АВТОНОМНАЯ НЕКОММЕРЧЕСКАЯ ОРГАНИЗАЦИЯ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
Московский информационно-технологический университет –
Московский архитектурно-строительный институт
(МИТУ-МАСИ)

ТЕОРИЯ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсовой работы на тему:

" Расчет и конструирование элементов балочной клетки и поддерживающих ее конструкций "

(по вариантам)

для студентов, обучающихся по направлению 08.04.01 «Строительство»

(магистратура)

Москва 2022

ВВЕДЕНИЕ

В ходе выполнения курсовой работы студент должен научиться с инженерных позиций решать вопросы выбора конструктивной и расчетной схем проектируемого объекта, усвоить методику расчета металлических конструкций и разработку их рабочих чертежей в стадиях: конструкции металлические (КМ) и конструкции металлические, деталировка (КМД) ознакомиться с нормативной и справочной литературой по данной дисциплине.

Термины, использованные в методических указаниях, приведены в прил. 1

1. ТЕМА КУРСОВОЙ РАБОТЫ

Тема курсовой работы – расчет и конструирование элементов балочной клетки и поддерживающих ее конструкций. Подобные системы широко применяются для рабочих и технологических площадок, в междуэтажных перекрытиях производственных и гражданских зданий, в пролетных строениях эстакад, галерей и мостов. Опираются они на основные конструкции здания или специальные колонны. В последнем случае неизменяемость и устойчивость конструкций обеспечивается либо креплением их к основным колоннам здания, либо дополнительной системой связей, включая и вертикальные связи по каждому продольному ряду колонн, либо жестким сопряжением колонн с балками площадок.

Исходными данными для проектирования служат:

- схема балочной клетки и поддерживающих ее конструкций;
- размеры ячейки (пролеты главной балки $l_{гб}$ и балки настила $l_{бн}$);
- отметка верха настила;
- нагрузки (постоянные p_n и временные q_n);
- конструктивные требования (тип сопряжения балок между собой и примыкание главных балок к колонне).
- расчетная температура в районе строительства.

Заводские соединения – сварные, монтажные – болтовые.

Материал – сталь [4, прил.В].

Исходные данные принимать по прил. 2 в соответствии с присвоенным ИНС.

2. СОДЕРЖАНИЕ И ОБЪЕМ КУРСОВОЙ РАБОТЫ

Проектирование балочной клетки и поддерживающих ее конструкций выполняют в две стадии: КМ и КМД.

На стадии КМ (конструкции металлические) производят полную техническую разработку проектируемой балочной клетки с поддерживающими ее конструкциями и всеми узлами сопряжения, включающую необходимые силовые и конструктивные расчеты на прочность, устойчивость и жесткость как всего сооружения, так и его отдельных элементов и узлов.

Рабочий проект на стадии КМД (конструкции металлические, деталировка) выполняют на основании разработанного проекта КМ. Он содержит сборочно-деталировочные чертежи балок (главной балки и балки настила), а также колонны с необходимыми данными дляих изготовления.

Курсовую работу оформляют в виде расчетно-пояснительной записки объемом 25-30 страниц формата А4 и графической части на трех- четырех листах формата А2.

3. СТРУКТУРА И СОДЕРЖАНИЕ РАСЧЕТНО-ПОЯСНИТЕЛЬНОЙ ЗАПИСКИ

Составляя расчетно-пояснительную записку, необходимо четко и последовательно изложить все этапы проектирования. Текстовой материал расчетно-пояснительной записки следует сопровождать необходимыми эскизами (они должны быть масштабными и соразмерными), эпюрами, таблицами, а также ссылками на источники, использованные при выполнении работы.

Расчетно-пояснительная записка включает титульный лист, задание на курсовую работу, оглавление, основную часть, список литературы, приложения.

Перечень разделов основной части:

1. Компоновка конструктивной схемы балочной клетки нормального типа.
2. Расчет стального настила.
3. Расчет балки настила.
4. Расчет и конструирование главной балки.
5. Расчет и конструирование центрально-сжатой колонны.
6. Расчет и конструирование сопряжений: балки настила с главной балкой и главной балки с колонной.

4. СОДЕРЖАНИЕ ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ

Первый лист формата А2 включает чертежи КМ:

а) схему расположения элементов балочной клетки и колонн с поперечными и продольными разрезами, маркировкой всех конструкций, привязкой их к координационным осям и указаниям отметок, на которых они должны быть смонтированы;

б) чертежи узлов сопряжений балки настила с главной и главной балки с колонной;

в) ведомость элементов по форме 1 прил.3;

г) текстовые указания

Второй лист формата А2 содержит чертежи КМД:

а) сборно-деталировочные чертежи отправочных элементов: главной балки; балки настила и колонны;

б) спецификацию металла на отправочный элемент, таблицы отправочных элементов, заводских сварных швов (соответственно по формам 2, 3, 4 прил.3);

в) текстовые указания.

5.МЕТОДИКА ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОЙ РАБОТЫ

Для выполнения курсовой работы необходим достаточный запас теоретических знаний. Поэтому прежде, чем приступить к проектированию, студент должен:

а) изучить следующие разделы учебной литературы: материалы металлических конструкций и их работу, основы расчеты металлических конструкций, сортамент, соединения металлических конструкций, балки и балочные конструкции, центрально-сжатые колонны;

б) ознакомиться с нормативной литературой;

в) знать общие правила оформления рабочих чертежей металлических конструкций.

5.1. Балки и балочные клетки

Система несущих балок, образующая конструкцию перекрытия, называется балочной клеткой. В зависимости от схемы расположения балок применяют три типа балочных клеток: упрощенный (рис. 5.1), нормальный (рис. 5.2) и усложненный (рис. 5.3).

Тип балочной клетки выбирают в зависимости от назначения перекрытий путем анализа различных вариантов, имея при этом в виду минимальный расход металла, соответствие конструкции технологическим требованиям и условиям эксплуатации.

Генеральные размеры балочной клетки в плане и по высоте даны в проектном задании.

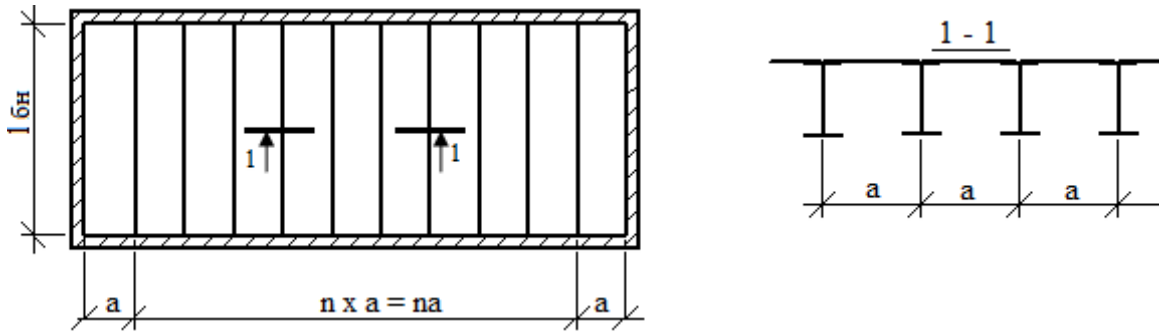
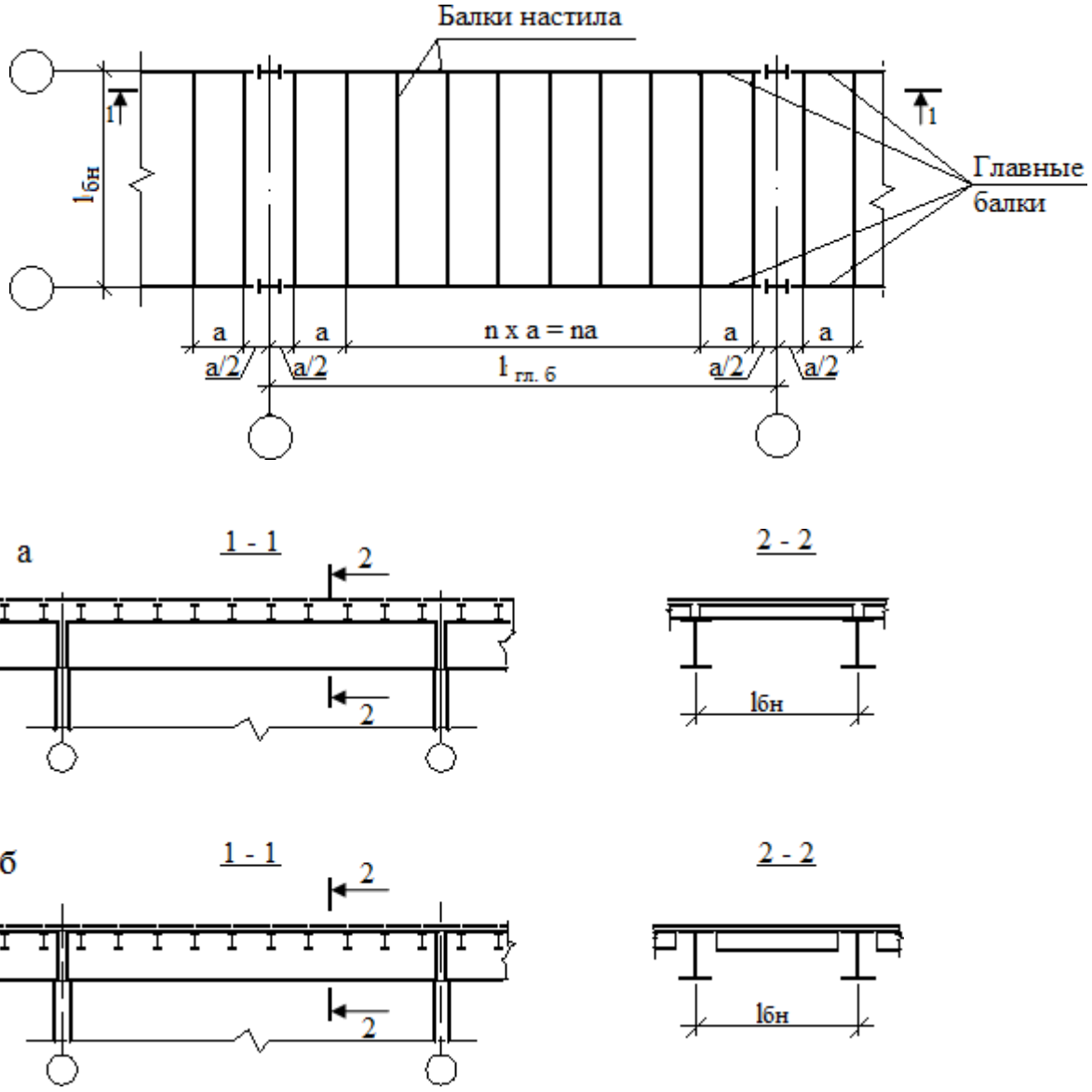


Рисунок 5.1–Балочная клетка упрощенного типа



а – сопряжение балок этажное; б – сопряжение балок в одном уровне

Рисунок 5.2 –Балочная клетка нормального типа

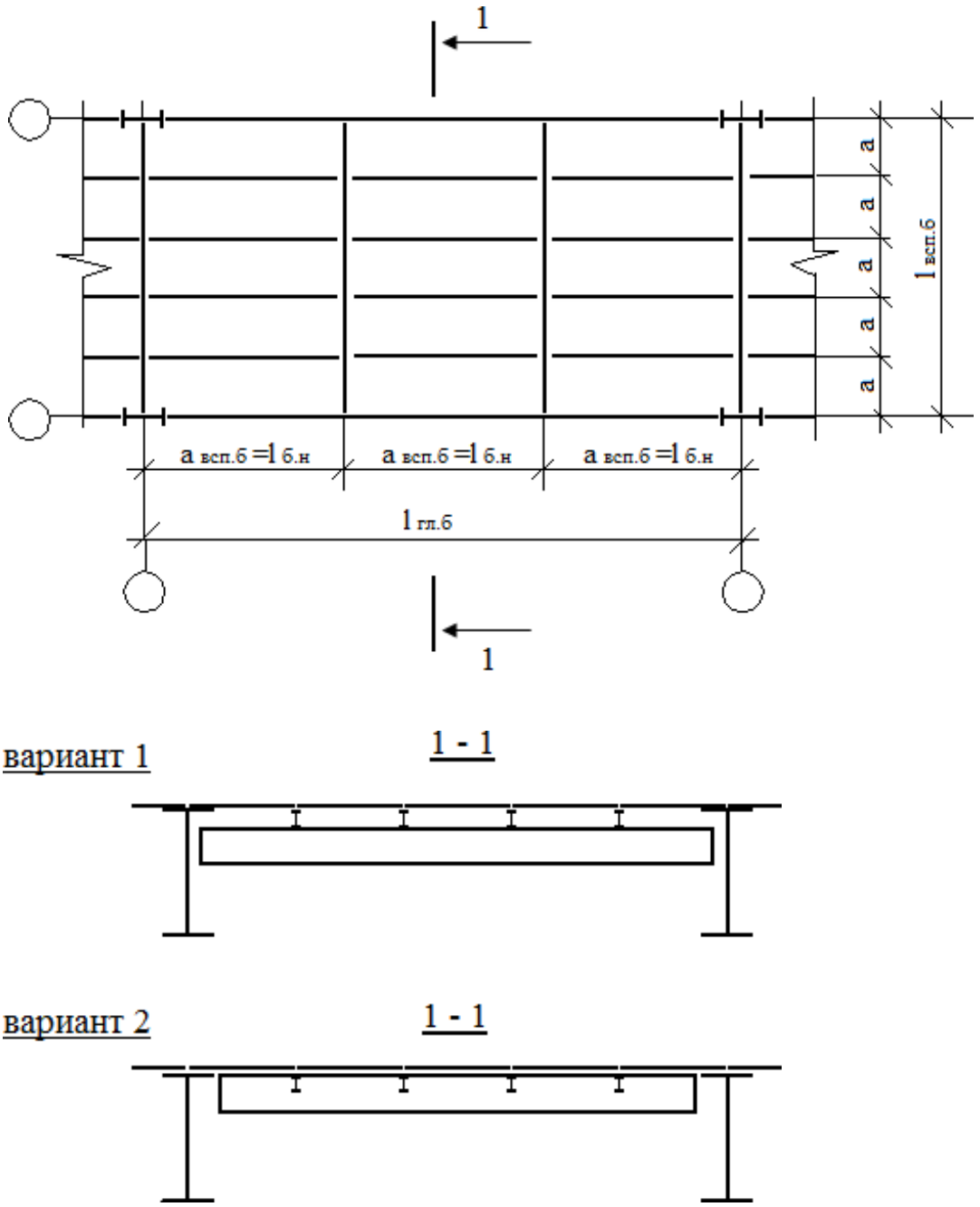


Рисунок 5.3 –Балочная клетка усложненного типа

Балки, входящие в состав балочной клетки, по характеру работы делят на главные и вспомогательные. Последние, если на них опирается настил, называются балками настила. Расположение их по отношению к главным балкам в балочных клетках может быть этажным (рис. 5.2, а), в одном уровне (рис. 5.2, б), повышенными и пониженным (при железобетонном настиле).

Шаг балок настила (а) назначают, исходя из условия полного использования несущей способности настила и балок с учетом стандартных размеров листового проката плюс зазор (20-25 мм) на прихватку. Обычно он бывает от 0,6 до 1,6 м при стальном настиле и 2 – 3,5 м при железобетонном.

5.2. Общие положения

5.2.1. Основные требования к рабочим чертежам стальных конструкций

Рабочие чертежи стальных конструкций должны соответствовать требованиям по изготовлению (ГОСТ 23118) и монтажу конструкций (СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции»).

В рабочих чертежах конструкций (марок КМ и КМД) и в документации на заказ материалов следует указывать:

- марки стали и дополнительные требования к ним, предусмотренные государственными стандартами или техническими условиями и настоящими нормами;
- способ выполнения сварных соединений, вид и режим сварки; типы, марки, диаметры электродов и материалов для автоматической и механизированной сварки, положение шва при сварке, тип подкладки для стыковых швов;
- классы прочности и точности болтов;
- способ подготовки контактных поверхностей для фрикционных соединений;
- расположение и размеры сварных, болтовых и фрикционных соединений с указанием выполнения их в заводских или монтажных условиях и, при необходимости, последовательность наложения швов и установки болтов;
- способы и объем контроля качества;
- требования защиты конструкций от коррозии.

5.2.2. Основные расчетные требования

Стальные конструкции и их расчет должны удовлетворять требованиям ГОСТ 27751.

Расчет стальных конструкций следует выполнять с учетом назначения конструкций, условий их изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации, а также свойств материалов.

В расчетных схемах должны быть учтены деформационные характеристики опорных закреплений, оснований, фундаментов.

При расчете конструкций значение нагрузок и воздействий, а также предельные значения прогибов и перемещений элементов конструкций следует принимать согласно требованиям [4, раздел 14 и 15; 5; СП 43.13330.2017 «Сооружения промышленных предприятий»].

За расчетную температуру в районе строительства следует принимать температуру наружного воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0,98, определенную согласно СП 131.13330.2017 «Строительная климатология».

Расчетная технологическая температура устанавливается заданием на разработку строительной части проекта.

Расчетные схемы и основные предпосылки расчета должны отражать действительные условия работы стальных конструкций.

Элементы конструкций, рассматриваемые в [4], подразделяются на три класса в зависимости от напряженно-деформируемого состояния (НДС) расчетного сечения:

1-й класс – НДС, при котором напряжение по всей площадисечения не превышают расчетного сопротивления стали $|\sigma| \le R_y$ (упругое состояние сечения);

2-й класс – НДС, при котором в одной части сечения$|\sigma| < R_y$, а в другой $|\sigma| = R_y$ (упругопластическое состояние сечения);

3-й класс – НДС, при котором по всей площади сечения $|\sigma| = R_y$ (пластическое состояние сечения, условный пластический шарнир).

5.2.3. Учет назначения и условий работы конструкций

В зависимости от назначения, условий работы и наличия сварных соединений конструкции следует подразделять на четыре группы согласно прил.4 или см. [4, прил.В].

При расчете конструкций и соединений следует учитывать:

- коэффициенты надежности по ответственности γ_n, принимаемые согласно требованиям СП 20.13330.2018 «Нагрузки и воздействия»;
- коэффициент надежности $\gamma_u = 1{,}3$ для элементов конструкций,

рассчитываемых на прочность с использованием расчетных сопротивлений R_u;

- коэффициенты условий работы элементов конструкций и соединений γ_c [4, табл.1].

При проектировании конструкций, возводимых или эксплуатируемых в условиях низких температур, при которых повышается возможность хрупкого разрушения, следует учитывать требования к материалу, конструированию и технологии изготовления.

5.2.4. Материалы для конструкций и соединений

При назначении стали для конструкций следует учитывать группу конструкций, расчетную температуру, требования по ударной вязкости и химическому составу согласно прил.4 или см. [4,прил.В].

Для сварки стальных конструкций следует применять: электроды для ручной, дуговой сварки по ГОСТ 9467; сварочную проволоку по ГОСТ 2246, флюсы по ГОСТ 9087, порошковую проволоку по ГОСТ 26271 для автоматической и механизированной сварки в соответствии с прил.5 или [4, табл. Г1], а также углекислый газ по ГОСТ 8050, аргон по ГОСТ 10157.

Для болтовых соединений следует применять стальные болты и гайки, удовлетворяющие техническим требованиямГОСТ 1759.0, ГОСТ Р 52627, ГОСТ Р 52628, и шайбы, удовлетворяющие требованиям ГОСТ 18123.

Болты следует применять по ГОСТ 7798 и ГОСТ 7805 согласно требованиям табл.3 прил.5.

Гайки следует применять по ГОСТ 5915 и ГОСТ 5927. При работеболтов на срез и растяжение классы прочности гаек при классе прочности болтов:
5 – при 5.6;8 – при 8.8; 10 – при 10.9; 12 – при 12.9.

При работе болтов только на срез допускается применять класс прочности гаек при классе болтов: 4 – 5.6 и 5.8; 5 – при 8.8; 8 – при 10.9;
10 – при 12.9.

Шайбы следует применять: круглые по ГОСТ 11371, косые по ГОСТ 10906 и пружинные нормальные – по ГОСТ 6402.

Выбор марок стали для фундаментных болтов следует производить по ГОСТ 24379.0 и требованиям, приведенным в табл.6 прил.5, а их конструкцию и размеры принимать по ГОСТ 24379.1.

5.3. Пример проектирования балочной клетки нормального типа

Методику проектирования проиллюстрируем на примере при следующих исходных данных: балочная клетка нормального типа по схеме № 4; пролет главной балки – 12,5 м; вылет консоли главной балки – 0,75 м; отметка верха настила – 5,5 м; временная нормативная нагрузка $q_n = 8{,}0$ кН/м^2; постоянная нормативная нагрузка $p_n = 1{,}0$ кН/м^2; сопряжение балок – в одном уровне; расчетная температура района строительства $t = -40\,^{o}C$; коэффициент надежности по ответственности γ_n принят равным 0,95, как для сооружения с нормальным уровнем ответственности, и учтен при задании нормативных нагрузок на балочную клетку(см. прил.2).

5.3.1. Компоновка конструктивной схемы балочной клетки

В курсовой работе на основе исходных данных следует скомпоновать конструктивную схему балочной клетки нормального типа. Это выполняют следующим образом:

а) назначают шаг балок настила;

б) вычерчивают схему балочной клетки в плане с необходимыми разрезами, размещая при этом главные балки и балки настила в соответствии с заданным типом балочной клетки; указывают ее основные размеры и дают привязку балок к координационным осям;

в) обеспечивают неизменяемость технологической площадки, в состав которой входит балочная клетка, путем разработки схемы связей.

В рассматриваемом примере шаг балок настила в пролете 3- 4принимаем равным 1250 мм, в пролете 2-3 – 1320 мм. Конструктивная схема балочной клетки приведена на рис. 5.4.

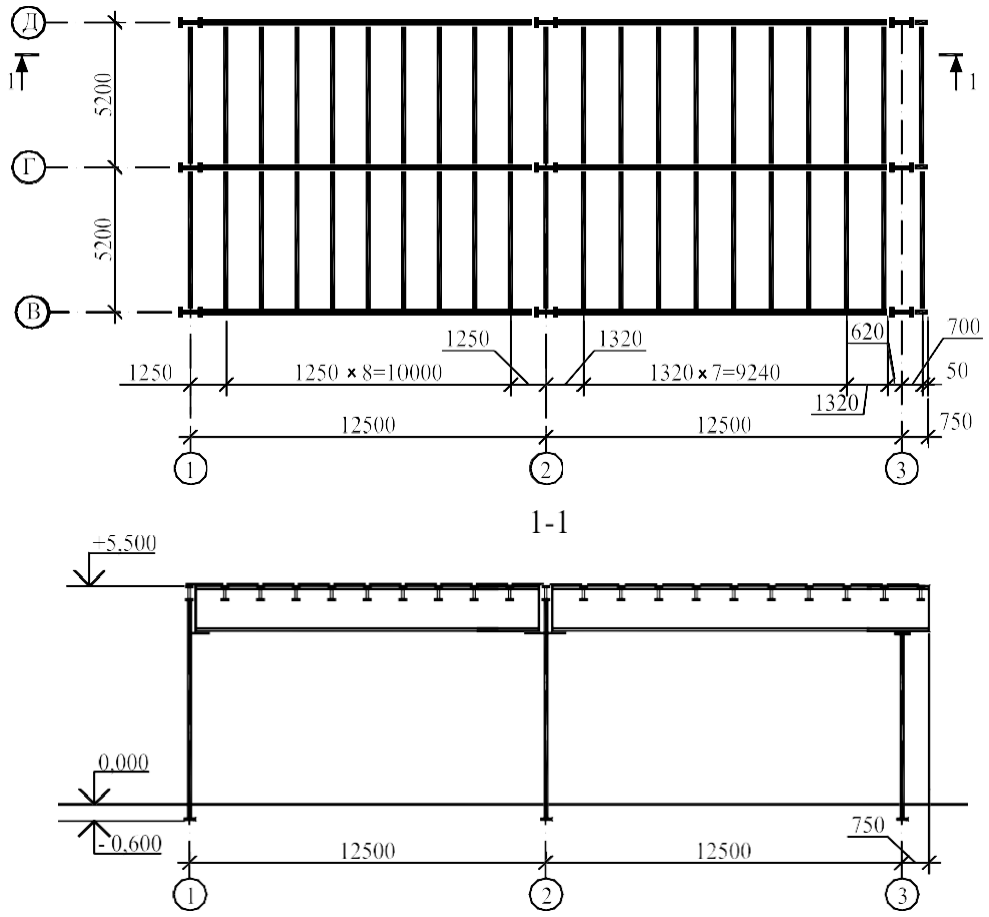


Рисунок 5.4– Технологическая площадка

5.3.2. Расчет стального настила

Простейшая конструкция такого настила состоит из плоского стального листа, уложенного на балки и приваренного к ним (рис. 5.5, а).

В практике проектирования в качестве расчетной схемы такого настила (рис. 5.5, б) принимают тонкую длинную пластинку с шарнирно-неподвижным закреплением краев [1, 2, 3].

За расчетный пролет настила $l_н$ принимается расстояние между балками настила. Толщину $t_н$ определяют по условию жесткости, обеспечивая при этом его прочность. Вертикальный предельный прогиб настила f_u =1/120 при пролете $l \leq 1$м и f_u =1/150 при $l = 3$м[5, табл. Е.1]. При 1м<l<3м f_u подсчитывается по линейной интерполяции между значениями f_u, вычисленными при $l = 1$м и $l = 3$м.

В качестве листового проката для настила следует принимать сталь толстолистовую по ГОСТ 19903-74* и сталь листовую рифленую по ГОСТ 8568-77* (прил.6, табл. 1, 2).

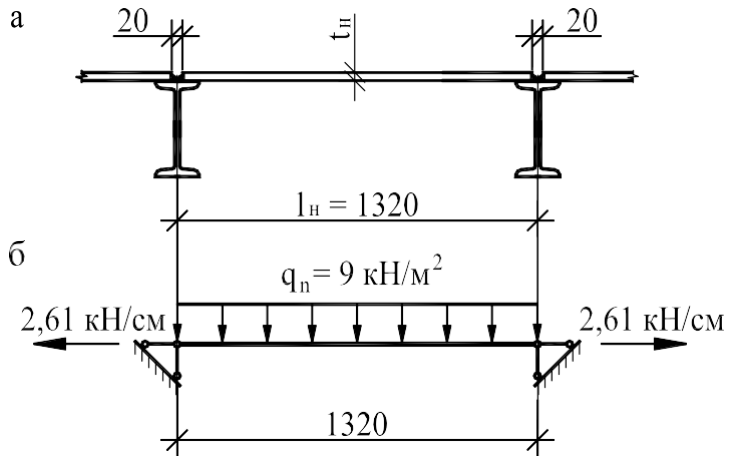
Конструктивные требования для настила: $t_{н,min} \geq 6$мм.

Методику расчета настила проиллюстрируем на примере.
Исходные данные

Конструктивная схема настила на рис. 5.5, а. Расчетный пролет настила $l_н$ = 1320мм. Материал настила – сталь С245 по прил.4; [4, прил.В]; группа конструкций – 3; расчетная температура $t = -40\,^{o}C$; нормируемые показатели по ударной вязкости и требования по химическому составу согласно табл. 2 и 3 прил. 4. Вертикальный предельный прогиб $f_u = l_н / 130$ (подсчитан по линейной интерполяции). Сварка элементов – механизированная дуговая порошковой проволокой (МДС$_{пп}$), порошковая проволока ПП – АН – 3 по прил. 5, табл. 1; [4, прил. Г], положение швов – нижнее.

