

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
КЫРГЫЗСКО-РОССИЙСКИЙ СЛАВЯНСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
имени первого Президента Российской Федерации Б.Н. Ельцина

ФАКУЛЬТЕТ АРХИТЕКТУРЫ, ДИЗАЙНА И СТРОИТЕЛЬСТВА

Кафедра «Строительство»

В.С. Семёнов

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Учебное пособие в четырех частях

Часть III

Проектирование рабочей площадки

**Методические указания
и пример выполнения курсового проекта**

Бишкек 2023

УДК 624.0(073.32)

С 30

Рецензенты:

В.М. Курдюмова, д-р техн. наук, профессор
Кыргызского государственного университета
строительства, транспорта и архитектуры им. Н. Исанова,
А.К. Клишевич, директор ОсОО «Архстройпроект»,
С.Б. Турсункулов, инженер-конструктор-расчетчик,
Ж.Т. Тентиев, д-р техн. наук, проф., чл.-корр. НАН КР

Рекомендовано к изданию Ученым советом
КРСУ им. Б.Н. Ельцина

Семёнов В.С.

С 30 **ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ:** учеб. пособие: в 4 ч. Ч. III. Проектирование рабочей площадки: методические указания и пример выполнения курсового проекта. – Бишкек: Изд-во КРСУ, 2023. – 132 с.

Учебное пособие содержит сведения, необходимые для приобретения профессиональных компетенций в области проектирования строительных конструкций. Материалы пособия подобраны с учётом требований действующих нормативных документов.

Предназначено для студентов бакалавриата, обучающихся по направлениям 08.03.01 «Строительство» и 07.03.01 «Архитектура»

УДК 624.0(073.32)

ББК

© ГОУВПО КРСУ, 2023

© Семёнов В.С., 2023

СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ.....	5
ВВЕДЕНИЕ.....	7
1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РАБОЧИХ (ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ) ПЛОЩАДКАХ	8
1.1 Классификация	9
1.2 Конструктивные решения.....	11
1.3 Алгоритм проектирования.....	19
2. ВАРИАНТНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ (ПРИМЕР)	24
2.1 Задание на проектирование (исходные данные).....	24
2.2 Компоновка рабочей площадки	25
2.3 Расчет стального плоского настила	26
2.3.1 Подбор толщины	27
2.3.2 Проверка прочности.....	29
2.4 Расчет балок настила.....	29
2.4.1 Подбор сечения.....	32
2.4.2 Проверка подобранных сечений	34
2.4.3 Расчёт угловых сварных швов, прикрепляющих настил к балкам настила	36
2.5 Расчёт главной балки	37
2.5.1 Определение расчётной схемы.....	37
2.5.2 Выбор марки стали	38
2.5.3 Определение нагрузок.....	39
2.5.4 Определение внутренних усилий M и Q	40
2.5.5 Вариант № 1. Сварная балка составного сечения.....	41
2.5.6 Вариант № 2. Балка из прокатного двутавра	59
2.6 Расчет узлов и соединений главной балки.....	62
2.6.1 Вариант № 1. Расчет опорного узла сварной балки	62
2.6.2 Вариант № 2. Расчёт опорного узла балки из прокатного двутавра.....	74
2.7 Расчет центрально-сжатой колонны	79
2.7.1 Выбор марки стали	79
2.7.2 Определение высоты колонны	79

2.7.3	Определение нагрузки на колонну.....	80
2.7.4	Определение расчетной схемы колонны.....	81
2.7.5	Вариант № 1. Колонна из двух швеллеров.....	83
2.7.6	Вариант № 2. Колонна из прокатного двутавра	91
2.8	Расчёт оголовка и базы колонны.....	94
2.8.1	Расчет оголовка и базы колонны из двух швеллеров.....	94
2.9	Расчёт оголовка и базы колонны из прокатного двутавра.....	106
2.10	Технико-экономические показатели.....	119
ОФОРМЛЕНИЕ ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ РАБОТЫ.....		120
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....		128

ПРЕДИСЛОВИЕ

Как известно, *проектирование* – это система взаимосвязанных этапов, направленных на разработку технической документации, необходимой для возведения проектируемого объекта. В законченном виде проектная документация состоит:

- из графических материалов (чертежей), отражающих архитектурно-планировочные, конструктивно-компоновочные и технологические решения будущего сооружения;
- расчётно-пояснительных записок, обосновывающих техническую возможность его строительства, надёжность и безопасность работы в конкретной эксплуатационной среде;
- сметно-экономической части, определяющей стоимость строительства и обосновывающей экономическую целесообразность предстоящих затрат.

О вариантном проектировании

Под *вариантным проектированием* понимается разработка нескольких равноценных вариантов, в которых используются разные архитектурные, планировочные, конструктивные, инженерные и другие решения. Разработка вариантов осуществляется с учётом технических, экономических и других показателей.

Целью разработки нескольких вариантов являются:

- достижение целей, поставленных в ТЗ, наиболее эффективными и рациональными способами;
- учёт особенностей места строительства, климатических условий, мест расположения существующих объектов и коммуникаций;
- оптимизация расходов заказчика на приобретение материалов, аренду спецтехники, фонд оплаты труда, обязательные платежи;
- обеспечение надлежащего качества и сроков строительства, безопасности будущего объекта.

Чтобы сделать правильный, обоснованный и экономически эффективный выбор, для каждого варианта разрабатываются основные конструктивные решения. Также проектировщики делают

необходимые расчёты по характеристикам и стоимости материалов, строительных работ и др. Окончательный выбор осуществляется по согласованию с заказчиком, после чего проектная организация начинает полноценную работу по одному из вариантов (<https://smway.ru/variantnoe-proektirovanie/>).

Для того, чтобы показать суть этого метода, в настоящем пособии представлен пример вариантного проектирования элементов рабочей площадки (глава 2), который даст возможность студентам использовать его не только в курсовом и дипломном проектировании, но и в своей будущей профессиональной деятельности.

Все расчёты и графическое оформление этого примера выполнены студентом Р. Чонмуруновым, а рисунки первой главы подготовлены студентом В. Одинцом.

ВВЕДЕНИЕ

Цель курсового проекта – закрепление навыков проектирования стальных конструкций в соответствии с действующими нормативными документами: СП 16.13330.2017, СП 294.1325800.2017, СП 53-102-2004 и др.

В настоящее время издано большое количество литературы по проектированию рабочих площадок (см. список литературных источников). Чтобы не повторять материалы уже известных источников, основное внимание в настоящем пособии сосредоточено на последовательности, взаимосвязи и особенностях отдельных этапов проекта, то есть на системном подходе к процессу проектирования. Для лучшего усвоения теоретического материала приведены примеры вариантного проектирования элементов рабочей площадки и подробно описаны требования к графическому оформлению проекта.

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РАБОЧИХ (ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ) ПЛОЩАДКАХ

Рабочие площадки (далее РП) предназначены для размещения на них технологического оборудования, его ремонта и обслуживания. Поэтому их называют ещё и *технологическими*. Используют РП также для складирования материалов и сырья, и устраивают их или внутри зданий, или снаружи (рисунок 1.1).



Рисунок 1.1 – Рабочие (технологические) площадки (фото из интернета)

Основными элементами рабочих площадок являются настил, система несущих балок, колонны, связи, лестницы и ограждения (рисунок 1.2). Перекрытие, образованное системой балок и настилом, называется балочной клеткой.

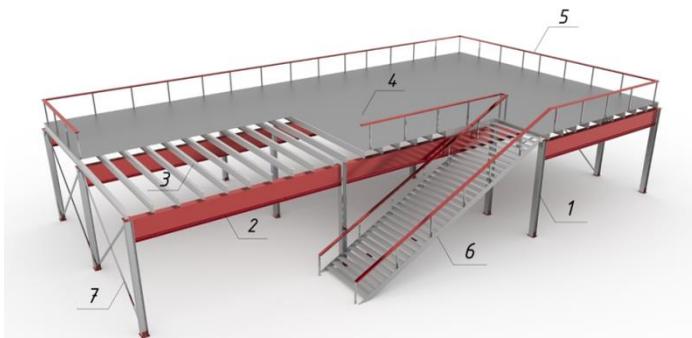


Рисунок 1.2 – Основные элементы рабочих площадок:
1 – колонны; 2, 3 – балки; 4 – настил; 5 – ограждение;
6 – лестница; 7 – связи

1.1 Классификация

В зависимости от величины полезной нагрузки и назначения, площадки подразделяют на три группы.

1. Площадки под тяжёлое стационарное оборудование и подвижную нагрузку (рабочие площадки сталелитейных цехов, главных корпусов ТЭЦ и т. п.) с полезной нагрузкой $p > 20$ кН/м².

2. Ремонтные площадки ходовых колёс кранов, площадки под транспортёры, трубопроводы, вентиляторы с $p = 4...20$ кН/м².

3. Посадочные площадки на опорные (мостовые) и подвесные краны, а также смотровые площадки с полезной нагрузкой $p = 2,0...4,0$ кН/м².

Площадки первой группы выполняют в виде самостоятельных встроенных в здание сооружений. Такие площадки состоят из отдельных колонн, на которые устанавливают систему несущих балок (балочную клетку) и устраивают настил. Геометрическую неизменяемость сооружения обеспечивает система вертикальных связей или устройство жёстких узлов сопряжений его элементов.

Площадки второй группы обычно выполняют в виде стального настила из плоской или рифлёной стали, подкреплённого снизу (при необходимости) ребрами жёсткости из стальной полосы или уголков. Балки площадок опирают либо на колонны, либо на кронштейны, которые, в свою очередь, крепят к стенам, колоннам и другим вертикальным элементам зданий.

Площадки третьей группы чаще всего собирают из унифицированных стальных элементов (балок, настила, лестниц). Балки этих площадок крепят, как правило, к основным несущим конструкциям здания (колоннам, стенам, подкрановым балкам, стропильным конструкциям) или к конструкциям технологического оборудования

В качестве настила применяют листы из гладкой или рифлёной стали, решётки из стальных полос на ребро или просечно-вытяжной стали (рисунок 1.3). В отдельных случаях настил выполняют монолитным железобетонным в опалубке из стального профилированного листа или из сборных железобетонных плит.

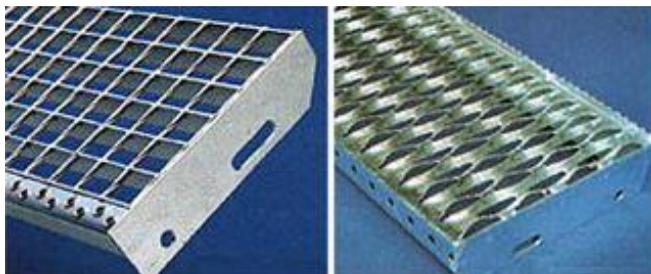


Рисунок 1.3 – Настил рабочих площадок: *а* – из рифлёного листа; *б* – решётчатый; *в* – из просечно-вытяжной стали

1.2 Конструктивные решения

Конструктивные решения (компоновочные) схемы площадок зависят, в основном, от расположения технологического оборудования и типа настила. Выбирают их из условия обеспечения наименьшего расхода стали и затрат труда.

Существует три варианта балочной клетки: упрощённый, нормальный и усложнённый (рисунок 1.4).

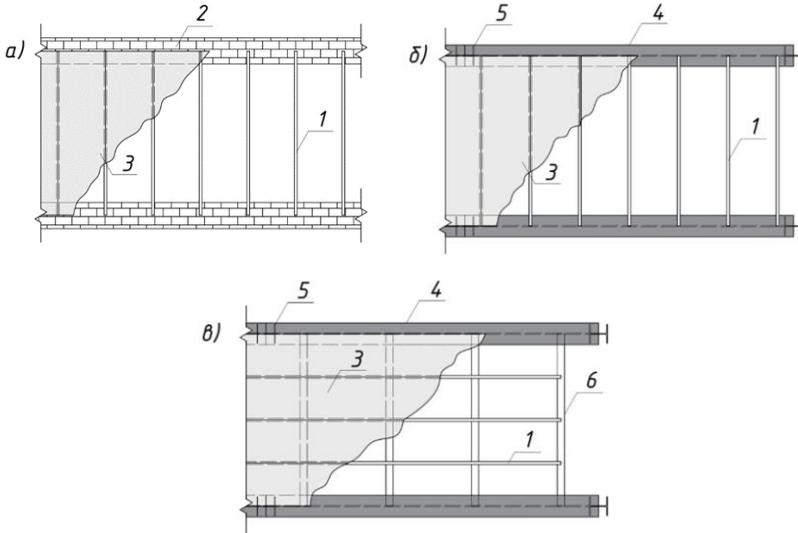


Рисунок 1.4 – Типы балочных клеток: а) – упрощённый; б) – нормальный; в) – усложнённый: 1 – балки настила; 2 – стены; 3 – настил; 4 – главные балки; 5 – колонны; 6 – второстепенные балки

Выбор компоновочной схемы балочной клетки, типов ее элементов и конструкции узлов сопряжения зависит от технических требований, характера действующих нагрузок, способа изготовления и условий монтажа.

Балки настила в плане размещают чаще всего с постоянным шагом по длине поддерживающих их балок (главных или второстепенных). Их проектируют из прокатных двутавров, швеллеров (редко) или тавров из прокатных уголков. В площадках с балочной

клеткой нормального и усложнённого типов прокатные балки рациональны при пролетах до 8...9 м, нагрузках до 10...12 кН/м². Если шаг главных балок больше 9 м, то экономичнее переходить на балочную клетку усложнённого типа с 2...3 вспомогательными балками.

В балочной клетке нормального типа сопряжение балок может быть этажным (рисунки 1.5, а, 1.6, 1.7), в одном уровне (рисунки 1.5, б, 1.8) и усложненный (рисунок 1.5, в). При этажном сопряжении балки настила могут работать либо по неразрезной схеме (многопролётная балка), либо по схеме однопролётной балки с шарнирным опиранием.

Соединение балок между собой может быть сварным или болтовым.

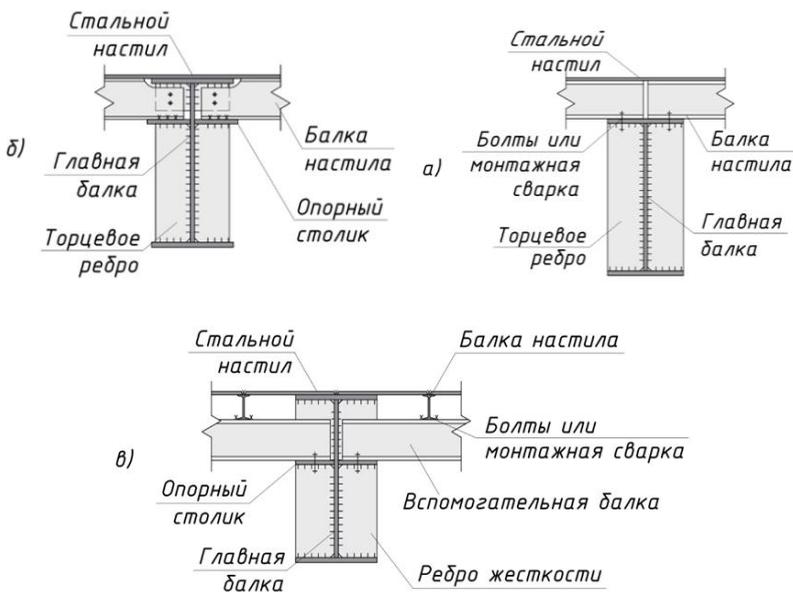


Рисунок 1.5 – Виды сопряжения балок:
а) и б) – нормальный тип БК; в) – усложнённый тип

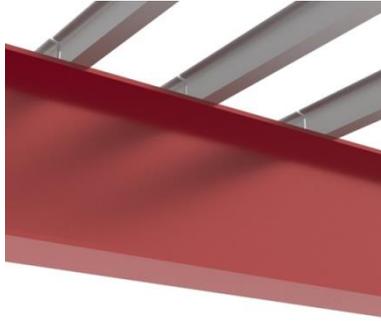


Рисунок 1.6 – 3Д-модель этажного сопряжения балок

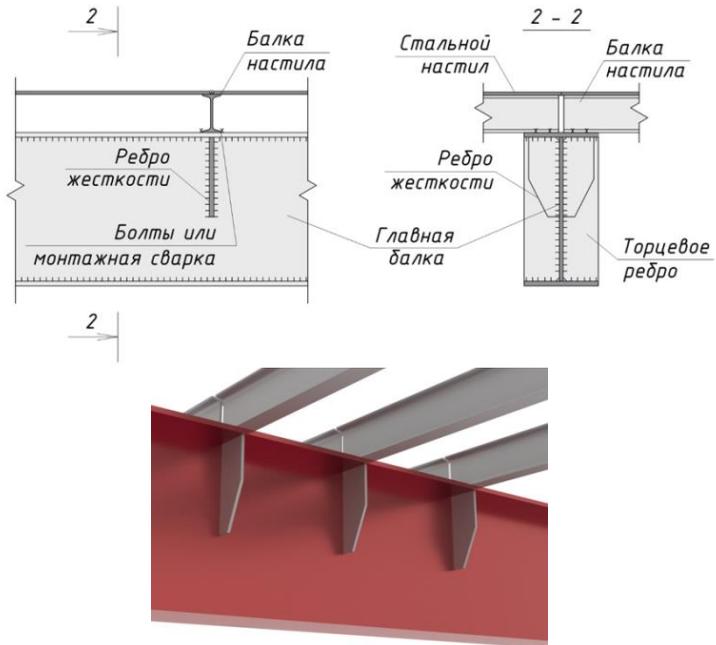


Рисунок 1.7 – Нормальный тип балочной клетки.
Вариант этажного сопряжения балок с дополнительным ребром жёсткости

Опираение главной балки на колонну может быть сверху и сбоку (рисунок 1.9). При опирании сверху соединение реализует шарнирную схему, а сбоку – шарнирную, жёсткую или полужёсткую, в зависимости от конструкции узла.

