Уральский федеральный университет
имени первого Президента России Б. Н. Ельцина
Строительный институт

З. В. БЕЛЯЕВА
С. В. КУДРЯВЦЕВ
И. А. ШЕРСТОБИТОВА

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ОСНОВНЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ СТАЛЬНОГО КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЗДАНИЯ

Методические указания
к выполнению курсового проекта

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
УРАЛЬСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ИМЕНИ ПЕРВОГО ПРЕЗИДЕНТА РОССИИ Б. Н. ЕЛЬЦИНА

З. В. Беляева, С. В. Кудрявцев, И. А. Шерстобитова

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ОСНОВНЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ СТАЛЬНОГО КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЗДАНИЯ

Методические указания к выполнению курсового проекта
по дисциплине «Металлические конструкции»
для студентов, обучающихся по программе бакалавриата
по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство»

Екатеринбург
Издательство Уральского университета
2017

УДК 621.86(07)
Б447

Методические указания подготовлены
кафедрой промышленного, гражданского строительства
и экспертизы недвижимости, рекомендованы к изданию
учебно-методическим советом Строительного института
20 апреля 2016 г.,
методическим советом УрФУ 16 декабря 2016 г.

Рецензент
А. А. Чебыкин, кандидат технических наук,
доцент кафедры промышленного, гражданского строительства
и экспертизы недвижимости УрФУ

Научный редактор
В. Г. Крохалев, кандидат технических наук,
доцент кафедры промышленного, гражданского строительства
и экспертизы недвижимости УрФУ

Беляева, З. В.

Б447 Расчет и конструирование основных несущих конструкций стального каркаса многоэтажного промздания : метод. указания / З. В. Беляева, С. В. Кудрявцев, И. А. Шерстобитова ; [науч. ред. В. Г. Крохалев] ; М-во образования и науки Рос. Федерации, Урал. федер. ун-т. — Екатеринбург : Изд-во Урал. ун-та, 2017. — 40 с.

В методических указаниях описаны этапы выполнения курсового проекта по дисциплине «Металлические конструкции», раскрываются вопросы компоновки простых конструктивных схем и соединений, приведены данные об объеме и содержании проекта, излагается методика расчета и конструирования проектируемых элементов и узлов.

Для студентов всех форм обучения, осваивающих дисциплину «Металлические конструкции».

УДК 621.86(07)

© Уральский федеральный университет, 2017

Предисловие

Методические указания предназначены для студентов всех форм обучения направления 08.03.01 «Строительство» для выполнения курсового проекта по модулю или дисциплине «Металлические конструкции». Целью курсового проекта является формирование у студентов навыков практических инженерных расчетов на примере конструирования и расчета основных несущих конструкций стального каркаса промышленного здания.

Для того чтобы студенты могли успешно овладеть основными способами организации самостоятельной работы, в методических указаниях предлагается схема последовательности действий, которой следует руководствоваться при выполнении курсового проекта, и приводятся ссылки на нормативную и учебную литературу.

Методические указания содержат данные об объеме и содержании проекта, пояснения к выполнению расчетов и графической части.

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Тема курсового проекта: расчет и конструирование основных несущих конструкций многоэтажного промышленного здания.

Цель курсового проекта: выработать начальные навыки компоновки простых конструктивных схем и соединений, использования методов расчета и конструирования.

Объем проекта: расчетно-пояснительная записка объемом 25–30 страниц формата А4; графическая часть — 2 листа чертежей формата А2 или А1.

Исходные данные для проектирования и график выполнения проекта указываются в задании. Климатический район строительства принят IIВ с температурой до –35°С в соответствии с СП 131.13330.2012 «Строительная климатология». Согласно [1, прил. В] балки рабочих площадок относятся к 1-й группе конструкций, балки перекрытий многоэтажного здания и фермы — ко 2-й группе, колонны — к 3-й группе.

Содержание курсового проекта:

1. Расчетная часть.
   1.1. Компоновка балочной клетки.
   1.2. Расчет балки настила.
   1.3. Расчет главной балки.
   1.4. Расчет колонны первого этажа.
   1.5. Расчет узлов.
   1.6. Расчет фермы покрытия.
2. Графическая часть.
   2.1. Общие указания.
   2.2. Элементы балки настила.
   2.3. Элементы главной балки.
   2.4. Примечания на чертежах.

1. РАСЧЕТНАЯ ЧАСТЬ

1.1. КОМПОНОВКА БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

Выполнение курсового проекта начинают с компоновки балочной клетки нормального типа, подбирая шаг балок настила. Шаг балок настила выбирается в зависимости от типа настила и величины нагрузки. При стальном настиле допускается шаг 0,5–1,5 м, при железобетонном настиле — 1,5–3,5 м.

В учебных целях студенты проектируют в середине пролета главной балки монтажный стык. Для упрощения сопряжения балки настила с главной балкой середину главной балки нужно оставить свободной, причем обе половины главной балки должны быть взаимозаменяемы. Для этого при компоновке рекомендуется следующее:

— при нечетном числе шагов балок настила разбивку начинать с оси колонны;

— при четном числе шагов балок настила разбивку начинать, отступив 0,5 шага от оси колонны (рис. 1).

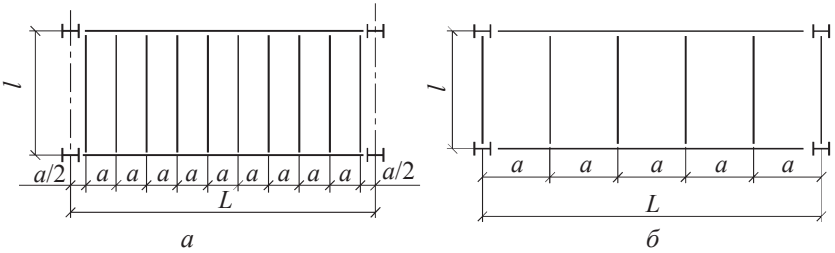

Рис. 1. Варианты компоновки балочной клетки:

а — при четном количестве шагов балок настила; *б* — при нечетном количестве шагов балок настила

Толщину стального настила принимают согласно табл. 1 в зависимости от нормативной временной нагрузки p^n на 1 м^2.

Толщину железобетонного настила принимают согласно табл. 2 в зависимости от нормативной временной нагрузки p^n на 1 м^2 и пролета настила, равного шагу балок настила.

Таблица 1

Толщина стального настила

Нормативная временная нагрузка p^n, кН/м^2	Рекомендуемая толщина стального настила, мм
11–20	8–10
21–30	10–12
> 30	12–14

Таблица 2

Толщина железобетонного настила

Расчетный пролет настила, м	Толщина (см) железобетонной плиты при временной нормативной нагрузке (кН/м^2)			
	15–20	20–25	25–30	30–35
1,5–2	10	12	12	14
2,1–2,5	12	12	14	16
2,6–3,0	14	14	16	18

1.2. РАСЧЕТ БАЛКИ НАСТИЛА

Балки настила проектируются прокатного сечения. Расчет балок настила включает статический расчет и конструктивный расчет.

1.2.1. Статический расчет балки настила

Статический расчет балки выполняется в следующей последовательности:

— составление расчетной схемы балки с указанием условий опирания, пролета балки, параметров нагрузок, действующих на балку;

— определение максимальных усилий в балке (изгибающего момента и поперечной силы).

По расчетной схеме балка настила представляет собой однопролетную шарнирно опертую балку, загруженную равномерно распределенной нагрузкой от перекрытия и собственного веса балки, который можно принять 0,3–0,6 кН/м. При определении нагрузки от собственного веса настила плотность стали следует принять 7 850 кг/м^3, плотность железобетона — 2 500 кг/м^3.

