $t_r \geq t_w$;

2. Определяется требуемая ширина ребра по условию работы его на смятие (рис.6).

При опирании через опорное ребро $b_r = F / (R_p g_c t_r)$.

При опирании через нижний пояс $b_r = F / (2R_p g_c t_r)$, где

F – опорная реакция главной балки; R_p – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности ребра (по таблице 52* [2]).

Принятый размер ширины ребра b_r должен соответствовать сортаменту прокатной стали, учитывать конструктивные требования, а также требования, обеспечивающие местную устойчивость ребра:

$$\frac{b_r}{2t_r} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad \text{или} \quad \frac{b_r}{t_r} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} . \quad (4.38)$$

3. Проверяется напряжение смятия:

$$s_p = \frac{F}{b_r t_r} \leq R_p g_c \quad \text{или} \quad s_p = \frac{F}{2b_r t_r} \leq R_p g_c . \quad (4.39)$$

4. Производится проверка опорного участка балки на устойчивость из плоскости балки как условного опорного стержня, сечение которого состоит из опорного ребра и участков стенки балки длиной по $0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ с каждой стороны ребра (рис.6). Площадь A_e поперечного сечения стержня заштрихована на рис.6.

Момент инерции сечения условного стержня относительно продольной оси балки:

$$I_w = \frac{t_r b_r^3}{12} \quad \text{или} \quad I_w = \frac{t_r (2b_r + t_w)^3}{12} .$$

Радиус инерции сечения $i = \sqrt{I_w / A_e}$; гибкость $l = h_w / i$.

По найденному значению l определяется величина коэффициента продольного изгиба j (таблица 72 [2]), устойчивость стержня проверяется по формуле:

$$\frac{F}{j A_e} \leq R_y g_c . \quad (4.40)$$

5. Толщина сварных швов, прикрепляющих опорное ребро к стенке балки, вычисляется по формуле:

$$k_f = \frac{F}{b_f R_{wf} g_{wf} g_c \sum l_w} \quad \text{или} \quad k_f = \frac{F}{b_z R_{wz} g_{wz} g_c \sum l_w} . \quad (4.41)$$

Принятая толщина шва k_f должна соответствовать конструктивным требованиям (п.12.6 – 12.13 [2]).

4.8. Расчет узлов сопряжения балок

При поэтажном сопряжении соединение балок выполняется монтажными сварными швами минимальной толщины. В сопряжениях балок в одном уровне и пониженных (рис.7) обычно стенки балок крепятся к ребрам жесткости главной балки на болтах нормальной точности. Болтовое соединение рассчитывается на сдвиг от действия опорной реакции балки, увеличенной на 20%.

Расчет сопряжения ведется в следующей последовательности:

1. Выбирается диаметр болта.

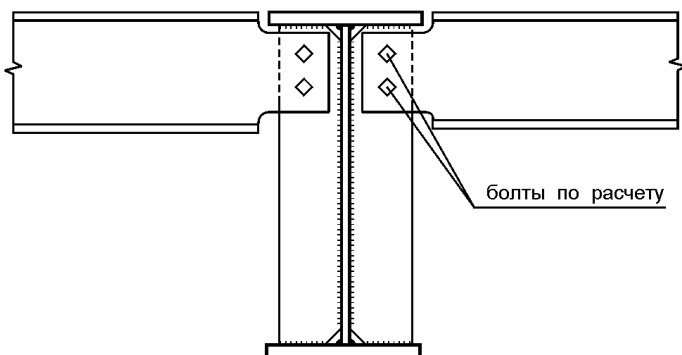


Рис. 7. Сопряжение балок

2. Определяется несущая способность болта по условию работы его на срез:

$$N_b = R_{bs} g_b \frac{pd^2}{4} \quad (4.42)$$

и по условию на смятие материала сопрягаемых элементов:

$$N_b = R_{bp} g_b dt. \quad (4.43)$$

где d – диаметр болта; t – наименьшая толщина сопрягаемых элементов; R_{bs} и R_{bp} – расчетные сопротивления болтовых соединений [2] таблица 5*; 58*; 59*. g_b – коэффициент условий работы соединения [2], таблица 35*.

3. Определяется требуемое количество болтов:

$$n = \frac{1,2F_b}{N_b g_c} . \quad (4.44)$$

В формулу (4.44) подставляется наименьшая несущая способность болта, найденная по (4.42) или (4.43). Проверяется возможность размещения расчетного количества болтов с учетом требований таблицы 39 [2].

4.9. Расчет монтажного стыка балок

Монтажный стык балки рекомендуется осуществлять стыковыми швами (рис. 8). При невозможности применить на монтаже физические методы контроля качества швов стык нижнего пояса выполняется косым и при наличии угла наклона менее 65° не рассчитывается [1].