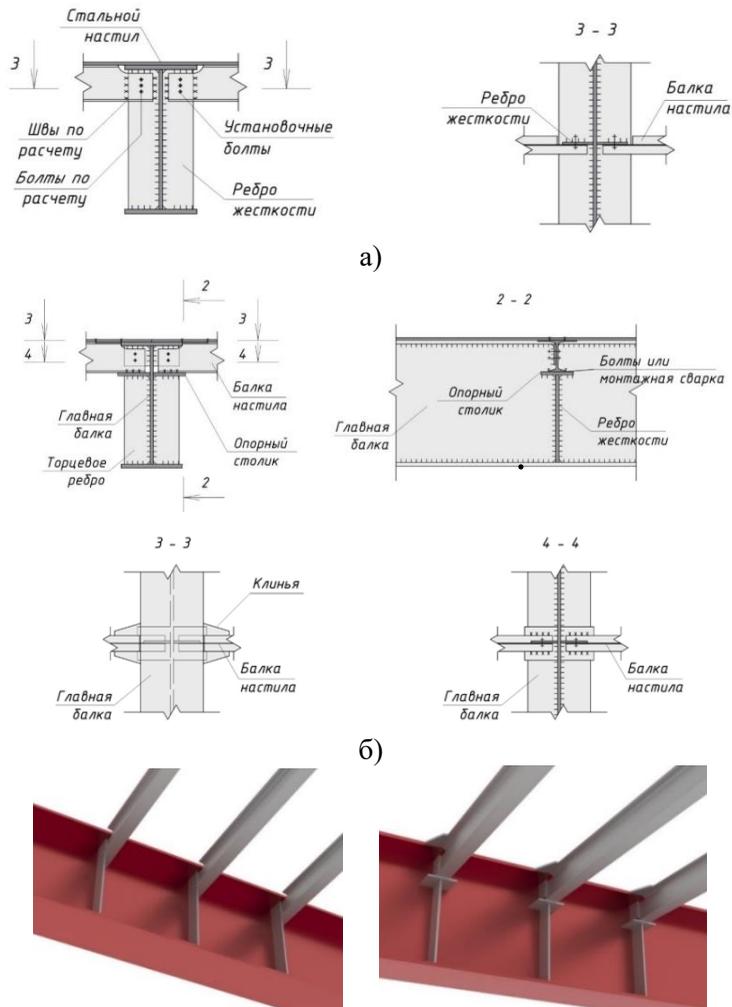


Рисунок 1.8 – Нормальный тип БК,
а) и б) варианты сопряжения балок в одном уровне

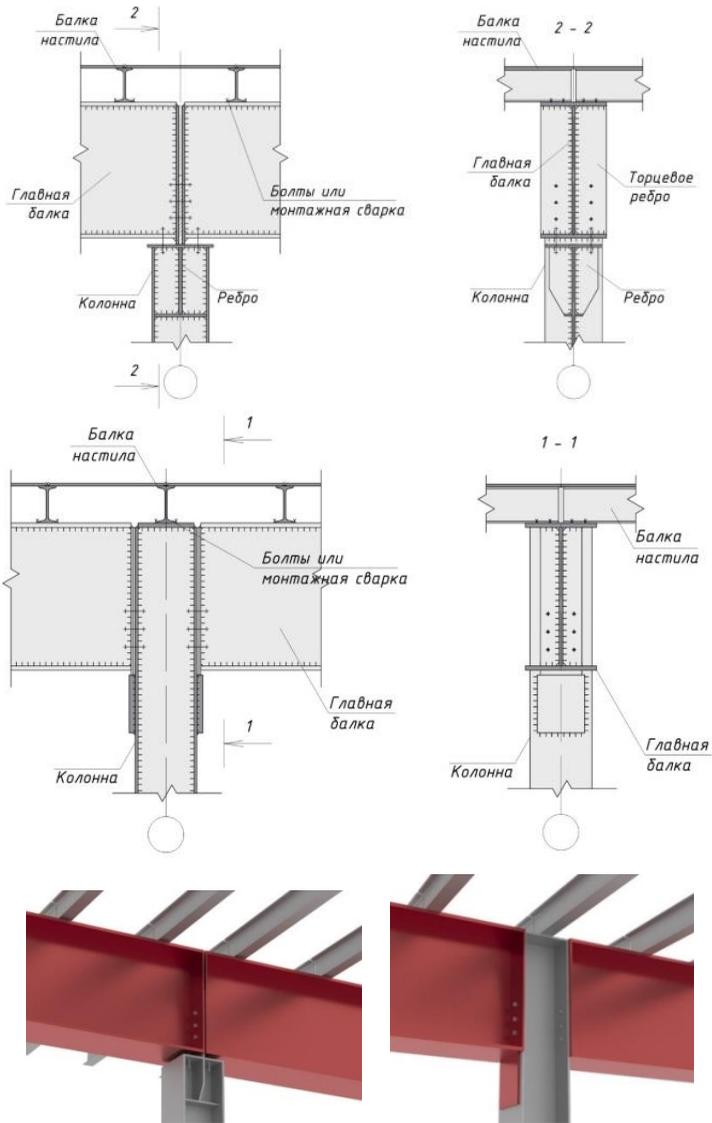


Рисунок 1.9 – Сопряжение главных балок с колоннами: этажное и в одном уровне

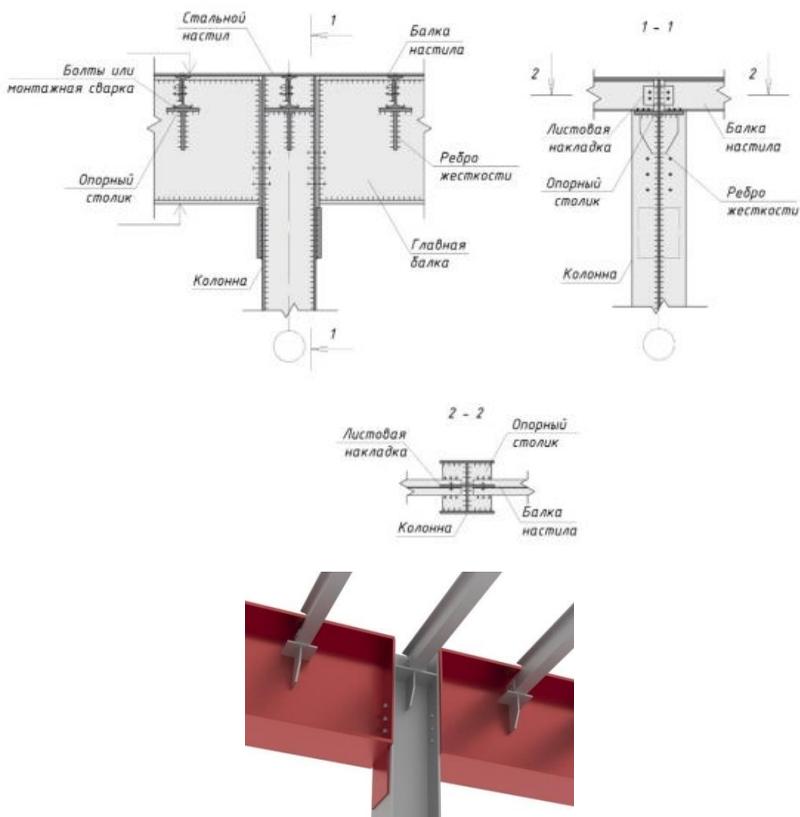


Рисунок 1.10 – Сопряжение балок и колонн в одном уровне

Решения узла соединения колонны с фундаментом (рисунки 1.10–1.12) отвечают различным расчётным схемам соединения колонн с фундаментом: шарнир в двух плоскостях, шарнир в одной плоскости, жёсткое сопряжение. Основные элементы базы колонны: опорная плита, рёбра и траверсы. При жёстком соединении колонны с фундаментом в конструкции базы появляются анкерные планки или балки, размеры и толщины которых определяют расчётом. В базе должны быть предусмотрены отверстия для подливки раствора под плиту после выверки колонны и для удобства строповки при монтаже.

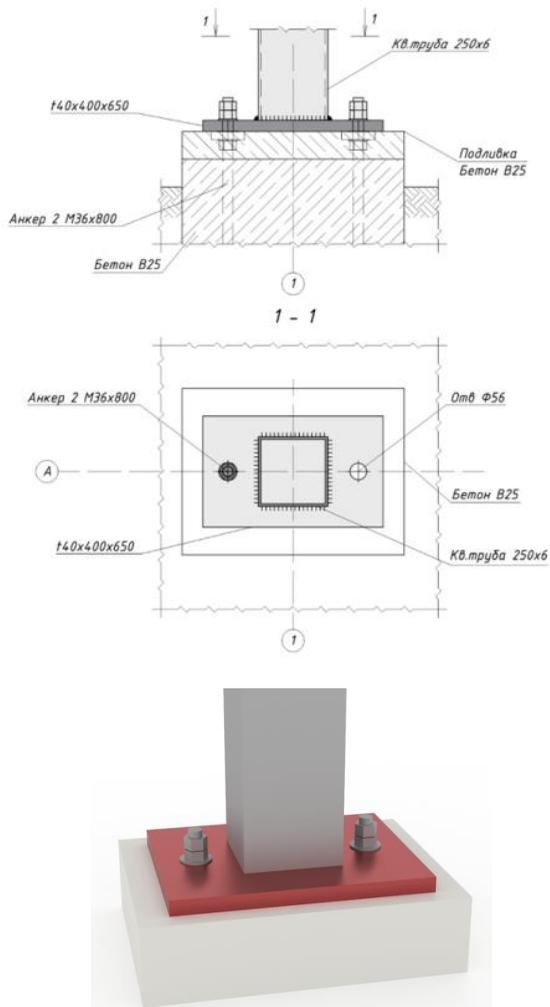


Рисунок 1.11 – Шарнирное соединение колонны с фундаментом

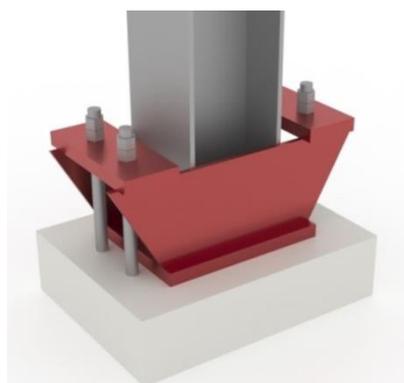
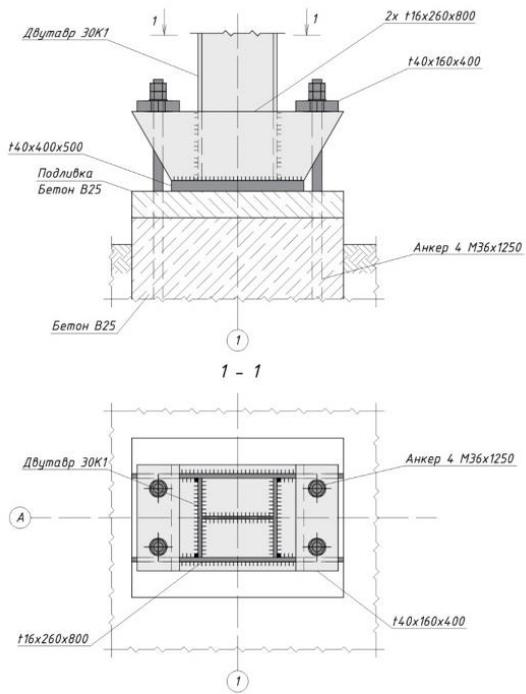


Рисунок 1.12 – Жёсткое соединение колонны с фундаментом

1.3 Алгоритм проектирования

Алгоритм проектирования рабочей площадки включает следующие этапы:

1. Анализ исходных данных (изучение задания на проектирование).
 2. Компоновка рабочей площадки. Выбор типа балочной клетки. Выбор конструктивного решения узлов рабочей площадки.
 3. Расчёт и конструирование настила. Расчёт крепления стального настила к балкам настила.
 4. Расчёт и конструирование балочной клетки:
 - 4.1. Расчёт балок настила (сбор нагрузок, определение внутренних усилий, подбор и проверка сечения).
 - 4.2. Расчёт и конструирование главной балки (сбор нагрузок, определение внутренних усилий, подбор и проверка сечения, конструирование и расчёт опорной части, конструктивное оформление).
 - 4.3. Расчёт и конструирование узлов.
 5. Расчёт и конструирование колонн (сбор нагрузок, подбор и проверка сечения, конструктивное оформление):
 - 5.1. Подбор сечения стержня сплошной колонны.
 - 5.2. Подбор сечения стержня сквозной колонны.
 - 5.3. Конструирование и расчёт оголовка и базы колонны.
 6. Расчёт и конструирование узлов рабочей площадки:
 - 6.1. Узел сопряжения главной балки с колонной.
 - 6.2. Узел сопряжения колонны с фундаментом.
 7. Подбор сечений элементов связей.
 8. Графическое оформление проекта.
- Рассмотрим некоторые из этих этапов подробнее

Анализ исходных данных

Исходными данными (заданием) для курсового проекта являются:

- продольный шаг колонн L , м;
- поперечный шаг колонн l , м;
- нормативная полезная нагрузка p , кН/м²;
- отметка верха настила – H , м.

В практике проектирования эти параметры определяются технологическим процессом, в котором будет задействована площадка, и содержатся в задании на проектирование. Также в задании на проектирование может быть указан тип балочной клетки – простой, нормальный или усложнённый, а также прочностные характеристики стали её элементов. В учебном курсовом проектировании эти данные обычно задаются преподавателем.

Перед началом проектирования очень полезно ознакомиться с литературой по проектированию рабочих площадок, в том числе с типовыми сериями, перечень которых приведен в списке литературных источников.

Компоновка рабочей площадки. Выбор типа балочной клетки. Выбор конструктивного решения узлов рабочей площадки. Расстановка и подбор сечения связей

Компоновкой (от *лат.* *componere* – складывать, строить, сочинять) называется процесс, в результате которого из проектируемых конструктивных элементов (настила, балок, колонн и связей) создаётся новая конструктивная система (в нашем случае – рабочая площадка).

Как уже было сказано выше, тип балочной клетки (системы главных и вспомогательных балок) определяется либо заданием на проектирование, либо обосновывается вариантным проектированием её элементов.

При компоновке балочной клетки в исходных данных чаще всего не заданы шаг балок настила, их количество и положение относительно колонн. При назначении этих параметров рассматривается одна ячейка (участок между смежными продольными и поперечными осями), представленная на рисунке 1.13.

Для правильного назначения указанных параметров необходимо учитывать следующие требования:

1. Шаг балок настила не должен превышать расстояния, равного пролёту настила, вычисленного по условию его жёсткости.
2. Шаг балок настила должен быть в пределах от 0,6 м до 1,6 м (конструктивные требования).
3. Число балок настила должно быть целым.

4. Шаг балок настила должен быть легко отмеряемым (как минимум – кратным 5 мм).

5. Балки настила не должны попадать на узлы опирания главных балок, то есть не располагаться в створе колонн.

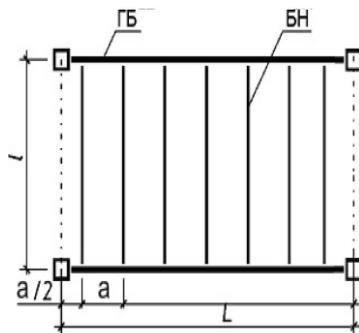


Рисунок 1.13 – Компоновка нормальной балочной клетки

Первое требование происходит от обеспечения допустимого прогиба стального листа настила, который при любой нагрузке будет прогибаться. Действующими нормами ограничивается максимальный прогиб любой конструкции (СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия»), в том числе и настилов.

Второе требование – чисто конструктивное. Минимальный шаг (0,6 м) должен обеспечивать легкость доступа монтажника к монтируемым элементам при выполнении соединения балки настила и главной балки. Максимальный шаг (1,6 м) диктуется экономической целесообразностью. При большом шаге балок настила потребуется большее сечение профиля, а такой профиль будет дороже.

Третье требование обеспечивает повторение схемы размещения балок настила на остальных участках главных балок.

Четвертое требование необходимо для обеспечения метрологического обеспечения выполнения строительных работ. Для строительных конструкций точность измерения при изготовлении (для стальных конструкций) принята 10 мм, иногда 5 мм. Более точные линейные измерения потребуют более дорогих средств измерения.

Пятое требование обеспечивает упрощение опорного узла главной балки и достигается симметричным размещением балок настила относительно колонн смещённым на половину шага от осей колонн.

Следующим этапом компоновки рабочей площадки является выбор конструктивного решения узлов сопряжения балок между собой, главной балки с колонной и опорного узла сопряжения колонны с фундаментом. Эти решения представлены на чертежах предыдущего раздела. Почему этот этап очень важен? Как известно, результат конструктивного расчёта (подбор сечения элемента) напрямую зависит от правильно выбранной расчетной схемы и адекватно вычисленных внутренних усилий, которые возникают в нём от действия внешних нагрузок. Поэтому выбор на стадии компоновки конструктивного решения основных узлов рабочей площадки позволит правильно подобрать сечения элементов и грамотно оформить рабочие чертежи, по которым будут изготавливаться элементы рабочей площадки и выполняться монтажные работы.

Расстановка и подбор сечения связей

Связи по колоннам (см. рисунки 1.1, 1.2, элемент 7) служат для обеспечения геометрической неизменяемости сооружения и для уменьшения расчётной длины колонн. Связи по колоннам включают вертикальные крестовые, диагональные или порталные связи, а также горизонтальные распорки, создающие вместе с колоннами жёсткий диск. Сечения элементов связей компонуется из прокатных уголков в «тавр» или «крест». Одиночные распорки и раскосы могут иметь и трубчатое сечение (выполняются из квадратных или круглых труб). Угол наклона раскосов к горизонтальной плоскости должен находиться в пределах $\alpha = 35^\circ \dots 55^\circ$.

Схема связей и их расстановка определяются, во-первых, местом расположения рабочей площадки в производственной зоне (у стены, в середине пролета и т. д.), необходимостью обеспечить проезд или проход внутри площадки в заданном направлении, а также, что очень важно, конструктивным решением узлов соединения колонн с главными балками и фундаментом. В случае жёсткого соединения этих элементов между собой мы получаем неизменяемую систему и устройство связей не обязательно. В других слу-

чаях, необходимо учитывать расположение шарнирных узлов и технологический процесс, для которого проектируется площадка.

Подбор сечений связей как малонагруженных элементов производится по предельной гибкости. Расчётная длина решётки крестовой связи определяется по [1, таблица 25]. Расчётная длина распорок и диагональных связей в обеих плоскостях принимается равной их геометрической длине. Если нет распорки посередине длины колонны, то в плоскости крестовых связей их расчётная длина равна расстоянию от узла прикрепления к колонне до узла пересечения, а в перпендикулярной плоскости – полной длине, так как узел пересечения в этом направлении не закреплён. Если распорка посередине есть, то расчётные длины раскосов равны их геометрическим длинам (от узла крепления к колонне до точки пересечения), только у средней распорки из плоскости берётся полная длина, а в плоскости связей – половина (от колонны до точки пересечения с раскосами).

Требуемый радиус инерции сечения стержня

$$i_{mp} = \frac{l_{ef}}{\lambda},$$

где λ_u – предельная гибкость элементов, принимаемая по [1, таблицы 32, 33]. При этом распорки и раскосы связей считаются сжатыми, а элементы крестовой связи – растянутыми. Если распорка посередине есть, то все связи считаются сжатыми. По найденному значению из сортамента подбирается необходимое сечение.

Следующие этапы проектирования рабочей площадки подробно освещены в примере, который представлен во втором разделе пособия.

2. ВАРИАНТНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ (ПРИМЕР)

2.1 Задание на проектирование (исходные данные)

Разработать конструктивное решение технологической площадки под оборудование. Тип – нормальный (рисунок 2.1 – монтажный план). Схему опирания балок настила на главную балку принять этажным (см. рисунок 1.5, *a*). Узлы соединения главных балок с колоннами и колонн с фундаментом – шарнирные (см. рисунки 1.9, *a* и 1.11).

Другие исходные данные приведены ниже.

Габариты площадки в плане 21×8 м.

№ п/п	Параметры	Условные обозначения	Ед. изм.	Размер, величина, сталь
1	Шаг балок настила	a	$м$	1
2	Пролет балок настила	l	$м$	4
3	Пролет главных балок	L	$м$	7
4	Полезная нагрузка	P	$\frac{\kappa H}{м^2}$	8
5	Высота рабочей площадки (отметка верха настила)	H	$м$	4,6
6	Сталь настила			C235
7	Сталь балок настила			C245
8	Сталь главной балки			C245
9	Сталь колонн			C245

Как уже было сказано выше, материал (сталь) для элементов площадки может задаваться преподавателем, но может быть определена в соответствии с требованиями СП.

Главная балка и балки настила относятся ко второй группе конструкций по назначению и для них можно использовать сталь **C245**. Согласно (СП 16.13330.2017. Приложение В) колонны относят к группе 3, поэтому для колонн рабочих площадок желательно применять сталь **C245** (см. таблицу В.5 СП 16.13330.2017).

2.2 Компоновка рабочей площадки

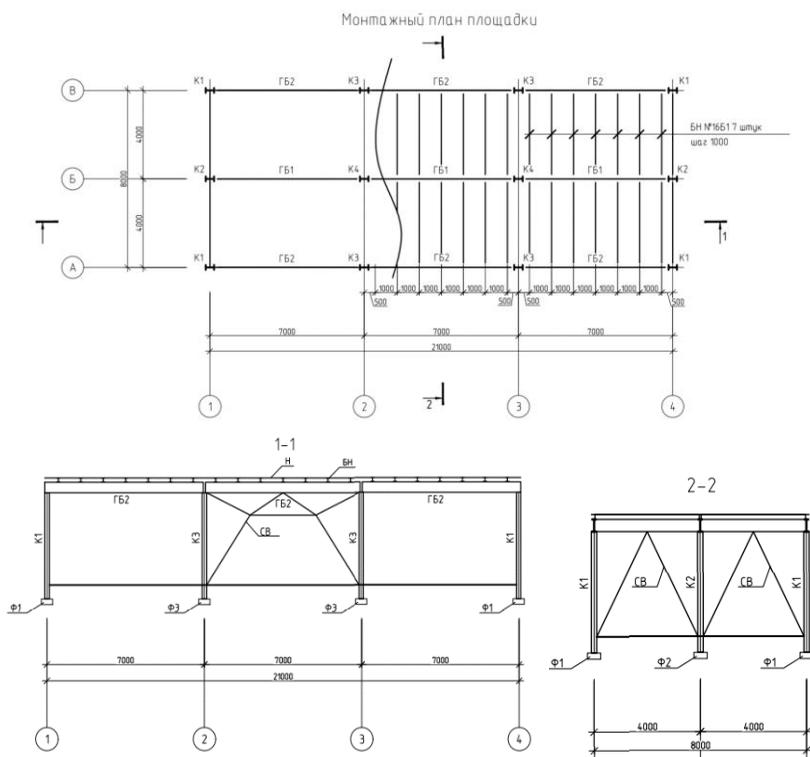


Рисунок 2.1 – Монтажный план балочной клетки (разрезы)

2.3 Расчет стального плоского настила

Для стального настила принимаются рифлёные стальные листы по (ГОСТ 82-70). Сталь настила принимаем С235.

С расчётным сопротивлением $R_y = 230 \text{ МПа}$.

Нормативное сопротивление (предел текучести) $R_{yn} = 235 \text{ МПа}$.

Нормативное временное сопротивление $R_{un} = 360 \text{ МПа}$.