Погонную нагрузку на балку настила, нормативную и расчетную, определяют с учетом коэффициента надежности по назначению γ_n, шаг балок настила назначен при компоновке.

Усилия, возникающие в балке настила (максимальный расчетный изгибающий момент $M_{\max}$ и максимальная расчетная поперечная сила $Q_{\max}$), определяют от действия расчетных нагрузок.

1.2.2. Конструктивный расчет балки настила

Конструктивный расчет балки настила выполняют в следующем порядке:

— подбор сечения балки;

— проверка балки по предельным состояниям (ПС) I и II групп.

При подборе сечения из условия прочности балки на действие изгибающего момента [1, п. 8.2.1] необходимо определить требуемый момент сопротивления $W_{x,\ \text{тр}}$. При определении $W_{x,\ \text{тр}}$ можно исходить из предположения упругой работы материала балки или упруго-пластической работы материала балки, предварительно приняв $c_x = 1{,}12$. По сортаменту на двутавры с параллельными гранями полок (ГОСТ 26020-83 или СТО АСЧМ 20-93) подбирают необходимое сечение таким образом, чтобы фактический W_x был равен или был больше $W_{x,\ \text{тр}}$.

Для подобранного сечения балки настила по определенным ранее усилиям выполняют проверки по предельным состояниям I и II групп: проверки прочности на действие изгибающего момента и поперечной силы, проверки общей и местной устойчивости, проверку прогиба.

Если сечение балки настила подбиралось при упругой работе материала балки, проверка прочности на действие изгибающего момента производится по формуле (41) [1]. Если сечение балки настила подбиралось при упруго-пластической работе материала балки, проверку производят по формуле (50) [1], с уточнением коэффициента c_x.

Проверка прочности на действие поперечной силы (по касательным напряжениям) производится по формуле (42) [1].

Общая устойчивость балки настила обеспечена непрерывной развязкой верхнего сжатого пояса жестким настилом (стальным или железобетонным).

Местная устойчивость поясов и стенки прокатной балки настила обеспечена сортаментом.

Проверка прогиба балки настила относится к ПС II группы. Предельный относительный прогиб балки определяется по табл. Е.1 [2]. Величину фактического относительного прогиба от действия нормативной нагрузки (в случае равномерно распределенной нагрузки на балку) определяют по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^n l^3}{384EI_x},$$

где q^n — общая нормативная погонная нагрузка на балку настила, кН/см; E — модуль упругости стали, равный $2{,}06 \cdot 10^4$ кН/см^2; I_x — момент инерции сечения балки, принимаемый по сортаменту, см^4; l — пролет балки настила, см.

1.3. РАСЧЕТ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

Главные балки требуется запроектировать сварного составного сечения. Расчет главных балок так же, как и расчет балок настила, включает статический расчет и конструктивный расчет. При проектировании необходимо руководствоваться требованиями, изложенными в [1, 2, 3].

1.3.1. Статический расчет главной балки

Статический расчет выполняется в следующем порядке:

— составление расчетной схемы главной балки с указанием условий опирания, пролета балки, параметров нагрузок, действующих на балку;

— определение максимальных усилий в главной балке (изгибающего момента и поперечной силы).

По расчетной схеме главная балка представляет собой однопролетную шарнирно опертую балку, загруженную сосредоточенными силами от балок настила и собственным весом, который можно принять равным 2–6 % от нагрузки, действующей на балку. При частом расположении балок настила (пять и более), что всегда имеет место при стальном настиле, сосредоточенные силы можно заменить эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой. При небольшом количестве балок настила, приходящихся на главную балку (менее пяти), нагрузку следует принимать сосредоточенной.

Погонную или сосредоточенную нагрузку на главную балку, нормативную и расчетную, определяют с учетом коэффициента надежности по назначению γ_n, шаг главных балок принимают равным пролету балок настила.

Все усилия, возникающие в главной балке под действием приложенной к ней нагрузки (максимальный расчетный изгибающий момент $M_{\max}$, максимальный нормативный изгибающий момент $M^n_{\max}$, максимальная расчетная поперечная сила $Q_{\max}$), определяют с учетом собственного веса главной балки, умножая их на коэффициент α = 1,02–1,06 (если собственный вес главной балки был учтен при определении погонной нагрузки, вводить коэффициент α не следует).

1.3.2. Конструктивный расчет главной балки

1.3.2.1. Подбор и компоновка основного сечения главной балки

По $M_{\max}$, исходя из условия прочности изгибаемого элемента, определяют требуемый момент сопротивления сечения главной

балки $W_{x,\ тр}$. Учитывая, что в сечении, где действует M_{max}, будет монтажный стык балки, $W_{x,\ тр}$ определяют только при условии упругой работы стали.

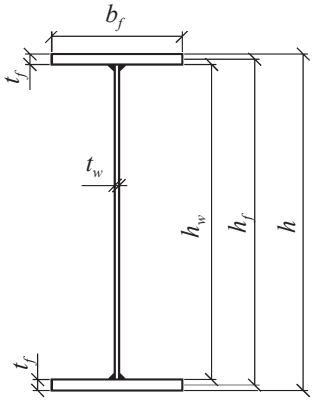

Рис. 2. Основное сечение главной балки:

h — высота сечения главной балки; h_f — расстояние между центрами тяжести поясов; h_w — высота стенки; b_f — ширина пояса; t_f, t_w — толщина пояса и стенки соответственно

Сечение главной балки компонуют в виде симметричного сварного двутавра (рис. 2), пояса и стенки которого изготовлены из стали одного класса прочности, указанного руководителем курсового проекта в задании. Задача компоновки составного сечения является многовариантной. Из множества решений необходимо выбрать одно, близкое к оптимальному по расходу стали.

Компоновку сварного сечения главной балки начинают с назначения толщины стенки. Предварительно ее определяют по эмпирической формуле, мм:

$$t_w = 7 + 0{,}3L,$$

где L — пролет балки, м.

Полученную толщину стенки t_w проверяют на срез от действия максимальной поперечной силы Q_{max} по формуле (7.23) [4] или

по формуле (5.72) [5]. Окончательно толщину стенки t_w принимают не менее 8 мм, согласуя ее с сортаментом на листовую сталь (ГОСТ 19903-2015, ГОСТ 82-70*).

Высоту главной балки (h) определяют исходя из двух условий: металлоемкости и жесткости. Из условия металлоемкости определяют оптимальную высоту балки $h_{опт}$ по формуле (7.20) [4] или по формуле (5.68) [5]. Из условия жесткости определяют минимальную высоту (см) балки h_{min}:

$$h_{min} = \frac{5M^n_{max} L R_y}{24 M_{max} E \left[\frac{f}{L}\right]},$$

где R_y — расчетное сопротивление стали по пределу текучести, кН/см^2; L — пролет балки, см; $\left[\frac{f}{L}\right] = \frac{1}{400}$ – предельный относительный прогиб главной балки (табл. Е.1 [2]); M^n_{max}, M_{max} — максимальный нормативный и максимальный расчетный изгибающие моменты соответственно.

Обычно h_{min} получается меньше, чем $h_{опт}$. В этом случае высоту сечения балки h принимают близкой к оптимальной. Если h_{min} получается больше, чем $h_{опт}$, то высоту сечения балки h принимают больше минимальной. Определяющим размером является высота стенки h_w, которая по возможности увязывается со стандартными размерами выпускаемых листов (ГОСТ 19903–2015, ГОСТ 82-70*).

Компоновка поясов начинается с назначения толщины пояса t_f, которая находится в интервале 20–40 мм. Назначив толщину пояса t_f, получаем, см:

$$h_w = h - 2t_f; \qquad h_f = h - t_f.$$

Момент инерции поясов I_f можно получить как разность требуемого момента инерции балки $I_{x,\,тр}$ и момента инерции стенки I_w, см^4:

$$I_f = I_{x,\,тр} - I_w;$$

$$I_{x,\text{ тр}} = W_{x,\text{ тр}} \frac{h}{2};$$

$$I_w = \frac{t_w h_w^3}{12},$$

где h_w — высота стенки, см; h — высота балки, см.