Нормативная нагрузка на 1 м^2 настила

$q_{n,н} = q_n + p_n = 8+1 = 9$ кН/м^2.



а – конструктивная схема; б – расчетная схемаРисунок 5.5 – Плоский стальной настил

Толщина настила при вертикальном предельном прогибе

$t_н = 132/254{,}12 = 0{,}52$ см. Здесь $E = 2{,}26 \cdot 10^5$ Н/мм^2 .

1

Настил проектируем из листовой рифленой стали (ГОСТ 8568-77*); $t_н$ = 6мм; ширина листов 1300 мм.

Растягивающее усилие на 1 см полосы настила

$$H = \gamma_f \left(\pi^2 / 4\right) \cdot \left[f_u / l_н\right]^2 E t_{1\,н} = 1{,}2\left(3{,}14^2 / 4\right) \cdot \left[1 / 130\right]^2 \cdot 2{,}26 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 0{,}6 = 3{,}96\ \text{кН/см}.$$

Расчетный катет углового шва, прикрепляющий настил к балкам настила:

при расчете по металлу границы сплавления, т.к.

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} = \frac{0{,}9 \cdot 215}{1{,}05 \cdot 166{,}5} = 1{,}11 > 1$$

$$k_f = \frac{H}{\beta_z l_w R_{wz} \gamma_c} = \frac{3{,}96 \cdot 10^2}{1{,}05 \cdot 1 \cdot 166{,}5 \cdot 1} = 2{,}27\text{мм},$$

где $\beta_f = 0{,}9$ и $\beta_z = 1{,}15$, $R_{wf} = 215\ Н/мм^2$ по табл. 2,3 прил. 5 или [4, табл. 3, табл. Г2]; $R_{wz} = 0{,}45R_{un} = 0{,}45 \cdot 370 = 166{,}5\ Н/мм^2$; здесь $R_{un} = 370\ мм^2$ для стали С245 по табл. 4 прил. 4 или [4, прил. Г]

Принимаем катет углового шва, крепящий настил к балкам настила, $k_f = 4$ мм табл. 4, прил. 5; [4, табл. 38].

5.3.3. Общий алгоритм проектирования балок

В зависимости от назначения и условий эксплуатации конструкций расчет изгибаемых элементов (балок) следует выполнять без учета или с учетом пластических деформаций в соответствии с подразделением элементов на три класса согласно стр. 11.

Балки 1-го класса следует применять для всех видов нагрузок и рассчитывать в пределах упругих деформаций; балки 2-го и 3-го классов следует применять для статических нагрузок и рассчитывать с учетом развития пластических деформаций.

Проектирование балок любой конструктивной формы включает следующее.

1. Формирование исходных данных:

- конструктивная форма балки;
- класс балки (стр. 11 – основные расчетные требования);
- статическая схема балки;
- коэффициент условий работы γ_c [4, табл. 1];
- коэффициент надежности по ответственности γ_n [9];
- пролет балки l;
- материал балки - сталь с указанием группы конструкций, расчетной температуры района строительства, требований по ударной вязкости и химическому составу – см. прил. 4 или [4, прил. В];
- расчетные характеристики стали: R_y, R_{un}, $R_s = 0{,}58R_y$, R_P по табл. 4 и 5 прил. 4 или [4, прил. В];
- нормативная и расчетная нагрузки на балку, в том числе усилия взаимодействия балки с другими элементами;
- предельный относительный прогиб балки [5, прил. Е, табл. Е1];
- вид сварки элементов балки, положение швов, характеристика сварочных материалов по прил. 5 табл. 1 или [4, прил. Г];

2. Статический расчет балки

- выбор расчетной схемы, соответствующей фактическим условиям работы в составе проектируемого объекта;
- определение внутренних силовых факторов.

3. Конструктивный расчет балки:

- компоновка и подбор сечения;
- вычисление геометрических характеристик подобранного сечения;

- проверка и обеспечение несущей способности балки: прочности, общей устойчивости и местной устойчивости элементов;

- проверка жесткости.

4. Расчет и конструирование соединений элементов балки и ее сопряжений с другими конструкциями.

5.3.4. Расчет балки настила

Балки настила обычно проектируют прокатными из двутавров по ГОСТ 8239-89 или двутавров с параллельными гранями полок типа Б по ГОСТ 26020-83 (см. прил. 7), которые наиболее удобны в конструктивном отношении. Проектирование таких балок осуществляется по приведенному выше алгоритму.

Исходные данные.

Балки настила – прокатные, из двутавров по ГОСТ 26020-83, тип. Б; 1-го класса;

- пролет балки настила $l_{бн}=5{,}2$ м;

- статическая схема – однопролетная шарнирнопертая;

- коэффициент условий работы $\gamma_c=1$[4, табл. 1];

- коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n=1$;

- материал балки – сталь С245 по ГОСТ 27772-88* по прил. 4 или [4, прил. В] – группа конструкций 2, расчетная температура района строительства t = –40 °С; показатели по ударной вязкости и химическому составу согласно табл. 2 и 3 прил. 4;

- расчетные характеристики стали по табл. 4 и 5 прил. 4: $R_y=240$ Н/мм^2 при толщине проката от 2-х до 20 мм вкл., $R_{un}=370$ Н/мм^2, $R_s=0{,}58\cdot 240=139{,}2$ Н/мм^2, $R_{\bar{p}}=361$ Н/мм^2.

Нормативная нагрузка на 1 пог.м балки

$$q_{n,бн}=\left(q_n+p_n+q_{n1}\right)\cdot a+q^{св}_{n,бн}=\left(8+1+0{,}50\right)\cdot 1{,}32+0{,}27=12{,}81\text{кН/м},$$

где $q_n=8\text{кН/м}^2$ и $p_n=1\text{кН/м}^2$ – соответственно временная и постоянная нормативные нагрузки на балочную клетку по заданию;

$q_{n1}=m_н\cdot 9{,}81\cdot 10^{-3}=51\cdot 9.81\cdot 10^{-3}=0{,}50$ кН/м^2 – вес 1 м^2 настила(здесь $m_н=51$ кг/м^2 по прил. 6, табл. 2); а=1,32м – шаг балок настила в пролете 4-5;

$q^{св}_{n,бн}=m^{св}_{n,бн}\cdot 9{,}81\cdot 10^{-3}=28\cdot 9.81\cdot 10^{-3}=0,27$ кН/м; здесь

$m^{св}_{n,бн}=28$кН/м - масса 1 пог.м балки настила (ориентировочно для балки настила принят I26Б1 по прил. 7).

Расчетная погонная нагрузка на балку

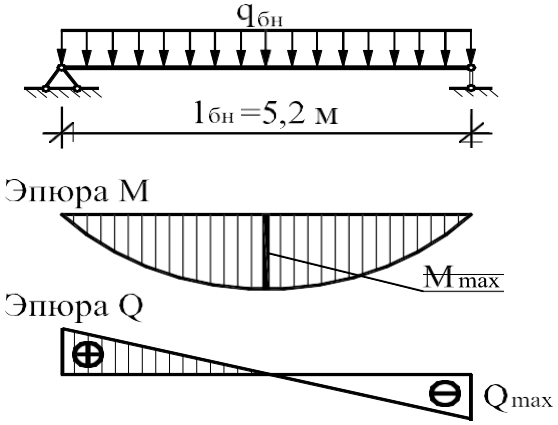
$$q_{бн} = \left(q_n \cdot \gamma_{f1} + p_n \cdot \gamma_{f2} + q_{n1} \cdot \gamma_{f3}\right) \cdot a + q^{св}_{n,бн} \cdot \gamma_{f3} =$$

$$= \left(8 \cdot 1{,}2 + 1 \cdot 1{,}1 + 0{,}50 \cdot 1{,}05\right) \cdot 1{,}32 + 0{,}27 \cdot 1{,}05 = 15{,}10 \text{ кН/м},$$

где $\gamma_{f1}=1,2$, $\gamma_{f2}=1,1$, $\gamma_{f3}=1,05$ - коэффициенты надежности по нагрузке соответственно для временной и постоянной нагрузок по заданию и для нагрузки от собственного веса металлических конструкций [5, табл. 7] .

Вертикальный прогиб балки $f_{u(5,2)}=l_{бн}\,|\,190$ (подсчитан по линейной интерполяции между значениями $f_{u(3)}=l\,|\,150$ и $f_{u(6)}=l\,|\,200$ [5, прил. Е, табл. Е.1]

Статический расчет балки (рис.5.6):



$$M_{max}=\frac{q\cdot l_{бн}^2}{8}=\frac{15,10\cdot 5,2^2}{8}=51,04\text{кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{max}=\frac{q\cdot l_{бн}}{2}=\frac{15,10\cdot 5,2}{2}=39,26\text{кН}.$$

Рисунок 5.6 – Расчетная схема балки настила

Конструктивный расчет балки

По заданию балка настила относится к 1-ому классу и должна быть запроектирована с напряженно – деформируемым состоянием (НДС), при котором напряжения по всей площади расчетного сечения не должны превышать расчетного сопротивления стали $|\sigma|\le R_y$ (упругое состояние сечения). Для этого класса балок расчет на прочность выполняется по указаниям [4, п.8.2, ф.41-49].

При действиимомента в одной из главных плоскостей, что имеет место в нашем случае, условие прочности по нормальным напряжением для балки 1 –го класса сплошного сечения, имеет вид

$$\frac{M}{W_{n,min}R_y\gamma_c}\le 1.$$

Из этого условия определяют требуемый момент сопротивления сечения балки

$$W_{req}=\frac{M_{max}}{R_y\gamma_c}.$$

С учетом упруго-пластических деформаций для разрезных балок 2-го класса двутаврового сеченияиз стали с нормативным сопротивлением

$R_{yn} \leq 440$ Н/мм^2 при соблюдении требований [4, п.8.4.6, 8.5.8, 8.5.9 и 8.5.18] и

при касательных напряжениях $\tau_x = Q_x / A_w \le 0{,}9R_s$ (кроме опорных сечений) требуемый момент сопротивления при изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($I_x > I_y$) подсчитывается по формуле

$$W_{req} = \frac{M_x}{c_x \beta R_y \gamma_c}.$$

Коэффициенты c_x и β принимаются согласно [4, табл. Е1 и ф. 52]; при расчете сечения в зоне чистого изгиба $\beta = 1$, c_x по [4, ф. 53].

Определим требуемый момент сопротивления сечения балки при условии работы ее материала в упругой стадии:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c} = \frac{51{,}04 \cdot 10^2}{240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 212{,}67 \text{ см}^3.$$

Здесь $\gamma_c = 1$[4, табл. 1].

По сортаменту (см. таблицу прил. 7) принимаем двутавр 23Б1 и выписываем его геометрические характеристики:

$W_x = 260{,}5 \text{см}^3$; $I_x = 2996 \text{см}^4$; $S_x = 147{,}2 \text{см}^3$; $h = 0{,}23 \text{см}$;

$b_f = 11 \text{см}$; $t_f = 0{,}9 \text{см}$, $t_w = 0{,}56 \text{см}$, $m_{бн} = 25{,}8 \text{кг/м}$.

Учитывая, что при подсчете расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки настила принималась приближенно, следует выполнить корректировку расчета с учетом фактического собственного веса.

Уточненные значения нагрузки и усилий в балке настила:

$$q_{n,бн} = (8+1+0{,}50) \cdot 1{,}32 + 25{,}8 \cdot 9{,}81 \cdot 10^{-3} = 12{,}79 \text{кН/м};$$

$$q_{бн} = (8 \cdot 1{,}2 + 1 \cdot 1{,}1 + 0{,}50 \cdot 1{,}05) \cdot 1{,}32 + 25{,}8 \cdot 9{,}81 \cdot 10^{-3} \cdot 1{,}05 = 15{,}08 \text{кН/м};$$

$$M_{n,max} = \frac{12{,}79 \cdot 5{,}2^2}{8} = 43{,}23 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{max} = \frac{15{,}08 \cdot 5{,}2^2}{8} = 50{,}97 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = \frac{15{,}08 \cdot 5{,}2}{2} = 39{,}21 \text{ кН}.$$

Следующим этапом конструктивного расчета является проверка несущей способности балки подобранного профиля. Эта проверка соответствует первой группе предельных состояний, выполняется на расчетные нагрузки и включает проверки на прочность, общую устойчивость балки и местную устойчивость элементов балки.

1. Проверки на прочность балки 1-го класса, изгибаемой в одной из главных плоскостей, выполняют следующим образом.

- В сечениях с $M = M_{max}$ и $Q = 0$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1; (5.1)$$

- В сечениях с $Q = Q_{max}$ и $M = 0$

$$\tau = \frac{Q_{max} S_x}{I_x t_w R_s \gamma_c} \le 1. \quad (5.2)$$

Эпюры нормальных к касательных напряжений в балке 1-го класса приведены на рис.5.7.

Если проверки на прочность не удовлетворяются, то необходимо принять следующий профиль по сортаменту и выполнить проверки вновь.

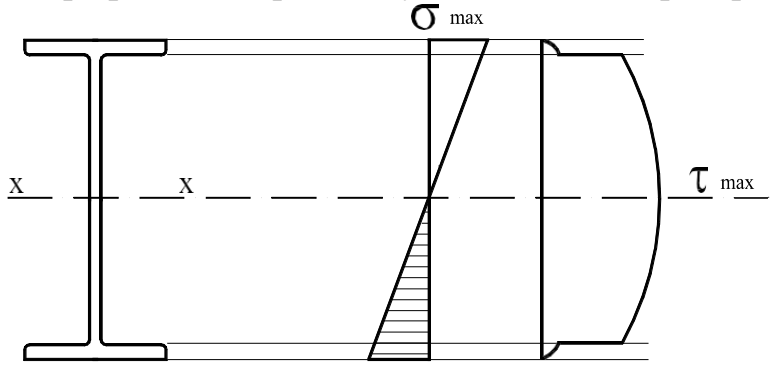


Рисунок 5.7 – Эпюры напряжений в балке

Прочность балки настила (рис. 5.6) проверяем по формулам 5.1 и 5.2 в середине ее пролета ($M = M_{max}$) и на опоре ($Q = Q_{max}$).

Нормальные напряжения

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_{xn} R_y \gamma_c} = \frac{50{,}97 \cdot 10^2}{260{,}5 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0{,}82 < 1.$$

Касательные напряжения у опоры

$$\tau = \frac{Q_{max} S}{I_x t_w R_s \gamma_c} = \frac{39{,}21 \cdot 147{,}2}{2996 \cdot 0{,}56 \cdot 139{,}2 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0{,}17 < 1.$$

Расчет на прочность стенки балки, не укрепленной ребрами жесткости, при действии местного напряжения σ_{loc} в местах приложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \gamma_c} \le 1, \quad (5.3); \qquad \sigma_{loc} = F / (l_{ef} t_w), \quad (5.4);$$

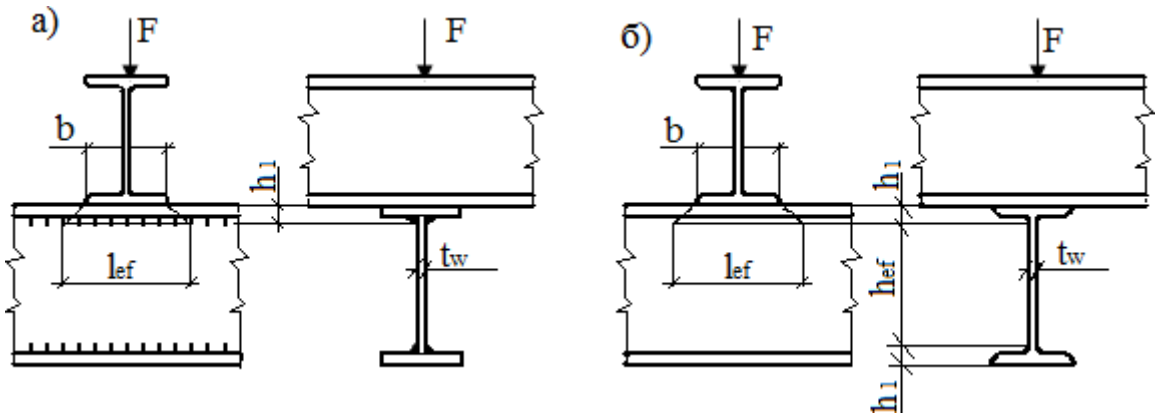
здесь F – расчетное значение нагрузки (силы);

l_{ef} – условная длина распределения нагрузки, определяемая по формуле

$$l_{ef} = b + 2h_1 \quad (5.5)$$

где h_1 – размер, равный сумме толщины верхнего пояса балки и катета

поясного шва, если нижняя балка сварная (рис. 5.8, а), либо расстоянию от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (рис. 5.8, б).



а – сварная балка; б – прокатная балка

Рисунок 5.8 – Схема распределения сосредоточенной нагрузки на стенку балки:

Во всех сечениях с неблагоприятным сочетанием нормальных, касательных и местных напряжений необходимо проверить приведенные напряжения в стенке балки:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c}\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \le 1, \quad \tau_{xy} \mid R_s \gamma_c \le 1, \qquad (5.6)$$

где $\sigma_x = M_x \cdot y \mid I_{xn}$ - нормальное напряжение в серединной плоскости

стенки,параллельное продольной оси балки; σ_y - то же, перпендикулярное

продольной оси балки, в том числе σ_{loc}, определяемое по формуле (5.4);

$\tau_{xy} = QS \mid (It_w)$ - касательное напряжение в стенке.

Напряжения σ_x и σ_y, принимаемые в формуле 5.6 со своими знаками, а

также r_{xy}следует определять в одной и той же точки стенки балки.

Если условие (5.6) не выполняется, то можно стенку балки под сосредоточенной силой укрепить поперечным ребром жесткости. Тогда $\sigma_{loc} = 0$ и выражение 5.6 имеет вид

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c}\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \le 1. \qquad (5.7)$$

2. Предельное состояние изгибаемого элемента может наступить до исчерпания прочности – при общей потере устойчивости. Вначале балкаизгибается в своей плоскости, совпадающей с плоскостью действия внешней нагрузки, но с достижением балкой критических напряжений она закручивается и выходит из плоскости изгиба. В поясах балки затем появляются пластические деформации и при нагрузке, несколько превышающей критическую, балка теряет несущую способность. Деформации балки при потере общей устойчивости показаны в[3, рис. 5.10].

Расчет на общую устойчивость двутавровых балок 1-го класса, имеющих сплошные сечения и удовлетворяющих требованиям прочности (формулы 5.1 и 5.2) , следует выполнять по формулам:

при изгибе в плоскости стенки, совпадающей с плоскостью симметрии сечения $\frac{M_x}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \le 1;$ (5.8)

При изгибе в двух главных плоскостях (и наличии секториальных напряжений)

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{W_y R_y \gamma_c} + \frac{B}{W_\omega R_y \gamma_c} \le 1. \quad (5.9)$$

В формулах (5.8) и (5.9) обозначено:

φ_b - коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый по [4, прил. Ж; п. 8.4.2]. W_{cx} - момент сопротивления сечения относительно оси х – х, вычисленный для сжатого пояса; W_y - момент сопротивления сечения относительно оси у – у, совпадающей с плоскостью изгиба; W_ω - секториальный момент сопротивления сечения; В – бимомент.

Общую устойчивость балок 1 - го класса сплошного сечения следует считать обеспеченной при выполнении условий 8.4.4, а и б[4].

Условие 8.4.4, а:

при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил (плиты железобетонные из тяжелого, легкого и ячеистого бетона, плоский и профилированный металлический настил, волнистая сталь и т.п.), непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и с ним связанный с помощью сварки, болтов, самонарезающих винтов и др.; при этом силы трения учитывать не следует;

В нашем примере общая устойчивость балки обеспечивается плоским стальным настилом, передающим нагрузку на балку, опирающимся на ее сжатый пояс и приваренным к нему непрерывным сварным швом.

3. Местная устойчивость элементов прокатных балок не проверяется, так как она обеспечена соотношением их размеров, назначенным с учетом устойчивости работы при различных напряженных состояниях.

Проверка деформативности (жесткости) балок относится ко второй группе предельных состояний и направлена на предотвращение условий, затрудняющих их нормальную эксплуатацию. Суть проверки: максимальный прогиб балок f_{max} не должен превышать предельных значений f_u, установленных нормами проектирования[5, табл. Е1]; f_{max} следует определять от нормативных нагрузок.

При невыполнении проверки на жесткость необходимо увеличить

сечение балки и снова определить f_{max} .

Для балки настила

$$f_{max} = \frac{5M_{n,max}^{бн} l^2}{48EI_x} = \frac{5 \cdot 43{,}23 \cdot 10^2 \cdot 5{,}2^2 \cdot 10^4}{48 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} 2996} =$$

$$= 1{,}97 \text{см} < f_u = l_{бн} \,|\, 190 = 5{,}2 \cdot 10^2 \,|\, 190 = 2{,}74 \text{ см}$$

Следовательно, жесткость балки обеспечена.

Расход стали на 1м^2 балочной клетки в осях 4-5 от настила и балок настила

$$m_{бн} = m_{н} + \frac{m_{бн} l_{бн} n}{s} = 51 + \frac{25{,}8 \cdot 5{,}2 \cdot 11}{68{,}9} = 72{,}42 \text{ кг/м}^2.$$

Здесь $s = (12{,}5+0{,}75)5{,}2 = 68{,}9 \text{м}^2$ - площадь ячейки балочной клетки в осях 4-5; n =11 – количество балок настила в ячейке.

5.3.5. Расчет и конструирование главной балки

Исходные данные

Главная балка – сварная, двутавровая из листового проката, 1-го класса;

- пролет балки $l_{гл.б} = 12{,}5$ м;.
- статическая схема – одноконсольная, шарнирно опертая;
- вылет консоли a = 0,75 м;
- коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$[4, табл.1];

- материал балки – сталь С245 по ГОСТ 27772-88*, т.к. группа конструкций 2, расчетная температура района строительства t = –40 ºС; показатели по ударной вязкости и химическому составу согласно табл. 2 и 3 прил. 4;

- расчетные характеристикистали С245 по табл. 4 и 5 прил.4:

$R_y = 240 \text{Н} \,|\, \text{мм}^2$ при толщине проката от 2-х до 20 мм включительно,

$R_{un} = 370 \text{Н} \,|\, \text{мм}^2$, $R_s = 0{,}58 \cdot 240 = 139{,}2 \text{Н} \,|\, \text{мм}^2$; $R_p = 361 \text{Н} \,|\, \text{мм}^2$.

Нормативная погонная нагрузка на балку (в связи с частым расположением балок настила нагрузку на главную балку принимаем распределенной)

$$q_{n,гл.б.} = (q_n + p_n + q_1 + q_{n,гл.б.}^{св}) l_{бн} = (8+1+0{,}71+0{,}19)5{,}2 = 51{,}48 \text{кН/м},$$

где $q_1 = m_{бк} \cdot 9{,}81 \cdot 10^{-3} = 72{,}42 \cdot 9{,}81 \cdot 10^{-3} = 0{,}71 \text{кН/м}^2$ - нагрузка от массы настила и балок настила; $q_{n,гл.б.}^{св} = (1-2)\% \text{ от} (q_n + p_n + q_1) = \frac{2(8+1+0{,}71)}{100} = 0{,}19 \text{кН/м}^2$ - ориентировочный вес главной балки.

Расчетная погонная нагрузка на главную балку

$$q_{гл.б.} = (q_{n1} \cdot \gamma_{f1} + q_{n2} \cdot \gamma_{f2} + q_1 \cdot \gamma_{f3} + q_{n,гл.б.}^{св} \cdot \gamma_{f3}) \cdot l_{бн} =$$

$= \left(8 \cdot 1,2 + 1 \cdot 1,1 + 0,71 \cdot 1,05 + 0,19 \cdot 1,05\right) \cdot 5,2 = 60,58$кН/м.

Вертикальный предельный прогиб балки $f_{u(12,5)} = l_{гл.б} \mid 232 = 5,39$см.

Поясные швы выполняются автоматической сваркой под флюсом (флюс АН-348-Апо ГОСТ 9087-81*; сварочная проволока Св-08А по ГОСТ 2246-70*), положение швов – в лодочку; все остальные швы выполняются механизированной дуговой сваркой (МДС$_{пп}$), порошковая проволока - ПП-АН-3 (см. прил.5, табл.1 или [4, прил.Г]).

Статический расчет главной балки (рис. 5.9)

R_A= 377,26кН;
R_B=425,42кН;
M_{max}=174,29кН·м;
Q_{max}=379,99кН;
$M_{n,max}$=978,24кН·м.

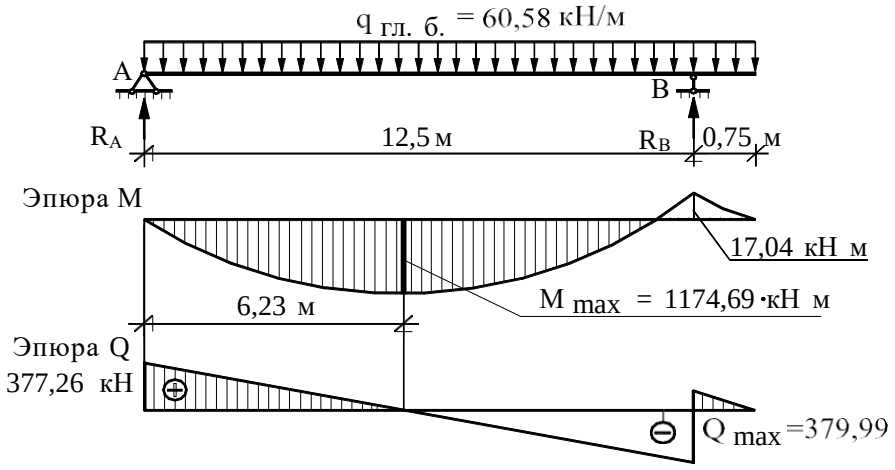
Рисунок 5.9 – Расчетная схема главной балки

Конструктивный расчет главной балки

Главная балка, как и балка настила, относится в 1-ому классу балок. НДС по всей площади ее расчетного сечения должно удовлетворять условию $|\sigma| \le R_y$ (упругое состояние сечения). Особенности конструктивного расчета таких балок на прочность подробно разобраны при расчете балок настила. Здесь же авторы методических указаний их используют без соответствующих ссылок.

1. Требуемый момент сопротивления

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c} = \frac{1174{,}69 \cdot 10^2}{240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 4894{,}54 \text{см}^3.$$



2. Компоновка и подбор сечения (рис. 5.10)

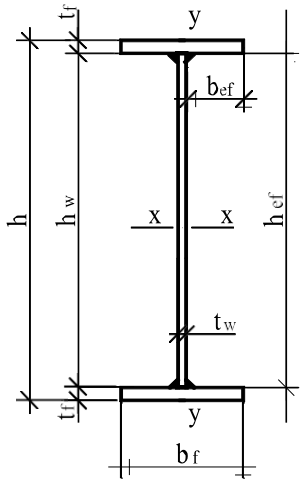


Рисунок 5.10 - Сечение составной балки

Этот этап проектирования заключается в определении геометрических параметров балки, обеспечивающих ее несущую способность и жесткость.

Важнейшим параметром, влияющим на экономичность сечения балки, является ее высота, которая определяется из условий прочности и жесткости. Наименьшая высота балки, при которой она будет удовлетворять условиям жесткости, называется минимальной высотой. Высота балки, соответствующая минимуму ее массы, называется оптимальной.