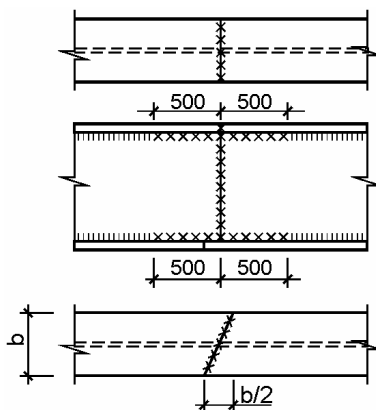


Рис. 8. Монтажный стык главной балки

5. РАСЧЕТ КОЛОННЫ

Колонны рабочих площадок работают обычно на центральное сжатие. Высота колонны l принимается равной расстоянию от низа главной балки перекрытия до верха фундамента.

Расчетная длина колонны определяется в зависимости от конструктивного решения сопряжения ее с вышележащими балками и фундаментом:

$$l_{ef} = ml ,$$

где l – геометрическая длина колонн между точками закрепления стержня; m – коэффициент расчетной длины, равный 1 при шарнирном сопряжении.

Нагрузкой, действующей на колонну, являются опорные реакции балок и собственный вес колонны.

$$N=2Q , \quad (5.1)$$

где Q – опорная реакция главной балки от расчетных нагрузок.

В зависимости от величины действующей нагрузки и высоты колонны стержень проектируется сплошного или сквозного сечения. При расчетной нагрузке до 3000 Кн и высотах свыше 6 м колонны целесообразно проектировать сквозными из двух прокатных швеллеров полками внутрь или двутавров (рис.9). При больших нагрузках (свыше 3000 Кн) следует принимать сечение в виде сварного двутавра из трех листов.

Центрально сжатые колонны рассчитываются на устойчивость в плоскости наибольшей гибкости. Гибкости колонн:

$$I_x = \frac{l_{efx}}{i_x} ; I_y = \frac{l_{efy}}{i_y} , \quad (5.2)$$

где i_x , i_y – радиусы инерции сечения колонны относительно главных осей $x-x$ и $y-y$.

Предельная гибкость $[I]$ для колонн рабочих площадок определяется по таблице 19*[2].

5.1. Расчет стержня сплошной колонны

1. Предварительно задается величина гибкости стержня и соответствующий ей коэффициент продольного изгиба j принимается по таблице 72 [2] или формулам п.5.3. Гибкость следует задавать в пределах $I = 50 - 70$. Условная гибкость:

$$\bar{I} = I \sqrt{R_y / E} .$$

2. Определяется требуемая площадь сечения стержня колонны по формуле:

$$A_{mp} = \frac{N}{j R_y g_c} . \quad (5.3)$$

3. По принятой гибкости I вычисляется требуемый радиус инерции сечения $i_y^{mp} = l_{efy} / I$. Если $l_{efx} > l_{efy}$, то требуемый радиус инерции сечения вычисляется относительно обеих осей.

4. Устанавливаются размеры сечения. Требуемая ширина полки двутавра (рис.9):

$$b_{fmp} = \frac{i_y^{mp}}{0,24} .$$

Если $l_{efx} > l_{efy}$, то определяется и требуемая высота сечения колонны

$$h_{mp} = \frac{i_x^{mp}}{0,42} .$$

Высота двутавра h принимается равной, или несколько большей, ширине полки b_f .

С учетом сортамента на листовую сталь назначается толщина стенки по требуемому значению площади сечения:

$$t_w = 0,2(A_{mp}/h_w), \quad t \geq 8 \text{ мм}, \quad h_w = h - 6\text{см}.$$

Стенка проверяется на местную устойчивость:

$$\text{при } \bar{I} < 2,0, \quad h_w / t_w \leq \left(1,3 + 0,15 \bar{I}^2 \right) \sqrt{E / R_y} ,$$

$$\begin{aligned} \text{при } \bar{I} \geq 2,0, h_w/t_w &\leq (1,2 + 0,35\bar{I})\sqrt{E/R_y}, \\ h_w/t_w &\leq 2,3\sqrt{E/R_y}. \end{aligned} \quad (5.4)$$

Требуемая площадь полки:

$$A_f = l/2(Amp - t_w h_w).$$

Требуемая толщина полки определяется по формуле:

$$t_f = A_f/b_f.$$

Для обеспечения местной устойчивости полки отношение свеса полки к толщине t_f не должно превышать значений, приведенных в таблице 29*[2]:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{I})\sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (5.5)$$

где $b_{ef} = (b_f - t_w)/2$.

Окончательно принятые размеры листов $h_w * t_w$ и $b_f * t_f$ должны отвечать требованиям ГОСТа 82-70 на прокатную листовую сталь. Для толщин элементов сечения должно соблюдаться условие $t_f < 3t_w$.