С другой стороны, момент инерции (см^4) полок относительно оси x равен:

$$I_f = 2A_f \left(\frac{h_f}{2}\right)^2,$$

где A_f — площадь сечения одного пояса, см^2.

Зная I_f, можно определить площадь сечения пояса балки, см^2:

$$A_f = \frac{2I_f}{h_f^2},$$

где h_f — расстояние между центрами тяжести поясов, см.

Получив A_f и приняв ранее t_f, можно определить ширину пояса, см:

$$b_f = \frac{A_f}{t_f}.$$

Компоновку сечения поясов производят с учетом ряда конструктивных требований:

— $b_f = (1/3 - 1/5)h$ — из условия обеспечения общей устойчивости балки;

— $t_f \leq 3t_w$ — из технологических требований (свариваемость элементов);

— $b_f \geq 180$ мм — из условия организации узлов.

Поясные листы толщиной более 40 мм применять не рекомендуется. Для полок рекомендуется использование универсальной полосовой стали по ГОСТ 82–70*.

Для полученного основного сечения главной балки необходимо определить фактические геометрические характеристики I_x и W_x.

1.3.2.2. Подбор и компоновка уменьшенного сечения главной балки

В целях экономии металла сечение балки на приопорных участках можно уменьшить. При этом размеры уменьшенного сечения принимаются такими же, как и для основного сечения, кроме ширины полки. Места изменения сечения балки по длине намечают, как правило, на расстоянии $x = L/6$ от опор, где L — пролет главной балки. Затем в месте изменения сечения определяют значения изгибающего момента M_1 и поперечной силы Q_1 и находят требуемый момент сопротивления (см^3) измененного сечения $W'_{x,\,\text{тр}}$ при условии упругой работы материала по формуле

$$W'_{x,\,\text{тр}} = \frac{M_1}{R_y \gamma_c}.$$

Определяют площадь сечения (см^2) поясов уменьшенного сечения:

$$A'_f = \frac{2I'_{f,\,\text{тр}}}{h_f^2};$$

$$I'_{f,\,\text{тр}} = I'_{x,\,\text{тр}} - I_w,$$

где $I'_{x,\,\text{тр}}$ — требуемый момент инерции уменьшенного сечения балки, см^4:

$$I'_{x,\,\text{тр}} = W'_{x,\,\text{тр}} \frac{h}{2}.$$

Определив требуемую площадь уменьшенного сечения пояса и имея толщину пояса t_f, находят ширину пояса уменьшенного сечения b'_f, см:

$$b'_f = \frac{A'_f}{t_f}.$$

Полученная ширина пояса уменьшенного сечения должна удовлетворять ряду конструктивных требований:

$$b'_f \geq \frac{b_f}{2}; \qquad b'_f \geq \frac{1}{10}h; \qquad b'_f \geq 180 \text{ мм}.$$

Стык поясных листов осуществляется стыковым швом, сварочный материал для которого подбирают по табл. Г1 [1].

Для уменьшенного сечения главной балки определяют фактические геометрические характеристики: $I'_x, W'_x, S'_x, S'_{x,f}$.

По окончании компоновки сечений балки нужно определить, надо ли укреплять стенку балки поперечными ребрами жесткости согласно п. 8.5.9 [1].

Ширину ребра b_h и толщину ребра t_h определяют по указаниям п. 8.5.9 [1], как для парных ребер.

1.3.2.3. Проверки подобранных сечений главной балки

Для подобранного сечения главной балки по определенным ранее усилиям выполняют проверки по предельным состояниям I и II групп: проверки прочности на действие изгибающего момента и поперечной силы, проверки общей и местной устойчивости, проверку прогиба.

Проверка прочности балки по нормальным напряжениям (на действие изгибающего момента) производится по формуле (41) [1].

Проверка прочности балки по касательным напряжениям (на действие поперечной силы) производится по формуле (42) [1].

Проверка прочности по местным напряжениям в случае верхнего опирания балок настила на главную балку и отсутствия под ними ребер жесткости выполняется по формуле 46 [1].

Проверка прочности по приведенным напряжениям выполняется по формуле (44) [1]. При отсутствии местных напряжений эта проверка выполняется в месте изменения сечения главной балки. При наличии местных напряжений приведенные напряжения проверяют под балкой настила, расположенной около места изменения сечения со стороны опоры.

Общая устойчивость главной балки считается обеспеченной и проверка не требуется, если соблюдается одно из двух условий, указанных в п. 8.4.4 [1]. Если ни одно из этих условий не выполняется, то проверка общей устойчивости главной балки выполняется

по формуле (69) [1]. За расчетную длину l_{ef} следует принимать расстояние между балками настила.

В главной балке, работающей по схеме однопролетной шарнирно опертой конструкции, местную устойчивость могут потерять верхний сжатый пояс и стенка.

Критерием местной устойчивости пояса главной балки является условная гибкость пояса:

$$\bar{\lambda}_f = \left(b_{ef}/t_f\right)\sqrt{R_y/E}\ ,$$

где b_{ef} — ширина свеса пояса; t_f — толщина пояса.

Условием обеспечения местной устойчивости пояса является соотношение

$$\bar{\lambda}_f \le \bar{\lambda}_{uf}\ ,$$

где значение $\bar{\lambda}_{uf}$ определяется по п. 8.5.18 [1].

Местную устойчивость стенки балки проверять не требуется, если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$ не превышает:

— значения 3,5 — при отсутствии местных напряжений в балках с двусторонними поперечными ребрами;

— значения 2,5 — при наличии местных напряжений в балках с двусторонними поперечными ребрами.

Проверку местной устойчивости стенки при $3{,}5 < \bar{\lambda}_w \le 6$ следует выполнять по формуле (80) [1]. Значения напряжений σ, σ_{loc} и τ определяют согласно п. 8.5.2 [1].

Прогиб сварной балки (расчет по ПС II группы) можно не проверять, если фактическая высота балки больше минимальной, определенной с учетом предельного относительного прогиба.

1.4. РАСЧЕТ КОЛОННЫ ПЕРВОГО ЭТАЖА

Для расчета выбирается средняя колонна первого этажа. В курсовом проекте рассматривается расчет колонны сплошного сварного сечения.

Расчет колонны так же, как и расчет балок, включает в себя статический расчет и конструктивный расчет.

1.4.1. Статический расчет колонны первого этажа

Статический расчет колонны начинается с составления расчетной схемы колонны, т. е. с определения условий закрепления опорных узлов, геометрической длины колонны, параметров нагрузки на колонну.

Расчетная схема для колонны рабочей площадки может быть принята по одному из двух вариантов: шарнирные верхний и нижний узлы или шарнирный верхний узел и жесткий — нижний. Заглубление колонны может быть принято в пределах 0,6–0,8 м.

Сосредоточенную нагрузку, действующую на колонну, можно определить, собрав нагрузку на перекрытие, действующую на 1 м^2, с грузовой площади, приходящейся на среднюю колонну. Нагрузку от собственного веса колонны можно принять ориентировочно равной 2–5 кН/м.

Так как колонна является центрально-сжатым элементом, то продольная сила N (расчетное усилие в колонне) будет численно равна нагрузке на колонну.

1.4.2. Конструктивный расчет колонны первого этажа

В курсовом проекте необходимо запроектировать сварное сечение колонны из листового проката (рис. 3).

Требуемая площадь сечения колонны определяется из условия обеспечения устойчивости центрально-сжатого элемента (п. 7.1.3 [1]), при этом коэффициент продольного изгиба φ предварительно принимается в интервале 0,7–0,9. Меньшие значения принимаются при большой длине колонны, бóльшие — при малой длине.