Оптимальную высоту балки можно определить по следующим формулам [1, 2, 3]:

- при фиксированной (заданной) гибкостистенки $\lambda_w = h_w \quad t_w$ (

$\lambda_w = 100\ldots125$ при высотевысоте балки h=1м, толщине стенки $t_w = 8\ldots10$мм и $\lambda_w = 125\ldots150$ при $h = 1{,}5$м и $t_w = 10\ldots12$мм)

$$h_{opt} = 1{,}15 \cdot \sqrt[3]{W_{req} \cdot \lambda_w};$$

- при фиксированной (заданной) толщине стенки балки t_w

$$h_{opt} = k\sqrt{W_{req} \; t_w},$$

где $k = 1{,}15\ldots1{,}2$; $t_w = 4 + 3h$, принимая при этом ориентировочно отношение высоты балки к ее пролету равным 1/10…1/13 – для неразрезных, 1/5…1/7 – для консольных балок.

Определимоптимальную высоту балки при гибкости стенки $\lambda_w = 120$

$$h_{opt} = 1{,}15 \cdot \sqrt[3]{W_{req} \cdot \lambda_w} = 1{,}15 \cdot \sqrt[3]{4894{,}54 \cdot 120} = 96{,}26\text{см}.$$

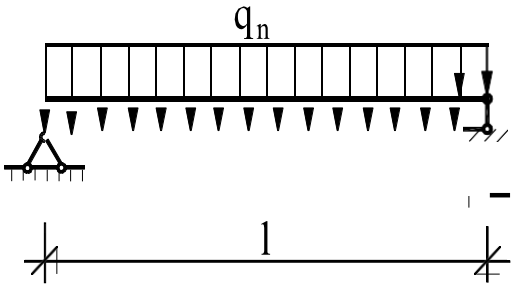
Минимальная по жесткости высота балки определяется следующимобразом.

Для однопролетной шарнирноопертой по концам балки постоянной жесткости, загруженной равномерно распределенной по всему пролету нормативной нагрузкой $q_{n,гл.б.}$ (рис. 5.11, а),

$$h_{min} = \frac{10}{48} \cdot \frac{l^2 \cdot R_y \cdot \gamma_c}{E \cdot f_u} \cdot \frac{M_{n,max}}{M_{max}};$$

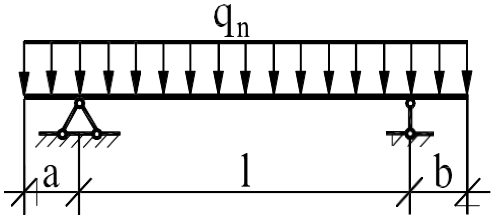
Для двухконсольной балки при $a \approx b$ (рис. 5.11, б), отождествив f_{max} с прогибом балки в середине пролета,

В примере главная балка – одноконсольная (a = 0), тогда



$$h_{min} = \left(\frac{5}{48} \cdot M_{no,max} + \frac{M_{n,1} + M_{n,2}}{16} \right) \frac{2l^2 \cdot R_y \cdot \gamma_c}{E \cdot M_{max} \cdot f_u},$$

где $M_{no,max} = \frac{q_n \cdot l^2}{8}$; $M_{n,1} = \frac{q_n \cdot a^2}{2}$;



$$M_{n,2} = -\frac{q_n \cdot b^2}{2}; \quad M_{max} = q \cdot l^2 - \frac{q \cdot a^2}{8} - \frac{q \cdot b^2}{4}.$$

а – однопролетная;
б - двухконсольная
Рисунок 5.11 - Схемы балок

Для одноконсольной балки можно использовать для приближенного определения h_{min} формулу двухконсольной балки (рис. 5.11, б), принявдлину отсутствующей консоли нулевой.

$$h_{min} = \left(\frac{5}{48} \cdot M_{no,max} + \frac{M_{n,2}}{16} \right) \frac{2l^2 \cdot R_{гл.б} \cdot \gamma_c}{E \cdot M_{max,\,u,\,гл.б} \cdot f_u} =$$

$$= \left(\frac{5}{48} \cdot 1005,47 \cdot 10^2 + \frac{-14,48 \cdot 10^2}{16} \right) \cdot \frac{2 \cdot 12,5^2 \cdot 10^4 \cdot 240 \cdot 1}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 1174,6 \cdot 10^2 \cdot 5,39} = 59,71,$$

где $M_{no,max} = \frac{q_{n,гл.б} \cdot l_{гл.б}^2}{8} = \frac{51,48 \cdot 12,5^2}{8} = 1005,47 кН \cdot м;$

$$M = -\frac{q_{n,гл.б} \cdot b^2}{8} = -\frac{51{,}48 \cdot 0{,}75^2}{8} = -14{,}48 кН \cdot м;$$

$$M_{max} = \frac{q_{n,2} \cdot l^2}{8} - \frac{q_{гл.б} \cdot b^2}{8} = \frac{60{,}58 \cdot 12{,}5^2}{8} - \frac{60{,}58 \cdot 0{,}75^2}{8} = 1174{,}6 кН \cdot м;$$

Окончательно высоту балки h принимают, сопоставляя величины h_{min} и h_{opt}: при $h_{min} > h_{opt}$ следует принимать $h \geq h_{min}$; при $h_{min} < h_{opt}$ высота балки $h = h_{opt}$. Не нужно округлять высоту балки. Определяющей является высота стенки h_w, которая должна соответствовать размерам листовой стали по сортаменту: ГОСТ 19903-74* и ГОСТ 82-70*(см. прил.6, табл. 1,3).

Так как $h_{opt} = 96,26$ больше $h_{min} = 59,71$, высоту балки назначаем близкой к оптимальной, но не менее h_{min}; при этом принимаем высоту стенки $h_w = 900мм$, увязывая этот размер со стандартной шириной универсальной широкополосной стали по ГОСТ 82-70* (см. прил.6, табл. 3); пояса балки принимаем толщиной 16 мм. Высота балки $h = 932мм$..

Толщина стенки балки t_w должна удовлетворять условию $6мм \leq t_w \geq t_{w,min}$ и увязана с типовыми размерами листового металлопроката.

Минимальная толщина стенки балки определяется из условия ее работы на срез:

$$t_{w,min} = k_1 \cdot \frac{Q_{max}}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c},$$

где $k_1 = 1,5$ при работе на срез только стенки и $k_1 = 1,2$ при работе на срез всего двутаврового сечения. В этой формуле использовано условие прочности 5.2 или см. [4, ф. 42] для балок 1-го класса.

Толщина стенки $t_w = h_w / \lambda_w = 900 / 120 = 7,5мм$; округляя этот размер до стандартной толщины стали по ГОСТ 82-70*, имеем $t_w = 8мм$, что больше

$$t_{w,min} = k_1 \cdot \frac{Q_{max}}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 379,99}{90 \cdot 139,2 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,46\text{см и больше 6 мм.}$$

Площадь сечения поясов балки подсчитывается по формулам

$$A_f = \frac{W_{req}}{h_w} - \frac{t_w \cdot h_w}{6}; \quad A_f = b_f \cdot t_f.$$

При назначении размеров поясов следует учитывать конструктивные требования:

для толщины пояса: $t_w \le t_f \le (2,5...3,0) \cdot t_w$;

для ширины пояса: $180\text{мм} \le b_f \approx (1/3...1/5) \cdot h$;

Площадь сечения пояса главной балки

$$A_f = \frac{W_{req}}{h_w} - \frac{t_w \cdot h_w}{6} = \frac{4894,54}{90} - \frac{0,8 \cdot 90}{6} = 42,38\text{см}^2.$$

Пояса проектируем также из универсальной широкополосной стали; при $t_f = 16\text{мм}$ $b_f = A_f / t_f = 42,38 \cdot 10^2 / 16 = 265\text{мм}$. Принимаем пояс из листа

f

280х16мм, что удовлетворяет конструктивным требованиям: $8\text{мм} < 16\text{мм} < 2{,}5 \cdot 8\text{мм} = 20\text{мм}$; $180\text{мм} < 280\text{мм}$; 280мм в пределах $(1/3 \ldots 1/5) \cdot h$, т.е $1 \,|\, 3 \cdot 932 = 311\text{мм}$, $1 \,|\, 5 \cdot 932 = 186{,}4\text{мм}$, $311 > 280 > 186{,}4\text{мм}$.

3. Изменение сечения балки по длине[1, 2, 3]

Сечение составной балки, подобранное по максимальному моменту, можно уменьшить в местах снижения моментов (в разрезных балках – уопор).

Обычно сечение однопролетных шарнирноопертых балок пролетом до 30 м изменяют один раз, т.е. балку составляют из трех элементов, средний из которых проектируют по моменту в середине пролета, а два крайних – по моменту в месте изменения сечения.

Изменить сечение балки возможно варьируя высотой стенки, толщиной или шириной поясов. В сварных балках предпочтителен вариант с изменением ширины пояса.

Для однопролетной шарнирноопертой сварной балки при равномерно распределенной нагрузке наибольшее снижение материалоемкости при изменении сечений поясов достигается на расстоянии 1/6 пролета балки от опоры. Для других схем балок место или условие изменения сечения балки назначается преподавателем, ведущим проектирование.

В месте изменения сечения определяются изгибающий момент M_1 и перерезывающая сила Q_1, а далее, как обычно, определяется требуемый момент сопротивления из условия прочности $W_{req,1}$. Если стыковать растянутый пояс прямым швом с выводом концов шва на подкладки механизированной сваркой с физическими методами контроля, то при определении $W_{req,1}$ следует ориентироваться на расчетное сопротивление стали R_y. В противном случае взамен R_y следует использовать $R_{wy}(R_{wy} = 0{,}85R_y)$ и определять момент сопротивления по формуле $W_{req,1} = M_1 \,|\, (R_{wy}\gamma_c)$.

Дальнейший алгоритм компоновки сечения следующий:

- определение требуемой площади пояса

$$A_{f1} = \frac{W_{req,1}}{h_w} - \frac{t_w \cdot h_w}{6};$$

- определение измененной ширины пояса

$$b_{f1} = \frac{A_{f1}}{\quad}; \quad \frac{1}{\quad} h \le b \ge \frac{1}{_} b \; ; \; b \ge 180\text{мм}.$$

$$t_f \quad 10 \qquad {}^{f1} \quad 2 \; {}^{f} \quad {}^{f1}$$

В рассматриваемом примере при наличии консоли (консольная балка) запроектируем изменение сечения главной балки в том месте, где изгибающий момент $M_1 = 0{,}6M_{max}$, и найдем координаты нового сечения,

$$1(x) \qquad A \;\Big|$$

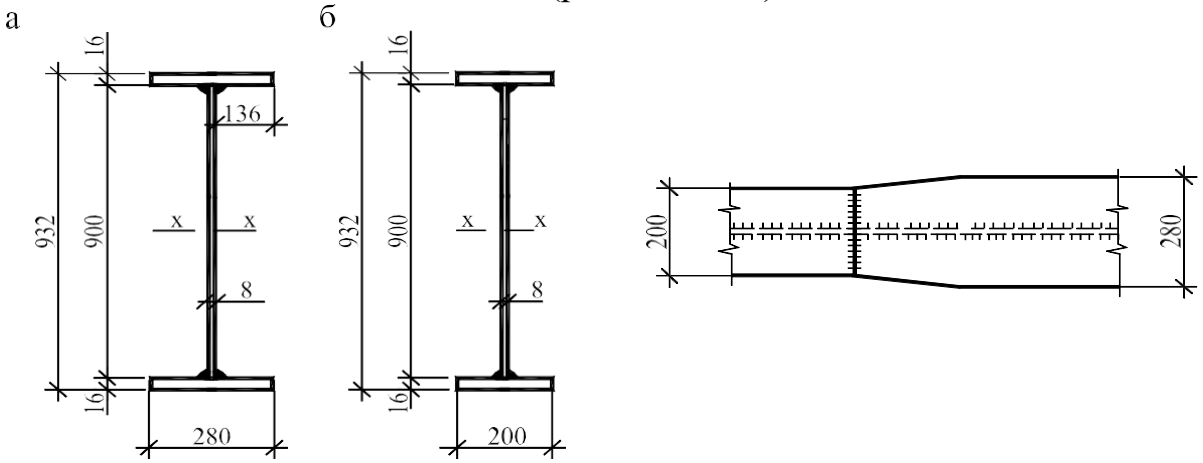
решив уравнение $M = R \cdot x - q \cdot x^2$ 2. Результат решения уравнения: $x_1 = 2{,}3$м; $x_2 = 10{,}2$м.

$$W_{f1} = \frac{0{,}6 \cdot M_{max}}{R_{wy} \cdot \gamma_c} = \frac{0{,}6 \cdot 1174{,}69 \cdot 10^2}{0{,}85 \cdot 240 \cdot 10^{1} \cdot 1} = 3455\text{см}^3$$

(стык сечений пояса – прямой, сварка механизированная, сварной шов с полным проваром и выводом концов шва на подкладки без применения физических методов контроля качества шва);

$$A_{f1} = \frac{3455}{90} - \frac{0{,}8 \cdot 90}{6} = 26{,}32\text{см}^2;\ b_{f1} = 26{,}39 / 1{,}6 = 16{,}5\text{см}.$$

4. Геометрические характеристики подобранного сечения балки (рис. 5.12 а, б)



а – основное; б – измененное

Рисунок5.12– Сечение главной балки

Момент инерции основного сечения относительно оси х-х

$$I_x = \frac{t_w \cdot h^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 = \frac{0{,}8 \cdot 90^3}{12} + 2 \cdot 28 \cdot 1{,}6 \cdot \left(\frac{90}{2} + \frac{1{,}6}{2} \right)^2 =$$

$$= 236548{,}54\text{см}^4;$$

момент инерции измененного сечения относительно оси х-х

$$I_{x1} = \frac{0{,}8 \cdot 90^3}{12} + 2 \cdot 20 \cdot 1{,}6 \cdot \left| \frac{90}{2} + \frac{1{,}6}{2} \right|^2 = 182848{,}96\text{см}^4;$$

момент сопротивления основного сечения относительно оси х-х

$$W_{xn} = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 236548,54}{93,2} = 5076,15 см^3;$$

момент сопротивления измененного сечения относительно оси х-х

$$W_{x1n} = \frac{2 \cdot I_{x1}}{h} = \frac{2 \cdot 182848,96}{93,2} = 3923,8 см^3;$$

статический момент измененного полусечения относительно оси х-х

5. Проверки прочности главной балки

Эти проверки сводятся к проверкам нормальных, касательных, местных и приведенных напряжений и выполняются по тем же формулам, что и в прокатных балках (см. формулы 5.1-5.9). Необходимость той или иной проверки диктуется статической схемой балки и типом сопряжений в балочной клетке.

Нормальные напряжения необходимо проверить в сечении с $M=M_{max}$ и $Q = 0$:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_{xn}} = \frac{1174,69 \cdot 10^2 \cdot 10}{5076,15} = 231,4 Н/мм^2 < R_y \gamma_c = 240 Н/мм^2.$$

Недонапряжение – 3,6%<5%.

Касательное напряжение на опоре А (рис. 5.9)

$$\tau = \frac{Q \cdot S_x}{I_{x1} \cdot t_w} = \frac{377,26 \cdot 2275,6 \cdot 10}{182848,96 \cdot 0,8} = 58,7 Н/мм^2 < R_s \gamma_c = 139,2 Н/мм^2.$$

Приведенные напряжения следует проверить на опоре В и в месте изменения сечения балки; проверяют их в стенке, в уровне сопряжения ее с поясом.

На опоре В (рис. 5.9)

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} = \sqrt{4,19^2 + 3 \cdot 38,07^2} = 66,07 Н/мм^2 < 1,15 R_y \gamma_c =$$

$$= 1,15 \cdot 240 = 276 Н/мм^2,$$

где $\sigma_x = \frac{M_{on} \cdot h_w}{W_{x1n} \cdot h} = \frac{17,04 \cdot 10^2 \cdot 90 \cdot 10}{3923,8 \cdot 93,2} = 4,19 Н/мм^2;$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{max} \cdot S_{f1}}{I_{x1} \cdot t_w} = \frac{379,99 \cdot 1465,6 \cdot 10}{182848,96 \cdot 0,8} = 38,07 Н/мм^2 < R_s \gamma_c = 139,2 Н/мм^2.$$

В месте изменения сечения

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_{x1}^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} = \sqrt{179,93^2 + 3 \cdot 23,84^2} = 181,68 \text{Н/ мм}^2 < 1,15 \cdot 0,85 R_y =$$

$$= 1,15 \cdot 0,85 \cdot 240 = 234 \text{Н/ мм}^2,$$

$$\sigma_{x1} = \frac{M_1 \cdot h_w}{W_{x1n} \cdot h} = \frac{0,6 \cdot 1174,69 \cdot 10^2 \cdot 90 \cdot 10}{3923,8 \cdot 93,2} = 176,93 \text{Н/ мм}^2,$$

$$\tau_{xy1} = \frac{Q_1 \cdot S_{f1}}{I_{x1} \cdot t_w} = \frac{273,97 \cdot 1465,6 \cdot 10}{182848,96 \cdot 0,8} = 23,84 \text{Н/ мм}^2 < R_s \gamma_c = 139,2 \text{Н/ мм}^2,$$

$$Q_1 = R_A - qx = 377,26 - 60,58 \cdot 2,3 = 237,93 \text{кН}.$$

При сопряжении балок в одном уровне проверка местных напряжений в стенке главной балки не требуется, так как здесь $\sigma_{loc} = 0$, реакция от примыкающих балок настила передается через ребра жесткости в виде

касательных напряжений.При этажном опирании балок в стенке главной балки возникают местные напряжения, которые необходимо проверить по формулам 5.3 и 5.4, но учесть, что l_{ef} =b+2$(t_f + k_f)$, где t_f – толщина верхнего пояса главной балки, k_f -катет поясного шва (рис. 5.8).

6. Проверка общей устойчивости главной балки

Потеря общей устойчивости балок заключается в нарушении плоской формы изгиба и возникновении крутильных деформаций (см. стр. 24).

Расчет на общую устойчивость балок 1-ого класса выполняют по формулам 5.8 и 5.9 за исключением 2-х случаев, когда их общую устойчивость следует считать обеспеченной. [4, п. 8. 4.4, аиб]

В рассматриваемом примере конструктивное решение балочной клетки (в одном уровне) не обеспечивает непрерывности опирания настила на сжатый пояс главной балки, а потому не выполняется п. 8. 4. 4, а [4], но балкинастила можно рассмотреть как связи, препятствующие горизонтальному смещению сжатого пояса главной балки и при выполнении условия $\bar{\lambda}_b \le \bar{\lambda}_{ub}$, общую устойчивость главной балки можно считать обеспеченной. Здесь $\bar{\lambda}_b = (l_{ef}/b_f)\sqrt{R_{yf}/E}$ - условная гибкость сжатого пояса главной балки (l_{ef} – расстояние между точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений: узлами продольных и поперечных связей, точками крепления жесткого настила; при отсутствии связей l_{ef} =l, где l -пролет балки); $\bar{\lambda}_{ub}$ - предельное значение $\bar{\lambda}_b$, которое подсчитывается по формулам табл. 11 [4] в зависимости от места приложения нагрузки:

• нагрузка приложена к верхнему поясу

$$\bar{\lambda}_{ub} = 0{,}35 + 0{,}0032\, b_f / t_f + (0{,}76 - 0{,}02\, b_f / t_f)\, b_f / h_{ef1}; \quad (5.10)$$

• независимо от уровня приложения нагрузки при расчете участка балки между связями или при чистом изгибе

$$\bar{\lambda}_{ub} = 0{,}41 + 0{,}0032\, b_f / t_f + (0{,}73 - 0{,}016\, b_f / t_f)\, b_f / h_{ef1}; \quad (5.11)$$

где b_f и t_f соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки; h_{ef1} – расстояние (высота) между осями поясных листов.

Значения $\bar{\lambda}_{ub}$ определены при $1 \le h_{ef1}/b_f \le 6$ и $15 \le b_f/t_f \le 35$; для балок с отношением $|b_f \;\; t_f| < 15$ в формулах 5.10 и 5.11 следует принимать $|b_f \;\; t_f| = 15$.

Для главной балки $\bar{\lambda}_b = (1320/200) = 0{,}23$;

$$\sqrt{240 \,/\, (2{,}06 \cdot 10^5)}$$

h_{ef1}/b_f =916/200=4,58; b_f/t_f =200/16=12,5;

$$\bar{\lambda}_{ub} = 0,41 + 0{,}0032 \cdot 200/16 + (0{,}73 - 0{,}016 \cdot 200/16) \cdot 200/916 = 0{,}57;$$

0,23<0,57, следовательно, общая устойчивость главной балки обеспечена.

Особенности расчета на общую устойчивость балок 2-го и 3-го класса изложены в [4, п 8.4].

7. Проверка и обеспечение местной устойчивости элементов главной балки

Местное выпучивание отдельных элементов конструкций под действием сжимающих нормальных или касательных напряжений называется потерей местной устойчивости.

В балках потерять устойчивость могут сжатый пояс от действия нормальных напряжений и стенка от действий касательных или нормальных напряжений, а также и от их совместного действия. Потеря устойчивости одним из элементов балки полностью или частично искажает его форму,часто превращая симметричное сечение в несимметричное и смещая центр изгиба сечения. Это может привести к преждевременной потере несущей способности всей балки.

Проверка местной устойчивости сжатого пояса балки

Соласно [4], устойчивость сжатого пояса следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса $\bar{\lambda}_f = \left(b_{ef} / t_f\right)\sqrt{R_{yf} / E}$ балок

1-го класса двутаврового сечения при выполнении требований прочности (формулы 5.1, 5.2 и 5.6 или п. 8.2.1[4]) не превышает предельного значения $\bar{\lambda}_{uf}$, определенного по формуле:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0{,}5\sqrt{R_{yf} / \sigma_c}, \qquad (5.12)$$

где σ_c – напряжение в сжатом поясе, определяемое для однородного сечения по формуле: $\sigma_c = M/\left(W_{xnc}\gamma_c\right)$.

Здесь W_{xnc} – момент сопротивления сечения нетто для сжатой полки балки.

При проверке устойчивости поясных листов в качестве расчетной ширины свеса b_{ef} сварных элементов следует принимать расстояние от грани

стенки до края поясного листа (рис. 5.10).

Для балок 2-го и 3-го классов устойчивость сжатых поясов следует считать обеспеченной при выполнении условий п. 8.5.19 [4].

В примере при ширине сжатого пояса основного сечения b_f =280 мм и

толщине стенки главной балки t_f =8 мм (рис. 5.12) расчетная ширина свеса

$b_{ef} = (b_f - t_w)/2 = (280 - 8)/2 = 136$ мм; условная гибкость свеса пояса $\bar{\lambda}_f = \left(b_{ef} / t_f\right)\sqrt{R_{yf} / E} = (136/16)\sqrt{240 / \left(2{,}06 \cdot 10^5\right)} = 0{,}29;$ напряжение в сжатом

поясе σ_c =231,4 Н/мм^2; предельное значение для свеса пояса $\bar{\lambda}_{uf} = 0{,}5\sqrt{R_y / \sigma_c} = 0{,}5\sqrt{240 / 231{,}4} = 0{,}51;$ 0,29<0,51.

Следовательно, местная устойчивость сжатого пояса главной балки обеспечена.

При невыполнении условия $\bar{\lambda}_f < \bar{\lambda}_{uf}$ следует увеличить толщину пояса балки t_f .

Проверка местной устойчивости стенки балки

Устойчивость стенок балок сплошного сечения 1-го класса следует считать обеспеченной, если выполнены требования прочности (формулы 5.1, 5.2 и 5.6 или п. 8.2.1 [4]), общей устойчивости (см. стр. 36 или п. 8.4 [4])и условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w)\sqrt{R_y / E}$ ($h_{ef} = h_w$ см. рис. 5.10 или [4, рис. 5]) не превышает значений:

3,5 – при отсутствии местного напряжения σ_{loc} в балках с двусторонними поясными швами;

3,2 – то же, в балках с односторонними поясными швами;

2,5 – при наличии местного напряжения σ_{loc} в балках с двусторонними поясными швами.

В противном случае необходима проверка на устойчивость стенок балок (отсеков) с учетом всех компонентов их напряженного состояния.

Стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости:

в балках 1-го класса, если значение условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w$ превышает 3,2 – при отсутствии подвижной нагрузки на поясе балки или 2,2 – при наличии такой нагрузки;

в балках 2-го и 3-го классов – при любых значениях условной гибкости стенки на участках длины балки, где учитываются пластические деформации, а на остальных участках – как в балках 1-го класса.

Расстояние между поперечными ребрами не должно превышать $2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w \geq 3,2$ и $2,5h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w < 3,2$.

Для балок 1-го класса допускается превышать эти расстояния до значения $3h_{ef}$ при условии, что устойчивость балки и стенки обеспечена выполнением требований прочности и общей устойчивости.

Поперечные ребра жесткости следует устанавливать, как правило, в местах приложения неподвижных сосредоточенных нагрузок и на опорах балок.

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_rдолжна быть для парного ребра не менее $(h_w/30+25)$ мм, для одностороннего ребра – не менее $(h_w/24+40)$ мм; толщина ребра t_r должна быть не менее $2b_r\sqrt{R_y/E}$.

При укреплении стенки односторонними поперечными ребрами жесткости из одиночных углов, привариваемых к стенке пером, момент инерции такого ребра, вычисляемый относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки, должен быть не меньше, чем для парного ребра.

Поперечное ребро жесткости, расположенное в месте приложения сосредоточенной нагрузки к верхнему поясу, следует проверять расчетом на устойчивость: двустороннее ребро – как центрально сжатую стойку, а

одностороннее – как стойку, сжатую с эксцентриситетом, равным расстоянию от срединной плоскости стенки до центра тяжести расчетного сечения стойки. При этом в расчетное сечение стойки необходимо включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной $0{,}65t_w\sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра, а расчетную длину стойки следует принимать равной расчетной высоте стенки h_w.

Стенки балок 1-го класса, у которых при действии нормальных напряжений σ от изгиба устойчивость не обеспечена, а также при значениях условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w > 5{,}5\sqrt{R_y/\sigma}$ (где σ – напряжение в сжатом поясе балки), следует укреплять продольным ребром жесткости, устанавливаемым дополнительно к поперечным ребрам.

Если сопряжение балок настила с главной принято в одном уровне, то ребра жесткости можно использовать и как конструктивные элементы, обеспечивающие передачу нагрузки от второстепенных балок к главным (рис. 5.15). При этажном сопряжении целесообразно для обеспечения условия $\sigma_{loc}=0$ расставлять ребра жесткости под балками настила.

Ребра жесткости выполняют из листовой стали, реже из горячекатных уголков, приваренных полкой к стенке. Прикрепляют их к стенке непрерывными угловыми швами, катеты которых в нерасчетных швах принимают конструктивно; при передаче сосредоточенных нагрузок (например, реакции балок настила) – по расчету.

В балках, несущих статическую нагрузку, ребра жесткости приваривают и к поясам. При этом торцы вертикальных ребер должны иметь срезы 40х60 мм для пропуска поясных швов.

Проверку устойчивости стенок балок 1-го класса следует выполнять с учетом наибольшего сжимающего σ у расчетной границы стенки, принимаемого со знаком «плюс», среднего касательного напряжения τ и местного напряжения σ_{loc} в стенке под сосредоточенной нагрузкой.