5. Вычисляются геометрические характеристики сечения:

$$\begin{aligned} A &= 2t_f b_f + t_w b_w; \\ I_x &= \frac{t_w b_w^3}{12} + 2t_f b_f \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2; \\ I_y &= 2 \frac{t_f b_f^3}{12}; \quad i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}, \end{aligned} \quad (5.6)$$

при $l_{efx} = l_{efy}$ достаточно определить только величины A , I_y и i_y .

6. Определяются фактические гибкости стержня:

$$I_x = \frac{l_{efx}}{i_x}; I_y = \frac{l_{efy}}{i_y}. \quad (5.7)$$

7. По максимальной гибкости находится минимальный коэффициент продольного изгиба j (по таблице 72 или п.5.3. [2]) и проверяется принятое сечение на устойчивость по формуле:

$$\frac{N}{jA} \leq R_y g_c. \quad (5.8)$$

Максимальная гибкость не должна превышать предельную

$$[I] = 180 - 60 \frac{N}{jAR_y g_c}. \quad (5.9)$$

8. Проверяется местная устойчивость стенки по формулам (5.4), полки по (5.5).

Стенки сплошных колонн при $h_w/t_w > 2.3\sqrt{E/R_y}$

должны укрепляться парными поперечными ребрами, расположенными на расстоянии (2,5 – 3) h_w друг от друга. Для обеспечения неизменяемости контура в колонне ставится не менее двух таких ребер. Ширина выступающей части ребра определяется по формуле $b_h = h_w/30 + 40$ мм. Толщина ребра должна быть не менее $2b_h\sqrt{R_y/E}$.

9. Поясные швы в сварных колоннах принимаются конструктивно в соответствии с требованиями таблицы 38*[2].

5.2. Расчет стержня сквозной колонны с планками

1. Предварительно задается гибкость стержня I и определяется соответствующий ей коэффициент продольного изгиба j по таблице 72 [2] или формулам п.5.3. Гибкость следует принимать $I = 40-90$; условная приведенная гибкость $\bar{I}_{ef} = I_{ef} \sqrt{R_y/E}$.

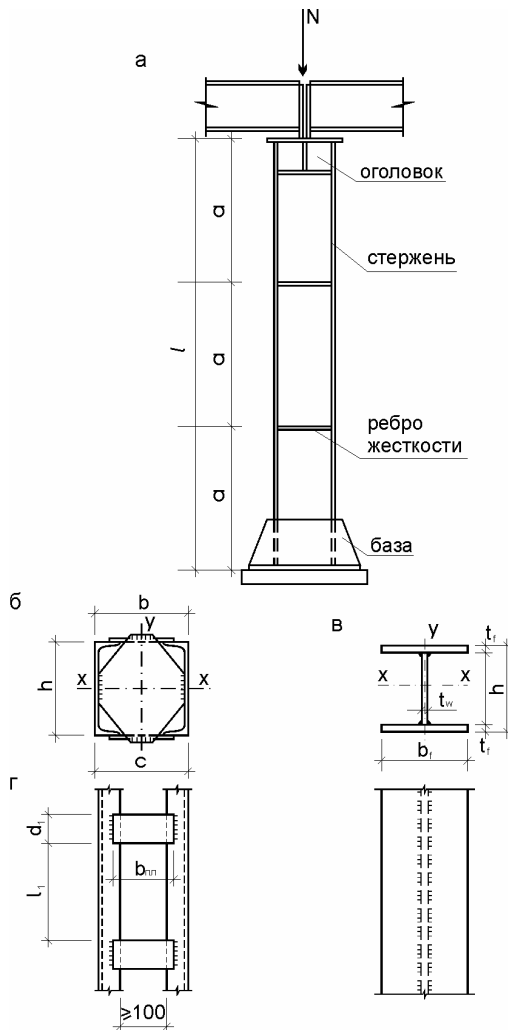


Рис. 9. Конструктивные решения колонн

2. Требуемая площадь сечения стержня A_{mp} определяется по формуле (5.3), а затем находятся площадь одной ветви и требуемый радиус инерции относительно материальной оси $x-x$:

$$A_b = A_{mp} / 2; i_x^{mp} = l_{efx} / I. \quad (5.10)$$

По сортаменту подбирается соответствующий номер швеллера или двутавра и выписываются характеристики сечения одной ветви:

$$A_b; h; I_I; I_x; i_x; i_I Z.$$

3. Площадь сечения двух ветвей $A=2A_b$. Действительная гибкость стержня колонны относительно материальной оси $I_x = l_{efx} / i_x$.

4. Определив по таблице 72 или по п.5.3 [2] соответствующее I значение коэффициента j , проверяется сечение на устойчивость относительно оси $x-x$ по формуле (5.8).