Задача компоновки сечения сплошной колонны многовариантная. Для нахождения высоты h и ширины b сечения (см. рис. 3) можно воспользоваться приблизительными соотношениями между радиусами инерции i_x, i_y и размерами сечения h и b:

$$i_x = \alpha_x h; \quad i_y = \alpha_y b.$$

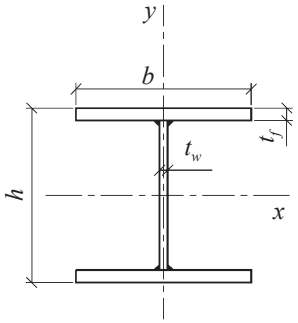

Рис. 3. Сплошное сечение колонны:

h — высота сечения колонны; h_w — высота стенки; b_f — ширина пояса; t_f, t_w — толщина пояса и стенки соответственно

Радиусы инерции определяются по формулам

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_x}; \quad i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda_y},$$

где λ_x и λ_y — гибкости, которые можно принять в соответствии с назначенным значением φ; $l_{ef,x}$ и $l_{ef,y}$ — расчетные длины относительно осей x и y соответственно, определенные для принятой расчетной схемы:

$$l_{ef,x} = \mu l_x; \quad l_{ef,y} = \mu l_y,$$

где μ — коэффициент приведения длины; l_x, l_y — геометрические длины колонны относительно осей x и y соответственно.

Приравняв выражения для радиусов инерции, можно найти искомые значения h и b:

$$h = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_x \alpha_x}; \; b = \frac{l_{ef,y}}{\lambda_y \alpha_y}.$$

Для сварного двутавра $\alpha_x = 0{,}42$, $\alpha_y = 0{,}24$. При равных расчетных длинах и одинаковых гибкостях значение h оказывается примерно вдвое меньше b. Такое сечение не конструктивно. Для получения конструктивного сечения приходится отступать от условия равноустойчивости и принимать $h = b$.

Для получения наиболее рационального сечения необходимо соблюдение следующих рекомендаций:

$$A_{2f} = 0{,}8A_{\text{тр}}, \quad A_w = 0{,}2A_{\text{тр}}.$$

Определяем толщину поясов и стенки:

$$t_f = \frac{A_f}{b} = \frac{0{,}4A_{\text{тр}}}{b};$$

$$t_w = \frac{A_w}{h - 2t_f} = \frac{0{,}2A_{\text{тр}}}{h - 2t_f}.$$

Значения t_f и t_w необходимо согласовать с сортаментом на листовой прокат (ГОСТ 82-70*) и учесть конструктивные требования:

$$\frac{t_f}{t_w} \le 3;\ t_f = 8\text{–}40 \text{ мм};\ t_w = 6\text{–}16 \text{ мм}.$$

С учетом полученных величин и конструктивных требований можно скомпоновать сечение и определить его фактические геометрические характеристики A, I_x, I_y, i_x, i_y.

Центрально-сжатые элементы проверяют только по предельным состояниям I группы — на общую и местную устойчивость.

Проверка общей устойчивости колонны относительно оси наибольшей гибкости y выполняется согласно п. 7.1.3 [1]. Фактическое значение коэффициента продольного изгиба φ определяется по значению условной гибкости $\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y / E}$ с помощью табл. Д1 [1].

Условием обеспечения местной устойчивости пояса является соблюдение условия

$$\bar{\lambda}_f \le \bar{\lambda}_{uf},$$

где $\bar{\lambda}_f = \left(b_{ef} / t_f\right)\sqrt{R_y / E}$ — условная гибкость пояса; b_{ef} — ширина свеса пояса; $\bar{\lambda}_{uf}$ — предельная условная гибкость пояса, определяемая по п. 7.3.8 [1].

Условием обеспечения местной устойчивости стенки является соотношение

$$\bar{\lambda}_w \le \bar{\lambda}_{uw},$$

где $\bar{\lambda}_w = (h_w/t_w)\sqrt{R_y/E}$ — условная гибкость стенки; $\bar{\lambda}_{uw}$ — предельная условная гибкость стенки, определяемая по табл. 9 [1].

Значения $\bar{\lambda}_{uw}$ следует принять в зависимости от условной гибкости колонны относительно оси максимальной гибкости $\bar{\lambda}_y$.

1.5. РАСЧЕТ УЗЛОВ

В курсовом проекте необходимо запроектировать следующие основные узлы: узел сопряжения главной балки с балкой настила, узел опирания главной балки на колонну, монтажный узел главной балки, базу колонны.

1.5.1. Расчет узла сопряжения главной балки и балки настила

Если сопряжение главной балки и балки настила принято в одном уровне и балки настила крепятся к ребрам жесткости главной балки на болтах (см. рис. 7.32 [4]), то расчет сводится к определению необходимого количества болтов нормальной точности для восприятия опорной реакции балки настила. Для этого необходимо задать диаметр болтов, класс прочности и выполнить расчет согласно п.п. 14.2.9 и 14.2.10 [1]. Определив необходимое количество болтов, надо убедиться, удовлетворяет ли размещение болтов нормативным требованиям (табл. 41 [1]).

Полученное при расчете балки настила максимальное касательное напряжение τ_{max} необходимо увеличить за счет ослабления стенки балки отверстиями под болты в месте передачи опорной реакции:

$$\tau'_{max} = \tau_{max}\alpha,$$

где коэффициент α определяется по формуле

$$\alpha = \frac{a}{a - d_o},$$

где α — расстояние между центрами тяжести отверстий; d_o — диаметр отверстия.

1.5.2. Расчет опорного узла главной балки

Оформление опорного узла можно принять по рис. 7.28 и рис. 8.20 [4] или по рис. 6.52 [5]. В этом случае опорное давление балки передается на опорный столик колонны. В опорном узле балки необходимо рассчитать: опорный лист на смятие торцевой поверхности; сварные угловые швы, крепящие стенку балки к опорному листу балки; сварные угловые швы, крепящие опорный столик к колонне.

Из условия прочности на смятие торца опорного листа (формула (7.68) [5]) определяют необходимую площадь торца. Ширину опорного листа обычно принимают равной ширине пояса уменьшенного сечения балки. Определив необходимую толщину опорного листа, принимают окончательный размер, округлив его в большую сторону и согласовав с ГОСТ 82-70* на листовой широкополосный универсальный прокат.

Прикрепление опорного листа к стенке балки сварными швами должно быть рассчитано на полную опорную реакцию главной балки с учетом максимальной рабочей длины сварного шва. Расчет сводится к определению необходимого катета шва. Если менее прочным в сварном угловом шве является сечение по материалу шва, то катет шва можно рассчитать по формуле, см:

$$k_f \geq \frac{1}{\beta_f}\sqrt{\frac{N}{85nR_{wf}\gamma_c}},$$

где N — опорная реакция главной балки, кН; β_f — коэффициент проплавления, принимаемый по табл. 39 [1]; n — количество сварных угловых швов; R_{wf} — расчетное сопротивление условному срезу материала шва по табл. Г.2 [1], кН/см^2; γ_c — коэффициент условий работы конструкции по табл. 1 [1].

Толщина опорного столика принимается конструктивно — на 15–20 мм больше толщины опорного листа главной балки. Столик целесообразно приваривать к колонне по трем сторонам. Высоту столика можно определить из условия прочности сварных угловых швов, приваривающих опорный столик к колонне. С учетом возможной неравномерной передачи нагрузки

на сварные швы опорную реакцию балки N увеличивают на 30 %. При этом задают катет сварного шва k_f в пределах 8–14 мм, из условия прочности сварного шва (п. 14.1.16 [1]) находят суммарную длину шва. Затем, назначив ширину опорного столика, находят его высоту.