(Таблица В.2. СНиП 16.13330.2017 * «Стальные конструкции»).

Шаг балок настила 1000 мм.

Плотность стали $\gamma_s = 78,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$. Листы привариваются к верхним поясам балок настила (рисунок 2.2). В настиле возникают растягивающие цепные усилия N .

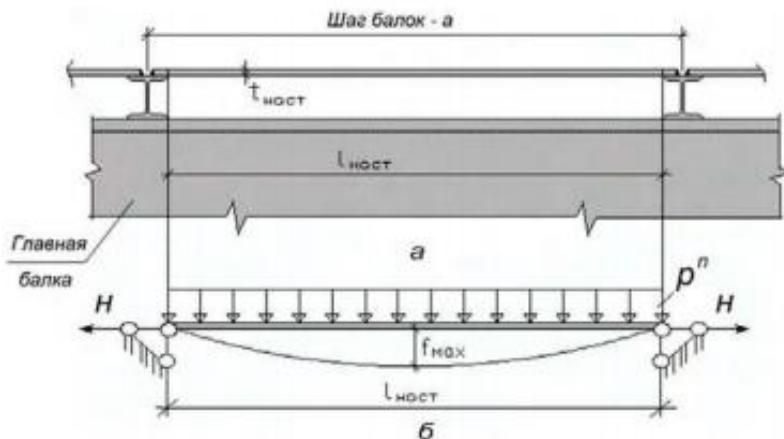


Рисунок 2.2 – Схема крепления настила и его расчётная схема

Предельный прогиб $\left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{150}$. Настил изгибается по цилиндрической поверхности. По короткой стороне листа настила вырезаем полосу шириной 1 см («СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия» таблица Д.1).

2.3.1 Подбор толщины

Требуемая толщина настила из условий прогиба: $t_n^{TP} = \frac{l_n}{\kappa_n}$.

Предельное отношение пролета настила к его толщине по условию жёсткости можно определить по формуле

$$\kappa_n = \frac{l_n}{t_n} = \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{(n_0)^4 q_n} \right);$$

n_0 – отношение пролёта настила к его предельному прогибу, величина, обратная предельному значению относительного прогиба конструкции

$$n_0 = \left[\frac{l_n}{f} \right] = 150;$$
$$E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2},$$

где $\nu = 0,3$ – коэффициент Пуассона; E_1 – цилиндрический модуль упругости; E – модуль упругости стали (“СП сталь кон. 2017” табл. Б.1.; $E = 2,06 \times 10^5$ МПа, для прокатной стали и стальных отливок).

$$E_1 = \frac{2,06 \times 10^5}{1 - 0,3^2} = 2,26 \times 10^5 \text{ МПа} = 2,26 \times 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\frac{l_n}{t_n} = \frac{4 \times 150}{15} \left(1 + \frac{72 \times 2,26 \times 10^4}{(150)^4 q_n} \right) = 40 \times \left(1 + \frac{162,72 \times 10^4}{(150)^4 q_n} \right)$$

q_n – линейная распределённая нагрузка на полосу, которую мы вырезали по короткой стороне настила шириной 1 см:

$$\text{Полезная нагрузка: } P = 8 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 0,0008 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Линейная распределенная нагрузка на полосу:

$$q_n = 1 \text{ см} \times 0,0008 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 0,0008 \frac{\text{кН}}{\text{см}}.$$

Подставляем значения в формулу

$$\frac{l_n}{t_n} = 40 \times \left(1 + \frac{162,72 \times 10^4}{(150)^4 \times 0,0008} \right) = 200,71.$$

$$l_n = 1000 \text{ мм}$$

Отсюда находим требуемую толщину настила:

$$t_n^{\text{тп}} = \frac{1000}{200,71} = 4,98 \text{ мм} \rightarrow t_n^{\text{тп}} = 6 \text{ мм}.$$

Проверим прогиб и несущую способность полосы настила шириной 1 см.

Площадь поперечного сечения

$$A_n = l_n \times t_n = 1 \text{ см} \times 0,6 \text{ см} = 0,6 \text{ см}^2.$$

Момент инерции сечения настила

$$I_n = \frac{l_n \times t_n^3}{12} = \frac{1 \times 0,6^3}{12} = 0,018 \text{ см}^4.$$

Расчётная временная нагрузка

$$q = \gamma_f q_n,$$

γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке для металлических конструкций $\gamma_f = 1,1$ (“СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия”).

$$q = 1,1 \times 8 = 8,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 0,00088 \frac{\text{кН}}{\text{см}}.$$

Балочный прогиб:

$$f_0 = \frac{5}{384} \times \frac{q_n \times l_n^4}{E_1 \times I_n} = \frac{5 \times 0,00088 \times 100^4}{384 \times 2,26 \times 10^4 \times 0,018} = 2,81 \text{ см}.$$

Силу H – распор, на действие которой надо проверить сварные швы, прикрепляющие настил к балкам настила, можно проверить по приближенной формуле

$$\begin{aligned} H &= \gamma_f \times \frac{\pi^2}{4} \times \left[\frac{f_u}{l_n} \right]^2 \times E_1 \times t_n = \\ &= 1,1 \times \frac{3,14^2}{4} \left[\frac{1}{150} \right]^2 \times 2,26 \times 10^4 \times 0,6 = 1,63 \frac{\text{кН}}{\text{см}} = 163,4 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} \end{aligned}$$

$\frac{f}{l}$ – предельно допустимый прогиб.

2.3.2 Проверка прочности

Проверка прочности по нормальным напряжениям:

$$\sigma = \frac{H}{A_n} = \frac{1,63}{0,6} = 2,71 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y \gamma_c = 23 \times 1 = 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2},$$

γ_c – коэффициент условий работы равный 1.

Определяем силу Эйлера $[P_y]$, она понадобится для нахождения $[a]$:

$$P_y = \frac{\pi E_1 I_n}{l_n^2} = \frac{3,14 \times 2,26 \times 10^4 \times 0,018}{100^2} = 0,127 \text{ кН}.$$

Определяем a :

$$a = \frac{H}{P_y} = \frac{1,63}{0,127} = 12,8.$$

Теперь

$$f = f_0 \frac{1}{1+a} = \frac{2,81}{1+12,28} = 0,20 < f_u = \frac{l_n}{150} = \frac{100}{150} = 0,66 \text{ см}.$$

Таким образом, прочность и жесткость настила при его толщине равной 6 мм обеспечена.

Определим расход стали на 1 м^2 настила:

Плотность стали $\gamma_s = 78,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ умножаем на толщину настила t_n

$$\gamma_s t_n = 7850 \times 0,006 = 47,1 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$$

2.4 Расчет балок настила

Балка настила рассматривается как шарнирно опертая система (однопролетная – вариант 1; многопролетная – вариант 2), нагруженная равномерно распределенной нагрузкой (рисунок 2.3). Балка относится ко второй группе конструкций по (СП [1] Приложение В). Исходя из этого подбираем марку стали.

Для балок настила принимаем сталь марки С245, толщина проката от 2 до 20 мм включительно:

- с расчётным сопротивлением $R_y = 240 \text{ МПа}$;
- нормативное сопротивление (предел текучести) $R_{yn} = 245 \text{ МПа}$.

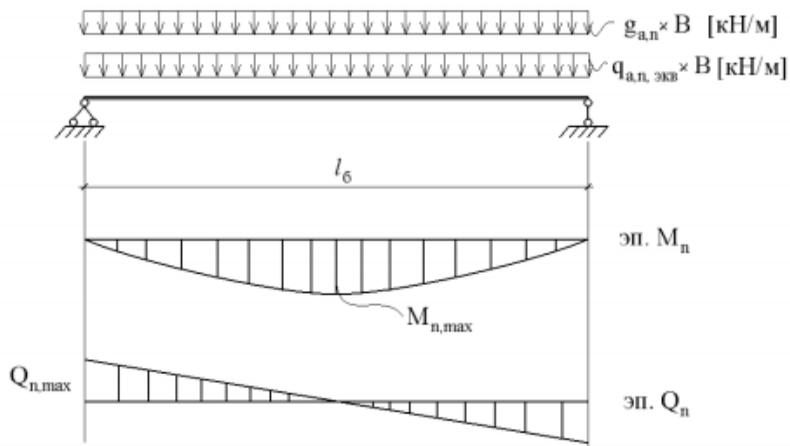


Рисунок 2.3 – Эпюры M и Q : $g_{a,n}$ – нормативная нагрузка от собственного веса конструкций покрытия (перекрытия); $q_{a,n, экв}$ – нормативная технологическая нагрузка на перекрытие (покрытие); B – шаг балок настила, $B = 1 \text{ м}$

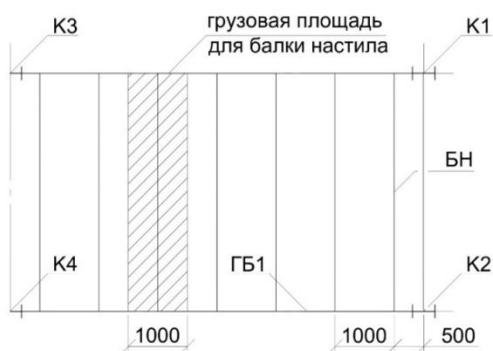


Рисунок 2.4 – Грузовая площадь балки настила

Выполним предварительный подбор сечения балки без учёта её собственного веса. Нормативная и расчётная погонная нагрузки на балку настила

$$q_n = (q_{n1} + q_{n2}) a \gamma_n = (8 + 0,471) \times 1 \times 1 = 8,471 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$q = (q_{n1} \gamma_{f1} + q_{n2} \gamma_{f2}) a \gamma_n = (8 \times 1,2 + 0,471 \times 1,05) \times 1 \times 1 = 10,094 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

где q_{n1} – временная нагрузка (см. задание $8 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$); $q_{n2} = \gamma t_n = 78,5 \times 0,006 \text{ м} = 0,471 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ – нагрузка от собственного веса настила (здесь γ – объёмный вес стали); a – ширина грузовой площади для балки настила (рисунок 2.4); $\gamma_{f1} = 1,2$ – коэффициент надёжности по нагрузке от временной нагрузки; $\gamma_{f2} = 1,05$ – коэффициент надёжности по нагрузке от собственного веса стальных конструкций. (“СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия”); γ_n – это коэффициент надёжности по ответственности, его подбирают по “ГОСТ 27751-2014 «Надёжность строительных конструкций и оснований”», таблица 2. Значение этого коэффициента зависит от класса сооружения, у нас КС-2. Исходя из этого $\gamma_n = 1$.

Переходим к расчетному изгибающему моменту и поперечной силе:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10,094 \times 4^2}{8} = 20,18 \text{ кН} \times \text{м} = 2018 \text{ кН} \times \text{см},$$

$$Q_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{10,094 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \times 4 \text{ м}}{2} = 20,18 \text{ кН}.$$

Опорная реакция балки настила

$$F_{\text{оп.б.н.}} = Q_{max} = 20,18 \text{ кН}.$$

Требуемый момент сопротивления определяем с учётом развития пластических деформаций по формуле ниже, предварительно назначив $c_1 = 1,1$ – коэффициент, учитывающий упругопластическую работу стали.

Выбор расчетной схемы

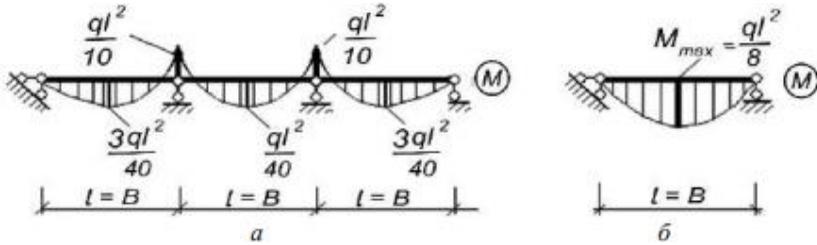


Рисунок 2.5 – Статические схемы балок:
 а) неразрезная балка; б) разрезная балка

В неразрезных балках на опорах верхние полки либо не имеют разрыва (если стык балок находится в пролёте), либо надёжно скреплены (если стык на опоре). Неразрезные балки более экономичны по расходу материала, так как моменты в них меньше (рисунок 2.5, а), но наиболее трудоёмки при монтаже.

Разрезные балки (рисунок 2.5, б) более удобны при монтаже и изготовлении, однако менее выгодны по расходу металла, чем неразрезные балки. В нашем примере покажем оба варианта расчета.

2.4.1 Подбор сечения

Вариант № 1. Разрезная балка настила

Назначаем **разрезную балку**, разрезные балки настила при этажном опирании на главную балку имеют длину на 10 мм меньше расстояния между осями. Балки настила приваривают к полкам главных балок.

Расчёт разрезных балок сплошного сечения из стали с пределом текучести до 440 МПа, несущих статическую нагрузку при изгибе в одной из главных плоскостей и касательных напряжениях $\tau \leq 0,9R_s$, (кроме опорных сечений), следует выполнять с учетом развития пластических деформаций. Тогда требуемый момент сопротивления сечения можно определить по формуле

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{2018}{1,1 \times 23 \times 1} = 79,76 \text{ см}^3,$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы конструкций;
 c_1 – коэффициент, учитывающий упругопластическую, работу стали принимаем приближённо равным 1,1.

Вариант № 2. Неразрезная балка настила

Если же мы выбираем неразрезную балку, то момент сопротивления получится меньше, чем у разрезной, следовательно, сечение двутавра также уменьшится (рисунок 2.6). Определим момент сопротивления для неразрезной балки учитывая наши данные:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{10,094 \times 4^2}{10} = 16,15 \text{ кН} \times \text{м} = 1615 \text{ кН} \times \text{см}.$$

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{1615}{1,1 \times 23 \times 1} = 63,83 \text{ см}^3.$$

При подборе двутавра по ГОСТ Р 57837-2017 по полученному моменту сопротивления, подходит двутавр № 14.

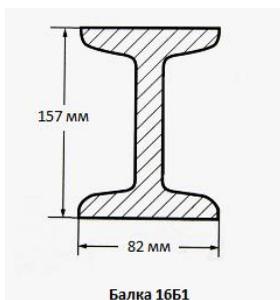


Рисунок 2.6 – Двутавр 16Б1

Принимаем разрезную балку настила. **Теперь назначаем двутавр № 16** по (“ГОСТ Р 57837-2017”, таблица 1) для разрезной балки с характеристиками сечения:

$$W_x = 87,8 \text{ см}^3 \text{ (момент сопротивления);}$$

$$I_x = 689,28 \text{ см}^4 \text{ (момент инерции);}$$

$$S_x = 49,56 \text{ см}^3 \text{ (статический момент);}$$

$$h = 157 \text{ мм (высота двутавра);}$$

$$b = 82 \text{ мм (ширина полки двутавра);}$$

$t_w = 4$ мм (толщина стенки);
 $h_w = 145,2$ мм (высота стенки)
 $t_f = 5,9$ мм (толщина полки);
 $\rho_l = 12,7$ кг/м (линейная плотность).

Нагрузка от собственного веса:

$$q_{n3}^* = \rho_l g = 12,7 \times 10 = 127 \frac{\text{Н}}{\text{м}} = 0,127 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Её доля по отношению к общей нагрузке на балку составляет

$$\frac{q_{n3}^*}{q_n} \times 100\% = \frac{0,127}{8,471} \times 100\% = 1,52\%.$$

В связи с чем уточнение нагрузки не требуется.

2.4.2 Проверка подобранных сечений

Проверять прочность сечения на действие максимального изгибающего момента требуется только для балок, работающих с учётом развития пластических деформаций, поскольку при подборе сечения коэффициент c_1 предварительно задавался приближённым. После того как номер профиля выбран, уточняется значение c_1 и проверяется прочность сечения по формуле

$$\frac{M_{max}}{c_1 W_{n, min} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

$$\frac{M_{max}}{c_1 W_x R_y \gamma_c} = \frac{2018}{1,09 \times 79,76 \times 24 \times 1} = 0,967,$$

где R_y – расчётное сопротивление марки стали С245 для балки

настила, равное $24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$; c_1 – коэффициент, учитывающий резерв

несущей способности изгибаемого элемента, обусловленный пластической работой материала. После подбора сечения его нужно найти. Он зависит от формы сечения, отношения площадей попе-

речных сечений пояса и стенки двутавра $a_f = \frac{A_f}{A_w}$.

$$A_f = tb = 5,9 \times 82 = 483,8,$$

$$A_w = h_w s = 145,2 \times 4 = 580,8,$$

где t – ср. толщина полки; b – ширина полки (пояса); h_w – высота стенки двутавра (в свету между полками); s – толщина стенки

$$a_f = \frac{483,8}{580,8} = 0,83.$$

Теперь по таблице Е.1, СП 16.13330.2017 находим коэффициент $c_1 = 1,09$ для двутаврового сечения.

Для балок, рассчитываемых с учетом пластических деформаций в опорных сечениях, где изгибающие моменты равны нулю, проверку выполняем по формуле

$$\frac{Q_{max}}{h_w t_w R_s \gamma_c} \leq 1,$$

$$\frac{20,18}{14,52 \times 0,4 \times 13,86 \times 1} = 0,25 \leq 1,$$

где h_w, t_w – высота и толщина стенки двутавра.

$$R_s = \frac{0,58 R_{yn}}{\gamma_m} \text{ – расчетное сопротивление стали срезу, формулу}$$

можно найти в “СП 16.13330.2017, таблица 2”.

γ_m – коэффициент надежности по материалу в нашем случае равный 1,025 (СП 16.13330.2017, таблица 3”):

$$R_s = \frac{0,58 \times 24,5}{1,025} = 13,86 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Прочность балки на срез обеспечена.

Предельно допустимый относительный прогиб балки для

$$l = 4\text{м} - \left[\frac{f_u}{l} \right] = \frac{1}{150}.$$

Предельный прогиб определяем из (“СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия”, таблица Д.1.).

Проверка жёсткости балки:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_n l^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \times \frac{0,084 \times 400^4}{2,06 \times 10^4 \times 689,28} =$$

$$= 2 \text{ см} < f_u = \frac{400}{150} = 2,66 \text{ см.}$$

Жесткость балки обеспечена.

Общая устойчивость балки обеспечена настилом, опирающимся на её сжатый пояс и жёстко с ним соединённым. Местную устойчивость элементов сечения балки настила не проверяем, поскольку она обеспечена их большими толщинами.

2.4.3 Расчёт угловых сварных швов, прикрепляющих настил к балкам настила

Настил привариваем к балкам настила механизированной сваркой под слоем флюса. Для механизированной сварки с учётом стали можно использовать сварочную проволоку Св-08А.

Определим сечение, по которому необходимо рассчитать угловой шов на срез (условный):

$$(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 18 \times 0,9 \times 1 = 16,2 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \\ R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 16,65 \times 1,05 \times 1 = 17,48 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \end{array} \right. ,$$

$$(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = 16,2 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} ,$$

где $R_{wf} = 18 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ (таблица Г.2 СП 16.13330.2017);

$$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \times 37 = 16,65 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

(по таблице 4. СП16.13330.2017);

β_f, β_z – коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые соответственно 0,9 и 1,05 по таблице 39 СП 16.13330.2017:

γ_{wf}, γ_{wz} – коэффициенты условий работы сварного шва следует принимать равными 1.

Расчет углового шва на срез ведём по металлу шва при действии силы, равной величине распора, определённой при расчёте настила.

Расчётный катет шва крепления настила к балкам настила угловыми швами определим по формуле

$$k_f = \frac{H}{(R_w \beta \gamma_w)_{min} l_w} = \frac{1,63}{16,2 \times 1} = 0,1 \text{ см},$$

l_w – расчетная длина полосы настила равная 1 см.

Конструктивные требования к сварным швам:

$$k_{f, min} \leq k_f \leq k_{f, max},$$

$k_{f, min} = 5$ мм – минимальный катет сварного шва, принимаемый по (таблица 38 СП 16.13330.2017) в зависимости от толщины наиболее толстого из свариваемых элементов $t_{max} = t_n = 6$ мм, $k_{f, max} = t_f = 5,9$ мм.

Принимаем катет сварного шва – 5 мм.

2.5 Расчёт главной балки

Расчет главных балок выполняется в той же последовательности, что и расчёт балок настила:

- выбор марки стали;
- определение нагрузок, действующих на балку;
- определение расчётных усилий M и Q ;
- подбор сечения ГБ;
- проверки подобранного сечения.

2.5.1 Определение расчётной схемы

Расчётная схема главной балки определяется в зависимости от принятой схемы сопряжения балок (этажное, в одном уровне) (рисунок 2.7). На главную балку нагрузка от балок настила передается в виде сосредоточенных сил. При частом расположении сосредоточенных сил, когда их в пролёте не менее пяти, они могут быть

заменены без существенного снижения точности расчета, эквивалентной равномерно распределённой нагрузкой. Собственный вес балки можно принять ориентировочно в размере 1...2 % от нагрузки на неё. Установив расчетную схему и собрав нагрузки, определяют изгибающий момент и поперечную силу.