Напряжения σ и τ следует вычислять по формулам:

$$\sigma = \left(M/I_x\right)\cdot y; \qquad (5.13)$$

$$\tau = Q/(t_w h_w), \qquad (5.14)$$

где М и Q – средние значения соответственно изгибающего момента и поперечной силы в пределах отсека; если длина отсека а (расстояние между осями поперечных ребер жесткости) больше его расчетной высоты h_{ef}, то значения М и Q следует вычислять как средние для более напряженного участка с длиной, равной h_{ef}, если в пределах отсека момент или поперечная сила меняют знак, то их средние значения следует вычислять на участке отсека с одним знаком (рис. 5.13);

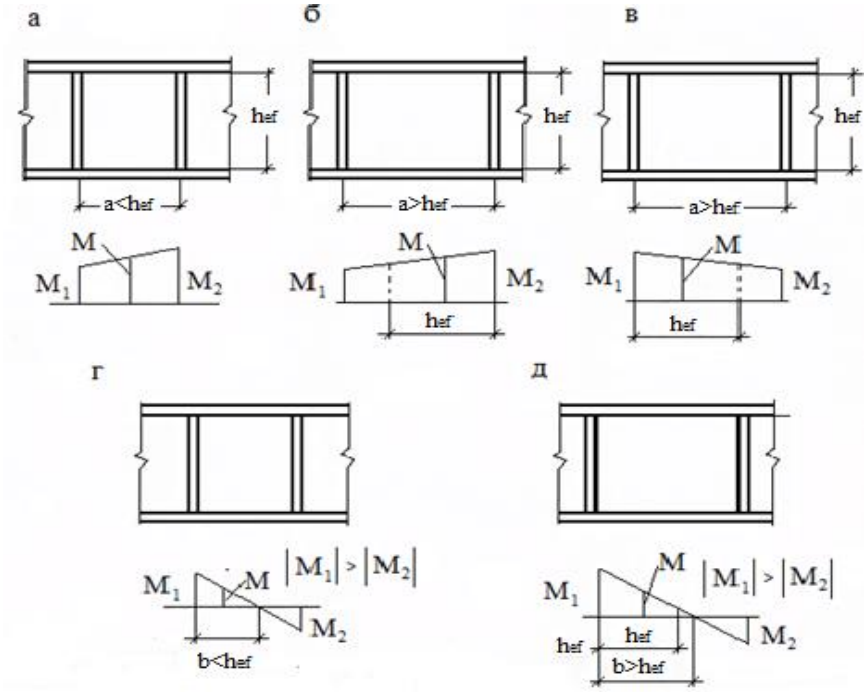


Рисунок 5.13 – К определению расчетного изгибающего момента

h_{ef} - расчетная высота стенки, h_w – полная высота стенки.

Местное напряжение σ_{loc} в стенке под сосредоточенной нагрузкой следует определять по формуле 5.3 или п. 8.2.2 [4].

Устойчивость стенок балок 1-го класса симметрично сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости (рисунок 5.14) при наличии местного напряжения ($\sigma_{loc} \neq 0$) и при условии гибкости стенки $\bar{\lambda}_w \leq 6\sqrt{R_y/\sigma}$ следует считать обеспеченной, если выполнено условие п. 8.5.3 [4]

$$\sqrt{\left(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr}\right)^2 + \left(\tau/\tau_{cr}\right)^2}/\gamma_c \leq 1. \qquad (5.15)$$

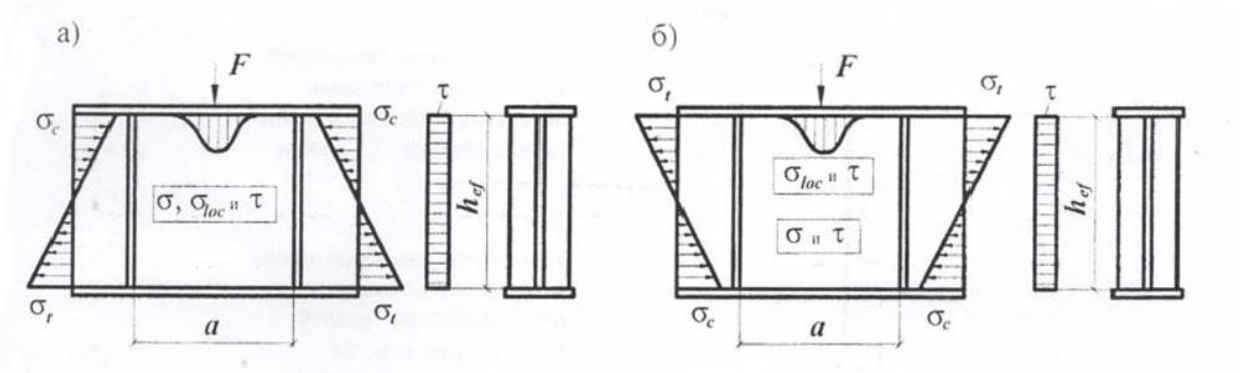


Рисунок .5.14 – Схема участка балки, укрепленной поперечными ребрами жесткости

В формуле (5.15) обозначено:

σ, σ_{loc}, τ –

требованиям; σ_{cr} – критическое напряжение, вычисляемое по формуле напряжения, определяемые согласно выше изложенным

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \bar{\lambda}_w^2, \qquad (5.16)$$

где c_{cr} – коэффициент, определяемый согласно п.п.8.5.4 – 8.5.6 [4]; $\sigma_{loc,cr}$ – критическое напряжение, вычисляемое по формуле

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2, \qquad (5.17)$$

где c_1 и c_2 – коэффициенты, определяемые согласно 8.5.5 [4]; τ_{cr} – критическое напряжение, вычисляемое по формуле:

$$\tau_{cr} = 10{,}3(1 + 0{,}76/\mu^2) R_s / \bar{\lambda}_d^2, \qquad (5.18)$$

здесь μ – отношение большей стороны отсека стенки к меньшей;

$\bar{\lambda}_d = (d/t_w)\sqrt{R_y/E}$; d – меньшая из сторон отсека (h_{ef} или a).

Для балок 1-го класса при $\sigma_{loc} = 0$ коэффициент c_{cr} в формуле (5.16) следует определять по таблице 12[4] в зависимости от вида поясных соединений и значения коэффициента δ, вычисляемого по формуле

$$\delta = \beta (b_f / h_{ef}) (t_f / t_w)^3, \qquad (5.19)$$

где β – коэффициент, принимаемый по таблице 13 [4], b_f, t_f – соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки.

Проверки местной устойчивости стенок балок 1-го класса с другими вариантами укреплениями, а также стенок балок 2-го и 3-го классов стенок, изложены в [4].

Для рассчитываемой главной балки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{R_y/E} = \frac{900}{8} \cdot \sqrt{240 / \left(2{,}06 \cdot 10^5\right)} = 3{,}84; \quad h_{ef} = h_w;$$

следовательно, необходима постановка поперечных ребер жесткости и проверка устойчивости стенки между ними.

Ребра жесткости устанавливаем в местах примыкания балок настила, т.е. на расстоянии $a = 1{,}32$ м(рис. 5.15); при этом $a < a_{max} = 2h_w$ или $1{,}32\text{м} < 2 \cdot 0{,}9 = 1{,}8\text{м}$.

Размеры поперечных ребер жесткости

$$b_r \geq h_w/30 + 40\text{мм} = 900/30 + 25\text{мм} = 55\text{мм};$$

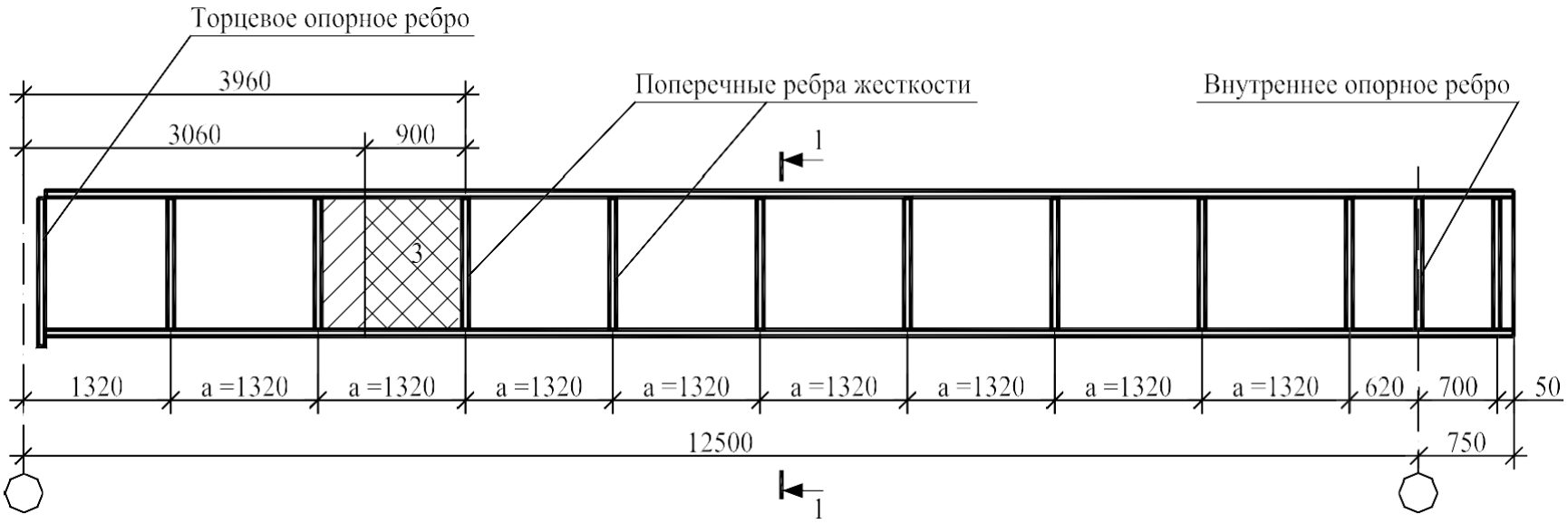
$$t_r \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 55 \cdot \sqrt{240 / \left(2{,}06 \cdot 10^5\right)} = 3{,}8\text{мм};$$

учитывая, конструктивные требования примыкания балок настила к ребрам главных (прил. 5, табл. 10), принимаем $b_r = 90$мм; $t_r = 6$мм (рис. 5.15).

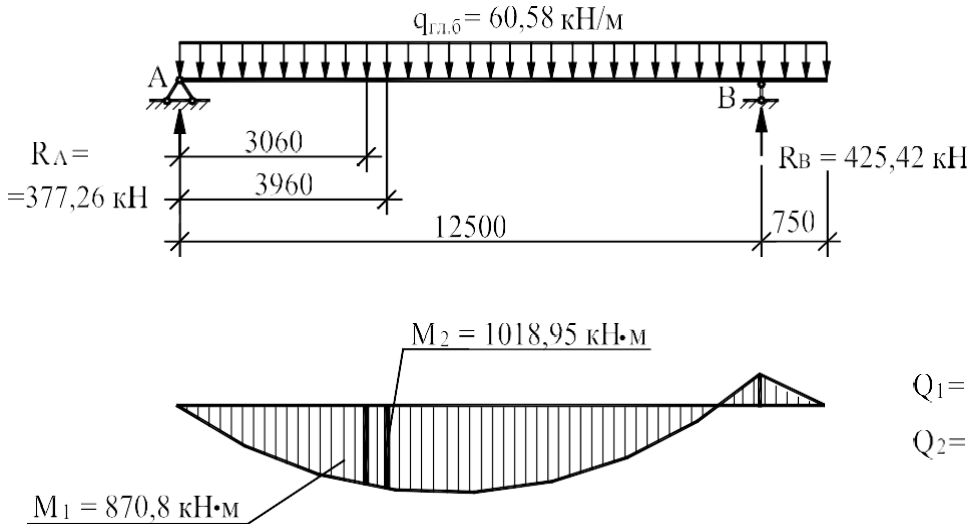
Ребра жесткости привариваем к стенке балки двусторонними угловыми швами с катетом $k_f = 4$мм.

Проверяем устойчивость стенки балки в 3-ем отсеке от опоры (рис.5.15) по формуле 5.15при$\sigma_{loc} = 0$

$$\sqrt{\left(\sigma/\sigma_{cr}\right)^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} = \sqrt{(179{,}75/541{,}99)^2 + (22{,}8/131{,}43)^2} = 0{,}37 < 1.$$



1-1



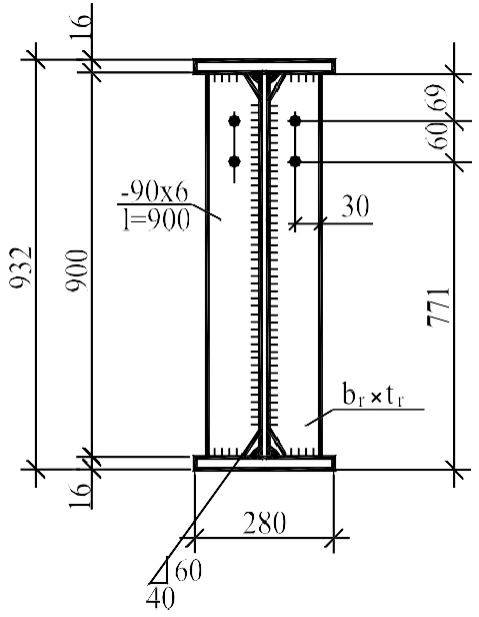


Рисунок 5.15 - Схема главной балки

Здесь $\sigma = \frac{M}{I_x} \cdot \frac{h_w}{2} = \frac{944{,}88 \cdot 10^2}{236548{,}54} \cdot \frac{90}{2} \cdot 10 = 179{,}75 Н/мм^2$;

$\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w} = \frac{164{,}13 \cdot 10}{0{,}8 \cdot 90} = 22{,}8 Н/мм^2$ - действующие нормальные и

касательные напряжения; Ми Q–средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах отсека; так как длина отсека больше его расчетной высоты, т.е. $a > h_w$ или 1,32м>0,9м, то Ми Qследует определять для наиболее

напряженного участка с длиной, равной высоте отсека; он заштрихован на рис. 5.15; другие варианты определения M и Q рассмотрены на стр 41; в примере $M=(M_1 + M_2)/2=(870{,}8+1018{,}95)/2=944{,}88 кН \cdot м$;

$Q=(Q_1 +Q_2)/2=(191{,}89+136{,}36)/2=164{,}13 кН$.

Критическое нормальное напряжение

$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda_w^2} = \frac{33{,}3 \cdot 240}{3{,}84^2} = 541{,}99 Н/мм^2$, гдес $_{cr}$=33,3; определено по табл. 12[4] в зависимости отδ;

$\delta = \beta \cdot \frac{b}{h_w} \cdot \left| \frac{t_f}{t_w} \right| = 0{,}8 \cdot \frac{28}{90} \cdot \left| \frac{1{,}6}{0{,}8} \right|^3 = 1{,}99$; $\beta = 0{,}8$ по табл. 13[4].

8. Проверка жесткости балки

Суть проверки жесткости главной балки такая же, как и для балки настила (см.стр. 25): $f_{max} \le f_u$. Формулы для вычисления максимальных прогибов для некоторых типов балок приведеныв [3,табл.5.7].

Так для балки на рис. 5.11, а

$f_{max} = \frac{M_{n,max} \cdot l^2}{10EI}$, где $M_{n,max} = \frac{q \cdot l^2}{8}$.

Для схемы балки на рис. 5.11, б

эту формулу можно использовать как для одноконсольной балки, приняв длину одной консоли равной нулю, но при этом следует ввести допущение, что максимальный прогиб несущественно отличается от прогиба в середине пролета балки.

Обратите внимание, что f_{max} следует определять от нормативных

нагрузок (постоянных и временных длительных).

Предельный прогиб балки f_u зависит от ее назначения и принимается по [5,табл.Е1]. В примере $f_{u(12,5)} = l_{гл.б}$ 232 найден по линейной интерполяции между значениями $f_u = l/200$ (при l=6м) и $f_u = l/250$ (при l=24м).

Прогиб не превышает предельный.

Следует обратить внимание на одно обстоятельство: уменьшение ширины пояса балки приводит к повышению ее прогиба. Так, для шарнирноопертой по концам балки при равномерно распределенной по всему пролету нагрузке при изменении сечения на расстоянии 1/6 от опоры превышение прогиба по сравнению с прогибом балки постоянного сечения составляет 2,4% [3,стр.241].

9. Расчет поясных соединений главной балки

Соединение поясов со стенкой в сварных балках осуществляется поясными швами. При изгибе балки это соединение предотвращает сдвиг поясов относительно стенки балки. Сдвигающее пояс усилие на единицу длины балки можно подсчитать по формуле:

$$T = \frac{Q_{max} \cdot S_{f1}}{I_{x1}} = \frac{379,99 \cdot 1465,6}{182848,96} = 3,05 \text{кН/ см.}$$

Сварные поясные соединения составной двутавровой балки следует рассчитывать по формулам 193 и 194 [4].

При отсутствии поперечных ребер жесткости для передачи неподвижных сосредоточенных нагрузок, приложенных к верхнему поясу, а также при приложении неподвижной сосредоточенной нагрузки к нижнему поясу независимо от наличия ребер жесткости в местах приложения нагрузки поясные швы следует рассчитывать как для подвижной нагрузки по формулам 196 и 197 [4].

Поясные швы выполняют двусторонними, непрерывными, с одинаковым катетом по всей длине балки автоматической сваркой (см. исходные данные).

Требуемый катет угловых поясных швов:

при расчете по металлу границы сплавления, т.к.

$$\frac{b_f \cdot R_{wf}}{b_z \cdot R_{wz}} = \frac{1,1 \cdot 180}{1,15 \cdot 116,5} = 1,03$$

$$k_f = T / \left(2 \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c\right) = 3,05 / \left(2 \cdot 1,15 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1\right) = 0,08 \text{см},$$

где $\beta_f = 1,1$, $\beta_z = 1,15$, $R_{wf} = 180 \text{Н} / \text{мм}^2$ по табл. 2,3 прил. 5; $R_{wz} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{Н} / \text{мм}^2$.

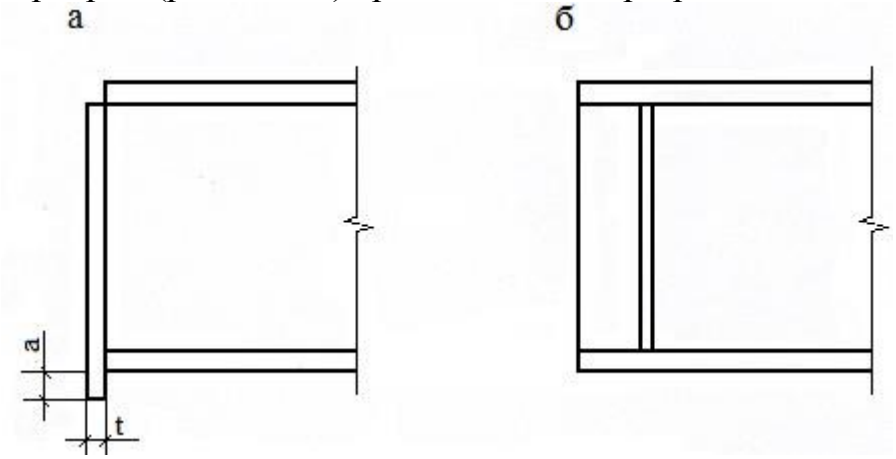
Принимаем $k_f = 4 \text{мм}$ в соответствии с табл. 4 прил. 5.

10. Расчет опорных частей балки

При опирании балок на нижележащие конструкции сверху или через опорные столики опорные сечения балок воспринимают опорные реакции.

Конструктивное решение опорных частей балок зависит от конструктивного решения нижележащей конструкции и величины опорной реакции.

В главных балках балочных клеток величина опорных реакций значительна, а потому часть балки в месте опирания ее на опоры укрепляют опорными ребрами. При разрезных схемах балок используются торцевые опорные ребра (5.16,а), достоинством которых являются четкая передача опорной реакции, а также универсальность, позволяющая осуществить опирание на нижележащие конструкции сверху и сбоку; решение с внутренним опорным ребром (рис. 5.14,б) применяется в неразрезных и консольных балках.



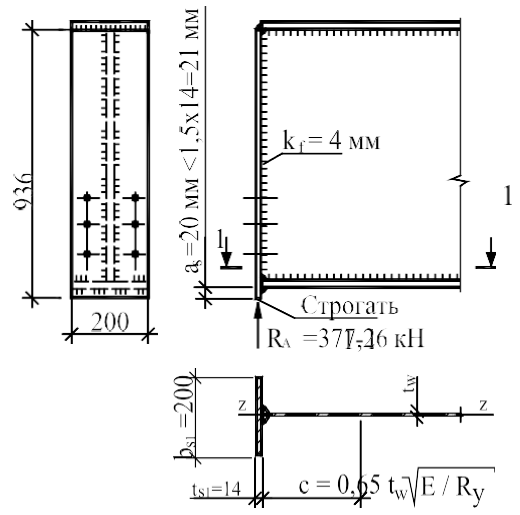
а-торцевое опорное ребро с применением строжки;
б –внутреннее опорное ребро с плотной пригонкой или приваркой к нижнему поясу

Рисунок 5.16– Схемы опорного ребра жесткости

Нижние торцы опорных ребер (рис. 5.16) должны быть остроганы либо плотно пригнаны или приварены к нижнему поясу балки. Напряжения в этих сечениях при действии опорной реакции не должны превышать расчетного сопротивления стали: в первом случае (см.рис.5.16,а) – смятию R_p при $a \le 1{,}5t$ и сжатию R_y при $a > 1{,}5t$; во втором случае (см. рис. 5.16,б) – смятию R_p.

Сварные швы, прикрепляющие опорное ребро к нижнему поясу балки, следует рассчитывать на воздействие опорной реакции.

При отсутствии опорных ребер жесткости (в прокатных балках) расчетным сечением стойки является полоса стенки шириной, равной длине участка опирания балки.



В опорной части балок независимо от их конструктивного решения рассчитывают опорные ребра, их крепление к стенке балки и опорную часть балки наустойчивость.

Участок стенки балки над левой опорой (опора А, рис. 5.17) укрепляем торцевым опорным ребром.

Первоначально определяем размеры опорного ребра по условию смятия его торцевой поверхности;при этом выступающая ниже пояса его часть

Рисунок 5.17– Торцевое опорное главной балки

более 1,5 его толщины, иначе ребро рассчитывают на сжатие.

a_s (рис.5.17) должна быть не t_{sl} от 10 до 20 мм, а затем

Обычно задают толщину опорного ребра

определяют требуемую его ширину b_{s1}, которая не должна приниматься менее 180 мм.

Пусть t_{sl} =14мм , тогда

$$b_{s1}=A_{sl} / t_{sl}=10,45/1,4=7,46 \text{ см},$$

где при a_{sl}=20мм

$$A_{sl}=R_A/(R_p \gamma_c)=377,26/(361\cdot 10^{-1})=10,45\text{см}^2.$$

Принимаем сечение ребра 200х14 мм с площадью28,0см^{2}из стали ГОСТ 82-70*(см. прил.6, табл.3).

Проверяем опорную часть балки на устойчивость как центрально-сжатый стерженьвысотой h_w; в расчетное сечение этого стержня включают опорное ребро и часть стенки шириной $c = 0,65\, t_w \sqrt{E/R_y}$.

Тогда расчетная площадь сечения условного стержня, его момент инерции и радиус инерции относительно оси z (рис.5.17):

$$A_1 = b_{s1}\cdot t_{s1} + 0,65\cdot t_w^2 \cdot \sqrt{E/R_y} =$$

$$= 20\cdot 1,4 + 0,65\cdot 0,8^2 \cdot \sqrt{2,06\cdot 10^5 / 240} = 40,19\text{см}^4;$$

$$I_{z1} = b_{s1}^3 \cdot t_{sl}/12 + ct_w^3/12 =$$

$$= 20^3\cdot 1,4/12 + \left(0,65\cdot 0,8^4 \cdot \sqrt{2,06\cdot 10^5 / 240}\right)/12 = 933,98\text{см}^4;$$

$i_{z1} = \sqrt{I_{z1}/A_1} = \sqrt{933,98/40,19} = 4,82$см.

Гибкость условного стержня и коэффициент продольного изгиба

$\lambda = h_w/i_{z1} = 90/4,82 = 18,67$; $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E} = 18,76\sqrt{240/\left(2,06\cdot10^5\right)} = 0,64$;

$\varphi = 0,982$ (по табл. 1,2 прил.8).

Проверка опорной части балки на устойчивость:

$$\frac{R_A}{\varphi \cdot A_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{377,26}{0,982 \cdot 40,19 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,4 < 1.$$

Устойчивость обеспечена.

Проверка швов прикрепления опорного ребра к стенке балки при $k_f = 4$мм (прил. 5 табл. 4).

Расчет на срез ведем по металлу границы сплавления, т.к.

$$\frac{b_f \cdot R_{wf}}{b_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,9 \cdot 215}{1,05 \cdot 0,45 \cdot 370} = 1,11 > 1$$

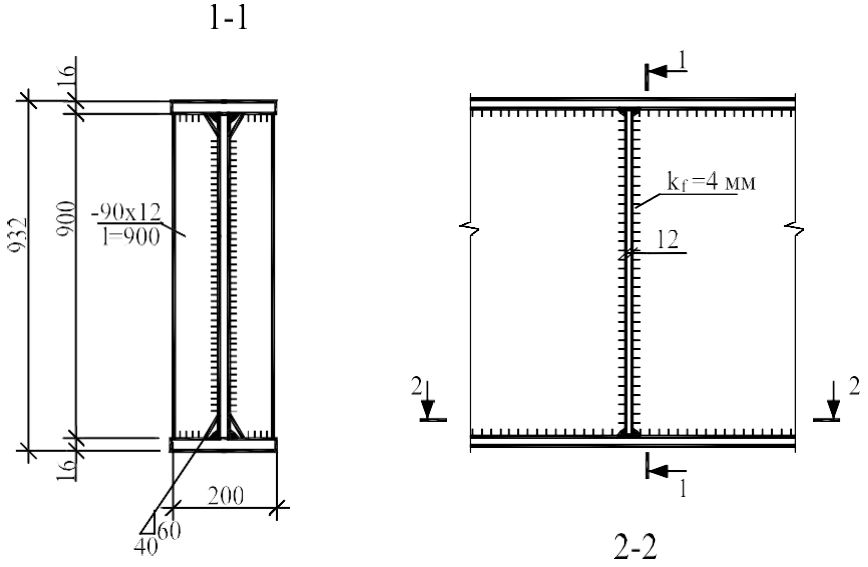
Нижний торец ребра следует строгать.

На правой опоре главной балки (опора В) устанавливаем внутренние опорные ребра (рис. 5.18).

Требуемая площадь сечения внутреннего опорного ребра из условия его прочности при работе на смятие

$$A_{s2} = R_B \left/ R_p = 425,42 \right/ \left(361\cdot10^{-1}\right) = 11,78\text{см}^2.$$

Пусть толщина внутреннего опорного ребра $t_{s2} = 12$мм, тогда его ширина $b_{s2} = A_{s2} \left/ \left(2t_{s2}\right) + 40\text{мм} = 11,78\cdot10^2 \left/ \left(2\cdot12\right) + 40 = 89,08\text{мм}.\right.$



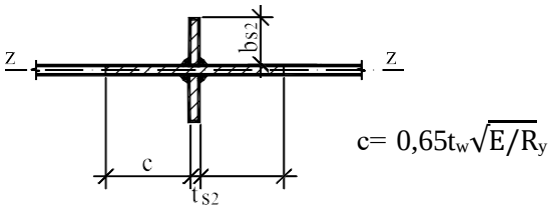


Рисунок 5.18 – Внутреннее опорное ребро главной балки

Принимаем внутреннее опорное ребро из – 90х12мм; его толщина удовлетворяет условию 9,22мм.