1.5.3. Расчет монтажного узла главной балки

Монтажный узел главной балки должен быть решен на высокопрочных (ВП) болтах, одинаковых для полок и стенки. Марки стали для ВП болтов, предпочтительные диаметры и значения временных сопротивлений приведены в табл. Г.8 [1].

Задавшись диаметром ВП болтов, маркой стали и способом обработки поверхности, определяют несущую способность соединения, стянутого одним ВП болтом (Q_{bh}), по формуле (191) [1], а по формуле (192) [1] устанавливают требуемое количество болтов в полках n.

ВП болты в полках воспринимают продольное усилие N_f, действующее в них, кН:

$$N_f = \frac{M_f}{h_f},$$

где M_f — изгибающий момент, воспринимаемый полками, кНм;

$$M_f = M_{\max} - M_w,$$

где $M_{\max}$ — максимальный изгибающий момент в середине балки, кНм; M_w — изгибающий момент (кНм), приходящийся на стенку, который определяется по формуле:

$$M_w = M_{\max} \frac{I_w}{I_x},$$

где I_w — момент инерции стенки балки, см^4; I_x — момент инерции балки относительно оси x, см^4.

ВП болты в стенке воспринимают изгибающий момент M_w, приходящийся на стенку. При двух вертикальных рядах болтов в полунакладке количество болтов в одном вертикальном ряду k

можно определить в зависимости от параметра α по табл. 3. Параметр α определяется по формуле

$$\alpha = \frac{Q_{bh} h_{\max} k_{\text{тр}}}{M_w},$$

где $h_{\max}$ — расстояние между крайними горизонтальными рядами болтов, см; $k_{\text{тр}}$ — количество плоскостей трения.

Таблица 3

Количество болтов в стенке балки в зависимости от коэффициента α

α	0,357	0,321	0,292	0,267	0,246	0,227	0,212	0,198	0,186	0,175
k	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

Расчет ослабленного сечения нижнего пояса на прочность необходимо выполнить согласно п. 14.3.11 [1].

1.5.4. Расчет базы колонны

Конструкция базы колонны должна соответствовать той расчетной схеме, которая была принята при расчете колонны. Она может обеспечивать шарнирное или жесткое сопряжение с фундаментом. Базу любого типа рекомендуется конструировать с траверсой. Расчет базы сводится к расчету опорной плиты и расчету траверсы. При расчете опорной плиты необходимо определить ее площадь и толщину.

Площадь опорной плиты определяется из условия прочности материала фундамента (бетона) по формуле (8.38) [4]. Для фундамента применяют бетон классов В7,5, В10 и В12,5. Расчетное сопротивление осевому сжатию бетона можно принять по табл. 6.8 [6].

Толщину траверсы при компоновке элементов базы следует принимать в интервале 10–16 мм.

Толщину опорной плиты $t_{\text{пл}}$ определяют из предположения работы ее на изгиб под действием отпора фундамента. Для этого

необходимо выделить участки опорной плиты с разным типом защемления в соответствии с конструкцией базы. Участки могут быть консольные и опертые на четыре, три и два канта. Изгибающие моменты на этих участках можно определить соответственно по формуле (8.41) [4] или по формулам (6.101), (6.102) [5]. Если один из изгибающих моментов значительно превышает моменты на других участках, его нужно уменьшить постановкой дополнительного ребра. По наибольшему из найденных изгибающих моментов определяют толщину плиты $t_{пл}$ по формуле (8.42) [4] или (6.100) [5]. Толщина плиты $t_{пл}$ должна быть в пределах 20–40 мм.

Расчет траверсы сводится к определению ее высоты $h_{тр}$ и проверке ее на прочность при изгибе под действием отпора фундамента. Высота траверсы определяется необходимой длиной швов по формуле (8.43) [4] и не должна превышать $85k_f\beta_f$. Прочность траверсы проверяется в местах крепления ее к колонне по формулам (8.44) [4].

Анкерные болты принимают конструктивно: при шарнирном сопряжении — диаметром 20–30 мм, при жестком сопряжении — 24–36 мм.

1.5. РАСЧЕТ ФЕРМЫ ПОКРЫТИЯ

В курсовом проекте необходимо рассчитать и законструировать стропильную ферму, являющуюся ригелем рамы в уровне покрытия. Пример расчета фермы покрытия приведен в учебной литературе [4, с. 380–388; 5, с. 463–469]. Конструктивная схема фермы выбирается по согласованию с руководителем, при отсутствии указаний руководителя можно принять ферму с параллельными поясами с уклоном 2,5 %, решетку — треугольную с дополнительными стойками, высоту фермы на опоре — 3 150 мм (по граням сечений уголков).

Расчет фермы так же, как и расчет рассмотренных выше конструкций, включает в себя статический расчет и конструктивный расчет.

1.5.1. Статический расчет фермы покрытия

При расчете стропильной фермы можно использовать одно из основных допущений при расчетах ферм и принять все узлы фермы шарнирными.

Нагрузки на ферму определяются по формулам, приведенным в учебной литературе [4, с. 275]. Стропильные фермы, как правило, рассчитывают на нагрузки, приложенные к ним в виде сосредоточенных сил в узлах. Расчетные узловые нагрузки (кН) на ферму определяют от собственного веса несущих и ограждающих конструкций покрытия и от снеговой нагрузки:

$$P = gdB \text{ — постоянная; } P_{\text{сн}} = SdB \text{ — снеговая,}$$

где g и S — расчетная постоянная и снеговая нагрузки на 1 м^2 покрытия; d — длина панели верхнего пояса фермы, м; B — шаг ферм, м.

Примеры определения нагрузок даны в учебной литературе [4, с. 381–382].

Определение усилий (продольных сил N) в элементах стропильной фермы может быть выполнено с помощью любой доступной расчетной программы на ПК или любым способом строительной механики.

Подбор сечений стержней фермы ведется по расчетным усилиям (максимальным по абсолютной величине), соответствующим различным комбинациям действующих на ферму нагрузок с учетом коэффициента сочетаний согласно [2]. Определение расчетных усилий удобно вести в табличной форме (см. табл. 13.1 [4]).

1.5.2. Конструктивный расчет фермы покрытия

Подбор сечений сжатых и растянутых стержней и проверка их несущей способности производятся в соответствии с указаниями табл. 4 и 5. При этом расчетные длины элементов фермы определяются по указаниям табл. 24 [1] или по указаниям [4, с. 277–278].

Результаты подбора стержней оформляются в табличной форме (см. табл. 13.2 [4], табл. 7.6 [5]).