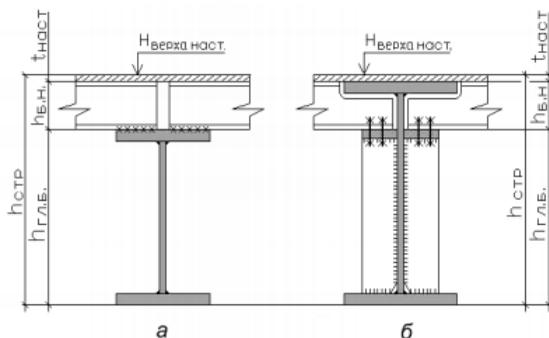


Рисунок 2.7 – Схема опирания балок настила на главную балку:
а) этажное; б) в одном уровне

2.5.2 Выбор марки стали

Главная балка относится ко второй группе конструкций по назначению и для нее можно использовать сталь С245.

При толщине проката от 2 до 20 мм (включительно):

- с расчётным сопротивлением $R_y = 240 \text{ МПа}$;
- нормативное сопротивление (предел текучести) $R_{yn} = 245 \text{ МПа}$;
- нормативное временное сопротивление $R_{un} = 370 \text{ МПа}$;
- расчётное временное сопротивление $R_u = 360 \text{ МПа}$;
- расчётное сопротивление срезу

$$R_s = 0,58R_y = 0,58 \times 24 = 13,92 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} ;$$

- расчётное сопротивление смятию торцевой поверхности:

$$R_p = R_u = 36 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} .$$

2.5.3 Определение нагрузок

Определение грузовой площади для главной балки (рисунок 2.8).

Предельно допустимый относительный прогиб при

$$L = 7 \text{ м} \rightarrow \left[\frac{f_u}{l} \right] = \frac{1}{200}.$$

Предельный прогиб определяем из (“СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия”, таблица Д.1).

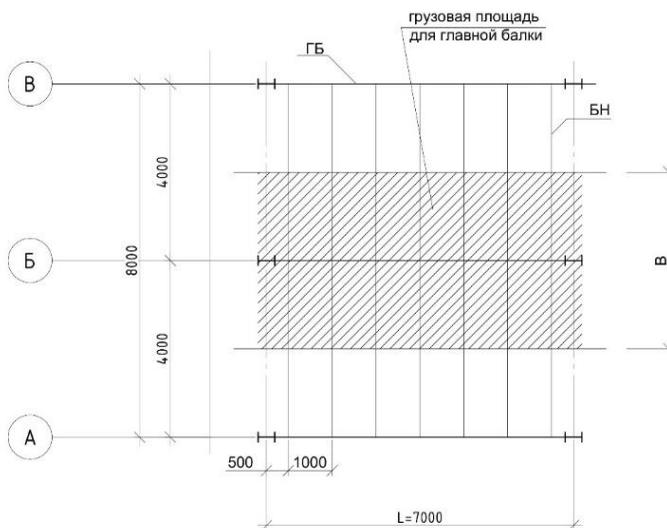


Рисунок 2.8 – Грузовая площадь для главной балки

Ввиду частого расположения сосредоточенных сил (опорные реакции балок настила) заменяем их действие эквивалентной погонной нагрузкой, приложенной вдоль верхнего пояса главной балки. Собственный вес балки принимаем ориентировочно в размере 2 % от действующей на неё нагрузки.

Нормативная и расчетная погонные нагрузки на балку

$$\begin{aligned} q_n &= 1,02(q_{n1} + q_{n2} + q_{n3})B\gamma_n = \\ &= 1,02 \times (8 + 0,471 + 0,127) \times 7 \times 1 = 61,38 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \end{aligned}$$

$$q = 1,02(q_{n1}\gamma_{f1} + (q_{n2} + q_{n3})\gamma_{f2})B\gamma_n =$$

$$= 1,02 \times (8 \times 1,2 + (0,471 + 0,127) \times 1,05) \times 7 \times 1 = 73,02 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

где $q_{n1} = 8 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ – полезная временная равномерно распределенная

нагрузка; $q_{n2} = 0,471 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ – нагрузка от собственного веса настила;

$q_{n3} = \frac{q_{n3}^*}{a} = \frac{0,127}{1} = 0,127 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ – нагрузка от собственного веса балки

настила; q_{n3}^* – нагрузка от собственного веса балки настила, $\frac{\text{кН}}{\text{м}}$;

a – шаг балок настила, м; $B = 7$ м – ширина грузовой площади главной балки; γ_n – это коэффициент надёжности по ответственности, его подбирают по “ГОСТ 27751-2014 Надёжность строительных конструкций и оснований. Таблица 2.” Значение этого коэффициента зависит от класса сооружения, у нас КС-2. Исходя из этого:

$$\gamma_n = 1.$$

$\gamma_{f1} = 1,2$ – коэффициент надёжности по временной нагрузке;

$\gamma_{f2} = 1,05$ – коэффициент надёжности по нагрузке от собственного веса стальных конструкций. (“СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия”).

2.5.4 Определение внутренних усилий M и Q

Расчетные усилия:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{73,02 \times 7^2}{8} = 447,24 \text{ кН} \times \text{м} = 44724 \text{ кН} \times \text{см},$$

$$Q_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{73,02 \times 7}{2} = 256 \text{ кН}.$$

Опорная реакция главной балки $F_{оп} = Q_{max} = 256$ кН.

Исходя из этого, расчётная схема главной балки и эпюры внутренних сил будут выглядеть (рисунок 2.9).

В процессе вариантного проектирования рабочей площадки, будем в первую очередь рассчитывать сварные элементы, после сварных прокатные элементы. Все последующие значения соответствуют своему разделу.

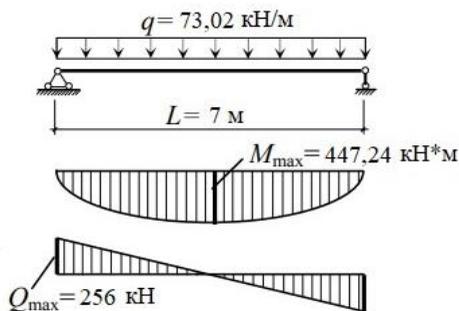


Рисунок 2.9 – Расчётная схема главной балки

2.5.5 Вариант № 1. Сварная балка составного сечения

В рассматриваемом примере расчёта:

- 1) ручной дуговой сваркой выполняют только монтажные швы главной балки;
- 2) механизированной (полуавтоматической) сваркой приваривают опорные рёбра, рёбра жесткости и прочие мелкие элементы к полкам и стенке балки;
- 3) автоматической сваркой сваривают поясные швы балок и сварных сплошностенчатых колонн.

Основной вид сварки будет механизированной (полуавтоматическая):

По таблице Г.1 СНиП 16.13330.2017 «Стальные конструкции» выбираем механизированную (полуавтоматическую) сварку: принимаем электрод Э42, сварочную проволоку Св-08А под флюсом, и флюс АН-348-А.

Флюс – это порошкообразное вещество для сварки, соответствующее ГОСТ 8713-79. Своими свойствами он напоминает электродное покрытие, а основным веществом является силикатный марганец.

2.5.5.1 Подбор сечения

Определение требуемого момента сопротивления

Принимаем сечение из составного сварного двутавра для главной балки.

Главные балки относятся к конструкциям 2-й группы, которые применяются для статических нагрузок и рассчитываются с учётом развития пластических деформаций. Подбор сечения балки выполняют из условий прочности, жёсткости, экономичности и технологичности изготовления и монтажа, а также условий эксплуатации. Подбор сечения начинаем с определения требуемого момента сопротивления.

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{max}}}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{44724}{1,1 \times 23 \times 1} = 1768 \text{ см}^3,$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы конструкций; c_1 – коэффициент, учитывающий упругопластическую работу стали, принимаем приближённо равным 1,1.

Определение высоты главной балки

Высота балки является основным размером, от которого зависят все остальные размеры сечения. Высота главной балки определяется из условий прочности, по экономическим показателям, с учётом возникающего прогиба, а также с учётом строительной высоты балочной клетки – разности отметок верха настила и верха, размещаемого под рабочей площадкой оборудования (рисунок 2.10).

В нашем варианте высоту главной балки находим из условий прочности, экономичности, жёсткости и конструктивных требований.

- Из условия прочности и экономичности.
- Из условия прочности и по экономическим показателям находим оптимальную высоту балки:

$$h_{\text{опт}} = K \sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{t_{\text{ст}}}} = 1,15 \times \sqrt{\frac{1768}{1,4}} = 40,86 \text{ см},$$

где K – коэффициент, зависящий от конструктивного оформления балки. Для сварной балки $K = 1,15$; $t_{ст}$ – толщина стенки балки. В первом приближении можно принять $t_{ст} = 10...14$ мм.

- Из решения задачи оптимизации следует, что масса балки минимальна при высоте балки равной оптимальной.
- Из условия жёсткости (прогиба).

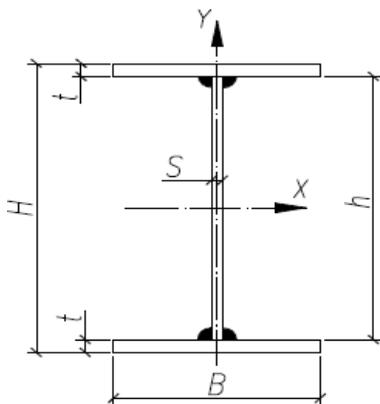


Рисунок 2.10 – Схема с размерами двутавра

Из условия жёсткости по допускаемой относительной величине прогиба находим минимальную высоту балки:

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{R_y l}{E} \left[\frac{l}{f} \right] \frac{q^n}{q} = \frac{5 \times 24 \times 700 \times 200 \times 61,38}{24 \times 2,06 \times 10^4 \times 73,02} = 28,56 \text{ см.}$$

$$\frac{l}{f} = \frac{200}{1} = 200 \text{ – обратная величина предельного допустимого}$$

относительного прогиба открытых для обзора балок пролётом от 6 м до 24 м.

Высоту балки меньше минимальной принимать нельзя, так как прогиб балки будет больше допустимого.

Высоту балки следует принимать близкой к оптимальной.

Толщина полки нам неизвестна. Приблизённо её можно принять в зависимости от величины $W_{тр}$ по (таблица 2.1).

Если толщина полки принята неправильно, то дальнейшие проверки это покажут и можно будет её уточнить.

Таблица 2.1. – Примерные значения толщины полок главных балок в зависимости от требуемого момента сопротивления

$W_{тр},$ см ³	Менее 15000	15000...20000	20000...25000	25000...28800	Свыше 30000
$t_{п},$ мм	16...18	18...20	22...25	28...30	30 и более

Примечание. Таблица из УП Парлашкович, М., 2016 “Проектирование и расчёт металлических конструкций, стр. 61.”

Пользуясь таблицей 2.1 и ГОСТ 82-70 принимаем приближённо толщину полки $t_{п} = 16$ мм .

При определении высоты балки, определяющей является высота стенки.

По ГОСТ 82-70 выбираем лист шириной 450 мм. Его мы используем в качестве стенки. Длину листа принимаем 7000 мм из стального горячекатаного широкополосного универсального проката.

Высота стенки равна $h_{ст} = 450$.

Тогда высота балки равна:

$h_6 = h_{ст} + 2 \times t_{п} = 450 + 2 \times 16 = 482$ мм (что выше оптимальной высоты почти на 10 см. Такой лист шириной 450 мм и толщиной 16 мм выбираем из-за того, что происходит перенапряжение, при котором следует увеличить сечение балки и выполнить расчёт заново.

Определение толщины стенки

Определив высоту балки и высоту стенки, приступают к определению толщины стенки. Толщина стенки также является параметром, влияющим на работоспособность, экономичность, прочность и устойчивость главной балки. Толщина стенки определяется в зависимости от нижеследующих условий:

1. Условия прочности на срез. Возникающие в балке касательные напряжения в основном воспринимаются стенкой. Из условия прочности балки при действии в сечении поперечной силы

$$\frac{Q_{max} S_{\text{полусеч}}}{I_{\text{сеч.}} t_{\text{ст.}} R_s \gamma_c} < 1$$

толщина стенки должна быть не менее

$$t_{\text{ст}} = \frac{1,2 Q_{max}}{h_b R_s \gamma_c} = \frac{1,2 \times 256}{48,2 \times 13,92 \times 1} = 0,457 \text{ см.}$$

2. Возможности потери местной устойчивости стенки. Для того чтобы предотвратить потерю местной устойчивости стенки от действия нормальных напряжений, необходимо выполнить условие

$$\bar{\lambda}_{\text{ст}} = \frac{h_{\text{ст}}}{t_{\text{ст}}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 5,5,$$

$\bar{\lambda}_{\text{ст}}$ – условная гибкость стенки.

Откуда толщина стенки должна быть не менее:

$$t_{\text{ст}} = \frac{h_{\text{ст}}}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{45}{5,5} \times \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,279 \text{ см.}$$

3. Из инженерного опыта. Многолетний опыт изготовления, транспортировки и монтажа сварных балок показал, что стенка балки должна иметь достаточную толщину для того, чтобы сохранить форму при транспортировке и монтаже. Исходя из сказанного, толщина стенки должна быть близкой к величине

$$t_{\text{ст}} = \frac{3 \times h_b}{1000} + 7 (\text{мм}),$$

но не больше:

$$t_{\text{ст}} = \frac{3 \times 482}{1000} + 7 (\text{мм}) = 8,446 \text{ мм.}$$

Принимаем толщину стенки 9 мм, опираясь также на ГОСТ 19903-2015 (Таблица 1 – Размеры проката, изготовляемого в листах).

Толщину стенки можно принять и меньше, но не меньше требуемой из условий прочности и местной устойчивости.

Определение размеров полок

В рассматриваемом варианте расчета $t_n = 16 \text{ мм}$. Зная требуемый момент сопротивления, можно найти требуемый момент инерции сечения главной балки:

$$I_{\text{тр}} = \frac{W_{\text{тр}} h_0}{2} = \frac{1768 \times 48,2}{2} = 42608,8 \text{ см}^4.$$

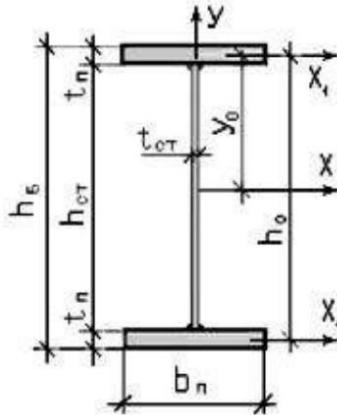


Рисунок 2.11 – момент инерции двутаврового сечения относительно оси X

Из курса сопротивления материалов известно, что момент инерции двутаврового сечения относительно оси X (рисунок 2.11) равен

$$I_x = I_{\text{ст}} + 2I_{\text{пл1}} + 2A_n y_0^2,$$

$I_{\text{ст}}$ – момент инерции стенки:

$$I_{\text{ст}} = \frac{t_{\text{ст}} h_{\text{ст}}^3}{12} = \frac{0,9 \times 45^3}{12} = 6934,37 \text{ см}^4$$

$I_{\text{пл1}}$ – момент инерции полков относительно их оси X1. Величина его мала, следовательно, ею можно пренебречь;

A_n – площадь поперечного сечения полки;

y_0 – расстояние между центрами тяжести полки и балки:

$$y_0 = \frac{h_{\text{ст}}}{2} + \frac{t_{\text{п}}}{2} = \frac{45}{2} + \frac{1,6}{2} = 23,3 \text{ см}.$$

Из равенства моментов инерции $I_{\text{мп}} = I_x$ можно записать:

$$I_{\text{тр}} = I_x = I_{\text{ст}} + 2A_n y_0^2.$$

Откуда требуемая площадь сечения полки

$$A_n = \frac{I_{\text{тр}} - I_{\text{ст}}}{2y_0^2} = \frac{42608,8 - 6934,37}{2 \times 23,3^2} = 32,84 \text{ см}^2.$$

Требуемая ширина полки равна

$$b_{\text{п.тр.}} = \frac{A_n}{t_n} = \frac{32,84}{1,6} = 20,52 \text{ см}.$$

В соответствии с сортаментом “ГОСТ 82-70 Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный” принимаем полку из листа равной 220 × 16 мм при массе 1 м полосы – 27,63 кг.

Ориентировочно оценить правильность подобранного сечения полки можно по формуле

$$\frac{b_n}{2t_n} < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

$$\frac{220}{2 \times 16} < 0,5 \sqrt{\frac{20600}{24}},$$

$$6,875 < 14,64.$$

Следовательно, сечение полки подобрано правильно, однако дальнейшие проверки уточнят подобранные размеры.

Проверки подобранного сечения

При проведении проверок подобранного сечения главной балки по первой группе предельных состояний проверяют её прочность и общую устойчивость. Кроме того, проверяют местную устойчивость полок и стенки.

Проверка подобранного сечения главной балки по второй группе предельных состояний не требуется, так как из условия жесткости была определена минимальная высота балки – 28,56 см, а принятая высота – 48,2 см балки больше минимальной.

Прежде чем приступить к проверкам, следует определить фактические геометрические характеристики подобранного сечения главной балки.

Определение фактических геометрических характеристик сечения

Подобранное сечение главной балки изображено на рисунке 2.12. Определяем следующие геометрические характеристики поперечного сечения балки:

1. Площадь поперечного сечения полки:

$$A_{\text{п}} = b_{\text{п.ф}} t_{\text{п}} = 22 \times 1,6 = 35,2 \text{ см}^2 .$$

2. Момент инерции сечения главной балки относительно оси X:

$$\begin{aligned} I_{\text{ф.х}} &= I_{\text{ст}} + 2I_{\text{п.х0}} + 2A_{\text{п}} y_0^2 = \frac{t_{\text{ст}} h_{\text{ст}}^3}{12} + 2A_{\text{п}} y_0^2 = \\ &= \frac{0,9 \times 45^3}{12} + 2 \times 35,2 \times 23,3^2 = 45153,82 \text{ см}^4 . \end{aligned}$$

3. Момент сопротивления сечения главной балки оси X:

$$W_{\text{ф}} = \frac{I_{\text{ф.х}}}{h_{\text{б}}} = \frac{45153,82 \times 2}{48,2} = 1873,6 \text{ см}^3 .$$

4. Статический момент полки относительно оси X:

$$S_{\text{п}} = A_{\text{п}} y_0 = 35,2 \times 23,3 = 820,16 \text{ см}^3 .$$

5. Статический момент полусечения относительно оси X:

$$S_{\text{полусеч}} = S_{\text{п}} + \frac{t_{\text{ст}} h_{\text{ст}}}{2} \times \frac{h_{\text{ст}}}{4} = 820,16 + \frac{0,9 \times 45}{2} \times \frac{45}{4} = 1047,97 \text{ см}^3 .$$

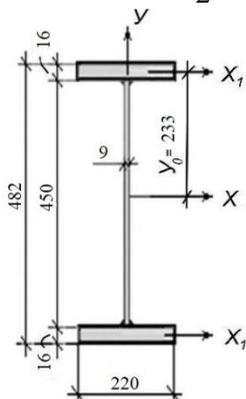
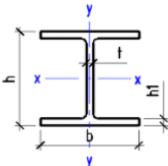


Рисунок 2.12 – Подобранное сечение главной балки

Проверку сделаем с помощью сайта, где введём значения геометрических характеристик сечения. Проверку можно сделать на любом другом сайте, где есть такой калькулятор.



Ввод данных:		
Высота h	482	мм
Ширина b	220	мм
Толщина стенки t	9	мм
Высота полки h _f	16	мм

РАСЧЕТ

Наименование	Значение	Ед. измерения
Площадь двутавра	110.90	см ² ▾
Момент сопротивления W _x	1870.077	см ³ ▾
Момент сопротивления W _y	258.382	см ³ ▾
Момент инерции I _x	45068.8497	см ⁴ ▾
Момент инерции I _y	2842.2004	см ⁴ ▾
Радиус инерции i _x	20.2	см ▾
Радиус инерции i _y	5.1	см ▾

Рисунок 2.13 – Онлайн-расчёт геометрических характеристик составного сечения двутавра

Как видно из онлайн-расчёта (рисунок 2.13), момент инерции получился с небольшой погрешностью из-за округлений до 2-х знаков после запятой.

Момент инерции с сайта – 45068,84, у нас же 45153,82 см⁴.

Момент сопротивления с сайта – 1870,07, у нас же 1873,6 см³.

Тут же можно проверить момент инерции относительно оси OY.