5.3.6. Расчет и конструирование центрально-сжатой колонны

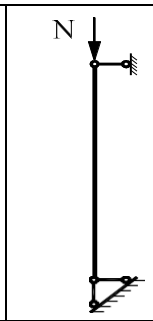
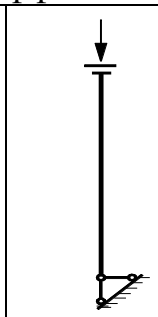
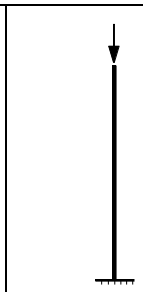
Балочные клетки опирают на стены и колонны с центральной передачей нагрузки. По конструкции различают колонны сплошные и сквозные [1,2,3].

Центрально-сжатая колонна любой конструктивной формы состоит из трех основных элементов: стержня, оголовка и базы.

Важным этапом проектирования является правильный выбор расчетной схемы колонны и определение ее расчетных длин. В соответствии с СП [4, п. 10.3] расчетные длины l_{ef} колонн постоянного сечения следует определять по

формуле $l_{ef} = \mu \cdot 1$, где 1 – геометрическая длины колонны между связями; μ - коэффициент расчетной длины; его значение зависит от условий закрепления концов колонны (табл. 1).

Таблица 1 – Коэффициент μ для колонн постоянного сечения

Схема						
μ	1,0	2,0	2,0	1,0	0,7	0,5

Расчетные длины колонн в направлении вдоль здания (из плоскости рам) следует принимать равными расстояниям между закрепленными от смещения из плоскости рамы точками (опорами колонн, узлами крепления распорок, связей, ригелей и т.п.). При этом участок колонны между точками закрепления рассматривается как стержень с шарнирным опиранием по концам (μ=1).

Исходные данные

Проектируем колонну по оси 2 (рис. 5.4)

Колонна – сплошная, из прокатного двутавра по ГОСТ 26020-83, тип К.

Материал колонны – сталь С245 по ГОСТ 27772-88*: группа конструкций 3, расчетная температура района строительства t= – 40 °С; показатели по ударной вязкости и химическому составу согласно табл. 2 и 3 прил. 4. Рекомендуемая сталь С235[4] не принята ввиду ограниченияТолщины проката.

Расчетные характеристики стали С245 по табл. 4 и 5 прил. 4: R_y=240Н $\backslash$мм^2 при толщине проката от 2-х до 20 мм включительно, R_{un}=370 Н $\backslash$мм^2

Расчетная нагрузка на колонну

$N_k = N + N_c \approx 2R_A + N_c = 2 \cdot 377{,}26 + 7{,}54 = 762{,}06$ кН .

Полагая, что опорная реакция главной балки пролета 3-4 приблизительно равна R_A , где R_A =377,26кН – опорная реакция главной балкипролета 4-5, N_c =1%·2R_A =0,01·2· 377,26=7,54кН – собственный вес колонны (нагрузка от собственного веса колонны принимается в пределах от 0,5% до 1%).

Более точное определение нагрузки на колонну возможно после расчета балочной клетки в осях 1-2 (см. рис.5.4).

Расчетные схемы колонны приведены на рис. 5.19.

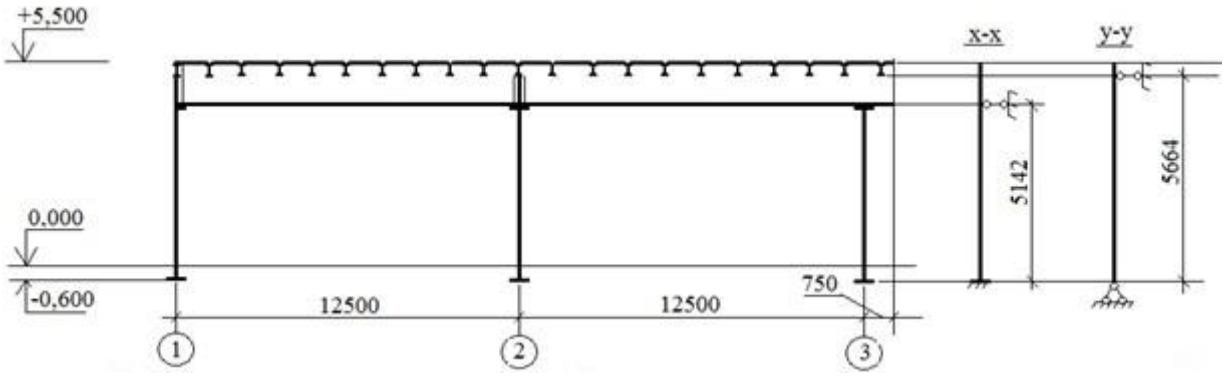


Рисунок 5.19 – Схемы колонн по оси2 для расчета

Геометрические длины колонны:

$l_x = H - t_н - h_{гл.б.}^{оп} + h_b = 5500 - 6 - 952 + 600 = 5142$мм;

$l_y = H - t_н - h_{бн} + h_b = 5500 - 6 - 230 + 600 = 5864$мм.

Здесь H=5500мм – отметка верха настила;

$h_{гл.б.}^{оп} = 932 + 20 = 952$мм - высота главной балки на опоре А (см. рис. 5.17); h_b =600мм – заглубление колонны ниже нулевой отметки; $h_{бн}$ - высота балки настила.

Расчетные длины колонны:

$l_{ef,x} = \mu_x \cdot l_x = 0,7 \cdot 5142 = 3599,4$мм;

$l_{ef,y} = \mu_y \cdot l_y = 1 \cdot 5864 = 5864$мм.

Для элементов колонны принята механизированная дуговая сварка порошковой проволокой ПП-АН-3 ($МДС_{пп}$) по прил. 5 табл. 1 или [4, прил. Г]; положение швов – нижнее.

Конструктивный расчет стержня колонны

Расчет на устойчивость элементов сплошного сечения при центральном сжатии силой N, удовлетворяющих требованиям п.п.7.3.2 – 7.3.9 [4], следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \le 1, \qquad (5.20)$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, значение которого в зависимости от типа сечения приведено в прил. 8 табл. 1 или [4,прил Д].

Требования п.п. 7.3.2.-7.3.9 [4] обеспечивают местную устойчивость стенки и поясных листов элементов сплошного сечения при центральном сжатии.

Требуемая площадь сечения стержня колонны

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{762,06}{0,75 \cdot 240 \cdot 10^{-1}} = 42,34\,см^4,$$

где φ=0,75 – коэффициент продольного изгиба; предварительно принимается в
пределах от 0,75…0,85.

По сортаменту (ГОСТ 26020-83) принимаем для стержня колонны I 20 К1 (см.таблицу прил. 7).

Геометрические характеристики сечения и стержня колонны:

$A=52,82см^2; i_x=8,5см; i_y=5,03см;$ $\lambda_x=\frac{l_{ef,x}}{i_x}=\frac{359,94}{8,5}=42,4;$

$\lambda_y=\frac{l_{ef,y}}{i_y}=\frac{586,4}{5,03}=116,5,\ \bar{\lambda}_y=\lambda_y\sqrt{R_y/E}=116,5\sqrt{240/(2,06\cdot10^5)}=3,98.$

Для обеспечения устойчивости стержня колонны должно выполняться условие (5.20).

Если условие не выполняется, то устойчивость стержня колонны не обеспечена; следует внести коррективы в размеры поперечного сечения и повторить проверку условия устойчивости для нового сечения.

Проверим условие устойчивости для принятого стержня колонны I 20 К1:

$$\frac{N}{\varphi\cdot A\cdot R_y\cdot\gamma_c}=\frac{762,62}{0,453\cdot52,82\cdot240\cdot10^{-1}}=1,33>1;$$

здесь коэффициент продольного изгиба φ=0,453 подсчитан по наибольшей условной гибкости $\bar{\lambda}_y=3,98$ (табл. 1 прил. 8; тип сечения б.).

Устойчивость стержня колонны не обеспечена. Переходим к следующему номеру двутавра по сортаменту: I20К2

($A=59,7\ см^2$; $i_x=8,61см$; $i_y=5,07Асм$;

$\lambda_x=359,94/8,61=41,8;\ \lambda_y=586,4/5,07=115,6;\quad \bar{\lambda}_y=3,95.$

Условие устойчивости стержня колонны не выполняется т.к.

$$\frac{N}{\varphi\cdot A\cdot R_y\cdot\gamma_c}=\frac{762,62}{0,462\cdot59,7\cdot240\cdot10^{-1}}=1,15>1.$$

Следующий номер двутавра по сортаменту - I23К2 (см. рис. 5.20):

$A=66,51см^2; i_x=9,95см; i_y=6,03см;$

$\lambda_x=359,94/9,95=36,2;\ \lambda_y=586,4/6,03=97,2<[\lambda]=132;\quad \bar{\lambda}_y=3,32.$

Проверим выполнение условия устойчивости стержня:

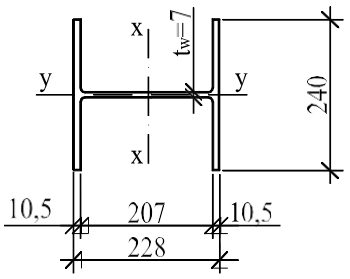


Рисунок 5.20 – Сечение стержня колонны

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{762,62}{0,600 \cdot 66,51 \cdot 240 \cdot 10^{-1}} = 0,8 < 1.$$

Условие выполняется.

Предельная гибкость стержня колонны [4, табл.32]: $[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,8 = 132$, где коэффициент α подсчитывается по формуле $N/(\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c) \geq 0,5$ (см. табл. 32 [4])

Проверка местной устойчивости элементов стержня из прокатного профиля типа К не требуется.

Проверяем необходимость укрепления стенки колонны поперечными ребрами жесткости [4,п.7.3.3]; они необходимы, если $\bar{\lambda}_w \geq 2,3$, где $\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t_w)\sqrt{R_y/E}$; здесь, h_{ef} - расчетная высота стенки; для прокатного двутавра $h_{ef} = h - 2 \cdot (2t_f)$; t_w –толщина стенки.

Для стержня колонны $h_{ef} = 228 - 2 \cdot (2 \cdot 10,5) = 186$мм и

$\bar{\lambda}_w = (186/7)\sqrt{240/(2,06 \cdot 10^5)} = 0,91;$

Так как $\bar{\lambda}_w < 2,3$ поперечные ребра ставить не требуется, однако в соответствии с [4, п. 7.3.3], рассматривая колонну как отправочный элемент (габариты колонны позволяют транспортировать ее полностью к месту монтажа), необходимо укрепить ее стенку не менее, чем двумя поперечными ребрами жесткости (рис.5.21).

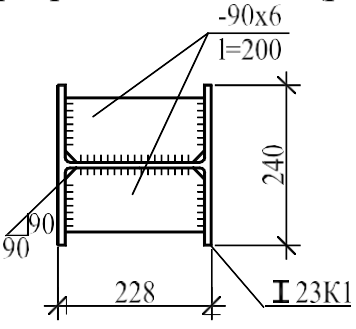


Рисунок 5.21– Стержень колонны с поперечными ребрами жесткости

Размеры поперечных ребер жесткости:

$b_r = h_w/30 + 40$мм $= 207/30 + 40 = 46,9$мм;

$t_r \geq 2b_r \cdot \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 46,9 \cdot \sqrt{240/(2,06 \cdot 10^5)} = 3,2$м

В соответствии с этими расчетами можно было бы принять $b_r = 50$мм и $t_r = 6$мм, но предполагая, что некоторые из этих ребер будут использоваться также как элементы для крепления вертикальных связей из плоскости между колоннами, следует принять $b_r = 90$мм и $t_r = 6$мм.

Поперечные ребра привариваем к колонне сплошным двусторонним швом с катетом k_f =4мм, [4, табл. 38] или прил. 5 табл. 4.

Конструктивный расчет базы колонны

База колонны служит для распределения сосредоточенного давления от стержня колонны на фундамент и обеспечивает закрепление опорной части колонны в соответствии с принятой расчетной схемой. Типы баз центрально-сжатых колонн приведены в [1,2,3]. Шарнирные базы имеют более простую конструкцию и крепятся, как правило, двумя анкерными болтами непосредственно за опорную плиту. Жесткие базы имеют траверсы и закрепление четырьмя анкерными болтами, благодаря чему после затяжки болтов исключается двумя болтами поворот колонны на опоре в плоскости базы и двумя болтами из плоскости.

Диаметр анкерных болтов в центрально-сжатых колоннах принимают конструктивно: для шарнирных баз d=20-30 мм, для жестких баз d=24-36 мм; длину заделки анкерного болта в фундамент, высоту выступающей частиболта, длину нарезки и минимальный размер проушин принимают в зависимости от диаметра анкерного болта по прил. 8, табл. 3,4.

В сильно нагруженных колоннах для равномерной передачи давления на опорную плиту устанавливают траверсы и ребра. При расчете базы исходят из того, что вертикальное давление колонны рассредотачивается траверсами и ребрами и уравновешивается реактивными напряжениями фундамента. Площадь опорной плиты в плане зависит от прочности бетона фундамента. Расчетная схема траверсы определяется конструкцией базы.

Для рассчитываемой колонны проектируем базу, конструкция которой показана на рис.5.22, тип базы – жесткий; соответствует закреплению нижнего конца стержня колонны (рис. 5.19).

Расчетное давление на фундамент N=762,06 кН.

Материал фундамента – бетон класса прочности В7.5 с расчетным сопротивлением R_b=0,45Н ¢м^2 (см. табл. 5 прил. 8).

Требуемую площадь опорной плиты определяют из условия прочности бетона при местном смятии по формуле $A_{req}=N/R_{b,loc}$, где $R_{b,loc}=\psi_{b,loc}\cdot R_b$ – расчетное сопротивление бетона смятию. Здесь $\psi_b=\sqrt[3]{A_f/A_{pl}}$ - коэффициент увеличения R_b, зависящий от отношения площади верхнего обреза фундамента A_fк площади опорной плиты и принимаемый не более 1,5; приψ =1,4 R =1$_b$,4·0,45=0$_{b;loc}$,63кН см^2. |

В данном случае A_{req}=762,06/0,63=1209,6см^2.

Ширина опорной плиты $B_{pl}=b+2(t_{tr}+c)=24,0+2(0,8+5,2)=36$см,

где $b=24$см – ширина полки стержня колонны, t_{tr}=0,8см – толщина траверсы (обычно t_{tr}=8…12мм); c=5,2см – вылет консольной части плиты; размер c принимают 50…100мм.

Длина опорной плиты $L_{pl}=A_{req}/B_{pl}$=1209,6/36=33,6см.

Принимаем размеры опорной плиты в плане 360х360 мм (A_{pl}=1296см^2), верхнего обреза фундамента 600х600 мм.

Размеры верхнего обреза фундамента назначены с учетом нормативного требования, согласно которому расстояние от оси анкерных болтов до вертикальной грани железобетонного фундамента должно быть не менее четырех диаметров анкерных болтов (см. рис.5.22).

Проверяем справедливость назначенного значения $\psi_b = 1{,}4$ при определении расчетного сопротивления бетона фундамента. Значение ψ_b определяем по формуле

$\psi_b = \sqrt[3]{(60 \cdot 60)/(36 \cdot 36)} = 1{,}4057 \approx 1{,}4$. Пересчет плиты не требуется.

Фактическое сжимающее напряжение под опорной плитой (реактивный отпор фундамента) $q = N / A_{pl}$=762,06/1296=0,59кН ¦м^2 .

Согласно СП [4,п. 8.6.2] толщину опорной плиты следует определять расчетом на изгиб пластинки по формуле

$$t = \sqrt{6 M_{max} / R_y \gamma_c},$$

(5.21)

где M_{max} – наибольший из изгибающих моментов М, действующих на разных участках опорной плиты и определяемых по формулам:

для консольного участка плиты

$$M_1 = 0{,}5 \cdot q \cdot c^2; \qquad (5.22)$$

для участка плиты, опертого на четыре стороны в направлении короткой и длинной сторон соответственно

$$M_a = \alpha_1 \cdot q \cdot a^2; \quad M_b = \alpha_2 \cdot q \cdot a^2; \quad (5.23)$$

для участка плиты, опертого по трем сторонам

$$M_3 = \alpha_3 \cdot q \cdot (d_1)^2. \qquad (5.24)$$

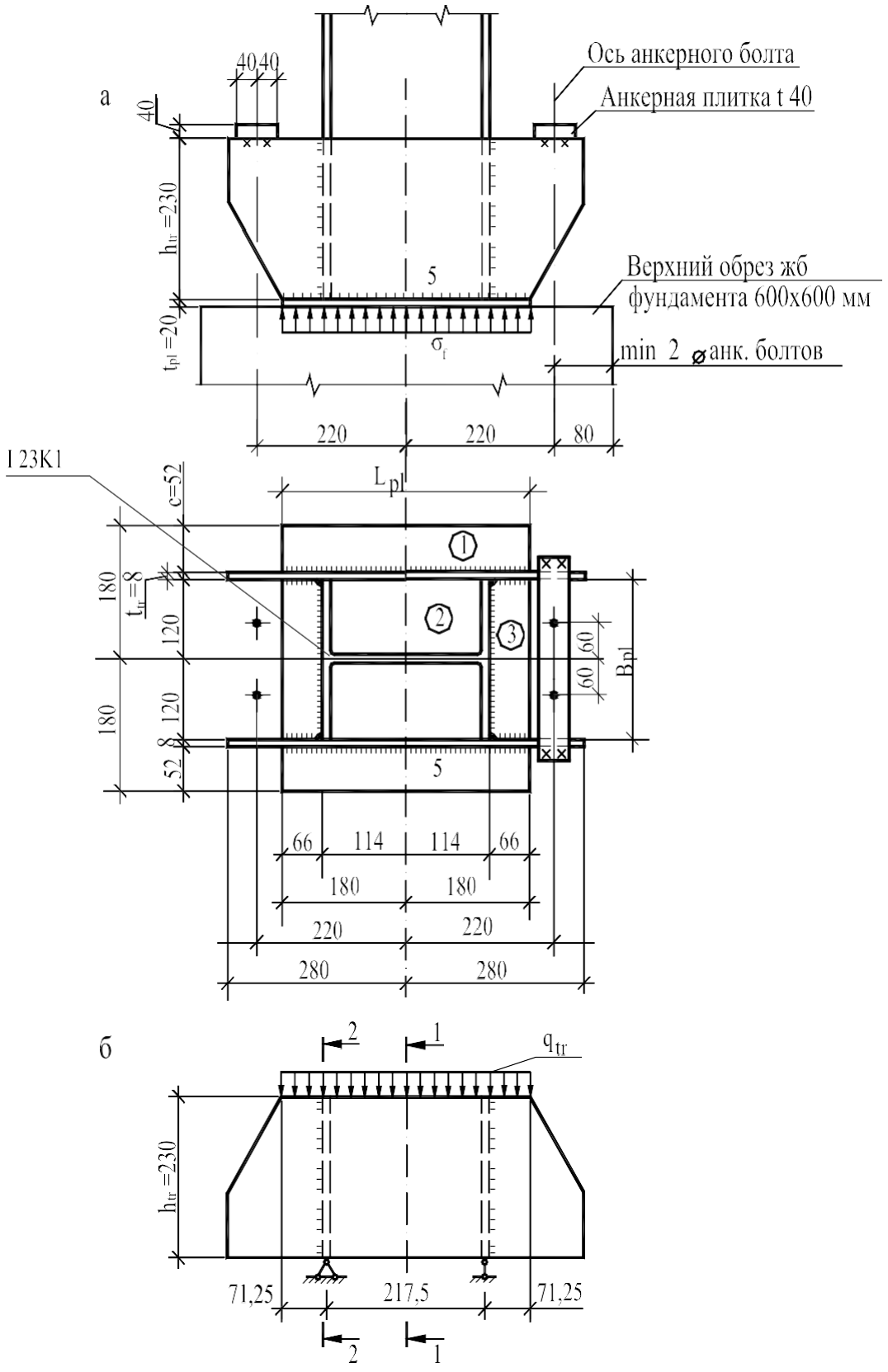
Здесь с – вылет консольного участка плиты; а – короткая сторона, d_1 – длина свободной стороны, α_1, α_2, α_3 – коэффициенты, зависящие от условий опирания и отношения размеров сторон участка плиты и принимаемые согласно таблице Е.2[4] или прил. 8 табл. 6; q – реактивный отпор фундамента под рассматриваемым участком плиты на единицу площади плиты.

Обычно толщину плиты принимают в пределах от 20-40 мм.

Определим необходимую толщину опорной плиты:

$t_{pl} = \sqrt{6 \cdot 12{,}85 / (240 \cdot 10^{-1} \cdot 1{,}2)} = 1{,}64$см.

Здесь M_{max}=12,85кН ¦см – наибольший из изгибающих моментов.



1 – консольный участок плиты;2 – участок плиты, опертый на четыре стороны;
3 – участок плиты, опертый по трем сторонам
а – конструкция; б – расчетная схема траверсы
Рисунок 5.22 – База колонны

Консольный участок плиты (рис.5.22)

$M_1=0{,}5qc^2=0{,}5\cdot 0{,}59\cdot 5.2^2=7{,}98$кН $\cdot$ см ;

участок плиты, опертый на четыре стороны, в направлении короткой и длинной сторон соответственно по прил. 8 табл. 6

$M_a=\alpha_1 qa^2=0{,}093\cdot 0{,}59\cdot 11{,}65^2=7{,}45$кН $\cdot$ см при $b/a=207/116{,}5=1{,}777$;

$M_b=\alpha_2 qa^2=0{,}048\cdot 0{,}59\cdot 11{,}65^2=3{,}84$кН $\cdot$ см;

участок плиты, опертый по трем сторонам

$M_3=\alpha_3 q(d_1)^2$, т.к. $a_1/d_1=66/240=0{,}275<0{,}5$,

$M_3=qa_1^2/2=0,59\cdot 6,6^2/2=12{,}85$кН$\cdot$см .

Принимаем плиту толщиной 20мм; сталь толстолистовая по ГОСТ 19903-74*.

Расчетной схемой траверсы является двухконсольная балка 1-го класса, шарнирноопертая на полки колонны (рис.5.22, б). Нагрузка – реактивный опор фундамента с половины ширины опорной плиты:

$q_{tr}=q\cdot B_{pl}/2=0{,}59\cdot 36/2=10{,}62$кН $\cdot$ см .

Первоначально определим высоту траверсы из условия размещения сварных швов, необходимых для ее крепления к полкам колонны.

Расчет ведем по металлу границы сплавления, так как

$$\frac{\beta_f\cdot R_{wf}}{\beta_z\cdot R_{wz}}=\frac{0{,}9\cdot 215}{1{,}05\cdot 166{,}5}=1{,}1>1.$$

При катете шва $k_f=5$мм (не менее, чем по [4, табл. 38] или по табл. 4 прил. 5)

$$h_{tr}=\frac{q_{tr}\cdot L_{pl}}{2\cdot\beta_z\cdot k_f\cdot R_{wz}\cdot\gamma_c}+1{,}0=\frac{10{,}62\cdot 36}{2\cdot 1{,}05\cdot 0{,}5\cdot 166{,}5\cdot 10^{-1}\cdot 1}+1=22{,}87\,\text{см}.$$

Принимаем $h_{tr}=23$см и производим проверку траверсы из условия ее прочности при работе на изгиб в сечениях 1-1 и 2-2.

Расчетные усилия в траверсе (рис. 5.22, б):

изгибающие моменты

$M_{tr,1}=10{,}62\cdot 21{,}75^2/8-10{,}62\cdot 7{,}125^2/2=358{,}42$кН $\cdot$ см;

$M_{tr,2}=10{,}62\cdot 6{,}6^2/2=231{,}3$кН $\cdot$ см – подсчитан в месте приварки траверсы к колонне (сечение 2-2);

$Q_{tr,2}=10{,}62\cdot 6{,}6=70{,}09$кН .

Геометрические характеристики сечения траверсы

$A_{tr}=23\cdot 0{,}8=18{,}4$см^2 ; $W_{tr}=0{,}8\cdot 23^2/6=70{,}53$см^3 ; $I_{tr}=0{,}8\cdot 23^3/12=811{,}13$см^4.

Проверка прочности траверсы в сечении 1-1

$$\frac{M_{tr,1}}{W\cdot R\cdot\gamma}=\frac{358{,}42}{70{,}53\cdot 240\cdot 10^{-1}\cdot 1}=0{,}21<1.$$

tr y c

Проверка прочности траверсы в сечении 2-2

$$\frac{0,87}{R_y\gamma_c}\sqrt{\sigma_x^2+3\tau_{xy}^2}=\qquad\qquad=0,27<1;$$

$$\frac{0,87}{240}\sqrt{32,8^2+3\cdot 38,09^2}$$

Здесь $\sigma_x=\frac{M_{tr,2}}{W_{tr}}=\frac{231,3\cdot 10}{70,53}=32,80\ \text{Н/ мм}^2,$

$$\tau_{xy}=\frac{Q_{tr,2}}{A_{tr}}=\frac{70,09\cdot 10}{18,4}=38,09\ \text{Н/ мм}^2.$$

В данном случае размеры сечения траверсы определило условие ее прикрепления к колонне, но не условие прочности, а потому имеет место большой запас прочности.

При определении толщины швов, прикрепляющих листы траверсы к плите, расчет ведем по металлу границы сплавления:

$$k_f=\frac{q_{tr}\cdot L_{pl}}{\beta_z\cdot\sum l_w\cdot R_{wz}\cdot\gamma_c}=\frac{10,62\cdot 36}{1,05\cdot 46,2\cdot 166,5\cdot 10^{-1}\cdot 1}=0,47\text{см};$$

$\sum l_w=(360-10)+2\cdot(66-10)=462\text{мм}$ - расчетная длина шва.

Принимаем k_f =5мм [4, табл. 38], или по табл. 4 прил.5.

Анкерные болты принимаем конструктивно, например, диаметром 24 мм (тип 1, глубина заделки 580 мм) по прил. 8 табл. 3,4.

В нормальных условиях эксплуатации при работе колонны до момента потери устойчивости анкерные болты выполняют лишь вспомогательные функции – фиксируют положение опорной базы колонны относительно фундамента, удовлетворяя принятым в расчетной схеме условиям сопряжения колонны с фундаментом (шарнирное или жесткое в плоскости и из плоскости рамы). Для выполнения этих функций болты подвергаются предварительному натяжению до величины их предельного состояния $R_{ab}=R_{bt}\cdot A_{bn}$.

5.3.7 Расчет и конструированиеузлов сопряженияэлементов балочной клетки

Узел примыкания главной балки к колонне сбоку

На рис. 5.23 показано конструктивное решение шарнирного узла при опирании балки на колонну сбоку. Опорная реакция балки передается с ее опорного ребра на столик, приваренный к колонне, и с него через сварные швы на полку колонны. Торец опорного ребра балки и верхняя кромка столика пристрагиваются.