Таблица 4

Последовательность расчета сжатых стержней фермы

Порядок расчета	Формула	Пример
Определение требуемой площади	$A_{\text{тр}} = \dfrac{N}{\varphi R_y \gamma_c}$, см^2, где N — расчетное усилие в стержне, кН; φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый в зависимости от гибкости стрежня λ (начальное значение λ можно принять равным 80–100 для поясов и равным 100–120 в остальных случаях)	[4, с. 385]
Подбор сечения по сортаменту и определение геометрических характеристик сечения	A, i_x, i_y — по сортаменту; $\lambda_x = \dfrac{l_{ef,x}}{i_x} \le [\lambda]$; $\lambda_y = \dfrac{l_{ef,y}}{i_y} \le [\lambda]$, где $l_{ef,x}$, $l_{ef,y}$ — расчетные длины элементов; [λ] определяется по табл. 32 [1]	[4, с. 385]
Проверка устойчивости	Выполняется согласно п. 7.1.3 [1]: $\dfrac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \le 1$, где φ определяется по большей из λ_x и λ_y (табл. Д.1 [1])	[4, с. 385]

Таблица 5

Последовательность расчета растянутых стержней фермы

Порядок расчета	Формула	Пример
Определение требуемой площади	$A_{\text{тр}} = \dfrac{N}{R_y \gamma_c}$, см^2, где N — расчетное усилие в стержне	[4, с. 385]
Подбор сечения по сортаменту и определение геометрических характеристик сечения	A, i_x, i_y — по сортаменту; $\lambda_x = \dfrac{l_{ef,x}}{i_x} \le [\lambda]$; $\lambda_y = \dfrac{l_{ef,y}}{i_y} \le [\lambda]$, где $l_{ef,x}$, $l_{ef,y}$ — расчетные длины элементов; [λ] определяется по табл. 33 [1]	
Проверка прочности	Выполняется согласно п. 7.1.1. [1]: $\dfrac{N}{AR_y \gamma_c} \le 1$	[4, с. 385]

2. ГРАФИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ

2.1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

Графическая часть курсового проекта выполняется на двух листах формата А2 или А1 и представляет собой рабочую документацию металлических конструкций, включающую рабочие чертежи марки КМ (конструкции металлические) на одном листе и деталировочные чертежи металлических конструкций марки КМД (конструкции металлические деталировочные) — на другом листе.

В рабочих чертежах КМ (лист № 1) разрабатываются все вопросы компоновки металлических конструкций. В состав этих чертежей входят общие компоновочные чертежи — схемы расположения частей конструкций и узлы металлических конструкций (ГОСТ 502-2007). На схемах должны быть показаны оси, отметки, пролеты, шаги балок, маркировка элементов и узлов. Конструктивные элементы на схемах обозначают одной сплошной линией. Каждая линия обозначает отдельную отправочную единицу, поэтому в монтажных узлах линии не должны пересекаться. Схема дополняется ведомостью элементов (рис. 4).

Рис. 4. Ведомость элементов

К основным узлам, изображаемым в курсовом проекте на чертеже КМ, относятся: узел сопряжения главной балки и балки настила, узел опирания главной балки на колонну, база колонны.

На листе № 2 разрабатываются чертежи марки КМД на балку настила и отправочную марку главной балки. Чертеж КМД сопровождается спецификацией металла на отправочные марки (рис. 5) и таблицей отправочных элементов (рис. 6). При изготовлении металлических конструкций одинаковые позиции или отправочные марки, отличающиеся, например, зеркальным расположением отверстий, принято обозначать словами «так» и «наоборот», что на чертежах КМД сокращается до первых букв — «т.» и «н.».

Спецификация стали по ГОСТ 27772-88*												10
Марка	Поз.	Сечение, мм	Длина, мм	Кол-во		Масса, кг			Сталь	Общ. масса на черт., кг	Примечание	10
				т.	н.	поз.	всех	марки				10
												8
												8
15	10	25	20	8	8	15	15	15	15	15	25	
185												

Рис. 5. Спецификация металла

Таблица отправочных марок							10
Марка	Кол-во		Масса, кг		Масса трансп. элементов, кг		10
	т.	н.	марки	всех	на марку	общая	10
							8
							8
20	10	10	20	20	20	25	

Рис. 6. Таблица отправочных марок

На чертежах КМД допускается разный масштаб изображения осей и поперечных сечений. Масштаб изображения осей

принимается 1 : 20, 1 : 50; масштаб изображения поперечных сечений — 1 : 10, 1 : 20.

На чертежах КМД для каждой отправочной марки представлены фасады, виды сверху, снизу, сбоку, которые располагаются относительно фасада с соответствующей стороны, и поперечные разрезы [7]. На чертежах должно быть указано необходимое количество размеров, которые определяют габариты деталей и их положение в пространстве. Если деталь подвергается дополнительной обработке (строгание, фрезерование, гибка, сверление отверстий), то это необходимо отразить на чертеже и в спецификации.

2.2. ЭЛЕМЕНТЫ БАЛКИ НАСТИЛА

В процессе расчета было выбрано сопряжение балки настила с главной балкой в одном уровне. Графическое изображение фасада балки настила на чертеже КМД представлено на рис. 7.

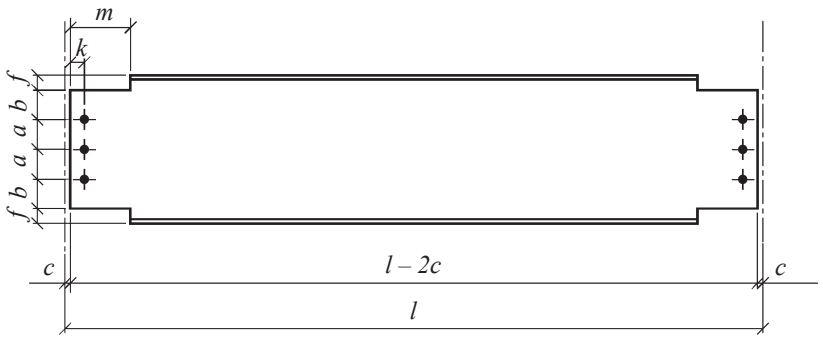

Рис. 7. Фасад балки настила при сопряжении ее с главной балкой в одном уровне:

l — пролет балки настила в координационных осях; *c* — привязка балки к координационной оси; *m* — длина участка вырезанной полки; *f* — глубина выреза в балке настила; *a* — расстояние между центрами отверстий; *b* — расстояние от центра отверстия до края балки; *k* — расстояние между вертикальной осью болтового соединения и краем стенки балки настила

Размеры c, m, f и k опорного участка балки настила (см. рис. 7) определяют по узлу сопряжения балки настила и главной балки (см. рис. 8).

Размер c — привязку балки настила к координационной оси (мм) — можно определить как

$$c \geq \frac{t_w}{2} + k_f,$$

где t_w — толщина стенки главной балки, мм; k_f — катет шва, приваривающего ребро жесткости к стенке главной балки, мм.

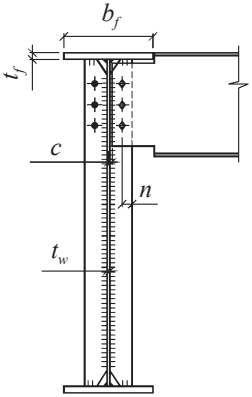

Рис. 8. Узел сопряжения балки настила и главной балки в одном уровне:
t_w — толщина стенки главной балки; t_f — толщина пояса главной балки; b_f — ширина пояса главной балки; c — привязка балки к координационной оси; n — расстояние от центра отверстия до края ребра

Размер m — длина участка вырезанной полки (мм) — зависит от ширины полки главной балки и может быть определен как

$$m = \frac{b_f}{2}.$$

Размер f — глубина выреза в балке настила (мм) — зависит от толщины пояса главной балки t_f и определяется по формуле

$$f > t_f + k_f,$$

где k_f — катет шва, приваривающего ребро жесткости к поясу главной балки, мм.

Размер k — расстояние между вертикальной осью болтового соединения и краем стенки балки настила (мм) — должен быть увязан с шириной ребра жесткости и диаметром отверстия под болты, принятыми для сопряжения балок настила и главных балок, таким образом, чтобы

$$k \geq 1{,}5d_{\text{о}} \text{ и } n \geq 1{,}5d_{\text{о}},$$

где $d_{\text{о}}$ — диаметр отверстия, мм.

Количество отверстий зависит от принятого количества болтов, необходимых для восприятия опорной реакции балки настила. При разбивке горизонтальных осей болтового соединения необходимо соблюдение соотношений

$$b \geq 2d_{\text{о}},\ a \geq 2{,}5d_{\text{о}}.$$

2.3. ЭЛЕМЕНТЫ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

2.3.1. Изменение сечения главной балки по длине

Изменение сечения главной балки по длине производится в соответствии со схемой, приведенной на рис. 9.