Формулу для нахождения момента инерции относительно оси OY, можно найти в интернете, либо пособиях по сопрмату (геом. характеристики):

$$J_y = \frac{ht^3}{12} + 2 \left(\frac{t_n b_n^3}{12} \right) = \frac{48,2 \times 0,9^3}{12} + 2 \times \left(\frac{1,6 \times 22^3}{12} \right) = 2842,39 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления OY с сайта – 2842,2; у нас – 2842,39 см⁴.

2.5.5.2 Проверки сечения

Проверки прочности сводятся к проверке максимальных нормальных, касательных, местных напряжений и их совместного действия. Проверку максимальных нормальных и касательных напряжений в балке выполняют по наибольшему изгибающему моменту и поперечной силе. В разрезной балке, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, максимальные нормальные и касательные напряжения действуют в разных сечениях. Поэтому проверки максимальных нормальных и касательных напряжений выполняют раздельно.

Если сечение главной балки изменяли или в балке есть отверстия или другие изменения сечения, то следует выполнить проверку совместного действия нормальных и касательных напряжений.

Проверка прочности балки от действия максимального момента

В балке, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, максимальные нормальные напряжения действуют в середине балки в крайних волокнах полки в точках А и А' (рисунок 2.14).

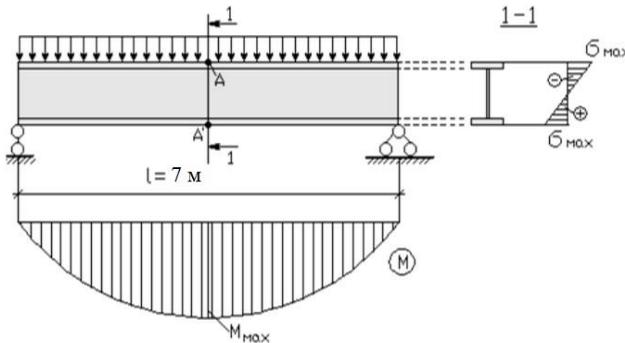


Рисунок 2.14 – К проверке максимальных нормальных напряжений

Максимальные напряжения в точках А и А' (см. рисунок 2.14) равны:

$$\frac{M_{max}}{c_1 W_{факт} R_y \gamma_c} = \frac{44724}{1,1 \times 1873,6 \times 24 \times 1} = 0,994 < 1.$$

Теперь можно сделать проверку на недонапряжение:

$$\Delta_{\sigma} = (1 - 0,994) \times 100\% = 0,53\% < 5\% .$$

Прочность балки на действие нормальных напряжений обеспечена.

Напряжения в балке могут быть выше или ниже расчётных сопротивлений. При перенапряжении необходимо увеличить сечение главной балки и снова проверить прочность.

Проверка балки на действие максимальной поперечной силы

В балке, загруженной равномерно распределённой нагрузкой, максимальные касательные напряжения действуют на опорах балки по нейтральной оси сечения в точках В и В'.

Если балка по всей длине имеет постоянное сечение (срисунок 2.15), то проверку максимальных касательных напряжений выполняют по формуле

$$\frac{Q_{max} S_{полусеч}}{I_{\phi}^* t_{ст} R_s \gamma_c} < 1,$$

где I_{ϕ}^* – момент инерции подобранного сечения балки у опоры (фактический); $S_{полусеч}$ – статический момент полусечения балки.

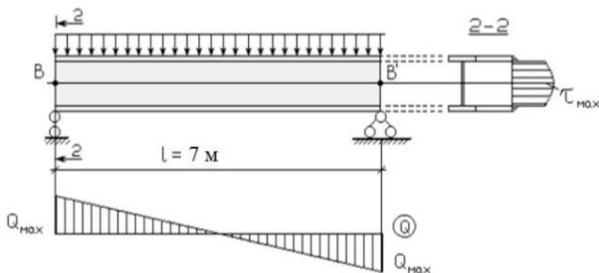


Рисунок 2.15 – К проверке максимальных касательных напряжений

В рассматриваемом варианте расчёта не предусмотрено изменения сечения балки, для того чтобы сэкономить сталь.

Проверка прочности балки от местных нагрузок

В местах опирания балок настила на верхнюю полку главной балки и при отсутствии в этом месте рёбер жёсткости возникают местные напряжения σ_{loc} . В полке эти напряжения очень малы, а в верхней части стенки могут достичь значительной величины (рисунок 2.16). В этих местах необходимо дополнительно проверить прочность стенки на местные сминающие стенки напряжения.

Считается, что местные напряжения распределяются по балке под углом 45° (см. рисунок 2.16). **Местные напряжения в полке главной балки** в месте опирания балок настила **малы**, так как площадь опирания в полке велика. **В стенке главной балки они достигают наибольшей величины** в верхней части стенки, а далее убывают, так как расчётное сечение стенки увеличивается.

Прочность стенки балки в месте опирания балки настила определяется по формуле

$$\frac{2F_{оп.б.н.}}{t_{ст.г.б.} l_{loc} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где l_{loc} – условная длина распределения местной нагрузки на стенку балки:

$$l_{loc} = b_{п.б.н.} + 2t_{п.г.б.},$$

где $b_{п.б.н.}$ – ширина полки балки настила; $t_{п.г.б.}$ – толщина полки главной балки.

Длина распределения местной нагрузки в верхней части стенки (см. рисунок 2.16) равна

$$l_{loc} = 8,2 + 2 \times 1,6 = 11,4 \text{ см.}$$

Прочность балки в месте опирания балки настила определяем по формуле выше

$$\frac{2F_{оп.б.н.}}{t_{ст.г.б.} l_{loc} R_y \gamma_c} = \frac{2 \times 20,18}{0,9 \times 11,4 \times 24 \times 1} = 0,163 \leq 1,$$

где $F_{оп.б.н.}$ – опорная реакция балки настила.

Прочность балки в месте опирания балки настила обеспечена.

Если местные напряжения в стенке превышают допустимые, то её укрепляют рёбрами жёсткости под каждой балкой настила. Увеличивать толщину стенки нецелесообразно.

В практике проектирования часто для повышения надёжности конструкции рёбра жёсткости ставят под каждой балкой настила.

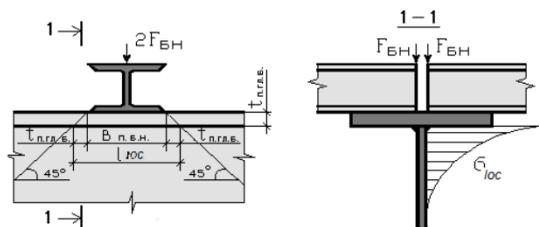


Рисунок 2.16 – К проверке местных напряжений

Проверка общей устойчивости главной балки

В проектируемой балке к верхнему поясу достаточно часто прикреплены балки настила. Балки настила закрепляют главную балку в горизонтальной плоскости и препятствуют её поперечным смещениям и выходу из плоскости, следовательно, расстояние между ними является расчётной длиной балки $l_{ef} = 1000$ мм.

В соответствии с указаниями пп. 8.4.4, б СП [1] общую устойчивость балок можно не проверять при значениях условной гибкости сжатого пояса балки, не превышающих её предельных значений:

$$\bar{\lambda}_b = \left(\frac{l_{ef}}{b_{п}} \right) \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{ub}.$$

Предельные значения условной гибкости сжатого пояса балки при приложении нагрузки к верхнему поясу при

$$1 \leq \frac{h_0}{b_{п}} \leq 6 \text{ и } 15 \leq \frac{b_{п}}{t_{п}} \leq 35,$$

где h_0 – расстояние (высота) между осями поясных листов.

В рассматриваемом варианте расчёта

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{ub} &= 0,35 + 0,0032 \times \frac{b_{п}}{t_{п}} + \left(0,76 - 0,02 \times \frac{b_{п}}{t_{п}} \right) \times \frac{b_{п}}{h_0} = \\ &= 0,35 + 0,0032 \times \frac{22}{16} + \left(0,76 - 0,02 \times \frac{22}{16} \right) \times \frac{22}{47,6} = 0,692; \end{aligned}$$

$$\bar{\lambda}_b = \left(\frac{l_{ef}}{b_n} \right) \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \left(\frac{1000}{220} \right) \times \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,155 \leq 0,692.$$

Условие выполняется, следовательно, устойчивость балки не требуется проверять.

Если при проверке становится ясным, что общая устойчивость балки не обеспечена, то следует уменьшить расчётную длину сжатого пояса, уменьшив расстояние между балками настила.

Проверка местной устойчивости элементов главной балки

В главной балке устойчивость могут потерять сжатая полка или стенка. Потеря устойчивости только полки или только стенки может привести к потере несущей способности всей балки или к значительному её уменьшению.

Местное выпучивание отдельных элементов конструкции под действием сжимающих нормальных, касательных или местных напряжений называют потерей местной устойчивости.

При теоретическом решении вопроса о местной устойчивости полки и стенки балки представляют, как тонкие пластинки, нагруженные напряжениями и соединенные между собой шарнирно, упруго или жёстко.

Проверка устойчивости сжатой полки балки

Сжатая полка балки может потерять местную устойчивость от действия нормальных сжимающих напряжений. Потеря устойчивости полки происходит путем волнообразного выпучивания её свесов (рисунок 2.17). При теоретическом рассмотрении вопроса об устойчивости полки балки последнюю представляют, как длинную пластинку, нагруженную равномерно распределённой нагрузкой. Нагрузка равномерно распределена по короткой стороне и действует вдоль длинной стороны. Полка (пластинка) шарнирно закреплена по длинной стороне стенкой балки. В результате решения задачи получаем, что для обеспечения местной устойчивости полки балки, работающей в упругой стадии, необходимо, чтобы соотношение ширины (свеса) и толщины полки (см. рисунок 2.17) не превышало допускаемой нормами величины (см. п. 8.5.18 [1]).

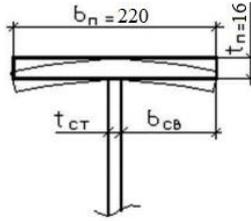


Рисунок 2.17 – Иллюстрация к проверке местной устойчивости полки

Устойчивость сжатых поясов элементов двутаврового сечения следует считать обеспеченной, если выполняется условие

$$\lambda_f < \lambda_{uf},$$

где λ_f — условная гибкость свеса полки:

$$\lambda_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

λ_{uf} – предельное значение условной гибкости свеса полки:

$$\lambda_{uf} \leq 0,5 \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_c}},$$

где $b_{ef} = b_{св}$ – свес полки балки (см. рисунок 2.17); $t_f = t_n$ – толщина полки главной балки (см. рисунок 2.17); σ_c – напряжение в сжатом поясе балки, равное

$$\sigma_c = \frac{M}{W_{x,пс} \gamma_c},$$

где $W_{x,пс}$ – момент сопротивления сжатого пояса балки.

В рассматриваемом варианте расчёта свес полки главной балки

$$b_{св} = b_{ef} = \frac{b_n - t_{ст}}{2} = \frac{220 - 9}{2} = 105,5 \text{ мм};$$

1) условная гибкость свеса полки:

$$\lambda_f = \frac{105,5}{16} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,225$$

2) напряжение в сжатом поясе балки:

$$\sigma_c = \frac{44724}{1873,6 \times 1} = 23,87 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

3) предельное значение условной гибкости свеса полки:

$$\lambda_{uf} \leq 0,5 \sqrt{\frac{24}{23,87}} = 0,501.$$

Проверяем условие $\lambda_f < \lambda_{uf}$: $0,5 < 0,501$.

Условие выполняется, следовательно, размеры полки подобраны правильно и полка не потеряет местную устойчивость.

Если полка теряет устойчивость, то необходимо изменить соотношение размеров полки: увеличить толщину и одновременно уменьшить ширину. Можно также увеличить устойчивость полок постановкой рёбер жёсткости в перпендикулярной полкам плоскости или окаймляющих уголков по кромкам полок (рисунок 2.18).

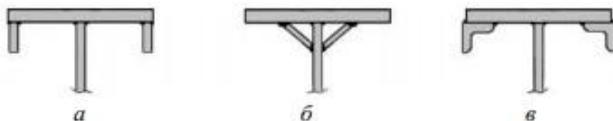


Рисунок 2.18 – Способы повышения устойчивости сжатых полок: а) ребра жёсткости; б) ламели; в) прокатные уголки

Проверка местной устойчивости стенки главной балки

Стенка балки представляет собой пластинку, упруго защемленную поясами балки. Ближе к середине балки в стенке в верхней её части действуют сжимающие нормальные напряжения от изгиба (рисунок 2.19, а). Эти напряжения могут вызвать потерю устойчивости сжатой части стенки. Растягивающие напряжения не могут вызвать потерю устойчивости стенки. При потере устойчивости стенка образует в сжатой зоне волны в виде полушарий (см. рисунок 2.19, б), выходящих из плоскости стенки. В этом случае необходимо либо увеличить толщину стенки, либо разместить продольные рёбра жёсткости в сжатой зоне стенки балки перпендикулярно плоскости стенки (см. рисунок 2.19, в). Продольные рёбра пересекают возможные волны, делают стенку более жёсткой

и не допускают потери устойчивости стенки. В результате решения задачи об устойчивости стенки установлено, что, если условная гибкость стенки равна

$$\bar{\lambda}_{\text{ст}} = \frac{h_{\text{ст}}}{t_{\text{ст}}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 5,5,$$

то стенка не потеряет устойчивость от действия нормальных напряжений и продольные рёбра ставить не нужно.

В рассматриваемом варианте расчета условная гибкость стенки равна

$$\bar{\lambda}_{\text{ст}} = \frac{450}{9} \times \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,7 < 5,5,$$

следовательно, стенка не теряет устойчивость от действия нормальных напряжений и продольные рёбра в стенке балки ставить не нужно.

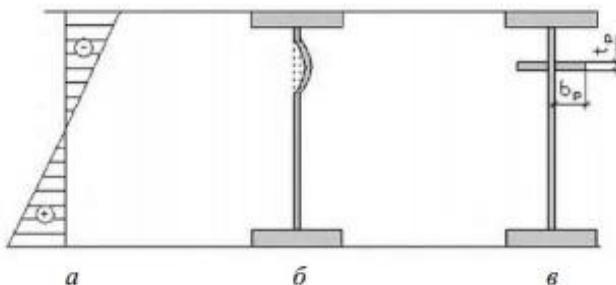


Рисунок 2.19 – К проверке местной устойчивости стенки на действие нормальных напряжений: а) эпюра нормальных напряжений; б) вид стенки, потерявшей местную устойчивость; в) укрепление стенки ребром жёсткости

Проверка местной устойчивости стенки балки от действия касательных напряжений

Вблизи опоры основным фактором, вызывающим потерю устойчивости стенки, являются касательные напряжения. В этой зоне за счёт деформаций сдвига стенка перекашивается и происходит волнообразная потеря устойчивости. На рисунке 2.19 изображено выпучивание стенки, образовавшееся вследствие развития

касательных напряжений. Потерю местной устойчивости стенки предотвратит постановка поперечных рёбер жёсткости (рисунок 2.20), которые пересекают деформационные волны и укрепляют стенку балки, образуя отсеки. Однако, если расстояние между ребрами жёсткости подобрано неверно, внутри отсека стенка тоже может потерять устойчивость. На рисунке 2.21 изображена балка, у которой стенка потеряла устойчивость в большем отсеке. Меньшие по размерам, хотя и расположенные вблизи опоры, отсеки остались устойчивыми.

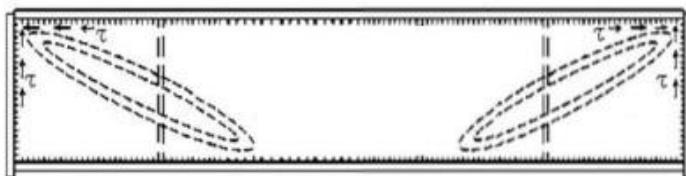


Рисунок 2.20 – К проверке местной устойчивости стенки на действие касательных напряжений

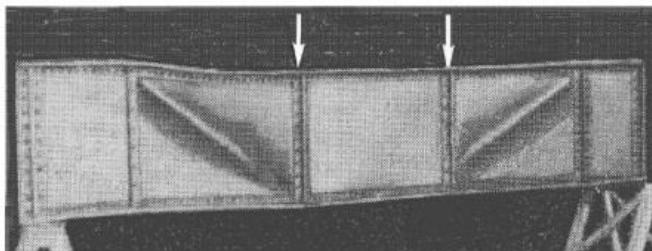


Рисунок 2.21 – Потеря местной устойчивости стенки балки

Из рисунка 2.21 также следует, что для предотвращения потери устойчивости стенки необходимы поперечные рёбра жёсткости. Рёбра жёсткости должны размещаться друг от друга на расстояниях, рекомендованных п. 8.5.9 СП [1].

Стенка не потеряет местную устойчивость от действия касательных напряжений, если выполнены условия, оговоренные в п. 8.5.1 СП [1].

В балках при наличии местных напряжений условная гибкость стенки не должна превышать

$$\bar{\lambda}_{\text{ст}} = \frac{h_{\text{ст}}}{t_{\text{ст}}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 2,5,$$

$$\bar{\lambda}_{\text{ст}} = \frac{450}{9} \times \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,7 \leq 2,5 .$$

В рассматриваемом варианте расчёта значение условной гибкости стенки соответствует условию. Следовательно, стенка не потеряет устойчивость от действия касательных напряжений и укреплять стенку поперечными рёбрами жёсткости нет необходимости.

Если же условие не выполняется, то (см. п. 8.5.9 СП [1]).

2.5.6 Вариант № 2. Балка из прокатного двутавра

2.5.6.1 Подбор сечения

Подбираем по моменту сопротивления прокатный двутавр № 45Б3 по “ГОСТ Р 57837-2017” с характеристиками сечения (см. рисунок 2.21):

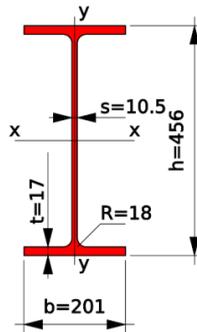


Рисунок 2.21 Двутавр № 45Б3

$W_x = 1785,50 \text{ см}^3$ (момент сопротивления);

$I_x = 40710,41 \text{ см}^4$ (момент инерции);

$S_x = 1012,55 \text{ см}^3$ (статический момент);

$h = 456 \text{ мм}$ (высота двутавра);

$b = 201 \text{ мм}$ (ширина полки двутавра);

$t_w = 10,5 \text{ мм}$ (толщина стенки);

$h_w = 422$ мм (высота стенки)

$t_f = 17$ мм (толщина полки);

$\rho_l = 90,6 \frac{\text{кг}}{\text{м}}$ (линейная плотность);

$r = 18$ мм (радиус сопряжения).

Нагрузка от собственного веса балки составит

$$q_{n3}^* = \rho_l g = 90,6 \times 10 = 906 \frac{\text{Н}}{\text{м}} = 0,906 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Её доля по отношению к общей нагрузке на балку составляет

$$\frac{q_{n3}^*}{q_n} 100\% = \frac{0,906}{61,38} \times 100\% = 1,47\%,$$

в связи с чем уточнение нагрузки не требуется.

2.5.6.2 Проверки сечения

Проверить прочность сечения на действие максимального изгибающего момента требуется только для балок, работающих с учетом развития пластических деформаций, поскольку при подборе сечения коэффициент c_1 предварительно задавался приближенным. После того как номер профиля выбран, уточняется значение c_1 и проверяется прочность сечения по формуле

$$\frac{M_{\max}}{c_1 W_{n, \min} R_y \gamma_c} \leq 1,$$
$$\frac{M_{\max}}{c_1 W_x R_y \gamma_c} = \frac{44724}{1,09 \times 1785,50 \times 24 \times 1} = 0,957 \leq 1,$$

где R_y – расчётное сопротивление марки стали С255 для главной

балки, равное $24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$; c_1 – коэффициент, учитывающий резерв несущей способности изгибаемого элемента, обусловленный пластической работой материала. После подбора сечения его нужно найти. Он зависит от формы сечения, отношения площадей поперечных сечений пояса и стенки двутавра $a_f = \frac{A_f}{A_w}$:

$$A_f = tb = 17 \times 201 = 3417 ;$$

$$A_w = h_w s = 422 \times 10,5 = 4431 ,$$

где t – ср. толщина полки; b – ширина полки (пояса); h_w – высота стенки двутавра (в свету между полками); s – толщина стенки

$$a_f = \frac{3417}{4431} = 0,78 .$$

Теперь по таблице Е.1 (СП 16.13330.2017) находим коэффициент $c_1 = 1,09$ для двутаврового сечения.

Напряжения в балке могут быть выше или ниже расчётных сопротивлений. При перенапряжении необходимо увеличить сечение главной балки и снова проверить прочность. С целью экономии стали недонапряжение допускают не более 5%:

$$\Delta_\sigma = (1 - 0,957) \times 100\% = 4,3\% < 5\% .$$

Прочность балки обеспечена.