5. Задаваясь гибкостью одной ветви относительно оси 1-1 $I_1 = 25 - 40 (I_1 < I_x)$ из условия обеспечения равноустойчивости колонны ($I_{ef} = I_x$) находим гибкость относительно свободной оси $y-y$:

$$I_y = \sqrt{I_x^2 - I_1^2}. \quad (5.11)$$

Величина I_y должна быть больше I_1 . Если это условие не соблюдается, то I_1 следует уменьшить и снова определить I_y .

6. Вычисляются требуемые радиус инерции и момент инерции относительно оси $y-y$:

$$i_y = l_{efx} / I_y; I_y = i_y^2 A.$$

7. Определяется расстояние между осями ветвей (рис. 9б)

$$C = 2 \sqrt{\frac{I_y - 2I_I}{A}}. \quad (5.12)$$

Принятая величина C должна обеспечивать необходимый

(свыше 100 мм) зазор между гранями полок ветвей.

8. Принимаются размеры планок. Ширина планки определяется по условию ее прикрепления к ветвям и назначается обычно в пределах $(0,5-0,75)b$, где b – ширина сечения колонны. Толщина планок назначается конструктивно 6–10 мм, с тем чтобы выполнялось условие $t_1 = (1/10-1/25)d_1$.

Принимаем расстояние между планками в свету $l_1 \leq I_1 i_1$.

9. Условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок:

$$Q_{fic} = 7,15 * 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{j} . \quad (5.13)$$

10. При наличии двух плоскостей расположения планок изгибающий момент в планке:

$$M_1 = \frac{Q_{fic} (l_1 + d_1)}{4} , \quad (5.14)$$

перерезывающая сила:

$$F_1 = \frac{Q_{fic} (l_1 + d_1)}{2C} . \quad (5.15)$$

11. Рассчитываются сварные швы, прикрепляющие планку к ветвям колонны. Длина сварного шва $l_w = d_1 - 1$ см, толщина $k_f \leq t_1$ (с соблюдением требований п.12.8. [2]).

Прочность шва проверяется по формулам: по металлу шва

$$t_{jf} = \sqrt{t_f^2 + s_f^2} \leq R_{wf} g_{wf} g_c ; \quad (5.16)$$

по металлу границы сплавления

$$t_{rz} = \sqrt{t_z^2 + s_z^2} \leq R_{wz} g_{wz} g_c , \quad (5.17)$$

где

$$t_f = \frac{F_1}{b_f k_f l_w}; t_z = \frac{F_1}{b_z k_f l_w}; \quad (5.18)$$
$$s_f = \frac{6M_1}{b_f k_f l_w^2}; s_z = \frac{6M_1}{b_z k_f l_w^2}.$$

5.3. Расчет базы колонны

Конструктивное решение базы должно обеспечивать принятый в расчетной схеме колонны тип сопряжения ее с фундаментом (рис.10). Шарнирное сопряжение колонны с фундаментом обеспечивается податливостью узла за счет гибкости плиты, которая прикрепляется к фундаменту анкерными болтами (обычно двумя). Диаметр их принимается конструктивно 20–30 мм. База с траверсами состоит из опорной плиты и траверс. При необходимости (для уменьшения толщины плиты) устанавливаются диафрагмы на участках между траверсами и консольные ребра жесткости. Установка консольных ребер и диафрагм необязательна.

Опорная плита работает на изгиб от действия равномерно распределенной нагрузки – q – реактивного давления фундамента.

Расчет плиты заключается в определении ее размеров в плане и толщины.

1. Исходя из класса бетона фундамента R_b (при В7,5 – $R_b=45,9\text{кгс/см}^2$, при В10 – $R_b=61,2\text{кгс/см}^2$, при В15 – $R_b=86,7\text{кгс/см}^2$), определяется расчетное сопротивление материала фундамента осевому сжатию:

$$R_\phi = R_b g,$$

$$\text{где } g = \sqrt[3]{A_\phi / A_{nl}} \leq 1,5.$$

Если база колонны рассчитывается до проектирования фундамента, то принимается $g = 1,2$.

2. Назначается ширина опорной плиты

$$B=h \text{ (или } b)+2t_r+2C$$

где h и b – размеры, колонны; C – свес плиты, принимаемый меньше $\sqrt{5,33 \frac{R_y}{R_\phi}}$ см; t_r – толщина траверсы, принимаемая предварительно равной 8–10 мм.

3. Вычисляется длина опорной плиты:

$$L=N/(R_\phi B). \quad (5.20)$$

4. Определяется реактивное давление фундамента

$$q = \frac{N}{BL} \leq R_\phi. \quad (5.21)$$

5. Опорная плита расчленяется на участки (рис.10); 1 – консольные; 2 – опертые по четырем сторонам; 3–опертые по трем или двум (соприкасающимся под углом) сторонам.

Максимальный изгибающий момент для каждого участка вычисляется по формуле:

$$M = aqd^2, \quad (5.22)$$

где d – размер участка; a – коэффициент, принимаемый в зависимости от соотношения сторон.