2.3.2. Опорный узел главной балки

Примыкание главной балки организуется к колонне сбоку. Размеры $t_{\text{оп}}$ — толщина опорного листа и b'_f — ширина уменьшенного сечения получены расчетом. Выпуск опорного листа (15–20 мм) принят конструктивно (см. рис. 10).

Размер k — расстояние от крайней (верхней) горизонтальной оси болтового соединения до низа опорного листа. Из условия шарнирного опирания главной балки на колонну должно соблюдаться условие $k \leq \frac{2}{3}h$.

При расстановке монтажных болтов в опорном листе балки необходимо выдержать соотношение

$$a \geq 1{,}5d_{\text{о}},$$

где $d_{\text{о}}$ — диаметр отверстия под монтажные болты.

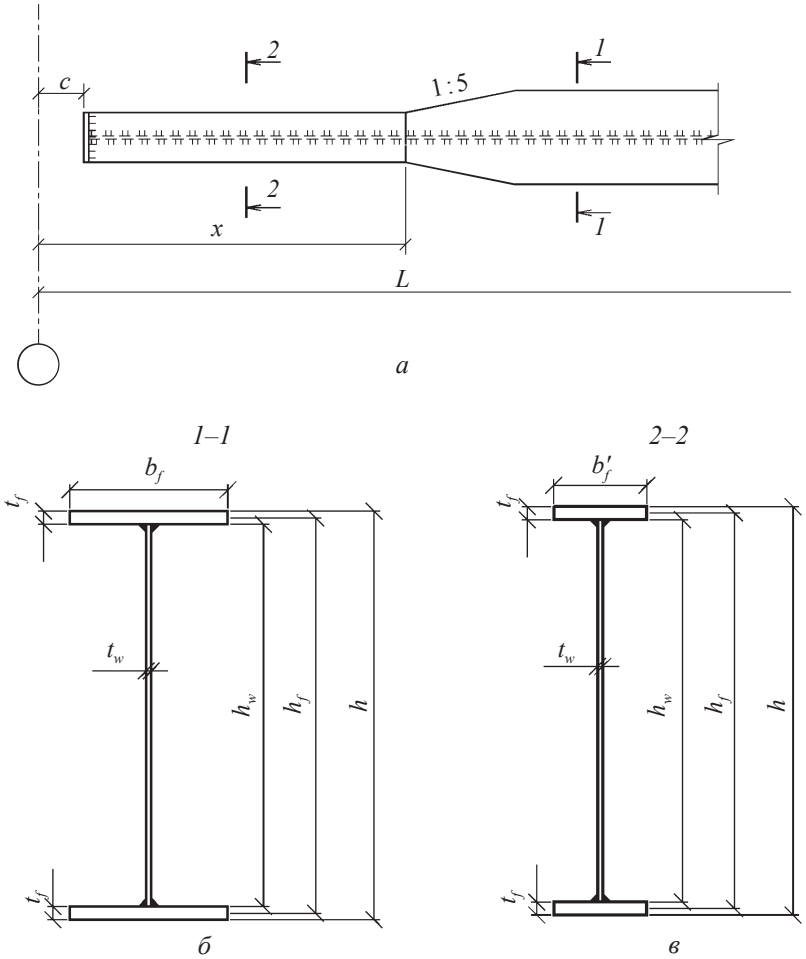

Рис. 9. Главная балка в месте изменения сечения
(*а* — вид сверху; *б* — основное сечение; *в* — уменьшенное сечение):

c — привязка главной балки к координационной оси; L — пролет главной балки; x — расстояние от оси до места изменения сечения; t_w — толщина стенки главной балки; t_f — толщина пояса главной балки; b_f, b'_f — ширина пояса главной балки основного и уменьшенного сечений соответственно; h_w — высота стенки главной балки; h_f — расстояние между центрами тяжести поясов главной балки; h — высота главной балки

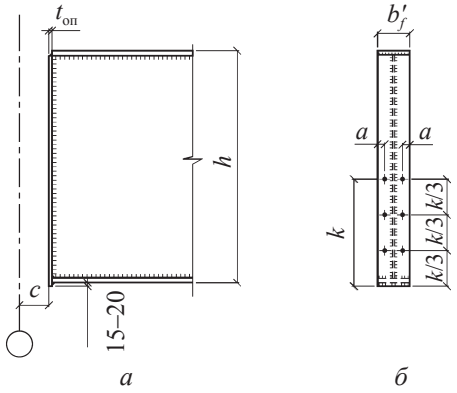

Рис. 10. Опорный узел главной балки (*а* — фасад; *б* — вид сбоку):

c — привязка главной балки к координационной оси; *h* — высота главной балки; $t_{оп}$ — толщина опорного листа; b'_f — ширина уменьшенного сечения; *a* — расстояние от центра отверстия до края опорного листа

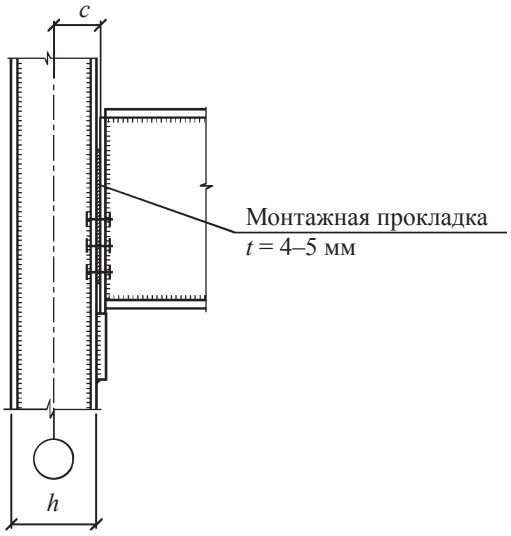

Рис. 11. Узел сопряжения главной балки с колонной при опирании сбоку:

c — привязка главной балки к координационной оси; *h* — высота сечения колонны

Размер c — привязку главной балки к координационной оси — можно получить из схемы узла сопряжения колонны и главной балки (см. рис. 11). Из рис. 11 видно, что

$$c = \frac{h}{2} + 4 - 5 \text{ мм},$$

где h — высота сечения колонны.

2.3.3. Монтажный узел главной балки

Количество болтов в полках должно быть четное. При небольшом количестве болтов их целесообразно располагать двумя продольными рядами (см. рис. 12).

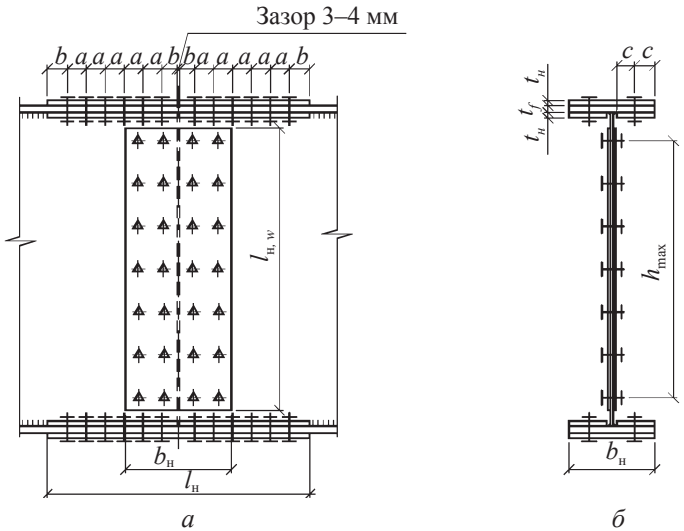

Рис. 12. Монтажный стык главной балки на высокопрочных болтах (*а* — фасад; *б* — разрез):

$l_н$ и $l_{н,w}$ — длина накладок; $b_н$ — ширина накладок; $t_н$ — толщина накладок; h_{max} — расстояние между крайними горизонтальными рядами болтов в стенке балки; t_f — толщина пояса главной балки; a — расстояние между центрами отверстия; b и c — расстояния от центра отверстия до края накладки в продольном и поперечном направлениях соответственно

Расстояния a и b (см. рис. 12) следует принимать минимально возможными, чтобы не увеличивать длину поясных накладок, т. е. $b \geq 2\ d_о$ и $a \geq 2{,}5\ d_о$, где $d_о$ — диаметр отверстия под высокопрочный болт, принимаемый на 3–4 мм больше диаметра болта. При этом длина накладок $l_н$ (мм) и полунакладок в поясах балки определяется как

$$l_н = 2(2b + na) + 4 - 5,$$

где коэффициент n на единицу меньше количества поперечных рядов болтов в полустыке. Размер $l_н$ (см), необходимо округлить до целого числа.