В местах приложения локальной нагрузки, а также в опорных сечениях балки, не укреплённых рёбрами жёсткости, следует дополнительно проверять прочность стенки по локальным напряжениям σ_{loc} :

$$\frac{F}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c ;$$

$$\frac{40,36}{1,05 \times 15,2} \leq 24 \times 1 ;$$

$$2,52 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} ;$$

где $F = 2 \times Q_{\max} = 2 \times 20,18 = 40,36$ кН – поперечная сила в балке настила; t_w – толщина стенки; $l_{ef} = b + 2t_f = 8,2 + 2 \times 3,5 = 15,2$ см – условная длина распределения нагрузки; $t_f = r + t_f = 18 + 17 = 35$ мм – толщина верхнего пояса балки, если нижняя балка сварная или расстояние от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная

(t_f – здесь, толщина полки, а $[r]$ – радиус сопряжения полки со стенкой); $b = 82$ мм – ширина полки балки настила.

2.6 Расчет узлов и соединений главной балки

2.6.1 Вариант № 1. Расчет опорного узла сварной балки

В рассматриваемом варианте расчёта принимаем конструктивную схему, изображённую на рисунке 2.22 – опирание главной балки на колонну сверху:

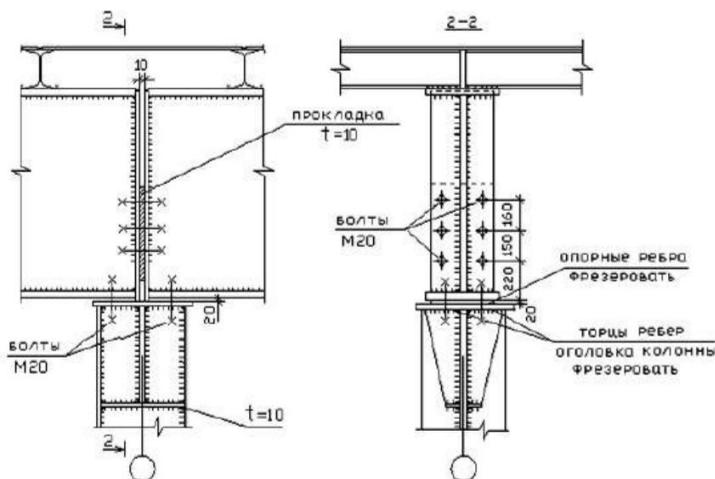


Рисунок 2.22 – Опирание балок на колонну сверху

Определение размеров опорного ребра

Размеры поперечного сечения опорного ребра согласно СП [1] назначаем конструктивно.

Ширину опорного ребра принимают равной ширине изменённой части полки. В случае если нет изменения сечения полки балки, ширину опорного ребра принимаем **несколько меньше ширины полки балки**. Ширину ребра менее 180 мм принимать не рекомендуется.

В рассматриваемом варианте расчёта **принимаем ширину опорного ребра несколько меньше ширины полки балки**. Ширина полки главной балки 220 мм, поэтому принимаем $b_{\text{оп.р.}} = 210$ мм (по ГОСТ 82-70).

Толщина опорного ребра, согласно СП [1], должна быть не менее

$$\frac{3b_{\text{оп.р.}}}{2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{3 \times 210}{2} \times \sqrt{\frac{24}{20600}} = 10,75 \text{ мм}.$$

Принимаем толщину опорного ребра $t_{\text{оп.р.}} = 14$ мм (приняли толщину опорного ребра 14 мм для того, чтобы выполнялось условие $a \leq 1,5t_{\text{оп.р.}}$).

Проверки прочности опорного ребра

Проверяем прочность торцевой поверхности выступающей нижней части ребра за нижнюю полку балки (рисунок 2.23):

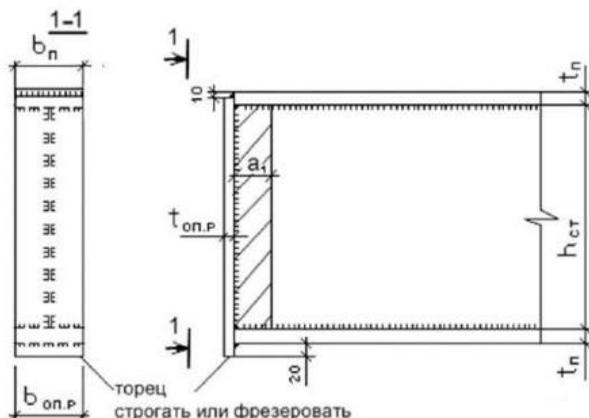


Рисунок 2.23 – Конструкция опорной части балки

Согласно СП [1], при высоте выступающей части опорного ребра $a \leq 1,5t_{\text{оп.р.}}$ проверку следует выполнять по смятию торцевой поверхности:

$$\frac{N}{A_{\text{см}} R_p \gamma_c} < 1,$$

где R_p – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности (таблица В.6, СП [1]); $R_p = 35,1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ при значении временного сопротивления стали $R_u = 360 \text{ МПа}$; $A_{\text{см}}$ – площадь смятия.

Работа короткого элемента на сжатие называется смятием.

В рассматриваемом варианте расчёта

$$a = 20 \text{ мм} \leq 1,5 t_{\text{оп.р.}} = 1,5 \times 14 = 21 \text{ мм},$$

следовательно, проверку выполняем по смятию торцевой поверхности:

$$\frac{N}{A_{\text{см}} R_p \gamma_c} = \frac{256}{29,4 \times 35,1 \times 1} = 0,248 < 1;$$

$$A_{\text{см}} = b_{\text{оп.р.}} t_{\text{оп.р.}} = 21 \times 1,4 = 29,4 \text{ см}.$$

Прочность на смятие торцевой поверхности ребра обеспечена.

На смятие работает выступающая нижняя часть опорного ребра.

Торец выступающей нижней части ребра должен быть плотно пригнан (строжкой или фрезеровкой) (см. рисунок 2.23) к оголовку колонны.

Само ребро должно быть приварено к полкам и стенке балки. Верхний торец опорного ребра должен не доходить до верхней грани верхней полки балки на 10 мм (см. рисунок 2.23).

Проверка устойчивости опорного ребра из плоскости стенки балки

Устойчивость может потерять вся опорная часть балки (условная стойка), в состав которой входят опорное ребро и прилегающий к нему участок стенки (рисунок 2.24) шириной a_1 :

$$a_1 = 0,65 t_{\text{ст}} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \times 0,9 \times \sqrt{\frac{20600}{24}} = 17,13 \text{ см}.$$

Потеря устойчивости может произойти из плоскости стенки на длине условной стойки, равной высоте стенки у опоры. Закрепление условной стойки в поясах принимают шарнирным, следовательно, расчётная длина условной стойки:

$$l_0 = \mu h_{\text{ст}} = 1 \times 45 = 45 \text{ см.}$$

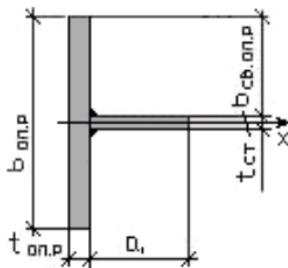


Рисунок 2.24 – Площадь поперечного сечения опорной части балки

Общую устойчивость условной стойки проверяем по формуле

$$\frac{Q_{\max}}{A_{\text{усл.ст.}} \phi R_y \gamma_c} < 1,$$

где $A_{\text{усл.ст.}}$ – площадь поперечного сечения условной стойки.

Определяем геометрические характеристики сечения условной стойки (опорного участка балки).

Площадь поперечного сечения условной стойки:

$$A_{\text{усл.ст.}} = b_{\text{оп.р.}} t_{\text{оп.р.}} + t_{\text{ст.}} a_1 = 21 \times 1,4 + 0,9 \times 17,13 = 44,81 \text{ см}^2.$$

Момент инерции сечения условной стойки относительно оси X:

$$I_x = \frac{t_{\text{оп.р.}} b_{\text{оп.р.}}^3}{12} + \frac{a_1 t_{\text{ст.}}^3}{12} = \frac{1,4 \times 21^3}{12} + \frac{17,13 \times 0,9^3}{12} = 1081,49 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции относительно оси X:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{\text{усл.ст.}}}} = \sqrt{\frac{1081,49}{44,81}} = 4,91 \text{ см.}$$

Гибкость условной стойки из плоскости стенки:

$$\lambda_x = \frac{l_0}{i_x} = \frac{45}{4,91} = 9,16;$$

Условная гибкость условной стойки из плоскости стенки:

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 9,36 \times \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,312.$$

Зная условную гибкость, по таблице Д.1 СП [1] находим коэффициент $\varphi = 1$.

Проверяем устойчивость опорной части балки:

$$\frac{256}{44,81 \times 1 \times 24 \times 1} = 0,238 < 1.$$

Устойчивость опорного сечения балки обеспечена.

Если общая или местная устойчивость опорного ребра не обеспечена, то следует изменить соотношение ширины и толщины опорного ребра.

Расчёт сварных швов в соединениях сварной балки.

Расчёт шва, прикрепляющего опорное ребро к стенке балки

Опорная реакция балки через сварные швы передается на опорное ребро.

При изготовлении балок на заводах металлоконструкций эти швы обычно выполняют механизированной сваркой в среде углекислого газа проволокой Св-08Г2С (см. Приложение Г, таблица Г.1 СП [1]). В случае изготовления балок или приварке опорных ребер в монтажных условиях швы выполняют ручной дуговой сваркой покрытыми электродами.

В рассматриваемом варианте расчёта случае:

1. Вид сварки – механизированная (полуавтоматическая) сварка.
2. Тип электрода – Э42.
3. Сварочный материал – проволока Св-08А под флюсом.

Проволока сварочная Св-08А изготавливается диаметром от 0.8 до 7.0 мм. Следовательно, при определении коэффициентов глубины проплавления выбираем β_f и β_z с учётом диаметра проволоки, которая будет использоваться при сварке.

4. Флюс – АН-348-А.

Тип электрода выбирают также по указанной таблице в зависимости от прочности свариваемой стали.

При сварке угловых швов сварочными материалами образуется механическая неоднородность шва и свариваемого металла. Следовательно, прочность металла шва и свариваемого металла оказывается различной. В связи с этим СП [1] рекомендует расчёт сварных угловых соединений выполнять по двум опасным сечениям:

- 1) по металлу шва (рисунок 2.25, сеч. 1);
- 2) по металлу границы сплавления (зоне сплавления) (рисунок 2.25, сеч. 2).

При работе шва на срез более слабым может оказаться любое из указанных выше сечений.

Прочность сварного углового шва (металла шва) определяется как $\beta_f R_{wf} k_f l_w$.

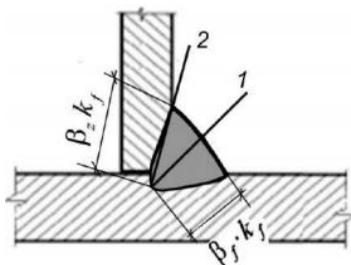


Рисунок 2.25 – Схема расчётных сечений сварного соединения с угловым швом: 1 – сечение по металлу шва; 2 – сечение по металлу границы сплавления

Прочность свариваемой стали в зоне сварного соединения (металла границы сплавления) определяется как

$$\beta_z R_{wz} k_f l_w,$$

где k_f – катет углового шва; l_w – длина шва; $R_{wf} = 18 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ (таблица Г.2, СП 16.13330.2017) – расчётное сопротивление сварного углового соединения срезу по металлу шва; $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \times 37 = 16,65 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$, по таблице 4, СП 16.13330.2017 сталь

C245 – расчётное сопротивление сварного углового соединения срезу по металлу границы сплавления; β_f , β_z – коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые соответственно 0,9 и 1,05 по таблице 39 СП 16.13330.2017 (для механизированной сварки). Такие коэффициенты при:

- 1) положении шва в лодочку;
- 2) катете шва от 3 до 8 мм;
- 3) диаметр сварочной проволоки $d = 1,4 - 2$ мм.

Сравнив прочность шва и прочность свариваемой стали и сократив постоянные $k_f l_w$, получаем величины $\beta_f R_{wf}$ и $\beta_z R_{wz}$, соотношение которых указывает более слабое место в сварном соединении. Иными словами, прочность выше указанных сечений оценивают по отношению

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}},$$

Если отношение $\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} \leq 1$, то металл границы сплавления более прочен, чем металл шва, и расчёт углового шва выполняют по металлу шва (см. рисунок 2.25, сеч. 1):

$$\frac{2Q_{max}}{n\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c \gamma_w} \leq 1.$$

Если отношение $\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} > 1$, то металл шва более прочен, чем металл границы сплавления, и расчёт углового шва выполняют по металлу границы сплавления (см. рисунок 2.25, сеч. 2):

$$\frac{2Q_{max}}{n\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_c \gamma_w} \leq 1,$$

где n – количество сварных швов; γ_w – коэффициент условий работы сварного шва.

Если шов, работающий на срез, имеет большую длину, то середина шва оказывается малонагруженной и не принимает участия в работе шва на срез. На срез работают только концевые участки

шва, суммарная длина которых называется расчётной. Согласно СП [1], расчётная длина углового шва, работающего на срез, должна быть не более $85\beta_f k_f$.

Независимо от того, по какому сечению выполняется расчёт шва, в формуле для определения расчётной длины всегда используют коэффициент глубины проплавления по шву β_f .

Определяем отношение

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} = \frac{0,9 \times 18}{1,05 \times 16,65} = 0,926 \leq 1,$$

следовательно, расчет углового шва выполняем по металлу по металлу шва.

В рассматриваемом варианте расчёта шов, прикрепляющий опорное ребро к стенке балки, имеет значительную длину (это значение можно мысленно принять близким к ширине опорного ребра главной балки, а оно равно $b_{\text{оп.р.г.л.б.}} = 21$ см, следовательно, в формуле расчёта угловых швов, на срез по металлу шва (см. рисунок 2.25, сеч. 1) заменяем l_w на $l_{\text{расч.}} = 85\beta_f k_f$:

$$\frac{2Q_{\max}}{n\beta_f k_f 85\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c \gamma_w} \leq 1,$$

откуда

$$k_f = \sqrt{\frac{2Q_{\max}}{n\beta_f 85\beta_f R_{wf} \gamma_c \gamma_w}} = \sqrt{\frac{2 \times 256}{2 \times 0,9 \times 85 \times 0,9 \times 18 \times 1 \times 1}} = 0,454 \text{ см}.$$

Принимаем катет шва, прикрепляющего опорное ребро к стенке, равным $k_f = 5$ мм.

Расчёт поясного шва балки

Сварные поясные швы прикрепляют полки балки к стенке. Поясные швы выполняют непрерывно, с одинаковым катетом по всей длине. СП допускает применение как односторонних, так и двусторонних поясных швов. В случае применения односторонних угловых швов их катет должен быть увеличен на 1 мм.

Обычно сварные балки изготавливают на специализированных заводах металлоконструкций. Все длинномерные швы в таких бал-

ках (поясные швы) сваривают автоматической сваркой в положении «в лодочку» (рисунок 2.26).

Так как все швы в таких балках приваривают автоматической сваркой, принимаем значения коэффициентов глубины проплавления в соответствии с этим видом сварки. В нашем случае ничего не меняется, так как при механизированной и автоматической сварке с диаметром сварной проволоки в диапазоне $d = 1,4 - 2$ мм, все значения **одинаковы**.

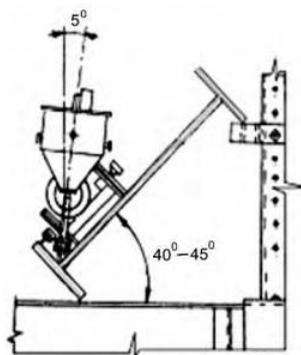


Рисунок 2.26 – Автоматическая сварка поясного шва в положении «в лодочку»

Расчёт поясных швов выполняют на силу сдвига поясов относительно стенки T . Сдвигающее усилие T неодинаково на всей длине шва, а пропорционально величине поперечной силы. Следовательно, сдвигающее усилие T максимально у опоры, а в середине балки равно нулю. При расчете поясных швов силу сдвига поясов относительно стенки T определяют по единице длины шва и считают направленной горизонтально (рисунок 2.27, а, б).

В общем виде сдвигающее усилие на единице длины шва, вызываемое поперечной силой, равно

$$T = \frac{QS_n}{I_x},$$

где S_n – статический момент полки балки относительно нейтральной оси сечения балки.

Кроме того, при приложении сосредоточенной нагрузки к верхнему поясу балки поясные швы будут испытывать дополнительное местное давление V . Сосредоточенная нагрузка может возникнуть в месте опирания балки настила при отсутствии в этом месте ребра жёсткости. Давление V также воспринимается поясным швом, но направлено перпендикулярно к направлению сдвигающей силы T (рисунок 2.28).

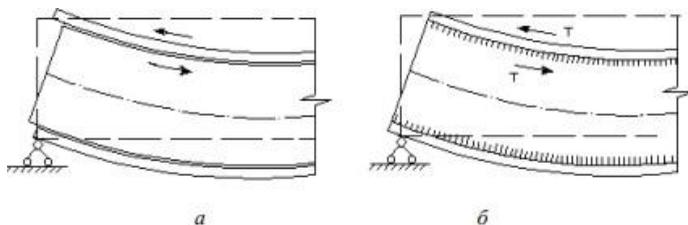


Рисунок 2.27 – К расчёту поясных швов: а) сдвиг незакреплённых поясов при изгибе; б) работа поясных швов при изгибе

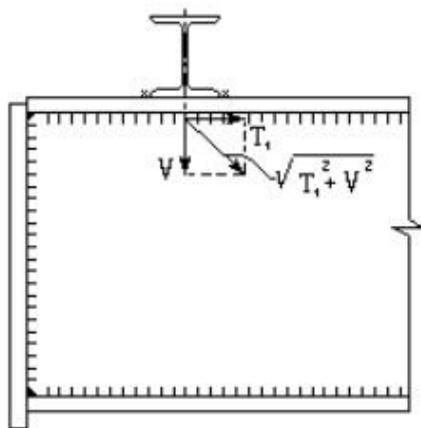


Рисунок 2.28 – К расчёту поясных швов

Величина этого местного давления на единицу длины шва равна

$$V = 2 \frac{F_{\text{оп.б.н.}}}{l_{\text{loc}}} .$$

Следовательно, верхние поясные швы работают на сдвиг (срез) в двух направлениях (см. рисунок 2.27). Расчет поясного шва в этом случае производят на их равнодействующую:

$$\sqrt{T_1^2 + V^2},$$

где T_1 – величина сдвигающей силы под балкой настила.

Максимальная величина этой равнодействующей будет под первой от опоры балкой настила.

Следует отметить, что величина сдвигающей силы под первой от опоры балкой настила T_1 будет несколько меньше максимальной сдвигающей силы T , имеющей место у опоры:

$$T_1 = \frac{Q_1 S_n}{I},$$

где Q_1 – величина поперечной силы в месте опирания первой от опоры балки настила, под которой нет ребра жёсткости.

Как было отмечено выше, поясной шов должен быть рассчитан по одному из двух сечений (см. рисунок 2.25, сеч. 1, 2):

- по металлу шва;
- по металлу границы сплавления.

Аналогично описанному выше, если отношение $\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} \leq 1$, то металл границы сплавления более прочен, чем металл шва, и расчёт углового шва выполняют по металлу шва:

$$\frac{\sqrt{T_1^2 + V^2}}{n \beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1,$$

где $l_w = 1$ см; $n = 1$ – при одностороннем расположении поясного шва; $n = 2$ – при двустороннем расположении поясного шва.

Откуда

$$k_f = \frac{\sqrt{T_1^2 + V^2}}{n \beta_f R_{wf} \gamma_c \gamma_w}.$$

Если отношение $\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} > 1$, то металл шва более прочен, чем металл границы сплавления, и расчёт углового шва выполняют по металлу границы сплавления:

$$\frac{\sqrt{T_1^2 + V^2}}{n\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_c \gamma_w} \leq 1.$$

Откуда

$$k_f = \frac{\sqrt{T_1^2 + V^2}}{n\beta_z R_{wz} \gamma_c \gamma_w}.$$

Катет поясного шва должен быть не менее минимально допустимой величины, указанной в таблице 38 СП [1].

Поясной шов принимаем односторонним.