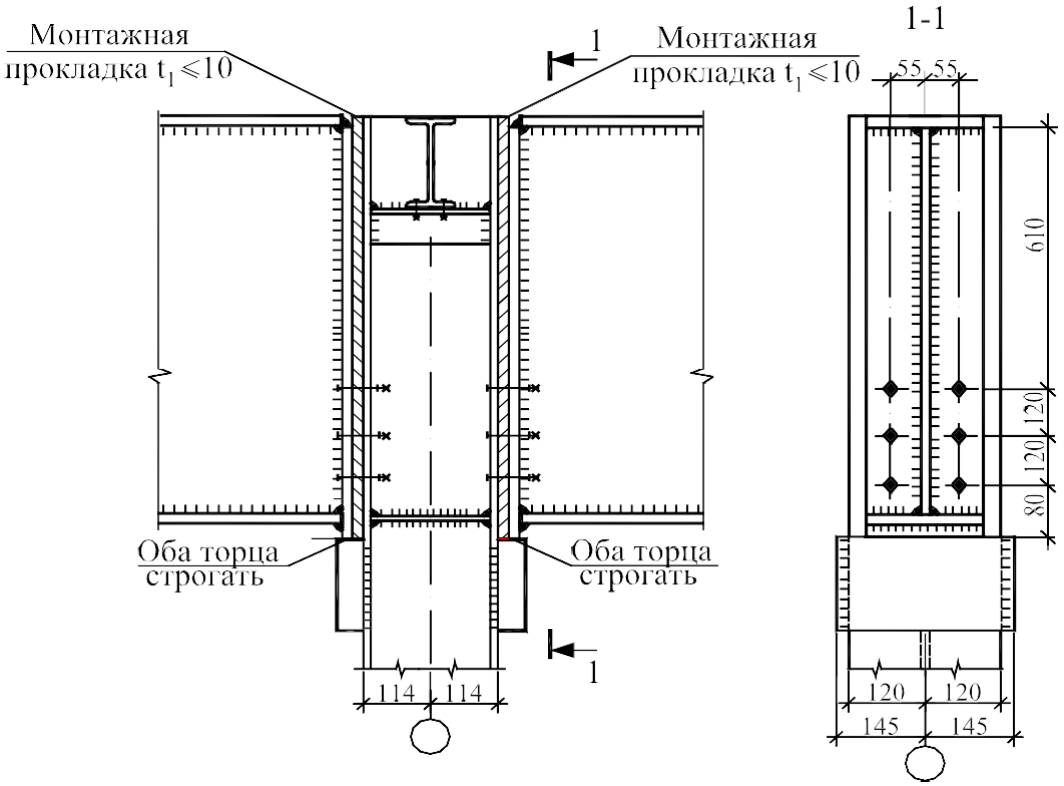


Рисунок 5.23– Примыкание балки к колонне сбоку

Длину опорного столика определяют из условия размещения сварных швов, прикрепляющих его к стенке колонны.

Толщина опорного столика $t_t \geq t_1 + t_{sl} + (5 \div 10)$ мм.

Здесь $t_1 \leq 10$мм - толщина монтажной прокладки между полкой колонны и опорным ребром; t_{sl} – толщина торцевого опорного ребра балки. Этот размер столика принимают 30…40 мм. Если опорная реакция балки не превышает 200кН, опорный столик делают из толстого уголка со срезанной полкой, при большей величине реакции столик делают из листа со строганным верхним торцом.

Ширина опорного столика $b_1 \geq b_{s1} + (40 \div 50)$мм, где b_{s1} – ширина опорного ребра балки; (40+50)мм – размер, необходимый для рихтовки балки на монтаже. При b_{s1} = 200мм, b_t =240 ÷ 250мм.

Опорное ребро балки крепится к полке колонны на болтах нормальной точности по ГОСТ 7798-70* (класс точности В), поставленных в отверстия на 3 мм больше, чем диаметр болтов, так как при небольших отклонениях отверстий при изготовлении балка может зависнуть на болтах и не касаться опорного столика.

Рассчитаем опорный столик из стали С245 по данным примера.

Длина столика при расчете угловых швов по металлу границы сплавления:

$$l_t = \frac{2/3 \cdot R_A}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} + 10\text{мм} = \frac{2/3 \cdot 377{,}26}{1{,}05 \cdot 0{,}7 \cdot 166{,}5 \cdot 10^{-1} \cdot 1} + 1\text{см} = 21{,}55\text{см}.$$

Здесь введен коэффициент 2/3 для учета эксцентричности передачи нагрузки от опорного ребра балки на столик. Принимаем длину столика l_t =22см.

Толщина опорного столика $t_t = t_1 + t_{sl} + (5\text{-}10)\text{мм} = 10+12+8 = 30\text{мм}$. Ширина $b_t \geq b_{s1} + 40\text{мм} \geq 200+40 = 240$ мм.

Для возможности крепления столика к полке колонны угловыми сварными швами в рассматриваемом случае следует принять ширину столика на 40÷50 мм шире полки колонны. Принимаем $b_t = 290\text{мм}$.

Крепление опорного ребра к полке колонны выполняем на болтах нормальной точности (класс точности В) диаметром 20мм (М20). Диаметр отверстий под болты 23 мм. Размещаем болты с учетом возможности их постановки [3, рис. 4.34] и норм расстановки болтов в болтовых соединениях [4, табл. 40] или прил. 5 табл. 11.

Расположение болтов в нижней зоне опорного ребра допускает некоторый поворот опорного сечения болта, что обеспечивает шарнирность узла.

Узел сопряжения балок настила с главной

Конструкции сопряжения балок друг с другом могут быть различными. Один из вариантов сопряжения балок в одном уровне показан на рис. 5.24. Рассчитаем и законструируем этот узел, используя данные рассматриваемого примера.

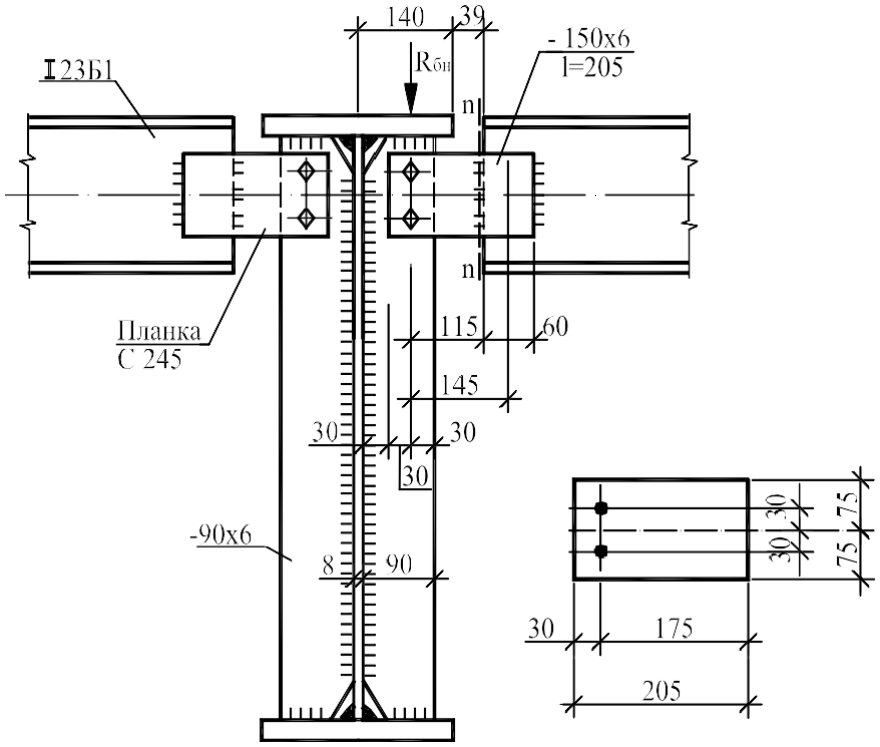


Рисунок 5.24 – Шарнирный узел сопряжения балки настила с главной

Для крепления балки настила к ребрам жесткости главной балки принимаем болты нормальной точности М16 (класс точности В); (Ø 16); класс прочности 5.6 [4, табл. Г.3]; R_{bs} =210 Н/мм^2[4, табл. Г.6] R_{bp} = 485 Н/мм^2 при R_{un} = 370 Н/мм^2 для элементов из стали С245 [4, табл. Г.6]

Класс прочности болтов и их расчетные характеристики см. также в прил. 5, табл. 5,7 и 8; площади сечения болтов в табл. 9.

Расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом при работе его на срез

$$N_{bs}=R_{bs}\cdot A_b\cdot n_s\cdot\gamma_b\cdot\gamma_c=210\cdot10^{-1}\cdot2{,}01\cdot1\cdot0{,}9\cdot1=37{,}99\ \text{кН}.$$

Здесь $\gamma_b=1\cdot0{,}9$ – коэффициент условий работы болтового соединения [4, табл. 41] или прил. 5 табл. 12; A_b=2,01 см^2 - расчетная площадь сечения стержня болта; $n_s=1$ – число расчетных срезов одного болта.

Расчетное усилие в одноболтовом соединении при работе соединения на смятие

$$N_{bp}=R_{bp}d_b\sum t\gamma_b\gamma_c=485\cdot10^{-1}\cdot1{,}6\cdot0{,}6\cdot1\cdot0{,}9\cdot1=41{,}90\text{кН}$$

гдеd_b =1,6см – наружный диаметр стержня болта; $\sum t=0{,}6$ см – наименьшая суммарная толщина листов, сминаемых в одном направлении.

Количество болтов в соединении

$$n\geq\frac{1{,}2\,R_{бн}}{N_{b,min}}=\frac{1{,}2\cdot39{,}21}{37{,}99}=1{,}24;$$

здесь коэффициент 1,2 учитывает неравномерность вовлечения болтов в работу; $N_{b,min}$ - наименьшее из значений расчетного усилия для одного болта.

Принимаем 2 болта, размещаем изв соответствии с [4, табл.40] или прил. 5 табл. 11 и подсчитываем геометрические размеры планки.

Длина планки l_{pl}=205 мм; ширина планки b_{pl}=150 мм; толщина t_{pl}=6 мм.

Проверим прочность планки в ослабленном сечении

$$\frac{Q}{A_{n,pl}\cdot R_s\cdot\gamma_c}=\frac{39{,}21}{6{,}84\cdot139{,}2\cdot10^{-1}\cdot1}=0{,}41<1;$$

здесь Q=$R_{бн}$ =39,21кН –поперечная сила в сечении ослабленном отверстиями под болты; $A_{n,pl}=(b_{pl}-2d)\cdot t_{отв}=(15-2\cdot1{,}8)\cdot0{,}6=6{,}84$см^2 – площадь сечения планки нетто.

Проверка прочности планки в сечении n-n (см. рис. 5.24):

по нормальным напряжениям (в крайних волокнах планки)

$$\frac{M_{pl}}{W_{pl} R_y \gamma_c} = \frac{39{,}21 \cdot 11{,}5}{22{,}5 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0{,}84 < 1;$$

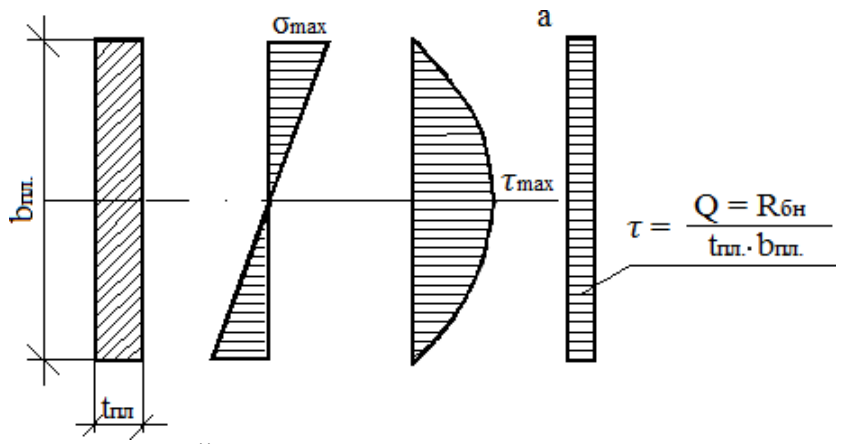
по касательным напряжениям (на нейтральной оси)

$$\frac{Q_{pl}S_{pl}}{I_{pl}t_{pl}R_s\gamma_c} = \frac{39,21\cdot16,875}{168,75\cdot0,6\cdot0,58\cdot240\cdot10^{-1}\cdot1} = 0,47<1;$$

здесь $W_{pl} = \frac{0,6\cdot15^2}{6} = 22,5\text{см}^3$; $S_{pl} = \frac{15\cdot0,6}{2}\cdot\frac{15}{4} = 16,875\text{см}^3$;

$I_{pl} = \frac{0,6\cdot15^3}{12} = 168,75\text{см}^4$.

Величина касательного напряжения τ меняется по высоте прямоугольного сечения по закону параболы: у верхнего и нижнего краев планки напряжение τ обращается в нуль, максимума оно достигает в точках на нейтральной оси. Для упрощения расчета примем закон распределения τ по усредненной величине (рис. 5.25, а) и проверим приведенные напряжения.



а – упрощенный вариант эпюры r

Рисунок 5.25 – Эпюры напряжений в планке

$$\frac{0,87}{R_y\cdot\gamma_c}\sqrt{\sigma_x^2+3\tau_{xy}^2} = \frac{0,87}{240\cdot\cdot1}\sqrt{200,41^2+3\cdot43,57^2} = 0,78<1,$$

где $\sigma_x = \frac{M_{pl}}{W_{pl}} = \frac{39,21\cdot11,5\cdot10}{22,5} = 200,41\text{Н/ мм}^2$;

$\tau_{xy} = \frac{Q}{A_{pl}} = \frac{39,21\cdot10}{0,6\cdot15} = 43,57\text{ Н/ мм}^2$ (рис. 5.25, а).

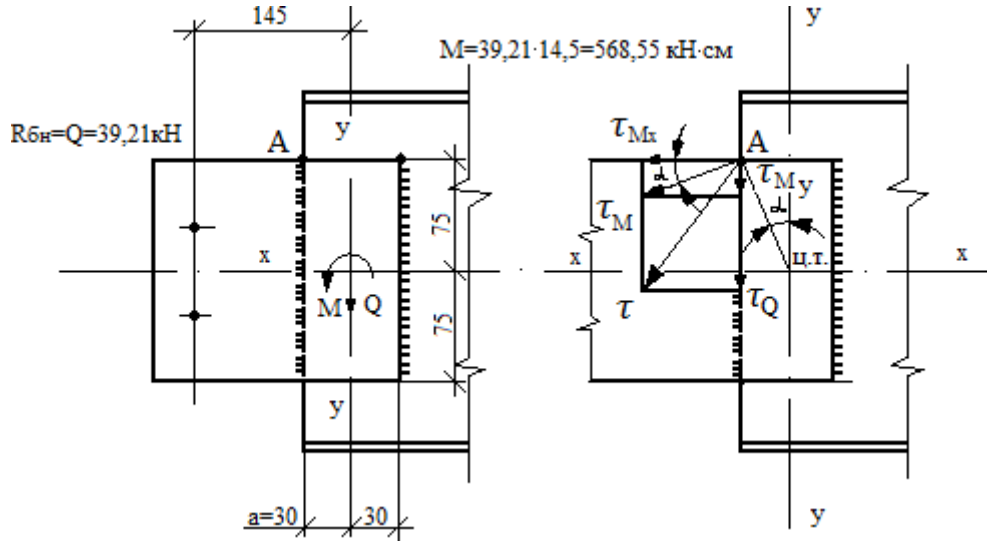
Проверка швов крепления планки к стенке балки настила (сварка - МДС$_{пп}$порошковой проволокой ПП – АН– 3 по прил. 5 табл. 1 или [4,прил.Г]; катет
шва k_f=6мм.

Согласно [4, п. 14.1.19] при расчете сварного соединения с угловыми швами на одновременное действие поперечной силы Q и момента M (см. рис. 5.26) должны быть выполнены условия

$$\tau_f \left| \left(R_{wf} \cdot \gamma_c \right) \le 1 \text{ и } \tau_z \left(R_{wz} \cdot \gamma_c \right) \le 1, \right.$$

где τ_f и τ_z - напряжения в точке расчетного сечения сварного соединения по металлу шва и по металлу границы сплпвления соответственно, определяемые по формуле

$$\tau = \sqrt{\tau_{Mx}^2 + \left(\tau_Q + \tau_{My}\right)^2}.$$



А – наиболее напряженная точка

Рисунок 5.26 – Расчетная схема сварного шва углового соединения;

Расчет выполним по металлу границы сплавления,т.к.

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} = \frac{0,9 \cdot 215}{1,05 \cdot 0,45 \cdot 370} = 1,1 > 1.$$

Расчетная длина одного сварного шва

$$l_w = b_{pl} - 10 = 150 - 10 = 140\text{мм} = 14\text{см}.$$

Площадь сварного шва $A_w = 14 \cdot (\beta_z k_f)\text{см}^2$.

Моменты инерции сварных швов относительно их центра тяжести

$$I_{zx} = \frac{2 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot l_w^3}{12} = \frac{2 \cdot 14^3}{12} \beta_z \cdot k_f = 457,33 \cdot (\beta_z \cdot k_f)\text{см}^4;$$

пренебрегая собственным моментом инерции $\left(\frac{(2 \cdot \beta_z \cdot k_f)^3 l_w}{12}\right)$

$$I_{zy} = 2a^2 A_w = 2 \cdot 3^2 \cdot 14 \cdot \beta_z k_f = 252(\beta_z k_f)\text{см}^4.$$

Расстояние от центра тяжести сварных швов до точки А

$$r = \sqrt{3^2 + 7,0^2} = 7,62\text{см}.$$

Касательные напряжения в точке А от момента

$$\tau_M = \frac{M \cdot \sqrt{x^2 + y^2}}{I_{zx} + I_{zy}} = \frac{(568{,}55 \cdot \sqrt{3^2 + 7{,}0^2}) \cdot 10}{(457{,}33 + 252)(\beta_z \cdot k_f)} = \frac{61{,}1}{\beta_z \cdot k_f} \text{ Н/ мм}^2;$$

здесь x и y - координаты точки A.

$$\tau_{Mx} = \tau_M \cos\alpha = \frac{61{,}1 \cdot 0{,}919}{(\beta_z \cdot k_f)} = 56{,}15 / (\beta_z \cdot k_f)\ \text{Н/ мм}^2;$$

$$\tau_{My} = \tau_M \sin\alpha = \frac{61{,}1 \cdot 0{,}394}{(\beta_z \cdot k_f)} = 24{,}07 / (\beta_z k_f)\ \text{Н/мм}^2;$$

$\cos\alpha = 7 / 7{,}62 = 0{,}919;\ \sin\alpha = 3 / 7{,}62 = 0{,}394.$

Касательные напряжения в точке A от Q

$$\tau_Q = \frac{39{,}21 \cdot 10}{2 \cdot 14(\beta_z \cdot k_f)} = 14{,}0 / (\beta_z \cdot k_f)\ \text{Н/ мм}^2.$$

Условие прочности сварного соединения при расчете по металлу границы сплавления

$\tau_z / (R_{wz}\gamma_c) \le 1$ или $107{,}68\ \text{Н/мм}^2 / (0{,}45 \cdot 370)\ \text{Н/мм}^2 = 0{,}65 < 1;$

$R_{wz} = 0{,}45 \cdot 370\ \text{Н/мм}^2;$

$$\tau_z = \sqrt{\tau_{Mx}^2 + (\tau_Q + \tau_{My})^2} = \frac{1}{\beta_z k_f}\sqrt{56{,}15^2 + (14 + 24{,}07)^2} =$$

$$= 67{,}84 / (\beta_z k_f) = 67{,}84 / (1{,}05 \cdot 0{,}6) = 107{,}68\ \text{Н/ мм}^2.$$

Условие прочности выполняется; катет шва можно снизить до 4 мм, что соответствует табл. 4 прил.5 или табл. 38 [4], и выполнению условия прочности

$67{,}84 / (1{,}05 \cdot 0{,}4) = 161{,}52\ \text{Н/мм}^2;$

$161{,}52\ \text{Н/мм}^2 / (165\text{Н/мм}^2 \cdot 1) = 0{,}98 < 1.$

Этажное сопряжение балки настила с главной приведено на рис. 5.27.

Расчет включает проверку местных напряжений в стенке балки настила:

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \cdot \gamma_c} \le 1;$$

здесь $\sigma_{loc} = \frac{R_{бн}}{t_w l_{ef}} \le R_y \gamma_c$, где $R_{бн}$ – опорная реакция балки настила; t_w - толщина стенки балки настила; $l_{ef} = b_f / 2 - 10\text{мм} + h$ –условная длина распределения нагрузки; h=2t; t–толщина полки балки настила.

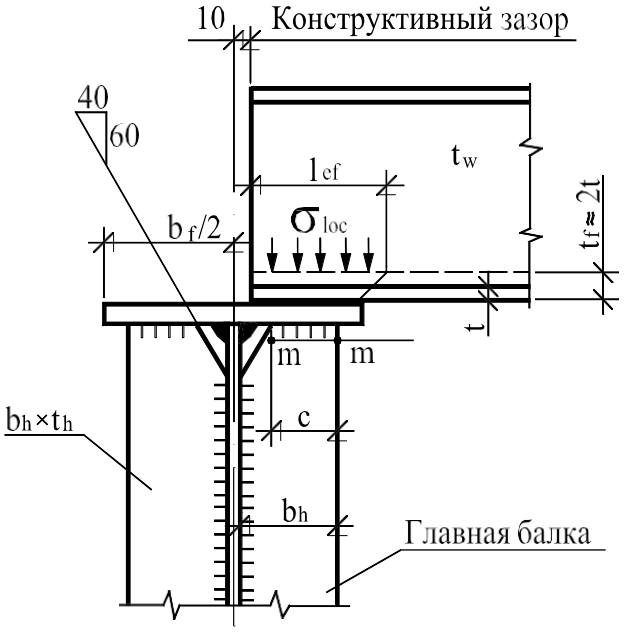


Рисунок 5.27 –Этажное опирание балки настила на главную балку

Балки настила крепятся кглавным на болтах нормальной точности. Рекомендуемый максимальный диаметр отверстий под болты и расположение их рисок приведены в прил. 9.

6. Рабочий проект КМД

На этом этапе студенту необходимо выполнить сборочно-деталировочный чертеж отправочных элементов балок и колонны.

Сборочно-деталировочный чертеж должен содержать все необходимые данные для изготовления отправочного элемента на заводе и сборки конструкции:

- графическое изображение элемента в необходимых проекциях и разрезах со всеми размерами и указаниями для изготовления каждого;
- спецификацию металла на отправочный элемент:
- ведомость отправочных элементов;
- ведомость заводских сварных швов;
- текстовые указания (принятая сталь и дополнительные требования к ней, способы сварки; наиболее часто применяемые на данном чертеже размеры катетов швов, диаметры отверстий, обрезов и т.п.).

Размеры на чертежах должны быть проставлены в определенном порядке и должны быть трех видов (рис.5.28):

- увязочные, в число которых входят размеры и отметки, указывающие положение конструкции в здании или сооружении, а также размеры, определяющие примыкание одних элементов к другим (на рис. 5.28 обозначены буквой а);
- для изготовления отдельных деталей конструкции (обозначены буквой б);
- для сборки конструкции (обозначены буквой в)

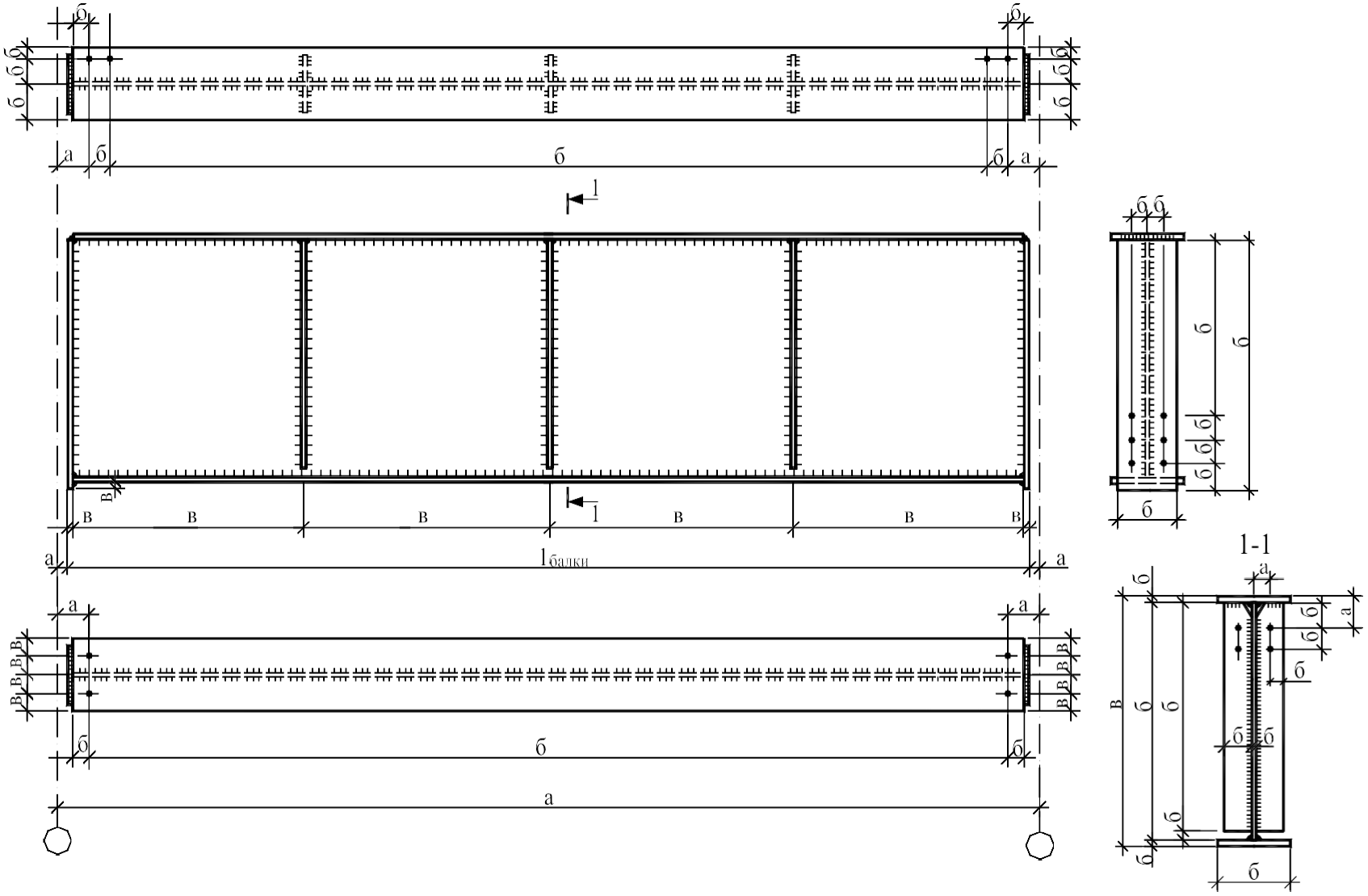


Рисунок 5.28 – Размеры на рабочем деталировочном чертеже

Приложение 1

Основные буквенные обозначения величин

A – площадь сечения брутто;

A_{bn} – площадь сечения болта нетто;

A_f – площадь сечения полки (пояса);

A_w – площадь сечения стенки;

A_{wf} – площадь сеченияпо металлу углового шва;

A_{wz} – площадь сеченияпо металлу границы сплавления;

I_x – момент инерции сечения относительно оси x – x;

R_{bp} – расчетное сопротивление смятию одноболтового соединения;

R_{bs} – расчетное сопротивление срезу одноболтового соединения;

R_s – расчетное сопротивлениестали сдвигу;

R_u – расчетное сопротивлениестали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;

R_{un} – нормативное сопротивлениестали;

R_{wf} – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва;

R_{wz} – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления;

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;

R_{yn} – предел текучести;

S – статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;

W_x; W_y – моменты сопротивления сечения брутто относительно осей x – x иу – усоответственно;

W_c – момент сопротивления сечения для сжатой полки;

W_{xn}; W_{yn} – моменты сопротивления сечениянетто относительно осей x – x иу – усоответственно;

b_{ef} – расчетная ширина;

b_f – ширина полки (пояса);

b_r – ширина выступающей части ребра;

c_x – коэффициент для расчета с учетом развития пластических деформаций при изгибе относительно оси x – x;

d – диаметр отверстия болта;

d_b – наружный диаметр стержня болта;

h_{ef} – расчетная высота стенки;

h_w – высота стенки;

ix; i_y – радиусы инерции сечения относительной осей x – x и y – y соответственно;

k_f – катет углового шва;

l_{ef} – расчетная длина;

l_w – длина сварного шва;

l_x; l_y – расчетные длины элемента в плоскостях, перпендикулярных осям

x – x иу – усоответственно;

t_f – толщина полки (пояса);

t_w – толщина стенки;

β_f; β_z – коэффициенты для расчета углового шва соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления;

γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения;

γ_c –коэффициент условий работы;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности;

γ_u – коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению;

λ – гибкость $\lambda = l_{ef} \,|\, i$;

$\bar{\lambda}$ – условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y \,|\, E}$;

$\bar{\lambda}_f$ – условная гибкость свеса пояса $\bar{\lambda}_f = (b_{ef} \,|\, t_f)\sqrt{R_y \,|\, E}$;

$\bar{\lambda}_w$ – условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = \left(h_{ef} \,\middle|\, t_w\right)\sqrt{R_y \,|\, E}$;

$\bar{\lambda}_{uf}$ – предельная условная гибкость свеса пояса (поясного листа);

$\bar{\lambda}_{uw}$ – предельная условная гибкостьстенки;

λ_x; λ_y –расчетные гибкости в плоскостях, перпендикулярных осям x – x иу – усоответственно;

$|\sigma|$ – абсолютная величина нормального напряжения;

σ_{loc} – местное напряжение;

σ_x; σ_y – нормальные напряжения, параллельные осям x – x и y – y соответственно;

τ – касательное напряжение;

φ - коэффициент устойчивости при центральном сжатии;

φ_b – коэффициент устойчивости при изгибе.