Для участка 1: $d=c$; $a=0,5$.

Для участка 2: $d=a$ (a – длина короткой стороны); a – принимается по таблице 5.1 в зависимости от отношения сторон b/a (b – длина длинной стороны).

Для участка 3: $d=a_1$ (a_1 – длина свободного края при опирании по трем сторонам и размер диагонали между двумя соприкасающимися сторонами при опирании по двум сторонам); a –принимается по таблице 5.2 в зависимости от отношения b_1/a_1 (b_1 – длина закрепленной стороны при опирании по трем сторонам и размер перпендикуляра, опущенного из угла соприкосновения двух сторон на диагональ

a_1). При $b_1/a_1 < 0,5$ плита рассчитывается как консольная с вылетом, равным b_1 .

Толщина опорной плиты t_{nl} должна быть принята в соответствии с сортаментом и не превышать 40 мм.

Таблица 5.1
Коэффициенты a для расчета на изгиб плит, опертых на четыре канта

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

Таблица 5.2
Коэффициенты a для расчета на изгиб плит, опертых на три или два канта.

b_1/a_1	a
0,5	0,060
0,6	0,074
0,7	0,088
0,8	0,097
0,9	0,107
1,0	0,112
1,2	0,120
1,4	0,126
2	0,132
более 2	0,133

6. Путем сравнения величин M на рассмотренных участках устанавливается наибольший из них M_{max} и определяется требуемая толщина плиты:

$$t_{nl}^{mp} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y g_c}}. \quad (5.23)$$

Полученная величина уточняется в соответствии с сортаментом и принимается в пределах 20–40 мм.

7. Траверса работает на изгиб как консольная балка с опорами в месте прикрепления к ветвям колонны (рис.10в). Если размеры консольных частей превышают размер пролетной части, то траверса рассматривается как две консольные балки.

Равномерно распределенная нагрузка на траверсу от реактивного давления фундамента равна: $q_T = q(B/2)$.

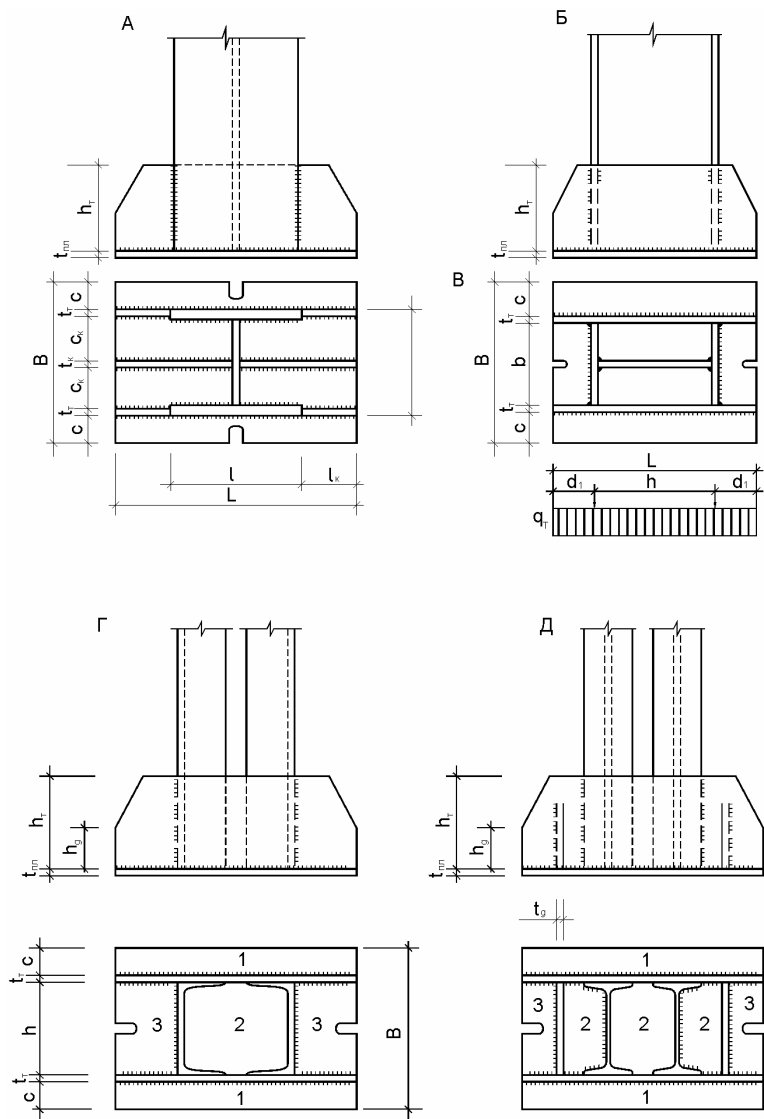


Рис. 10. Базы колонн с траверсами

Изгибающий момент в траверсе $M_T = (q_T d_1^2) / 2$.