Сдвигающая сила T_1 на 1 см длины шва в месте опирания балки настила (см. рисунок 2.28):

$$T_1 = \frac{Q_1 S_n}{I_x} = \frac{219,49 \times 820,16}{45153,82} = 3,986 \frac{\text{кН}}{\text{см}},$$

где $Q_1 = Q_{max} - qa_1 = 256 - 73,02 \times 0,5 = 219,49$ кН; $q = 73,02 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ – расчётная погонная нагрузка на главную балку; $a_1 = 0,5$ м – расстояние от опоры главной балки до первой от опоры балки настила; $S_n = 820,16 \text{ см}^3$ – статический момент полки главной балки относительно оси X; $I_x = 45153,82 \text{ см}^4$ – момент инерции сечения главной балки относительно оси X.

Местное давление V в месте опирания балки настила (см. рисунок 2.28):

$$V = 2 \frac{F_{\text{оп.б.н.}}}{l_{loc}} = 2 \times \frac{20,18}{11,4} = 3,54 \frac{\text{кН}}{\text{см}},$$

где $l_{loc} = 11,4$ см – длина распределения местной нагрузки в верхней части стенки.

Равнодействующая этих сил:

$$\sqrt{T_1^2 + V^2} = \sqrt{3,986^2 + 3,54^2} = 5,331 \frac{\text{кН}}{\text{см}},$$

определяем отношение

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} = \frac{0,9 \times 18}{1,05 \times 16,65} = 0,926 < 1,$$

следовательно, расчет шва выполняем по металлу шва по формуле

$$\frac{\sqrt{T_1^2 + V^2}}{n\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1.$$

Откуда

$$k_f = \frac{\sqrt{T_1^2 + V^2}}{n\beta_f R_{wf} \gamma_c \gamma_w} = \frac{5,331}{1 \times 0,9 \times 18 \times 1 \times 1} = 0,329 \text{ см}.$$

Принимаем катет шва $k_f = 5 \text{ мм}$.

Сопоставляем найденный катет с величиной минимально допускаемых катетов, указанных в таблице 38 СП [1] или Приложении 11 УП. В тавровых соединениях с односторонними угловыми швами при толщине более толстого из свариваемых элементов (полки) $t_{II} = 16 \text{ мм}$, катет должен быть не менее 6 мм. Окончательно принимаем катет поясного шва $k_f = 6 \text{ мм}$.

При применении двусторонних поясных швов приходится значительно увеличивать катет шва по сравнению с величиной, полученной в расчёте, что приводит к перерасходу сварочных материалов и повышению трудоёмкости изготовления.

2.6.2 Вариант № 2. Расчёт опорного узла балки из прокатного двутавра

Определение размеров опорного ребра

Ширину опорного ребра принимаем равной ширине изменённой части полки. В случае, если нет изменения сечения полки балки, ширину опорного ребра принимаем несколько меньше ширины полки балки. Ширину ребра менее 180 мм принимать не рекомендуется.

В рассматриваемом варианте расчёта принимаем ширину опорного ребра несколько меньше ширины полки балки. Ширина полки главной балки у нас 201 мм, поэтому принимаем $b_{\text{оп.р.}} = 190 \text{ мм}$. Толщина опорного ребра, согласно СП [1], должна быть не менее

$$\frac{3b_{\text{оп.п.}}}{2} \times \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{3 \times 190}{2} \times \sqrt{\frac{24}{20600}} = 9,73 \text{ мм.}$$

Принимаем толщину опорного ребра $t_{\text{оп.п.}} = 12 \text{ мм.}$

Проверки прочности опорного ребра

Проверяем прочность торцевой поверхности выступающей нижней части ребра за нижнюю полку балки.

Согласно СП [1], при высоте выступающей части опорного ребра $a \leq 1,5t_{\text{оп.п.}}$ проверку следует выполнять по смятию торцевой поверхности:

$$\frac{N}{A_{\text{см}} R_p \gamma_c} < 1,$$

где R_p – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности

(таблица В.6 СП [1]); $R_p = 35,1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ при значении временного со-

противления стали $R_u = 360 \text{ МПа}$; $A_{\text{см}}$ – площадь смятия.

Работа короткого элемента на сжатие называется смятием.

В рассматриваемом варианте расчета

$$a = 15 \text{ мм} \leq 1,5t_{\text{оп.п.}} = 1,5 \times 12 = 18 \text{ мм,}$$

следовательно, проверку выполняем по смятию торцевой поверхности:

$$\frac{N}{A_{\text{см}} R_p \gamma_c} = \frac{256}{22,8 \times 35,1 \times 1} = 0,319 < 1;$$

$$A_{\text{см}} = b_{\text{оп.п.}} t_{\text{оп.п.}} = 19 \times 1,2 = 22,8 \text{ см.}$$

Прочность на смятие торцевой поверхности ребра обеспечена.

На смятие работает выступающая нижняя часть опорного ребра.

Проверка общей устойчивости опорного ребра из плоскости стенки балки

Устойчивость может потерять вся опорная часть балки (условная стойка), в состав которой входят опорное ребро и прилегающий к нему участок стенки шириной a_1 :

$$a_1 = 0,65t_{\text{ст}} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \times 1,05 \times \sqrt{\frac{20600}{24}} = 19,99 \text{ см}.$$

Потеря устойчивости может произойти из плоскости стенки на длине условной стойки, равной высоте стенки у опоры. Закрепление условной стойки в поясах принимают шарнирным, следовательно, расчётная длина условной стойки

$$l_0 = \mu \times h_{\text{ст}} = 1 \times 42,2 = 42,2 \text{ см}.$$

Общую устойчивость условной стойки проверяем по формуле

$$\frac{Q_{\text{max}}}{A_{\text{усл.ст.}} \phi R_y \gamma_c} < 1,$$

где $A_{\text{усл.ст.}}$ – площадь поперечного сечения условной стойки:

Определяем геометрические характеристики сечения условной стойки (опорного участка балки):

Площадь поперечного сечения условной стойки:

$$A_{\text{усл.ст.}} = b_{\text{оп.р.}} \times t_{\text{оп.р.}} + t_{\text{ст.}} \times a_1 = 19 \times 1,2 + 1,05 \times 19,99 = 43,78 \text{ см}^2.$$

Момент инерции сечения условной стойки относительно оси X:

$$I_x = \frac{t_{\text{оп.р.}} b_{\text{оп.р.}}^3}{12} + \frac{a_1 t_{\text{ст.}}^3}{12} = \frac{1,2 \times 19^3}{12} + \frac{19,99 \times 1,05^3}{12} = 687,82 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции относительно оси X:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{\text{усл.ст.}}}} = \sqrt{\frac{687,82}{43,78}} = 3,96 \text{ см}.$$

Гибкость условной стойки из плоскости стенки:

$$\lambda_x = \frac{l_0}{i_x} = \frac{42,2}{3,96} = 10,65.$$

Условная гибкость условной стойки из плоскости стенки:

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 10,65 \times \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,363.$$

Зная условную гибкость, по таблице Д.1 СП [1] находим коэффициент $\varphi = 1$.

Проверяем устойчивость опорной части балки:

$$\frac{256}{43,78 \times 1 \times 24 \times 1} = 0,243 < 1.$$

Устойчивость опорного сечения балки обеспечена.

Расчет шва, прикрепляющего опорное ребро к стенке балки

Такие коэффициенты при:

- положении шва в лодочку;
- катете шва от 3 до 8 мм;
- диаметре сварочной проволоки $d < 1,4 \text{ мм}$.

$R_{wf} = 18 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ (таблица Г.2, СП 16.13330.2017) – расчётное сопротивление сварного углового соединения срезу по металлу шва;

$$R_{wz} = 0,45 R_{wf} = 0,45 \times 37 = 16,65 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2},$$

R_{wz} – расчётное сопротивление сварного углового соединения срезу по металлу границы сплавления.

β_f, β_z – коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые соответственно 0,9 и 1,5 по таблице 39, СП 16.13330.2017 (для механизированной сварки).

Сравнив прочность шва и прочность свариваемой стали и сократив постоянные $k_f l_w$, получаем величины $\beta_f R_{wf}$ и $\beta_z R_{wz}$, отношение которых указывает более слабое место в сварном соединении. Иными словами, прочность вышеуказанных сечений оценивают по отношению

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}},$$

Если отношение $\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} \leq 1$, то металл границы сплавления более прочен, чем металл шва, и расчёт углового шва выполняют по металлу шва

$$\frac{2Q_{\max}}{n\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c \gamma_w} \leq 1.$$

Если отношение $\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} > 1$, то металл шва более прочен, чем металл границы сплавления, и расчёт углового шва выполняют по металлу границы сплавления:

$$\frac{2Q_{\max}}{n\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_c \gamma_w} \leq 1,$$

где n – количество сварных швов; γ_w – коэффициент условий работы сварного шва.

Если шов, работающий на срез, имеет большую длину, то середина шва оказывается малонагруженной и не принимает участия в работе шва на срез. На срез работают только концевые участки шва, суммарная длина которых называется расчётной. Согласно СП [1], расчётная длина углового шва, работающего на срез, должна быть не более $85\beta_f k_f$.

Независимо от того, по какому сечению выполняется расчёт шва, в формуле для определения расчётной длины всегда используют коэффициент глубины проплавления по шву β_f .

Определяем отношение:

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} = 0,926 \leq 1,$$

следовательно, расчет углового шва выполняем по металлу по металлу шва.

В рассматриваемом варианте расчёта шов, прикрепляющий опорное ребро к стенке балки, имеет значительную длину (по нашему мнению, это значение можно мысленно принять близким к ширине опорного ребра главной балки, а оно равно

$b_{\text{оп.р.г.л.б.}} = 19 \text{ см}$ следовательно, в формуле расчёта угловых швов, на срез по металлу шва заменяем l_w на $l_{\text{расч.}} = 85\beta_f k_f$:

$$\frac{2Q_{\text{max}}}{n\beta_f k_f 85\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c \gamma_w} \leq 1.$$

Откуда

$$k_f = \sqrt{\frac{2Q_{\text{max}}}{n\beta_f 85\beta_f R_{wf} \gamma_c \gamma_w}} = \sqrt{\frac{2 \times 256}{2 \times 0,9 \times 85 \times 0,9 \times 18 \times 1 \times 1}} = 0,454 \text{ см}.$$

Принимаем катет шва, прикрепляющего опорное ребро к стенке, равным $k_f = 5 \text{ мм}$.

2.7 Расчет центрально-сжатой колонны

2.7.1 Выбор марки стали

Согласно (СП 16.13330.2017. Приложение В), колонны относят к группе 3, для которой возможно применение кипящей стали. Однако в настоящее время кипящей стали выплавляется в малом количестве и ограниченной толщины (см. таблицу В.5 СП 16.13330.2017), поэтому для колонн рабочих площадок желательно применять сталь С245.

Другие марки стали следует применять при соответствующем технико-экономическом обосновании. Окончательно принимаем сталь марки С245 для колонн:

$$R_y = 240 \text{ МПа} ; R_{yn} = 245 \text{ МПа} ;$$

$$R_u = 360 \text{ МПа} ; R_{un} = 370 \text{ МПа} .$$

2.7.2 Определение высоты колонны

При определении высоты колонны следует учитывать способ опирания главной балки на колонну, сверху или сбоку, а также опирания балок настила на главную балку – этажное или пониженное (рисунок 2.29).

В рассматриваемом варианте расчёта отметка верха настила $H=4,6$ м, опирание балок настила на главную балку – поэтажное (сверху).

Принимаем величину заглибления $h_{\text{загл}}=600$ мм (60 см пола это заглибление несущих колонн каркаса), тогда высота колонны при опирании главных балок на колонну сверху:

$$h_k = H - h_{\text{гл.б.}} - 20 - h_{\text{б.н.}} - t_{\text{наст.}} + h_{\text{загл.}} = \\ = 4600 - 482 - 20 - 157 - 6 + 600 = 4535 \text{ мм}$$

где 20 мм – выступающая часть опорного ребра балки.

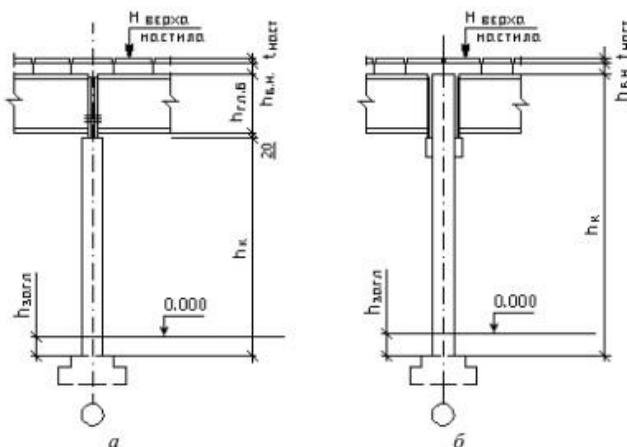


Рисунок 2.29 – К определению высоты колонны при опирании главных балок: а – сверху; б – сбоку

2.7.3 Определение нагрузки на колонну

При опирании двух балок на колонну нагрузка на неё складывается из двух опорных реакций главных балок с учётом собственного веса колонны:

$$N = 1,02 \times 2 \times Q_{\text{max}} = 1,02 \times 2 \times 256 = 522,24 \text{ кН},$$

где 1,02 – коэффициент, учитывающий собственный вес колонны.

2.7.4 Определение расчетной схемы колонны

Расчётную длину колонны определяют в зависимости от способа закрепления её в фундаменте, а также от способа прикрепления главных балок.

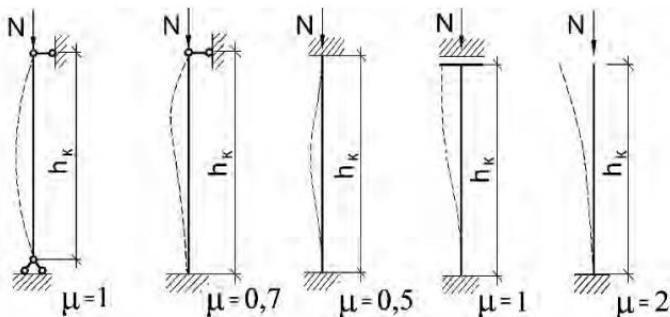


Рисунок 2.30 – Способы закрепления колонны в фундаменте

В общем случае расчётная длина колонны равна

$$l_{\text{расч}} = h_k \mu ,$$

μ – коэффициент приведения длины колонны, зависящий от вида закрепления узлов, а также характера нагрузки (рисунок 2.30).

Обычно прикрепление однопролётных балок к колоннам считается шарнирным. Несмещаемость верхнего узла колонны обеспечивается самой балочной клеткой и системой вертикальных связей по колоннам.

Закрепление колонны в фундаменте может быть как жёстким, так и шарнирным. Обычно в задании на курсовое проектирование задают способ закрепления колонны в фундаменте. Если закрепление не задано, то при расчете малонагруженных колонн небольшой длины можно принять шарнирное соединение с фундаментом и, следовательно, коэффициент $\mu = 1$.

Примечание. Если длина колонны большая, 8 м и более, то целесообразнее применять жёсткое защемление в фундаменте и коэффициент $\mu = 0,7$. Жёсткое защемление обеспечивается

надёжным анкерным креплением и массивным железобетонным фундаментом.

Опирание колонны на фундамент принимаем шарнирное и расчётная (приведенная) длина колонны равна

$$l_{\text{расч}} = 453,5 \times 1 = 453,5 \text{ см}.$$

Как известно, исчерпание несущей способности центрально сжатых колонн происходит в результате потери устойчивости. Условие устойчивости центрально сжатого стержня:

$$\frac{N}{\varphi AR_y \gamma_c} \leq 1.$$

На первом этапе расчёта, независимо от типа сечения колонны, из условия устойчивости центрально сжатого стержня находят требуемую площадь сечения колонны:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c},$$

φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, зависящий от условной гибкости стержня.

Задав гибкость λ , которую можно приближенно принять в нашем случае в пределах 70...100, и зная расчетное сопротивление стали сжатию, определяют условную гибкость $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Коэффициент устойчивости при центральном сжатии численно равен отношению критических напряжений потери устойчивости к пределу текучести стали. Коэффициент $\varphi < 1$.

Пользуясь приближённо принятой гибкостью $\bar{\lambda}$, далее необходимо найти требуемый радиус инерции:

$$i_{\text{тр}} = \frac{l_{\text{расч.}}}{\lambda}.$$

Принимаем приближенно $\lambda = 90$ и находим условную гибкость:

$$\bar{\lambda} = 90 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,07.$$

Тип сечения принимаем «b» по (СП 16.13330.2017, таблица 7). Для типа сечения b и условной гибкости равной 3,07, коэффициент $\varphi = 0,640$ (СП 16.13330.2017, приложение Д1.).

Требуемая площадь сечения колонны:

$$A_{\text{тр}} = \frac{522,24}{0,64 \times 24 \times 1} = 34 \text{ см}^2.$$

Требуемый радиус инерции:

$$i_{\text{тр}} = \frac{453,5}{90} = 5,03 \text{ см} \approx 50,3 \text{ мм}.$$

Зная требуемые площадь и радиус инерции, подбирают сечение колонны, определяют геометрические характеристики выбранного сечения и проверяют устойчивость колонны.

Так же, как и в случае с балками, первой будем рассчитывать сплошную колонну из двух швеллеров в коробку – вариант № 1, а после колонну из прокатного двутавра – вариант № 2.

2.7.5 Вариант № 1. Колонна из двух швеллеров

2.7.5.1 Подбор сечения

Из условия устойчивости центрально сжатого стержня определяют требуемую площадь сечения стержня и требуемый радиус инерции относительно материальной оси X (*если бы была необходимость запроектировать сквозную колонну из двух швеллеров, то подбор сечений сквозных колонн выполняли бы по тем же правилам, что и для подбора сплошных, но с заменой гибкости стержня λ_y на приведенную гибкость λ_{ef} относительно свободной оси Y . Приведенная гибкость учитывает совместную работу ветвей и планок (или решёток):*

1) зная $A_{\text{тр}} = 34 \text{ см}^2$; $i_{\text{тр}} = 5,03 \text{ см}$, определяем фактическую гибкость стержня колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{\text{расч.}}}{i_x} = \frac{453,5}{5,07} = 89,44;$$

2) тогда условная гибкость

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 89,44 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,05;$$

3) коэффициент δ :

$$\begin{aligned}\delta &= 9,87(1 - \alpha + \beta\bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = \\ &= 9,87(1 - 0,04 + 0,09 \times 3,05) + 3,05^2 = 21,48,\end{aligned}$$

$\alpha = 0,04$ по таблице 7. СП [1] – для типа сечения b;

$\beta = 0,09$ по таблице 7. СП [1] – для типа сечения b;

4) коэффициент устойчивости

$$\begin{aligned}\varphi &= \frac{0,5\left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48\bar{\lambda}^2}\right)}{\bar{\lambda}^2} = \\ &= \frac{0,5\left(21,48 - \sqrt{21,48^2 - 39,48 \times 3,05^2}\right)}{3,05^2} = 0,633.\end{aligned}$$

Требуемая площадь сечения одной ветви швеллера:

$$A_{\text{тр.в.}} = \frac{N}{2\varphi_x R_y \gamma_c} = \frac{522,24}{2 \times 0,633 \times 24 \times 1} = 17,18 \text{ см}^2.$$

Устойчивость стержня колонны относительно материальной оси X:

$$\frac{N}{\varphi_x 2A_b R_y \gamma_c} = \frac{522,24}{0,633 \times 2 \times 17,18 \times 24 \times 1} = 1 \leq 1.$$

Устойчивость стержня колонны относительно материальной оси X обеспечена.

Формируем сечение из двух швеллеров № 16П (рисунок 2.31) по ГОСТ 8240-97, геометрические характеристики которых:

- площадь сечения – $A = 18,1 \text{ см}^2$;
- ширина полки – $b = 64 \text{ мм}$;
- радиусы инерции – $i_x = 6,44 \text{ см}$; $i_y = 2 \text{ см}$;
- расстояние от оси Y до наружной грани стенки – $x_0 = 1,97 \text{ см}$;
- момент инерции относительно оси X – $I_x = 750 \text{ см}^4$;
- момент инерции относительно оси Y – $I_y = 72,8 \text{ см}^4$.

Определение геометрических характеристик подбранного сечения колонны

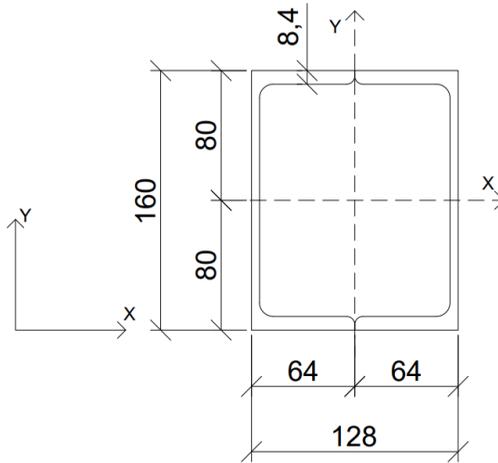


Рисунок 2.31 – К определению геометрических характеристик

Площадь сечения колонны:

$$2A = 2 \times 18,1 = 36,2 \text{ см}^2 .$$

Статические моменты

Обозначим начало координат в самой левой нижней точке сечения.