Поперек сечения болты следует расположить посередине каждого свеса пояса, проверив при этом соотношение

$$c \geq 1{,}5d_о.$$

Размер d (см. рис. 13) определяется по формуле

$$d = \frac{h_w - h_{\max}}{2},$$

где $h_{\max}$ — расстояние между крайними горизонтальными рядами болтов в стенке — определено в расчетной части.

При известном количестве болтов в одном вертикальном ряду k (определено расчетом) размер f (мм) вычисляется как

$$f = \frac{h_{\max}}{k - 1}.$$

Длина накладок (мм) на стенке может быть получена как

$$l_{н,\,w} = h_{\max} + 3d_о.$$

Чтобы не увеличивать ширину накладки, расстояния a и b (см. рис. 12) следует принимать минимально возможными, а значит, ширину накладок (мм) на стенке можно рассчитать следующим образом:

$$b_н = 2(2b + 2a) + 4 - 5.$$

Размер $b_н$ (см), необходимо округлить до целого числа.

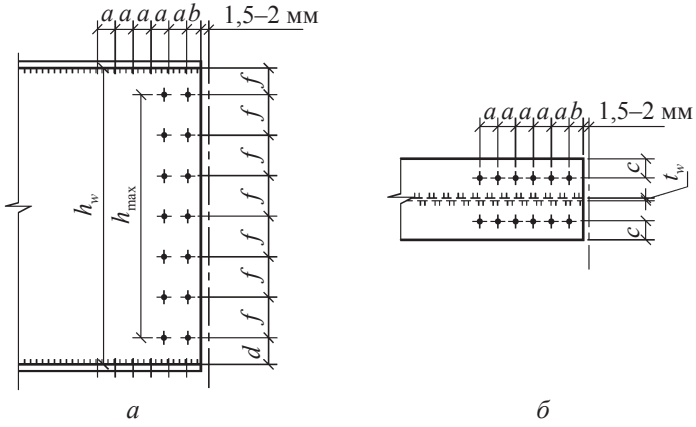

Рис. 13. Концевая часть отправочной марки главной балки под монтажный стык (*а* — фасад; *б* — вид сверху):

h_w — высота стенки балки; h_{max} — расстояние между крайними горизонтальными рядами болтов в стенке балки; *a* — расстояние между центрами отверстий в полке; *b* — расстояние от центра отверстия до края полки балки; *f* — расстояние между центрами отверстий в стенке; *d* — расстояние от центра отверстия до края стенки балки; *c* — расстояние от центра отверстия до края пояса балки; t_w — толщина стенки балки

2.4. ПРИМЕЧАНИЯ НА ЧЕРТЕЖАХ

Чертежи марок КМ и КМД сопровождаются примечаниями, в которых следует указать:

— материал конструкций со ссылкой на ГОСТ или ТУ;

— климатический район строительства;

— вид монтажных и заводских соединений;

— марку электродов и сварочной проволоки;

— вид болтов и их диаметр; для высокопрочных болтов — дополнительно силу натяжения болта и способ обработки поверхности;

— диаметр неоговоренных отверстий;

— катет неоговоренных швов;

— рекомендации по антикоррозийной защите конструкций.

СПИСОК БИБЛИОГРАФИЧЕСКИХ ССЫЛОК

1. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции (актуализированная редакция СНиП II-23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования) М. : ЦПП, 2011. 172 с.

2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия (актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия) М. : ЦПП, 2011. 81 с.

3. СП 53–102–2004. Общие правила проектирования стальных конструкций / Госстрой России. М. : Техкнига-Сервис, 2005. 132 с.

4. *Кудишин Ю. И., Беленя Е. И., Игнатьева В. С.* Металлические конструкции : Общий курс / под общ. ред. Ю. И. Кудишина. М. : Академия, 2010. 668 с.

5. Металлические конструкции : учеб. для строит. вузов : в 3 т. Т. 1 : Элементы конструкций / В. В. Горев [и др.]; под ред. В. В. Горева. М. : Высш. шк., 2001. 551 с.

6. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М. : ООО «Аналитик», 2012. 156 с.

7. *Абаринов А. А.* Составление деталировочных чертежей металлических конструкций. М. : Стройиздат, 1978. 50 с.

Оглавление

Предисловие 3

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ 4

1. РАСЧЕТНАЯ ЧАСТЬ 5
   1.1. Компоновка балочной клетки 5
   1.2. Расчет балки настила 6
      1.2.1. Статический расчет балки настила 6
      1.2.2. Конструктивный расчет балки настила 7
   1.3. Расчет главной балки 8
      1.3.1. Статический расчет главной балки 9
      1.3.2. Конструктивный расчет главной балки 9
   1.4. Расчет колонны первого этажа 15
      1.4.1. Статический расчет колонны первого этажа 16
      1.4.2. Конструктивный расчет колонны первого этажа 16
   1.5. Расчет узлов 19
      1.5.1. Расчет узла сопряжения главной балки и балки настила 19
      1.5.2. Расчет опорного узла главной балки 20
      1.5.3. Расчет монтажного узла главной балки 21
      1.5.4. Расчет базы колонны 22
   1.5. Расчет фермы покрытия 23
      1.5.1. Статический расчет фермы покрытия 24
      1.5.2. Конструктивный расчет фермы покрытия 24

2. ГРАФИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ 27
   2.1. Общие указания 27
   2.2. Элементы балки настила 29
   2.3. Элементы главной балки 31
      2.3.1. Изменение сечения главной балки по длине 31
      2.3.2. Опорный узел главной балки 31
      2.3.3. Монтажный узел главной балки 34
   2.4. Примечания на чертежах 36

Список библиографических ссылок 37

Учебное издание

Беляева Зоя Владимировна
Кудрявцев Сергей Владимирович
Шерстобитова Ирина Александровна

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ОСНОВНЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ СТАЛЬНОГО КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЗДАНИЯ

Методические указания

Заведующий редакцией	*М. А. Овечкина*
Редактор	*В. И. Первухина*
Корректор	*В. И. Первухина*
Оригинал-макет	*Л. А. Хухаревой*

Подписано в печать 04.08.17
Формат 60×84 1/16. Бумага офсетная. Гарнитура Times.
Уч.-изд. л. 1,6. Усл. печ. л. 2,3.
Издательство Уральского университета
620083, Екатеринбург, ул. Тургенева, 4
Тел.: +7 (343) 389-94-79, 350-43-28
E-mail: rio.marina.ovechkina@mail.ru

Издательско-полиграфический центр УрФУ
620083, Екатеринбург, ул. Тургенева, 4
Тел.: +7 (343) 350-56-64, 358-93-22
Факс: +7 (343) 358-93-06
E-mail: press-urfu@mail.ru
http://print.urfu.ru

ЛИДЕР УНИВЕРСИТЕТСКОГО КНИГОИЗДАНИЯ
УНИВЕРСИТЕТСКАЯ КНИГА
2015