Высота траверсы определяется по условию прикрепления ее к стержню колонны сварными швами. Толщина шва назначается по минимальной толщине свариваемых элементов (ветви или полки колонны или траверсы), длина $l_w = h_T - 1 \text{ см}$.

$$h_T = \frac{N}{4b_f k_f R_{wf} g_{wf} g_c} + 1 \text{ см} \leq 85 b_f k_f$$

или

$$h_T = \frac{N}{4b_z k_f R_{wz} g_{wz} g_c} + 1 \text{ см} \leq 85 b_f k_f .$$

Проверяется прочность траверсы по нормальным напряжениям:

$$s = \frac{6M_T}{t_T h_T^2} \leq R_y g_c .$$

Толщина швов, прикрепляющих траверсу к плите, принимается максимальной из расчета по металлу шва или металлу границы сплавления:

$$k_f = \frac{N_T}{b_f l_w R_{wf} g_{wf} g_c} \text{ или } k_f = \frac{N_T}{b_z l_w R_{wz} g_{wz} g_c} ,$$

где N_T – усилие, приходящееся на траверсу, равное $q_T L$;

$l_w = \sum l$ – длина швов, прикрепляющих траверсу к плите.

8. Размеры диафрагм (толщина и высота), служащих для уменьшения расчетных пролетов участков опорной плиты, определяются по условию прикрепления их сварными швами к траверсам. Усилие, приходящееся на диафрагму (рис. 10д) $N_g = qhd$, где h – расстояние между траверсами; d – ширина полосы плиты, передающей давление на диафрагму. Толщина

диафрагмы назначается предварительно – $t_g=8 - 10$ мм, а толщина сварного шва принимается не более $1,2 t_{\min}$ (t_{\min} – наименьшая толщина соединяемых элементов, траверсы или диафрагмы). Высота диафрагмы определяется из условия прочности сварных швов и принимается максимальной из:

$$h_g = \frac{N_g}{2 b_f k_f R_{wf} g_{wf} g_c} + I_{cm}$$

или

$$h_g = \frac{N_g}{2 b_z k_f R_{wz} g_{wz} g_c} + I_{cm}. \quad (5.27)$$

Величина h_g , не должна превышать высоту траверсы в месте установки диафрагмы. В противном случае следует увеличить толщину сварного шва за счет изменения размеров t_T и t_g .

9. Размеры консольных ребер жесткости определяются из расчета прикрепления их к стержню колонны (рис. 10а).

Изгибающий момент в ребре: $M_k = (q C_k l_k^2) / 2$.

Перерезывающая сила $Q_k = q C_k l_k$ где C_k – расстояние между смежными ребрами (ширина полосы плиты, передающей давление на ребро); l_k – длина консольного ребра. Толщина ребра t_k назначается предварительно в пределах 10–16 мм, а высота h_k – в пределах 300–500 мм. В соответствии с принятыми размерами t_k и h_k назначаются размеры сварных швов k_f и l_w . Если ребра крепятся к стержню колонны стыковыми швами, то толщина шва принимается равной t_k . При угловых швах $k_f \leq 1,2 t_{\min}$ (t_{\min} – минимальная толщина свариваемых элементов).

Стыковые швы проверяются на приведенные напряжения:

$$s_{np} = \sqrt{s_w^2 + 3t_w^2} \leq R_{wy} g_c; \quad (5.28)$$

$$\text{где } s_w = \frac{6M_\kappa}{t_\kappa l_w^2}; t_w = \frac{Q_\kappa}{t_\kappa l_w}.$$

Угловые швы проверяются по равнодействующей напряжений от изгиба и перерезывающей силы на прочность по металлу шва или металлу границы сплавления:

$$t_{rf} = \sqrt{s_f^2 + t_f^2} \leq R_{wf} g_{wf} g_c$$

или (5.29)

$$t_{rz} = \sqrt{s_z^2 + t_z^2} \leq R_{wz} g_{wz} g_c,$$

$$\text{где } s_f = \frac{6M_\kappa}{2b_f k_f l_w^2}; s_z = \frac{6M_\kappa}{2b_z k_f l_w^2}; t_f = \frac{Q_\kappa}{2b_f k_f l_w}; t_z = \frac{Q_\kappa}{2b_z k_f l_w}.$$

Толщина швов, прикрепляющих ребро к плите, принимается максимальной из:

$$k_f \geq \frac{Q_\kappa}{2b_f l_k R_{wf} g_{wf} g_c} \text{ или } k_f \geq \frac{Q_\kappa}{2b_z l_k R_{wz} g_{wz} g_c}. \quad (5.30)$$

5.4. Расчет оголовков колонн

Наиболее распространенные конструкции оголовков при опирании балок сверху на колонну приведены на рис.11.