Приложение 2

Исходные данные к курсовой работе

Номер схемы принимают по указанию руководителя курсовой работы; остальные исходные данные – по табл. 1 – 5 в соответствии с ИНС.

Схема №1

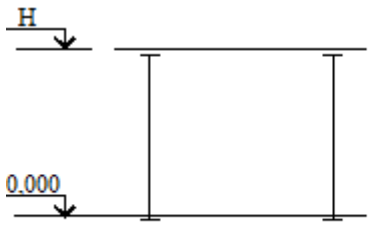


Схема №2

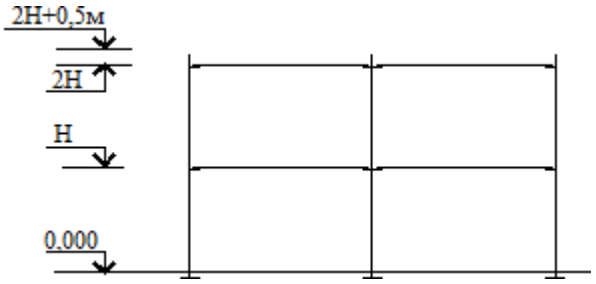


Схема №3

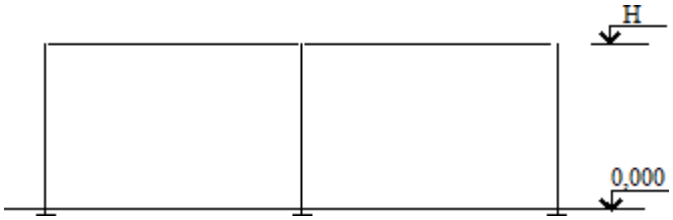


Схема №4

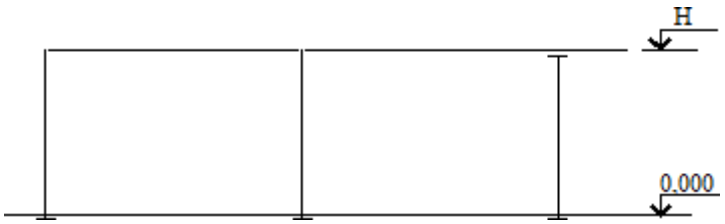


Схема №5

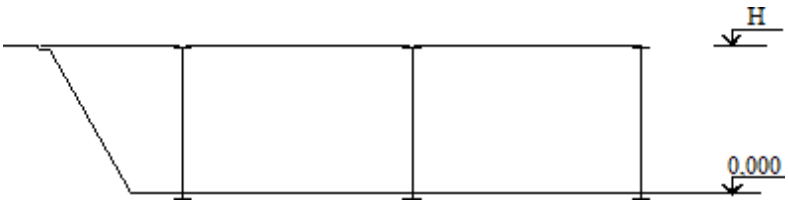


Таблица 1

Последняя цифра ИНС	Нормативная нагрузка, кН/м^2									
	Предпоследняя цифра ИНС									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	6,0/4,0	6,5/3,0	7,0/2,0	7,5/1,0	8,0/1,0	8,5/2,0	9,0/1,5	9,5/1,5	10,0/2,0	12,0/1,0
2	10,5/1,0	7,0/2,0	7,5/3,0	7,4/4,0	7,6/1,0	7,8/2,0	8,0/3,0	13,0/1,0	13,2/2,0	13,4/1,5
3	11,5/0,1	12,5/2,0	8,2/5,0	8,0/1,0	8,4/2,0	8,6/2,0	14,0/2,0	14,2/1,5	14,4/1,5	14,6/1,6
4	12,5/1,0	13,5/1,0	9,2/1,0	9,4/1,0	9,6/1,0	9,0/1,0	10,6/1,0	10,8/1,0	11,0/1,0	12,0/1,0
5	13,5/1,0	14,5/0,5	7,5/2,5	6,5/3,8	15,0/0,2	5,5/3,5	9,0/2,5	10,0/2,8	11,0/3,8	12,5/2,7
6	14,5/0,3	15,5/1,5	16,0/1,0	16,2/0,2	16,3/3,7	16,4/3,5	16,5/0,3	16,6/2,0	16,7/0,1	11,0/1,5
7	15,5/0,5	17,0/0,5	13,9/0,5	13,7/0,5	13,8/0,5	13,9/0,5	14,1/0,5	15,0/0,5	16,0/0,5	17,0/4,7
8	18,0/2,1	16,5/3,0	14,0/1,7	14,3/0,7	14,2/1,8	14,1/1,6	14,4/1,5	14,6/1,3	14,5/1,2	14,8/5,7
9	16,5/3,2	17,5/4,1	15,0/5,2	15,1/6,1	15,2/10,1	15,3/7,1	15,4/1,3	15,5/1,5	15,6/2,5	15,7/3,5
0	17,0/4,0	8,0/1,0	10,3/1,1	10,4/1,2	10,5/1,3	10,6/1,5	10,7/1,7	10,8/1,8	10,9/1,9	11,0/2,0

Примечания. 1. Число, стоящее в числителе, – временная нагрузка; в знаменателе – постоянная нагрузка. 2.Значения нагрузок приведены с учетом коэффициента надежности по ответственности γ_n=0,95.

Таблица 2

Последняя цифра ИНС	Пролеты главной балки и балки настила, м									
	Предпоследняя цифра ИНС									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	8,0/4,0	12,0/5,5	14,0/6,5	12,0/4,4	13,0/5,2	14,0/6,2	15,0/6,0	14,5/8,6	13,5/8,8	16,5/9,0
2	9,0/4,5	12,0/4,6	13,2/5,4	14,6/6,4	12,0/7,0	13,0/4,9	14,0/5,0	12,0/5,0	13,0/5,2	12,5/5,2
3	10,0/0,5	12,4/4,6	14,2/6,4	15,2/5,8	13,6/5,8	14,8/5,2	13,0/7,2	16,0/8,2	12,0/7,5	13,0/7,7
4	11,0/5,5	12,6/4,8	13,4/5,6	15,4/5,6	14,8/6,2	16,0/7,8	15,5/8,0	8,0/4,3	9,0/5,3	12,2/5,6
5	12,0/6,0	12,8/6,6	13,8/8,2	14,6/8,4	15,0/7,3	10,0/5,4	12,6/7,8	15,0/5,5	10,2/4,2	14,6/4,0
6	13,0/6,5	14,4/6,6	16,0/8,2	15,5/8,4	16,0/7,3	9,4/5,4	13,0/7,8	11,5/5,5	14,0/4,2	13,8/4,0
7	14,0/7,0	15,8/5,4	14,2/4,4	12,5/6,5	13,5/6,5	14,5/7,5	11,0/5,3	12,5/8,0	14,6/6,4	16,0/8,3
8	15,0/7,5	14,4/4,8	13,5/7,6	9,8/4,5	10,5/5,0	13,2/4,8	11,5/6,0	14,0/7,4	15,5/6,9	16,0/7,1
9	16,0/8,0	14,2/6,4	9,1/5,2	13,0/5,0	14,0/7,8	12,5/5,0	13,5/7,5	12,0/6,3	13,6/4,2	14,8/6,2
0	17,0/8,5	8,5/5,5	12,8/5,2	9,5/4,0	14,4/6,6	13,4/4,4	10,5/4,5	14,0/6,3	12,5/4,5	13,0/6,3

Примечание. Число, стоящее в числителе, - пролет главной балки; в знаменателе – пролет балки настила

Таблица 3

Последняя цифра ИНС									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Отметка верха настила, м									
9,0	10,0	12,0	7,0	8,0	14,5	6,5	5,5	7,5	8,5
Тип сопряжения балки									
а	б	а	б	а	б	а	б	а	б

Примечание.а – этажное сопряжение б – сопряжение балок в одном уровне

Таблица 4

Вылет консоли балки, м									
Предпоследняя цифра ИНС									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	0,75	1,0	1,25

Таблица 5

Расчетная температура в районе строительства									
Предпоследняя цифра ИНС									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
+30	+20	+15	+10	-10	-15	-20	-30	-40	-45

Пример определения исходных данных к курсовой работе студента, имеющего ИНС 314 342, схему № 1.

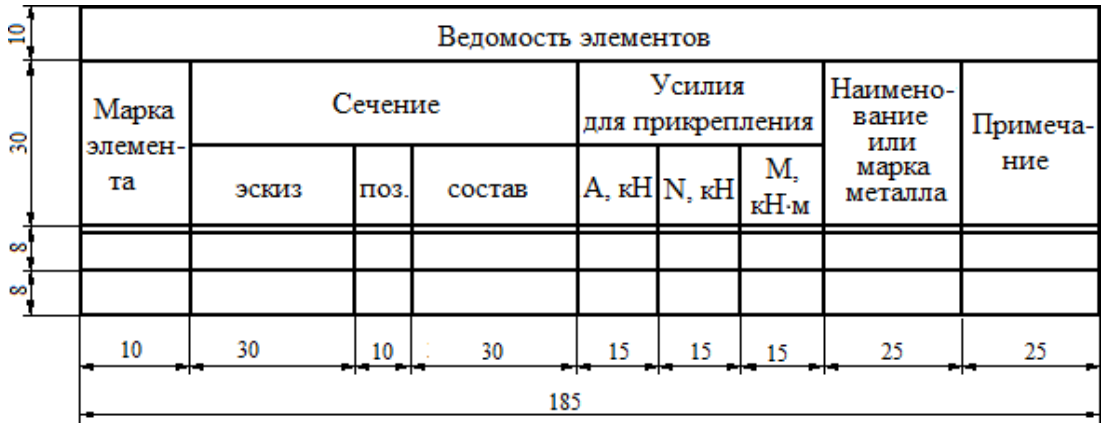
Из табл. 1 – 5 находим следующие данные:

пролет главной балки - 12,6 м;
вылет консоли - 1,25 м;
пролет балки настила - 4,8 м;
отметка верха настила - 10,0 м;
временная нормативная нагрузка - 7,4 кН/м^2;
постоянная нормативная нагрузка - 4,0 кН/м^2;
сопряжение балок - в одном уровне;
расчетная температура в районе строительства - (+10^o).

Приложение 3

Таблицы на чертежах КМ и КМД

Форма 1



Указания по заполнению ведомости элементов:

- в графе «Марка элемента» указывают марку элемента по схеме расположения элементов или общему виду;

- в графе «Сечение» указывают:

«эскиз» - расположение деталей сечения элемента, позиции деталей сечения, необходимые размеры,

«поз.» - порядковые номера позиций деталей,

«состав» - сокращенное обозначение профилей, составляющих сечение, состоящее из условного обозначения профилей по ГОСТ 2.410 и номера или размеров профиля в соответствии со стандартами или техническими условиями на конкретный вид профилей;

- в графе «Усилия для прикрепления» указывают:

A - реакцию в опорном сечении элемента, кН,

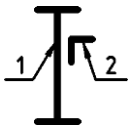
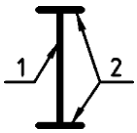
N- продольное усилие в элементе, кН,

M - изгибающий момент в опорном сечении элемента, кН • м;

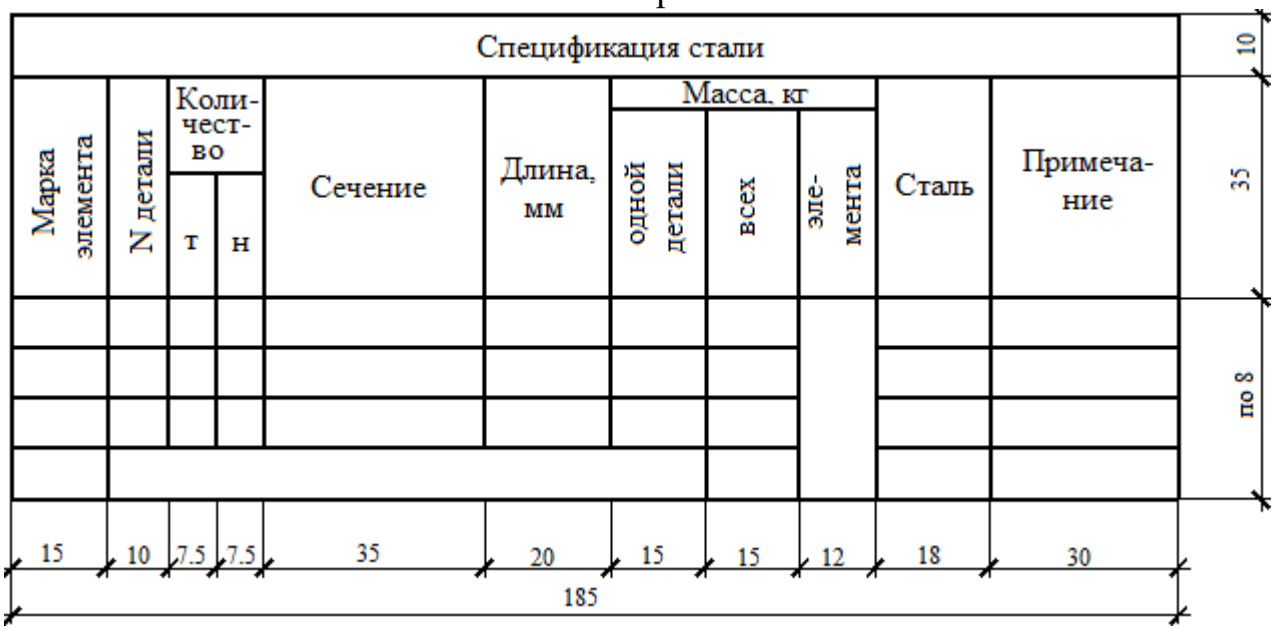
- в графе «Наименование или марка металла» указывают наименование или марку металла для всего элемента, если все детали элемента выполнены из одного металла, и по позициям - если наименование или марки металла деталей различны;

- в графе «Примечание» указывают другие необходимые данные об элементе.

Пример заполнения формы 1:

Ведомость элементов								
Марка эле-мента	Сечение			Усилия для прикрепления			Наимено-вание или марка металла	Приме-чание
	эскиз	поз.	состав	A, кН	N, кН	M, кН·м		
ФС 1	Сложный							Лист 12
Б1		1	I 40Б 1	200	–	–	С345-3	
		2	L100 x 8	-	–	–	С245	
Б2		1	-900 x 8	300	–	800	С345-3	
		2	-200 x 16					
К1			I 40Ш1	140	– 380	– 410	С345-3	

Форма 2



Спецификацию располагают, как правило, в верхнем углу листа.

В графе «Марка элемента» указывают буквенно-цифровое обозначение отправочного элемента.

В графе «№ детали» проставляют цифровое обозначение детали; сначала указывают детали, составляющие основное сечение, а затем все остальные детали с группировкой их по профилям проката (например, лист, уголки, двутавры и т.д.); в балках последовательность следующая: стенка, пояса, опорные ребра, промежуточные ребра.

В графе «Количество» указывают количество деталей «так» (т) и «наоборот» (н), т.е. деталей, изображения которых взаимно зеркальны; в случае отсутствия зеркальных деталей в соответствующей графе ставят прочерк.

В графе «Сечение» дают длину детали в мм.

В графе «Масса, кг» записывают массу одной детали, массу всех деталей и общую массу элемента с учетом массы сварных швов (заводских), которую принимают в размере 1% от массы всех деталей марки. Массу одной детали подсчитывают с точностью до 0,1 кг, всех деталей и отправочного элемента – с точностью до 1 кг. При подсчете массы листовых деталей, площадь которых более 0,1м^2, учитывают их фактическую площадь. Листовые фасонные детали (с прямыми и криволинейными срезами), площадь которых не более 0,1м^2, принимают прямоугольными (при толщине до 12мм). При толщине деталей более 12мм определяют их массу по фактической площади.

В графе «Сталь» указывают сведения о материале детали в соответствии с [4, прил. В], или см. прил. 4.

В графе «Примечание» дают указания о требующихся специальных припусках в размерах на обработку технологических операций: при вальцовке, гнутье, строжке, фрезеровке, снятии фасок и др.

Форма 3



Форма 4



В ведомости отправочных элементов указывают количество и массу отправочных элементов, подлежащих изготовлению по рабочему чертежу.

В ведомости заводских сварных швов дают выборку сварных швов на каждый отправочный элемент.

Приложение 4

Материала для стальных конструкций
и их расчетные сопротивления
Группы стальных конструкций

Группа 1. Сварные конструкции [4,прил.В] и их элементы, работающие в особо тяжелых условиях (согласно ГОСТ 25546), в том числе максимально стесняющие развитие пластических деформаций или подвергающиеся непосредственному воздействию динамических, вибрационных или подвижных нагрузок [подкрановые балки; балки рабочих площадок; балки путей подвижного транспорта; элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающих нагрузки от подвижных составов; главные балки и ригели рам при динамическойнагрузке; пролетные строения транспортерных галерей; фасонки ферм;стенки, окрайки днищ, кольца жесткости, плавающие крыши, покрытия резервуаров и газгольдеров; бункерные балки; оболочки параболических бункеров; стальные оболочки свободно стоящих дымовых труб; сварные специальные опоры больших переходов линий электропередачи (ВЛ) высотой более 60 м; элементы оттяжек матч и оттяжечных узлов]

Группа 2. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке при наличии растягивающих напряжений [фермы; ригели рам; балки перекрытий и покрытий; косоуры лестниц; оболочки силосов; опоры ВЛ, за исключением сварных опор больших переходов; опоры ошиновки открытых распределительных устройств подстанций (ОРУ); опоры транспортерных галерей; прожекторные мачты; элементы комбинированных опор антенных сооружений (АС) и другие растянутые, растянуто-изгибаемые и изгибаемые элементы], а также конструкции и их элементы группы 1 при отсутствии сварных соединений и балки подвесных путей из двутавров по ГОСТ 19425 и ТУ 14-2-427 при наличии сварныхмонтажных соединений.

Группа 3.Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке, преимущественно на сжатие [колонны; стойки; опорные плиты; элементы настила перекрытий; конструкции, поддерживающие технологическое оборудование; вертикальные связи по колоннам с напряжениями в расчетных сечениях связей свыше $0{,}003R_y$; анкерные, несущие и фиксирующие опоры (опоры, ригели жестких поперечин, фиксаторы) контактной сети транспорта; опоры под оборудованиеОРУ, кроме опор под выключатели; элементы стволов и башен АС; колонны бетоновозных эстакад; прогоны покрытий и другие сжатые и сжато- изгибаемые элементы], а также конструкции и их элементы группы 2 при отсутствии сварных соединений.

Группа 4.Вспомогательные конструкции зданий и сооружений (связи, кроме указанных в группе 3; элементы фахверка; лестницы; трапы; площадки; ограждения; металлоконструкции кабельных каналов; вспомогательные

элементы сооружений и т.п.), а также конструкции и элементы группы 3 при отсутствии сварных соединений.

П р и м е ч а н и я

1При назначении стали для конструкции зданий и сооружений I уровня ответственности по ГОСТ 27751 номер группы конструкции следует уменьшать на единицу (для групп 2 – 4).

2 При толщине проката t> 40 мм номер группы конструкций следует уменьшать на единицу (для групп 2 – 4); при толщине проката t<6 мм – увеличивать на единицу (для групп 1– 3)

Таблица 1 - Назначение стали в конструкциях и сооружениях

Марка стали по			Условия применения стали при расчетной температуре, °С											
ГОСТ 27772	ГОСТ 535, ГОСТ 14637	ГОСТ 19381	$t \geq -45$				$-45 > t \geq -55$				$t < -55$			
			для групп конструкций											
			1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
С235	Ст3кп2,		–	–	+	+	–	–	–	–	–	–	–	–
С245	Ст3пс2		–	+	х	–	–	–	–	+	–	–	–	+
С255, 285	Ст3пс5		+	х	х	–	–	–	–	+	–	–	–	+
	Ст3сп5		3	1	1		3	3	1		4	43	2 или 3	
С345,С375		09Г2С	12	4	4	–	12	12	4	–	15	15	7 или 12	–

Обозначения, принятые в таблице 1:

знак «+» означает, что данную сталь следует применять; знак « – » означает, что данную сталь не следует применять; знак «х» означает, что данную сталь можно применять при соответствующем технико-экономическом обосновании.

Примечания

1 Для стали С345 и 09Г2С даны категории требований по ударной вязкости соответственно в числителе по ГОСТ 27772, в знаменателе – по ГОСТ 19281.

2 Прокат из стали с пределом текучести $R_{yn} \geq 390$ Н/мм^2 следует назначать согласно требованиям таблиц 2 и 3.

Таблица 2 - Нормируемые показатели ударной вязкости проката

Расчетная Температура, °С	Группа конструкций	Предел текучести проката, Н/мм^2								
		R_{yn}< 290				290 ≤ R_{yn}<3 90		390 ≤ R_{yn}< 490		R_{yn}≥ 490
		Показатель ударной вязкости, Дж/см^2								
		КСА	KCV			KCV		KCV		KCV
		При температуре испытаний на ударный изгиб, °С								
		+20	+20	0	-20	-20	-40	-40	-60	-60
$t \geq -45$	1, 2, 3	29	34	–	–	34	–	34	–	40
$-45 > t \geq -55$	1	29	–	–	34	–	34	34	–	40
	2, 3	29	–	34	–	34	–	34	–	40
$t<-55$	1, 2, 3	29	–	–	34	–	34	–	34	40

П р и м е ч а н и я

1 КСА – ударная вязкость образцов типа 1 по ГОСТ 9454, испытанных при температуре +20 °С, с U-образным надрезом после деформационного старения; KCV – ударная вязкость образцов с V-образным надрезом (тип 11 по ГОСТ 9454).

2 В толстолистовом прокате испытываются поперечные образцы, в фасонном и сортовом – продольные.

Таблица 3 – Требования к химическому составу

Нормативные сопротивления стали, Н/мм^2	Содержание элементов, % (не более)			$C_э$, % (не более)
	C	P	S	
R_{yn}< 290	0,22	0,040	0,045	–
290 ≤ R_{yn}< 390	0,14	0,035	0,035	0,45
390 ≤ R_{yn}< 490	0,12	0,015	0,015	0,46
490 ≤ R_{yn}<590	0,13	0,015	0,010	0,47
R_{yn}≥590	0,15	0,010	0,005	0,51
П р и м е ч а н и я [4, табл. В.4]				

Таблица 4 – Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии
и изгибе листового, широкополосного универсального и
фасонного проката

Сталь по ГОСТ 27772	Толщина проката*, мм	Нормативное сопротивление** проката, Н/мм^2		Расчетное сопротивление** проката, Н/мм^2	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
С235	От 2 до 8	235	360	230/225	350/345
С245	» 2 »20 Св.20 » 30	245 235	370 370	240/235 230/225	360/350 360/350
С255	От 2 » 20 Св.20 » 40	245 235	370 370	240/235 230/225	360/350 360/350
С285	От 2 » 10 Св.10 » 20	275 265	390 380	270/260 260/250	380/370 370/360
С345	От 2 » 20 Св.20 » 40 » 40 »80 » 80 »100	325 305 285 265	470 460 450 430	320/310 300/290 280/270 260/250	460/450 450/440 440/430 420/410
С345К	От 4 » 10	345	470	335/330	460/450
С375	» 2 »20 Св.20 » 40	355 335	490 480	345/340 325/320	480/465 470/455
С390	От 4 » 50	390	540	380/370	525/515
С440	» 4 »30 Св.30 » 50	440 410	590 570	430/420 400/390	575/560 555/540
С590 С590К	От 10 » 40	590	685	575/560	670/650

* За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

** Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по материалу. В числителе представлены значения расчетных сопротивлений проката при γ_m = 1,025 , в знаменателе – расчетное сопротивление стального проката при γ_m = 1,050.

Таблица 5 – Расчетные сопротивления проката смятию торцевой поверхности,
местному смятию в цилиндрических шарнирах, диаметральному сжатию катков

Временное сопротивление, Н/мм^2	Расчетное сопротивление, Н/мм^2		
	смятию		диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью) R_{cd}
	торцевой поверхности (при наличии пригонки) R_p	местному в цилинрических шарнирах(цапфах) при плотном касании R_{lp}	
360	351/343	176/171	9 / 9
370	361/352	180/176	9 / 9
380	371/362	185/181	9 / 9
390	380/371	190/185	10 / 10
400	390/381	195/190	10 / 10
430	420/409	210/204	10 / 10
440	429/419	215/209	11 / 11
450	439/428	220/214	11 / 11
460	449/438	224/219	11 / 11
470	459/448	229/224	11 / 11
480	468/457	234/228	12 / 12
490	478/467	239/233	12 / 12
510	498/486	249/243	12 / 12
540	527/514	263/257	13 / 13
570	556/543	278/271	14 / 14
590	576/562	288/281	14 / 14

П р и м е ч а н и е – В таблице указаны значения расчетных сопротивлений, вычисленные по формулам раздела 3 [4] при $\gamma_m = 1{,}025$ (в числителе) и $\gamma_m = 1{,}050$ (в знаменателе).