Необходимо выбрать рациональный тип оголовка колонны. Расчет оголовков без вертикальных ребер ведется в следующей последовательности:

1. По конструктивным соображениям назначаются размеры опорной плиты.

2. Если верхний конец колонны фрезерован, то толщина сварных швов, прикрепляющих плиту к стержню, принимается конструктивно в соответствии с п.12.8 таблицы 38*[2].

При нефрезерованном торце расчетными являются сварные швы, находящиеся непосредственно под опорным ребром балки. Толщину швов определяют по формулам и принимают максимальную:

$$k_f \geq \frac{N}{b_f l_w R_{wf} g_{wf} g_c} \quad \text{или} \quad k_f \geq \frac{N}{b_z l_w R_{wz} g_{wz} g_c}. \quad (5.31)$$

3. Проверяется стенка или полки сплошной колонны и стенки ветвей сплошной колонны по условию работы на смятие:

$$s = \frac{N}{t(b_p + 2t_{он.пл.})} \leq R_p g_c. \quad (5.32)$$

Расчет оголовка с вертикальными ребрами выполняется в следующем порядке:

1. Назначаются размеры опорной плиты оголовка.

2. Определяются размеры опорных ребер оголовка. Для сплошных колонн ширина ребра b_p^1 принимается не менее половины ширины торцевого опорного ребра балки b_p (рис.11). Для сквозных ребер колонн величина b_p^1 равна расстоянию между внутренними гранями стенок ветвей колонны (рис.11д). Толщина ребра по условию работы его на смятие

$$t_p^1 \geq \frac{N}{(b_p + 2t_{он.пл.}) R_p g_c}. \quad (5.33)$$

Величина t_p^1 принимается по сортаменту в пределах 14–20мм и должна быть не менее 1/15 его ширины.

Длина ребра по условию прикрепления его к стержню колонны должна быть:

$$l_p^1 = \frac{N}{4b_f k_f R_{wf} g_{wf} g_c} \leq 85b_f k_f, \quad l_p^1 = \frac{N}{4b_z k_f R_{wz} g_{wz} g_c} \leq 85b_z k_z. \quad (5.34)$$

Толщина сварного шва k_f зависит от толщин свариваемых элементов и должна соответствовать конструктивным требованиям [2] п.п 12.6 – 12.13.

3. Принятое сечение вертикального ребра проверяется на срез:

$$t = \frac{N}{2t_p^1 l_p^1} \leq R_{sc} . \quad (5.35)$$

Толщина сварных швов, прикрепляющих опорную плиту к вертикальным ребрам, проверяется по формуле (5.31).

4. Размеры горизонтальных ребер оголовка назначаются конструктивно, исходя из ширины вертикальных ребер, свеса полки стержня сплошной колонны и ширины сечения стержня сквозной колонны.

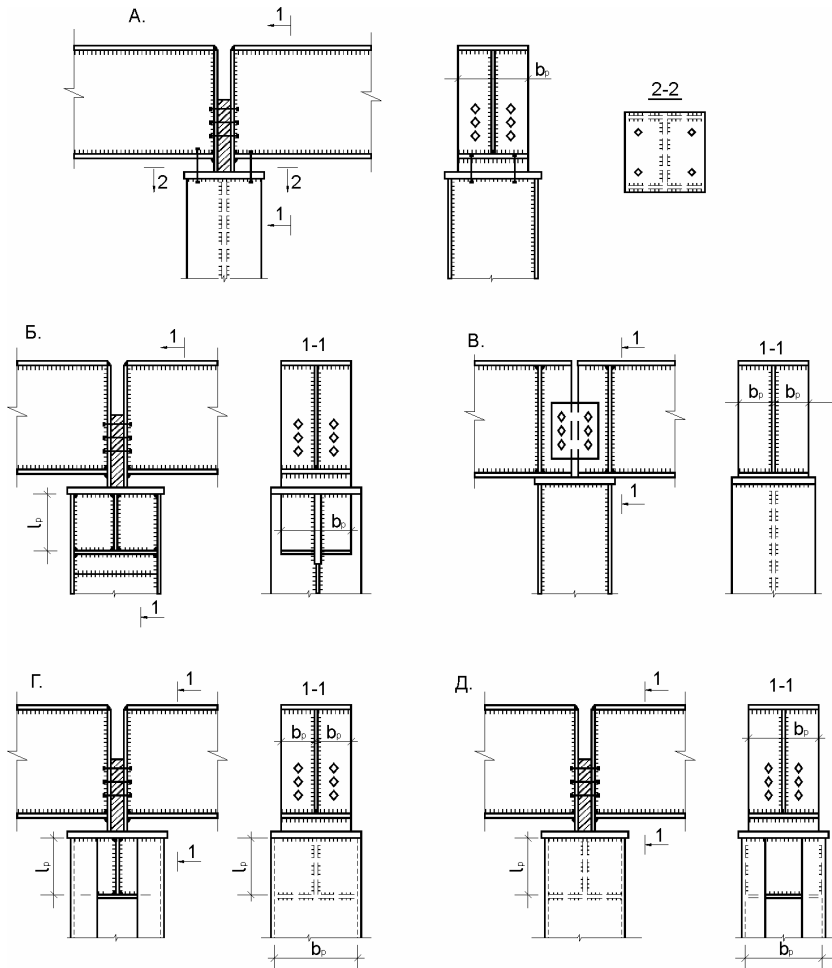


Рис.11. Оголовки колонн

6. ОФОРМЛЕНИЕ ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ КУРСОВОЙ РАБОТЫ

Графическая часть курсовой работы включает чертежи КМ (конструкции металлические) и КМД (конструкции металлические деталировочные). Чертежи оформляются на одном листе формата А1.

Чертежи КМ включают: схему элементов балочной клетки (план, продольные и поперечные разрезы) и основные монтажные узлы. На схеме должны быть показаны оси, отметки, пролеты, маркировка элементов и узлов. Отправочные элементы на схемах показываются одной сплошной линией. Каждая линия обозначает отдельную отправочную единицу, поэтому в монтажных узлах линии не должны пересекаться. Схема дополняется ведомостью отправочных элементов.

Чертежи КМД включают деталировочные чертежи главной балки, вспомогательной балки, балки настила и колонны. Чертежи КМД сопровождаются спецификацией металла на отправочные марки.

Чертежи сопровождаются примечаниями, в которых даются необходимые пояснения по материалу, электродам, болтам, сварным швам, антикоррозионной защите и т.д.

При выполнении чертежей и оформлении пояснительной записки необходимо руководствоваться ЕСКД.

ЛИТЕРАТУРА

1. Беленя Е.И., Балдин В.А., Ведеников Г.С. Кошутин Б.Н., Уваров Б.Ю., Пуховский А.Б., Морачевский Т.Н., Металлические конструкции. М.: Стройиздат, 1986.
2. Строительные нормы и правила. Стальные конструкции. Нормы проектирования. СНиП II-23-81*. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.
3. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. СНиП 2.01.07-85. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988.
4. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия. СНиП 2.01.07-85 (Дополнения. Разд.10. Прогибы и перемещения) М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988.
5. Стальные конструкции. Справочник конструктора. Под ред. Мельникова Н.П. М.: Стройиздат, 1976.
6. Временная инструкция о составе и оформлении рабочих чертежей зданий и сооружений. Раздел 5. Конструкции металлические. Чертежи КМ СН 460-74. М.: Стройиздат, 1978.
7. Абаринов А.А. Составление детализованных чертежей металлических конструкций. М.: Стройиздат, 1978.
8. Справочник проектировщика. Под ред. Кузнецова В.В. М.: Стройиздат, 1998.
9. Стандарт предприятия. Дипломные и курсовые проекты. Требования к оформлению пояснительной записки и чертежей. СТП. КИСИ 5-04-90. Казань, 1990.

	стр.
СОДЕРЖАНИЕ	
Введение	3
1. Компоновка балочной клетки	5
2. Расчёт несущего настила	5
3. Расчёт балок настила и вспомогательных балок	8
4. Расчёт главной балки	11
4.1. Определение нагрузок и расчётных усилий	11
4.2. Подбор сечения составной сварной балки.	12
4.3. Изменение сечения главной балки по длине	15
4.4. Проверка прочности, прогибов и общей устойчивости балок	16
4.5. Проверка местной устойчивости элементов балки	18
4.6. Расчёт поясных сварных швов	23
4.7. Расчёт опорных ребер	24
4.8. Расчёт узлов сопряжения балок	26
4.9. Расчёт монтажного стыка балок	27
5. Расчёт колонны	28
5.1. Расчёт стержня сплошной колонны	29
5.2. Расчёт стержня сквозной колонны с планками	31
5.3. Расчёт базы колонны	35
5.4. Расчёт оголовков колонн	41
6. Оформление графической части курсовой работы	45
Литература	46

Составитель: В.С.Агафонкин

Методические указания к курсовой работе по металлическим конструкциям для специальности 290300: "Балочная клетка"

Редактор: Н.Х.Михайлова

Редакционно-издательский отдел
Казанской государственной архитектурно-строительной академии

Лицензия ЛР № 020379 от 22.01.92г.

Подписано в печать

Заказ

Бумага тип №2

Тираж 200

Печать офсетная

Формат 60*84/16

Уч. изд. л.3,0

Усл. печ. л. 3,0

Печатно-множительный отдел КГАСА

Лицензия ПД № 0229 от 26.12.2000г.

420043, Казань, Зеленая 1.