Приложение 5

Материалы для соединений стальных конструкций

Таблица 1 – Материалы для сварки, соответствующие стали

<table>
<tr><td rowspan="4">Сталь</td><td colspan="4">Материалы для сварки</td></tr>
<tr><td>в углекислом газе (по ГОСТ 8050) или в его смеси с аргоном (по ГОСТ 10157)</td><td colspan="2">под флюсом (по ГОСТ 9087)</td><td>порошковой проволокой (по ГОСТ 26271)</td><td>покрытыми электродами (по ГОСТ 9467)</td></tr>
<tr><td colspan="4">Марка</td><td rowspan="2">тип электро-да</td></tr>
<tr><td colspan="3">сварочной проволоки для автоматической и механизированной сварки (по ГОСТ 2246)</td><td>флюса</td><td>порошковой проволоки</td></tr>
<tr><td rowspan="2">R_{yn}< 290 Н/мм^2</td><td rowspan="3">Св-08Г2С</td><td>Св-08А</td><td rowspan="2">АН-348-А
АН-60*
ПФК-56С****</td><td rowspan="3">ПП-АН-3
ПП-АН-8</td><td>Э42*, Э42А</td></tr>
<tr><td>Св-08ГА</td><td>Э46*, Э46А</td></tr>
<tr><td>290Н/мм^2≤ R_{yn}< < 590Н/мм^2</td><td>Св-10ГА**
Св-10Г2**)
Св-10НМА</td><td>АН-17-М
АН-43
АН-47
АН-348-А***
ПФК-56С***</td><td>Э50*, Э50А
–</td></tr>
<tr><td rowspan="2">R_{yn}≥ 590 Н/мм^2</td><td>Св-08Г2С
Св-08ХГСМА</td><td>Св-10НМА</td><td rowspan="2">АН-17-М
ПФК-56С^г</td><td rowspan="2">ПП-АН-3
ПП-АН-8</td><td>Э60</td></tr>
<tr><td>Св-10ХГ2СМА</td><td>Св-08ХН2ГМЮ</td><td>Э70</td></tr>
<tr><td colspan="6">* Флюс АН-60 и электроды типа Э42, Э46, Э50 следует применять для конструкций групп 2, 3 при расчётных температурах t ≥ – 45 ºС.
** Не применять в сочетании с флюсом АН-43.
*** Для флюса АН-348-А требуется дополнительный контроль механических свойств металла шва при сварке соединений элементов всех толщин при расчётных температурах t <– 45 ºСи толщин свыше 32 мм – при расчётных температурах t ≥ – 45 ºС.
****Керамический флюс по ТУ 59295-001-56315282-2004.</td></tr>
</table>

Таблица 2 – Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		R_{wun}, Н/мм^2	R_{wf}, Н/мм^2
тип электрода (по ГОСТ 9467)	марка проволоки		
Э42, Э42А Э46, Э46А Э50, Э50А	Св-08, Св-08А Св-08ГА, Св-08Г2С, Св-10ГА, ПП-АН-8, ПП-АН-3	410 450 490	180 200 215
Э60	Св-08Г2С*, Св-10НМА, Св-10Г2	590	240
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685	280
Э85	–	835	340
*Только для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 Н/мм^2 и более.			

Таблица 3

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки сплошного сечения , мм	Положение шва	Коэффициент	Значения коэффициентов β_f и β_z при нормальных режимах сварки и катетах швов, мм			
			3 – 8	9 – 12	14 - 16	Св. 16
Автоматическая при d = 3-5	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1,0
Автоматическая и механизированная при d = 1,4-2	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручная и механизированная при d< 1,4 или порошковой проволокой	В лодочку	β_f	0,7			
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_z	1,0			

Таблица 4

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести стали, Н/мм^2	Минимальный катет шва k_f,мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов t, мм						
			4–5	6–10	11–16	17–22	23–32	33–40	41–80
Тавровое с двусторонними угловыми швами, нахлесточное и угловое	Ручная дуговая	До 285 Св. 285 до 390	4 4	4 5	4 6	5 7	5 8	6 9	6 10
		» 390 » 590	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и механизированная	До 285 Св. 285 до 390	3 3	4 4	4 5	5 6	5 7	6 8	6 9
		» 390 » 590	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная дуговая	До 375	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и механизированная		4	5	6	7	8	9	10

Примечания

1. В конструкциях из стали с пределом текучести свыше 590 Н/мм^2, а также из всех сталей при толщине элементов более 80 мм минимальный катет швов следует принимать по специальным техническим условиям.

2. В конструкциях группы 4 минимальный катет односторонних угловых швов следует уменьшать на 1 мм при толщине свариваемых элементов до 40 мм и на 2 мм - при толщине элементов свыше 40 мм.

Таблица 5 – Требования к болтам при различных условиях их применения

Расчетная температура t, °С	Класс прочности болтов и требования к ним по ГОСТ Р52627 в конструкциях			
	не рассчитываемых на усталость		рассчитываемых на усталость	
	при работе болтов на			
	растяжение или срез	срез	растяжение или срез	срез
≥ –45	5,6 – 8,8 10,9 –	5,6 5,8 8,8 10,9 12,9	5,6 – 8,8 10,9 –	5,6 – 8,8 10,9 12,9
–45 > t ≥–55	5,6 8,8 10,9 –	5,6 8,8 10,9 12,9	5,6 8,8* 10,9* –	5,6 8,8 10,9 12,9
<–55	5,6 8,8* 10,9* –	5,6 8,8 10,9 12,9	– 8,8* 10,9* –	5,6 8,8 10,9 12,9
* С требованием испытания на разрыв на косой шайбе по 6.5 ГОСТ Р 52627				

Таблица 6 – Марки стали фундаментных болтов и условия их применения

Конструкции	Нормативный документ	Марки стали при расчетной температуре t, °С		
		≥ –45	–45 > t ≥–55	<–55
Конструкции, кроме опор, воздушных линий электропередачи, распределительных устройств и контактной сети	ГОСТ 535 ГОСТ 1050 ГОСТ 19281	Ст3пс2, Ст3сп2, 20 –	Ст3пс4, Ст3сп4 – 09Г2С-4*	– – – 09Г2С-4*
Для U-образных болтов, а также фундаментных болтов опор воздушных линий электропередачи, распределительных устройств и контактной сети	ГОСТ 535 ГОСТ 19281	Ст3пс4, Ст3сп4 –	– – 09Г2С-4*	– – 09Г2С-6**
* Допускается применение других сталей по ГОСТ 19281 категории 4. ** Допускается применение других сталей по ГОСТ 19281 категории 6.				

Таблица 7 – Нормативные сопротивления стали болтов и расчетные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению, Н/мм^2

Класс прочности болтов ГОСТ 52627	R_{bun}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5,6	500	300	210	225
5,8	500	400	210	–
8,8	830	665	330	450
10,9	1040	935	415	560
12,9	1220	1100	425	–

Таблица 8 – Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

Временное сопротивление стали соединяемых элементов R_{un}, Н/мм^2	Расчетные сопротивления $R_{b,}$Н/мм^2, смятию элементов, соединяемых болтами	
	класса точности А	Класса точности В
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775
Примечание – Значения расчетных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам раздела 4 [4]с округление до 5 Н/мм^2		

Таблица 9 – Площади сечения болтов

d, мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b, см^2	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn}, см^2	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72
Примечани е - Размеры, заключенные в скобках, не рекомендуется применять в конструкциях, кроме опор ВЛ и ОРУ.										

Таблица 10

Характеристика расстояния и предела текучести соединяемых элементов	Расстояние при размещении болтов
1. Расстояние между центрами отверстий для болтов в любом направлении:	
а) минимальное:	2,5d
при $R_{yn} \leq 375$ Н/мм^2	3d
при $R_{yn} > 375$ Н/мм^2	8dили 12t
б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	
в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:	16dили 24t
при растяжении	12dили 18t
при сжатии	
2. Расстояние от центра отверстия болта до края элемента:	
а) минимальное вдоль усилия:	2d
при $R_{yn} \leq 375$ Н/мм^2	2,5d
при $R_{yn} > 375$ Н/мм^2	
б) то же, поперек усилия	1,5d
при обрезных кромках	1,2d
при прокатных кромках	4dили 8t
в) максимальное	3d
г) минимальное во фрикционном соединении при любой кромке и любом направлении усилия	u+ 1,5d
3. Расстояние минимальное между центрами отверстий вдоль усилия для болтов, размещаемых в шахматном порядке:	

Обозначения, принятые в таблице 10:
d – диаметр отверстия для болта;
t – толщина наиболее тонкого наружного элемента;
u – расстояние поперек усилия между рядами отверстий.
Примечани е - Диаметр отверстий следует принимать: для болтов класса точности А $d = d_b$; для ботов класса точности В в конструкциях опор ВЛ, ОРУ и КС $d = d_b$ + 1мм, в остальных случаях $d = d_b$ + (1; 2 или 3 мм), где d_b – диаметр болта.

Таблица 11

Характеристика		Предел текучести R_{yn}стали соединяемых элементов, Н/мм^2	Значения a/d, s/d	Значение коэффициента γ_b
болтового соединения	напряженного состояния			
Одноболтовое, болт классов точности А, В или высокопрочный	Срез	–	–	1,0
	Смятие	До 285	$1,5 \le a/d \le 2$; $1,35 \le a/d < 1,5$	$0,4a/d + 0,2$ $a/d - 0,7$
		Св. 285 до 375		$0,5a/d$ $0,67a/d - 0,25$
		Св. 375	$a/d \ge 2,5$	1,0
Многоболтовое, болты класса точности А	Срез	–	–	1,0
	Смятие	До 285	$1,5 \le a/d \le 2$ $2 \le s/d \le 2,5$	$0,4a/d + 0,2$ $0,4s/d$
		Св. 285 до 375		$0,5a/d$ $0,5s/d - 0,25$
		Св. 375	$a/d \ge 2,5$ $s/d \ge 3$	1,0 1,0

Обозначения, принятые в таблице 11:
a – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия;
s – расстояние вдоль усилия между центрами отверстий;
d – диаметр отверстия для болта.

Примечания

1. Для расчета многоболтового соединения на срез и смятие при болтах класса точности В, а также при высокопрочных болтах без регулируемого натяжения при всех значениях предела текучести R_{yn}стали соединяемых элементов значения коэффициента γ_bследует умножить на 0,9.

2. Для расчета многоболтового соединения на смятие следует принимать значение γ_b меньшее из вычисленных при принятых значениях d, a, s.

Приложение 6

Таблица 1

Толстолистовая сталь (ГОСТ 14903-74*)	
Толщина листов, мм (по сокращенному сортаменту)	Ширина листов, мм
3,4,5	От 600 до 1800
6	От 700 до 2000
8,10	От 700 до 2500
12	От 1000 до 2500
14,16,18,20,22,25	От 1000 до 2800
28,30,32,36,40	От 1250 до 3600
42,45,50,60,80,100	От 1250 до 3800

Градация ширины листов по сортаменту: 500, 510, 600, 670, 700, 710, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2400, 2500, 2600, 2700, 2800, 2900, 3000, 3200, 3400, 3600, 3800.

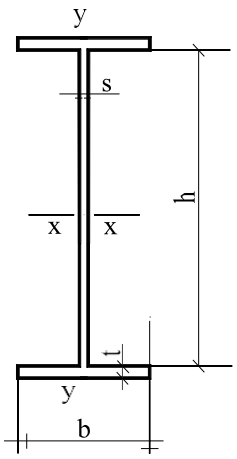
Таблица 2

Сталь листовая рифленая (ГОСТ 8568-77*)			
Ромбическая сталь		Чечевичная сталь	
Толщина основания листа	Масса 1 $м^2$, кг	Толщина основания листа	Масса 1 $м^2$, кг
6	51,0	6	48,5
8	66,0	8	64,9
10	83,0	10	80,9
12	99,3	12	96,8

Таблица 3

Параметры полосы	Широкополосная универсальная сталь (ГОСТ 82-70*)
	Значение параметров, мм
Толщина	6; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40
Ширина	200; 220; 240; 250; 280; 300; 360; 380; 400; 420; 450; 480; 500; 530; 560; 600; 630; 650; 670; 700; 750; 800; 850; 900; 100; 1050
Длина	От 5000 до 12000

Примечани е - Ширина листов относится ко всем указанным толщинам.



Приложение 7

Двутавры стальные горячекатные с параллельными гранями типа Б, Ши К по ГОСТ 26020-83

Номер профиля	Линейная плотность, кг/м	Размеры, мм				Площадь сечения, $см^2$	Справочные данные для осей						
							X-X				Y-Y		
		h	b	s	t		I_x, $см^4$	W_x, $см^3$	S_x, $см^3$	i_x, см	I_y, $см^4$	W_x, $см^4$	i_x, см
Нормальные двутавры													
10Б1	8,1	100,0	55	4,1	5,7	10,32	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24
12Б1	8,7	117,6	64	3,8	5,1	11,03	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,42
12Б2	10,4	120,0	64	4,4	6,3	13,21	318	53,0	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45
14Б1	10,5	137,4	73	3,8	13,39	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10	10	1,65
14Б2	12,9	140,0	73	4,7	16,43	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	12,3	1,65
16Б1	12,7	157	82	4	5,9	16,18	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	15,8	160	82	5	7,4	20,09	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84
18Б1	15,4	177	91	4,3	6,5	19,58	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,04
18Б2	18,8	180	91	5,3	8	23,95	1317	146,3	82,3	7,41	100,8	22,2	2,05
20Б1	22,4	200	100	5,6	8,5	28,49	1943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23
23Б1	25,8	230	110	5,6	9	32,91	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47
26Б1	28	258	120	5,8	8,5	35,62	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
26Б2	31,2	261	120	6	10	39,70	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70
30Б1	32,9	296	140	5,8	8,5	41,92	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
30Б2	36,6	299	140	6,0	10	46,67	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13
32Б1	38,9	346	155	6,2	8,5	41,92	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
32Б2	43,3	349	155	6,5	10	46,67	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13
40Б1	48,1	392	165	7	9,5	61,25	15750	803,6	456	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	54,7	396	165	7,5	11,5	69,72	18530	935,7	529,7	16,30	865	104,8	3,52
45Б1	59,8	442	180	7,8	11	76,23	24940	1125	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	67,5	447	180	8,4	13	85,96	28870	1291	732,9	18,32	1269	141	3,84
50Б1	73,0	492	200	8,8	12	92,98	37160	1511	860,4	19,99	1606	160,6	4,16
50Б2	80,7	496	200	9,2	14	102,80	42390	1709	970,2	20,30	1873	187,3	4,27
55Б1	89	243	220	9,5	13,5	113,37	55680	2051	1165	22,16	2404	218,6	4,61
55Б2	97,9	547	220	10	15,5	124,75	62790	2296	1302	22,43	2760	250,9	4,70
60Б1	106,2	593	203	10,5	15,5	135,26	78760	2656	1512	24,13	3154	274,3	4,83
60Б2	115,6	597	230	11	17,5	147,30	87640	2936	1669	24,39	3561	309,6	4,92
70Б1	129,3	691	260	12	15,5	164,70	125930	3645	2095	27,65	4556	350,5	5,26
70Б2	144,2	967	260	12,5	18,5	183,60	145912	4187	2393	28,19	5437	418,3	5,44
80Б1	159,5	791	280	13,5	17	203,20	199500	5044	2917	31,33	6244	446,0	5,54
80Б2	177,9	798	280	14	20,5	226,60	232200	2820	5820	32,01	7527	537,6	5,76
90Б1	194	893	300	15	18,5	247,10	304400	9817	3964	35,09	8365	557,6	5,82
90Б2	213,8	900	300	15,5	22	272,40	349200	7760	4480	35,80	9943	662,8	6,04

Продолжение таблицы

Номер профиля	Линейная плотность, кг/м	Размеры, мм				Площадь сечения, $см^2$	Справочные данные для осей						
							X-X				Y-Y		
		h	b	s	t		I_x, $см^4$	W_x, $см^3$	S_x, $см^3$	i_x, см	I_y, $см^4$	W_x, $см^4$	i_x, см
Нормальные двутавры													
100Б1	230,6	990	320	16	21	293,82	446000	9011	5234	38,96	11520	719,9	6,26
100Б2	258,2	998	320	17	25	328,90	516400	10350	5980	39,62	13710	856,9	6,46
100Б3	285,7	1006	320	18	29	364,00	587700	11680	6736	40,18	15900	993,3	6,61
100Б4	314,5	1013	320	19,5	32,5	400,60	655400	12940	7470	40,45	17830	1114,3	6,67
Широкополочные двутавры													
20Ш1	30,6	196	193	6	9	38,95	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	36,2	226	155	6,5	10	46,06	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	42,7	251	180	7	10	54,37	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2	49,2	255	180	7,5	12	62,73	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	53,6	291	200	8	11	68,31	10400	715	398	12,34	1470	147,0	4,64
30Ш2	61	295	200	8,5	13	77,65	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	68,3	299	200	9	15	87	14040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80
35Ш1	75,1	338	250	9,5	12,5	95,67	19790	1171	651	12,38	3260	261	5,84
35Ш2	82,2	341	250	10,0	14	104,74	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,90
35Ш3	91,30	345	250	10,5	16	116,30	25140	1458	813	14,70	4170	334	5,99
40Ш1	96,1	388	300	9,5	14	122,40	34360	1771	976	19,76	6306	420	7,18
40Ш2	111,1	392	300	11,5	16	141,60	39700	2025	1125	19,75	7209	481	7,14
40Ш3	123,4	369	300	12,5	18	157,20	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	114,4	484	300	11	15	145,70	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	138,7	489	300	14,5	17,5	176,60	75530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	156,4	495	300	15,5	20,5	199,20	84200	3402	1923	20,56	9520	617	6,81
50Ш4	174,1	501	300	16,5	23,5	221,70	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	142,1	580	320	12	17	181,10	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	176,9	587	320	15	20,5	225,30	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	205,5	595	320	18	24,5	261,80	156900	5273	2997	24,48	13420	839	7,16
60Ш4	234,2	603	320	20	28,5	298,34	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	169,9	683	320	13,5	19	216,40	172000	5036	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	197,6	691	320	15	23	251,70	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	235,4	700	320	18	27,5	299,80	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	268,1	708	320	20,5	31,5	341,60	284400	8033	5498	28,85	17270	1079	7,11
Колонные двутавры													
20К1	14,5	195	200	6,5	10	52,82	3820	392	216	8,50	1334	133	5,03
20К2	46,9	198	200	7	11,5	59,70	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07
23К1	52,2	227	240	7	10,5	66,51	6589	580	318	9,95	2421	202	6,03
23К2	59,5	230	240	8	12	75,77	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04
26К1	65,2	255	260	8	12	83,08	10300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26К2	73,2	258	260	9	13,5	93,19	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26К3	83,1	262	260	10	15,5	105,90	13560	1035	576	11,32	4544	349	6,55
30К1	84,8	296	300	9	13,5	108,00	18110	1223	672	12,95	6079	405	7,50
30К2	96,3	300	300	10	15,5	122,70	20930	1395	771	13,06	6980	465	7,54
30К3	108,9	304	300	11,5	17,5	138,72	23910	1573	874	13,12	7881	525	7,54
35К1	109,7	343	350	10	15,0	139,70	31610	1843	1010	15,04	10720	613	8,76
35К2	125,9	348	350	11	17,5	160,40	37090	2132	1173	15,21	12510	715	8,83
35К3	144,5	353	350	13	20,0	184,10	42970	2435	1351	15,28	14300	817	8,81
40К1	138,0	393	400	11	16,5	175,80	52400	2664	1457	17,26	17610	880	10
40К2	165,5	400	400	13	20,0	210,96	64140	3207	1767	17,44	12350	1067	10,06
40К3	202,3	409	400	16	24,5	257,80	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40К4	242,2	419	400	19	29,5	308,60	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,10
40К5	291,2	431	400	23	35,5	371,00	121570	5642	3217	18,10	37910	1896	10,11

Приложение 8

Материалы для проектирования колонн

Таблица 1 – Коэффициенты устойчивости при центральном сжатии

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Коэффициенты φ для типа сечений по табл. 2			Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Коэффициенты φ для типа сечений по табл. 2		
	a	b	c		a	b	c
0,4	999	998	992	5,4	261		255
0,6	994	986	950	5,6	262		240
0,8	981	967	929	5,8	226		
1,0	968	948	901	6,0	211		
1,2	954	927	878	6,2	198		
1,4	938	905	842	6,4	186		
1,6	920	881	811	6,6	174		
1,8	900	855	778	6,8	164		
2,0	877	826	744	7,0	155		
2,2	851	794	709	7,2	147		
2,4	820	760	672	7,4	139		
2,6	785	722	635	7,6	132		
2,8	747	683	598	7,8	125		
3,0	704	643	562	8,0	119		
3,2	660	602	526	8,5	105		
3,4	615	562	492	9,0	094		
3,6	572	524	460	9,5	084		
3,8	530	487	430	10,0	076		
4,0	475	453	401	10,5	069		
4,2	431	421	375	11,0	063		
4,4	393	392	351	11,	057		
4,6	359	359	328	12,0	053		
4,8	330	330	308	12,5	049		
5,0	304	304	289	13,0	045		
5,2	281	281	271	14,0	039		

П р и м е ч а н и е – Значения коэффициентов φ в таблице увеличено в 1000 раз.

Таблица 2

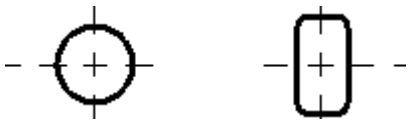
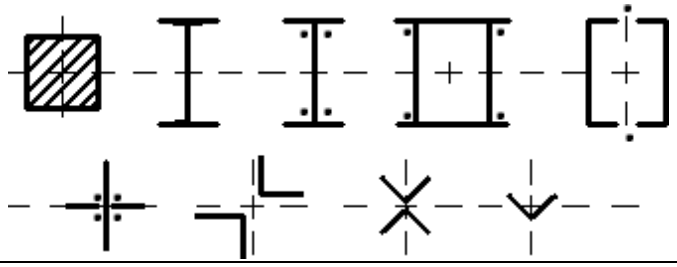
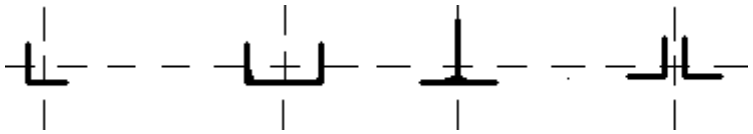
	Тип сечения
Обозначение	Форма
a	
b	
c	
П р и м е ч а н и е – Для прокатных двутавров высотой свыше 500 мм при расчете на устойчивость в плоскости стенки следует принимать тип сечения a .	

Таблица 3 – Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Диаметр болтов, мм	Расчетные сопротивления, Н/мм^2, болтов из стали марок		
	ВСт3кп2 но ГОСТ 380-71** (с 1990 г. ГОСТ 535-73*)	09Г2С по ГОСТ 19281-73*	10Г2С1 по ГОСТ 19281-73*
12, 16, 20	185	235	240
24, 30	185	230	235
36, 42, 48, 56	185	225	225
64, 72, 80	185	220	215
90, 100	185	215	215
110, 125, 140	185	215	

*Расчетные сопротивления болтов из других марок сталей следует вычислять по формулам раздела 6настоящих норм.

П р и м е ч а н и я

1. Сталь по ГОСТ 535 должна поставляться по 1-й группе.

2. Значения расчетных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам пункта 6.6 настоящих норм с округлением до 5Н/мм^2.

Таблица 4 – Типы фундаментных болтов

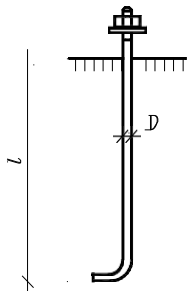
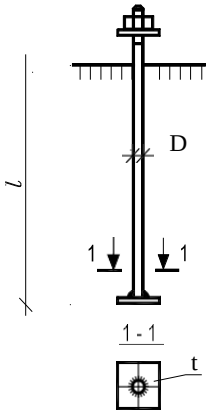
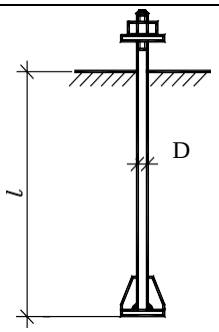
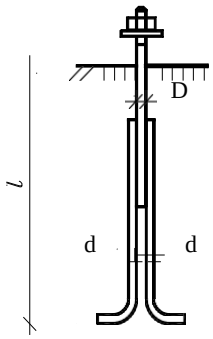
I тип	II тип	III тип	IV тип
D=20-36 см	D=42-90 см	D = 30-90 см	D=42-80 см
			

Таблица 5 – Расчетные сопротивления бетона сжатию

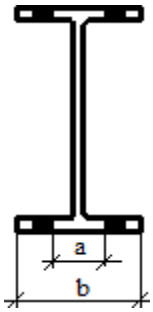
Класс прочности	B 7,5	B 10	B 12	B 15	B 20
Расчетное сопротивление R_b, кН/см^2	0,45	0,60	0,75	0,85	1,15

Таблица 6 – Коэффициенты α_1, α_2, α_3 для расчета на изгиб прямоугольных плит, опертых по четырем сторонам

Плиты		При b/a											
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	>2
Опертые по четырем сторонам	α_1	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125
	α_2	0,048	0,049	0,050	0,050	0,050	0,050	0,049	0,048	0,048	0,047	0,046	0,037
Опертые по трем сторонам	α_3	При a_1/d_1											
		0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	>2		
		0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133		

Обозначения, принятые в таблице 6:
b- длинная сторона; a – короткая сторона; d_1 – длина свободной стороны; a_1 – длина стороны, перпендикулярной к свободной

Приложение 9



Риски для отверстий в двутаврах по ГОСТ 24839-81

Номер профиля	Полка		
	b	риска a	Максимальный диаметр отверстия
	мм		
10	55	32	9
12	64	36	11
14	73	40	13
16	81	45	13
18	90	50	15
20	100	55	17
22	100	60	19
24	115	60	19
27	125	70	21
30	135	70	21
33	140	80	25
36	145	80	25
40	155	80	25
45	160	90	25
50	170	100	28
55	180	100	28
60	190	110	28

Библиографический список

1. Металлические конструкции: учебник для студ. высш. учеб.заведений [Текст] / Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Инатьева и др.; под ред. Ю. И. Кудишина. – 8-е изд., перераб. и доп. – М.: Издательский центр «Академия», 2016. – 688 с.

2. Москалев, Н. С. Металлические конструкции: учебник [Текст] / Н. С. Москалев, Я. А. Пронозин. – М.: Издательство АСВ, 2018. – 344 с.

3. Металлические конструкции: в 3 т. Т. 1. Элементы конструкций : учеб.пособие для строит. вузов [Текст]/ В. В. Горев, Л. В. Енджиевский, Б. Ю. Уваров, В. В. Филлипов и др.; под ред. В. В. Горева. – 3-е изд., - М.: Высшая школа, 2004. – 551 с.

4. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции; введ. 2011-05-20. М.: ОАО «ЦПП», 2011. – 173 с.

5. СП 20.13330.2017. Нагрузки и воздействия. введ. 2011-05-20. – М.: ОАО «ЦПП», 2011. – 80с.

6. Металлические конструкции: в 3 т. Т. 3. Специальные конструкции и сооружения: учеб.пособие для строит. вузов [Текст] / В. В. Аржанов, В. И. Бабкин, В. В. Горев, Л. В. Енджиевский и др.; под ред. В. В. Горева. – 2-е изда., перераб. к доп. – М. Высшая школа, 2012. – 544 с.

7. ГОСТ Р 21.1101-2019. Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной и рабочей документации. Введ. с 01.03.2010. – М.: Стандартинформ, 2020. – 30с.

8. ГОСТ 21.502-2007. Система проектной документации для строительства. Правила выполнения проектной рабочей документации металлических конструкций. – Введ. с 01.01.2019. – М. Стандартинформ, 2010. – 20 с.

9. СП 20.13330.2018 Нагрузки и воздействия – М.: ГУП ЦПП, 2018. – 44с.