Тогда статический момент сложной фигуры относительно оси X равен сумме статических моментов простых фигур, составляющих эту фигуру:

$$S_x = S_{x_1} + S_{x_2} ;$$

$$S_{x_1} = S_{x_2} = A_1 + Y_{c1} = 18,1 \times 8 = 144,8 \text{ см}^3 ;$$

$$S_x = 144,8 \times 2 = 289,6 \text{ см}^3 ;$$

$S_{x_1} = S_{x_2}$ – так как у нас два одинаковых швеллера № 16П и высота каждого равна 160 мм,

где Y_{c1} и Y_{c2} – это расстояния от центральной оси X каждой фигуры до оси X принятого начала координат (расстояние по Y).

Теперь относительно оси Y:

$$S_y = S_{y1} + S_{y2} ;$$

$$S_{y1} = A_1 + X_{c1} = 18,1 \times 1,8 = 32,58 \text{ см}^3 ;$$

$$S_{y2} = A_1 + X_{c2} = 18,1 \times 11 = 199,1 \text{ см}^3 ;$$

$$S_y = 32,58 + 199,1 = 231,68 \text{ см}^3 .$$

где X_{c1} и X_{c2} – это расстояния от центральной оси Y каждой фигуры до оси Y принятого начала координат (расстояние по X).

Центр тяжести

Зная площадь сечения и его статические моменты, можно определить координаты центра тяжести по следующим формулам:

$$x_c = \frac{S_y}{A} = \frac{231,68}{36,2} = 6,4 \text{ см} ;$$

$$y_c = \frac{S_x}{A} = \frac{289,6}{36,2} = 8 \text{ см} .$$

Центр тяжести показан (см. рисунок 2.31).

Моменты инерции

Моменты инерции будем вычислять относительно центральных осей фигуры (центра тяжести).

Момент инерции сложной фигуры (I_x) относительно оси x_c (центр тяжести сложной фигуры) равен сумме моментов инерции простых фигур, составляющих эту сложную фигуру (относительно этой же оси).

$$I_x = I_{x1} + I_{x2} = 750 + 750 = 1500 \text{ см}^4 .$$

$I_{x1} = I_{x2}$ – из-за симметричности фигур.

$$I_{x1} = I_{x1}^1 + b_1^2 \times A_1 = 750 + 0 \times 18,1 = 750 \text{ см}^4 ,$$

где $I_{x1}^1 = 750 \text{ см}^4$ – момент инерции швеллера 1 относительно собственного центра тяжести; $b_1 = 0$ – расстояние от центра тяжести швеллера до оси x_c (по оси y_c); $A_1 = 18,1$ – площадь швеллера.

Аналогично относительно оси Y:

$$I_y = I_{y_1} + I_{y_2} = 455,796 + 455,796 = 911,59 \text{ см}^4 ;$$

$I_{y_1} = I_{y_2}$ – из-за симметричности фигур.

$$I_{y_1} = I_{y_1}^1 + a_1^2 A_1 = 72,8 + 4,6^2 \times 18,1 = 455,796 \text{ см}^4 .$$

$a_1 = 4,6 \text{ см}$ – расстояние от центра тяжести швеллера до оси y_c (по оси x_c).

Главными осями называются такие оси координат, относительно которых центробежный момент инерции равен нулю. В нашем же случае это прямоугольник (коробка) из двух идентичных швеллеров № 16П. Как известно, центробежный момент инерции прямоугольника относительно осей X и Y равен нулю, так как эти оси совпадают с его осями симметрии. Тогда в нашем случае главными моментами инерции являются **найденные** I_x и I_y .

Радиусы инерции относительно главных осей:

$$I_x = I_u = 1500 \text{ см}^4 ;$$

$$I_y = I_v = 911,59 \text{ см}^4 .$$

Относительно оси X (U):

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1500}{36,2}} = 6,43 \text{ см} .$$

Относительно оси Y (V):

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{911,59}{36,2}} = 5,01 \text{ см} .$$

Проверку найденных геометрических характеристик можно выполнить в любом калькуляторе, который можно найти в интернете.

Как видно из онлайн-расчёта (рисунок 2.32), значения имеют небольшую погрешность с найденными нами из-за несоответствия сортаментов.

В нашем случае – это ГОСТ 8240-97.

На сайте – ГОСТ 8240-72.

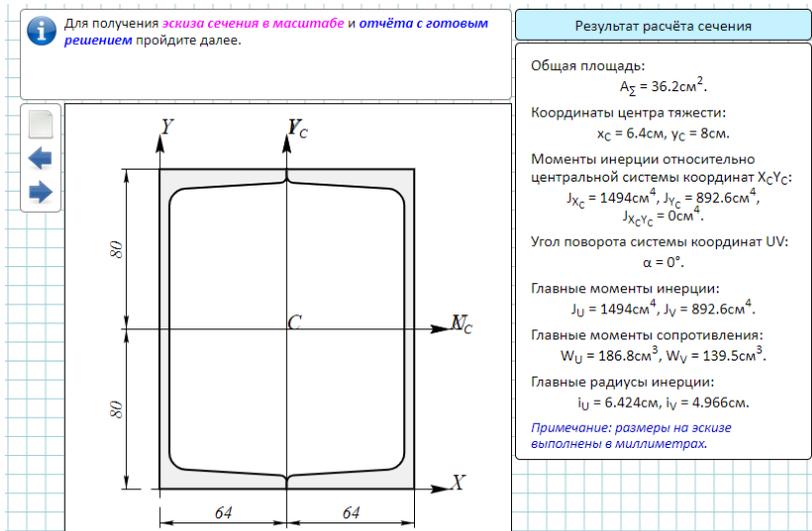


Рисунок 2.32 – онлайн-расчёт геометрических характеристик составного сечения

2.7.5.2 Проверки сечения

Проверка сечения сплошной колонны на устойчивость

Для проверки устойчивости колонны необходимо определить фактические гибкости колонны относительно осей X и Y. Затем по максимальной из найденных гибкостей следует найти коэффициент φ .

В рассматриваемом примере расчета гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{\text{расч.}}}{i_x} = \frac{453,5}{6,43} = 70,52 \approx 71 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \frac{l_{\text{расч.}}}{i_y} = \frac{453,5}{5,01} = 90,51 \approx 91 \text{ см}.$$

Гибкости колонны относительно осей X и Y не одинаковы $\lambda_x \neq \lambda_y$, следовательно, прокатная колонна неравноустойчива. Устойчивость колонна потеряет раньше в плоскости наибольшей

гибкости. Потеря устойчивости произойдет по плоскости вдоль оси У в направлении оси Х.

По максимальной гибкости $\lambda_y = \lambda_{max} = 91$ см находим максимальную условную гибкость колонны:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 91 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,1.$$

Тип сечения принимаем “b” по (СП 16.13330.2017, таблица 7). Для типа сечения b и условной гибкости равной 3,2, коэффициент $\varphi = 0,602$ (СП 16.13330.2017, приложение Д1).

Проверяем устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi AR_y \gamma_c} = \frac{522,24}{0,602 \times 36,2 \times 24 \times 1} = 0,998 < 1.$$

Условие выполняется, следовательно, колонна не потеряет устойчивость.

Недонапряжение составляет

$$\Delta_\sigma = (1 - 0,998) \times 100\% = 0,2\% < 5\% .$$

Если недонапряжение более 5 %, то сечение подобрано с перерасходом металла, и оно неэкономично. Следует вновь подобрать сечение балки, скорректировав основные размеры сечения.

Проверка гибкости сплошной колонны

Расчёт гибкости колонны произведен вначале пункта “проверка сечения колонны на устойчивость”. Гибкость колонны не должна превышать предельного значения, приведенного в (таблице 32, СП 16.13330.2017.). Для колонн

$$\lambda_{пред.} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \times 0,998 = 120,1 ,$$

где $\alpha = \frac{N}{\varphi AR_y \gamma_c} = 0,998 .$

Сравним предельно допустимую гибкость с гибкостью колонны λ_x и λ_y соответственно перпендикулярным осям Х и У:

$$\lambda_x = 71 < \lambda_{пред.} = 120,1 ;$$

$$\lambda_y = 91 < \lambda_{пред.} = 120,1 .$$

Гибкость колонны из двух швеллеров № 16П не превышает предельно допускаемую.

2.7.5.3 Проверка прочности стыковых сварных швов

Изготавливают колонну на заводе металлоконструкций, где обычно используют механизированную (полуавтоматическую) сварку сварочной проволокой Св-08Г2С в углекислом газе (см. таблицу Г.1 Приложения Г СП [1]).

Сварные швы встык (рисунок 2.33) рассчитывают по тем же формулам, что и основное сечение, только напряжения сравнивают не с расчётным сопротивлением основного металла R_y , а с расчётными сопротивлениями сварных швов R_{ws} или R_{wy} в зависимости от направления приложенной силы.

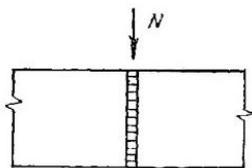


Рисунок 2.33 – Стыковое соединение

Чтобы сечение в месте соединения не было ослаблено, шов должен быть полным и качественным без подрезов и непроваров с полной заваркой концов. Наплавы сварного шва расчетом не учитываются. При работе шва на срез напряжение в прямом стыковом шве проверяют по формуле

$$\tau_w = \frac{N}{A_w} = \frac{N}{l_w t} \leq R_{ws} \gamma_c,$$

где $R_{ws} = R_s = 20,93 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ – расчётное сопротивление стыкового шва при работе на сдвиг (срез). (СП 16.13330.2017. Таблица 4);

$R_s = \frac{0,58R_{st}}{\gamma_m} = \frac{0,58 \times 37}{1,025} = 20,93 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ – расчетное сопротивление стали срезу, формулу можно найти в “СП 16.13330.2017, таблица 2”;

γ_m – коэффициент надежности по нагрузке по материалу в нашем случае равный 1,025 (СП 16.13330.2017, таблица 3”); l_w – длина сварного шва; $t = 8,4$ мм – толщина свариваемых элементов.

Определяем расчётную длину сварного шва. Так как при соединении элементов сварными стыковыми швами шов выполняют полным и без непроваров и с полной заваркой концов, то:

$$l_w = l_{\text{расч.}} - t_{\text{пл.ог.}} - t_{\text{базы колонны}} = 453,5 - 20 - 20 = 413,5 \text{ мм}.$$

Так как на этом этапе расчёта ещё не подсчитаны значения толщин плит оголовка и базы колонны, следовательно, назначаем эти размеры приближенно равными $t_{\text{пл.ог.}} = 20$ мм, $t_{\text{пл}} = 20$ мм.

$$\frac{N}{l_w t} \leq R_{ws} \gamma_c ;$$

$$\frac{522,24}{41,35 \times 0,84} \leq 20,93 \times 1 ;$$

$$15,03 \leq 20,93 .$$

Прочность шва при работе на срез обеспечена.

2.7.6 Вариант № 2. Колонна из прокатного двутавра

2.7.6.1 Подбор сечения

Зная требуемые площадь и радиус инерции, из сортамента горячекатаных двутавров с параллельными гранями полок подбираем колонный двутавр 20К1, у которого

$$A = 52,69 \text{ см}^2 ;$$

$$t_w = 6,5 \text{ мм (толщина стенки);}$$

$$b = 199 \text{ мм (ширина полки)}$$

$$t_f = 10 \text{ мм (толщина полки);}$$

$$h = 196 \text{ мм (высота двутавра);}$$

$$h_w = 176 \text{ мм (высота стенки);}$$

$$i_x = 85,44 \text{ мм} \approx 8,54 \text{ см} ;$$

$$i_y = 49,95 \text{ мм} \approx 4,99 \text{ см}.$$

$$\rho_l = 41,4 \frac{\text{КГ}}{\text{М}} \text{ (линейная плотность).}$$

2.7.6.2 Проверки сечения

Проверка сечения прокатной колонны на устойчивость

Для проверки устойчивости колонны необходимо определить фактические гибкости колонны относительно осей X и Y (рисунок 2.34). Затем по максимальной из найденных гибкостей следует найти коэффициент φ .

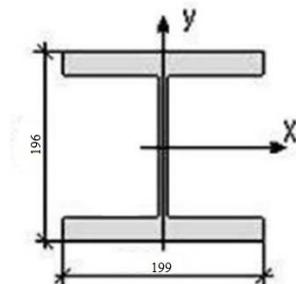


Рисунок 2.34 – Колонный двутавр

В рассматриваемом примере расчёта гибкости колонны

$$\lambda_x = \frac{l_{\text{расч.}}}{i_x} = \frac{453,5}{8,54} = 53,1 \approx 54 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \frac{l_{\text{расч.}}}{i_y} = \frac{453,5}{4,99} = 90,7 \approx 91 \text{ см}.$$

Гибкости колонны относительно осей X и Y не одинаковы $\lambda_x \neq \lambda_y$, следовательно, прокатная колонна неравноустойчива. Устойчивость колонна потеряет раньше в плоскости наибольшей гибкости. Потеря устойчивости произойдет по плоскости вдоль оси Y в направлении оси X.

По максимальной гибкости $\lambda_y = \lambda_{\text{max}} = 91 \text{ см}$ находим максимальную условную гибкость колонны:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 91 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,1.$$

Тип сечения принимаем “b” по (СП 16.13330.2017, таблица 7). Для типа сечения b и условной гибкости равной 3,07, коэффициент $\varphi = 0,640$ (СП 16.13330.2017, приложение Д1).

Проверяем устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{522,24}{0,640 \times 52,69 \times 24 \times 1} = 0,645 < 1.$$

Условие выполняется, следовательно, колонна не потеряет устойчивость.

Недонапряжение составляет

$$\Delta_\sigma = (1 - 0,645) \times 100\% = 35,5\% > 5\%.$$

В рассматриваемом варианте расчёта недонапряжение немного превышает допустимые 5 %. При применении прокатных профилей не всегда удаётся добиться требуемой величины недонапряжения, так как сортамент прокатных двутавров ограничен. Уменьшение сечения колонны (в нашем случае выбор двутавра 15К) приведет к перенапряжению, что недопустимо в практике проектирования.

Проверка гибкости прокатной колонны

Гибкость колонны не должна превышать предельного значения, приведенного в (таблица 32. СП 16.13330.2017). Для колонн

$$\lambda_{\text{пред.}} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \times 0,645 = 141,3,$$

$$\text{где } \alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = 0,645.$$

Сравним предельно допустимую гибкость с гибкостью прокатной колонны λ_x и λ_y соответственно перпендикулярным осям X и Y:

$$\lambda_x = 54 < \lambda_{\text{пред.}} = 141,3;$$

$$\lambda_y = 92 < \lambda_{\text{пред.}} = 141,3.$$

Гибкость колонны не превышает предельно допускаемую.

2.8 Расчёт оголовка и базы колонны

Оголовок колонны – это узел передачи нагрузки с балок на колонны. Оголовок передает опорную реакцию балок на колонну.

2.8.1 Расчет оголовка и базы колонны из двух швеллеров

В сплошных колоннах опорный лист оголовка усиливают рёбрами жёсткости, которые препятствуют изгибу опорного листа и одновременно способствуют включению в работу всего расчётного сечения колонны. Длина рёбер жёсткости принимается из учета восприятия прикрепляющими их угловыми сварными швами всего приходящегося на колонну усилия. Для центрирования нагрузки к опорному листу **могут** привариваться опорные (центрирующие) пластинки шириной до 100 мм.

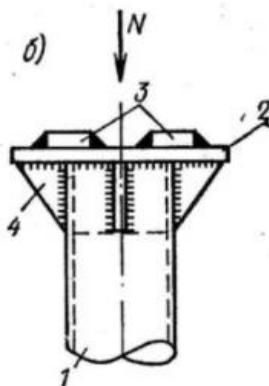


Рисунок 2.35 – Оголовок колонны 1 – стержень колонны;
2 – опорная плита; 3 – центрирующая пластинка;
4 – ребро жёсткости

Высоту рёбер определяют из расчёта угловых швов, прикрепляющих рёбра к стержню колонны. Приварку рёбер оголовка (рисунок 2.35) к стержню колонны обычно выполняют механизированной сваркой.

Рёбра необходимо проверить на срез по высоте. Если прочность не обеспечена, то необходимо увеличить их толщину.

Толщину плиты оголовка обычно принимают равной 20...30 мм.

В рассматриваемом примере расчёта, когда балка опирается сверху на сплошную колонну из двух швеллеров, принимаем примерную толщину плиты оголовка $t_{пл.ог.} = 20$ мм. Размеры плиты оголовка в плане 428×458 . (прибавляем по 150 мм с каждой стороны, значение высчитываем при определении ширины ребра оголовка сплошной колонны (коробка)).

Расчет сварных швов

1. Вид сварки – механизированная (полуавтоматическая) сварка.
2. Тип электрода – Э42.
3. Сварочный материал – проволока Св-08А.

Расчетные сопротивления:

- По шву $R_{wf} = 18 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$;

- по металлу границы сплавления

$$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \times 37 = 16,65 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}, \text{ по таблице 4 (СП}$$

16.13330.2017) сталь С245.

Коэффициенты глубины проплавления

β_f, β_z – коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые соответственно 0,9 и 1,05 по таблице 39 СП 16.13330.2017;

по шву: $\beta_f = 0,9$;

по зоне сплавления: $\beta_z = 1,05$.

Определяем отношение

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} > 1;$$

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} = \frac{0,9 \times 18}{1,05 \times 16,65} = 0,926 < 1.$$

Находим более слабое сечение сварного соединения – металл шва. Следовательно, расчет выполняем по формуле

$$\frac{N}{n\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c \gamma_w} \leq 1,$$

где $n=4$ количество сварных швов; γ_w – коэффициент условий работы сварного шва следует принимать равным 1.

Откуда определяем **длину шва**, предварительно задав катет шва при однопроходной сварке $k_f = 5$ мм (обычно принимают от 5 до 10 мм):

$$l_w = \frac{N}{n\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c \gamma_w} = \frac{522,24}{4 \times 0,9 \times 0,5 \times 18 \times 1} = 16,11 \text{ см} \leq 85\beta_f k_f = 38,25 \text{ см}.$$

Сварные соединения с угловыми швами работают на срез на длине не более

$$l_{\text{расч.}} = 85\beta_f k_f. \text{ Эта длина называется расчётной.}$$

Требуемая длина шва менее величины $l_{\text{расч.}}$, следовательно, шов работает по всей длине. Искомая высота рёбер равна

$$h_p = l_w + 10 \text{ мм} = 161,1 + 10 = 171,1 \text{ мм} \approx 18 \text{ см},$$

где 10 мм учитывает непровар в начале и конце сварного шва.

Принимаем высоту рёбер оголовка $h_p = 180$ мм.

При опирании балок с помощью торцевого опорного ребра усилие на стержень колонны передается опорными рёбрами через плиту оголовка. Плита поддерживается рёбрами, приваренными к стенке колонны. Толщина рёбер оголовка определяется из условия смятия. Тогда определяем ширину и толщину рёбер оголовка из условия смятия рёбер под опорными рёбрами балки:

$$\frac{N}{A_{\text{см.реб.ог.}} R_p \gamma_c} \leq 1,$$

откуда требуемая площадь смятия ребра

$$A_{\text{см.реб.ог.}} = \frac{N}{R_p \gamma_c} = \frac{522,24}{35,1 \times 1} = 14,87 \text{ см}^2$$

где $R_p = 35,1$ – расчётное сопротивление смятию торцевой поверхности (таблица В.6 СП [1]), с учётом стали С245, где $R_u = 360$.

Ширина поверхности смятия рёбер оголовка:

$$b_{см} = b_{оп.р.г.л.б} + 2t_{пл.ог.} = 21 + 2 \times 2 = 25 \text{ см.}$$

Требуемая толщина рёбер оголовка

$$t_{тр.р} = \frac{A_{см.ребр.ог.}}{b_{см}} = \frac{14,87}{25} = 0,594 \text{ см} \approx 5,9 \text{ мм.}$$

По ГОСТ 82-70 принимаем $t_p = 7$ мм (7 мм, так как при меньшей толщине ребро теряет местную устойчивость).

Ширину ребра оголовка в верхней части принимаем несколько большей, чем

$$b_{ребр.ог.} = \frac{b_{см} - t_{ст.кол.}}{2} = \frac{25 - 0,84}{2} = 12,08 \text{ см} \approx 120,8 \text{ мм.}$$

Принимаем ширину ребра оголовка в верхней части оголовка $b_{ребр.ог.} = 130$ мм. Тогда ширина плиты оголовка будет равна $b_{пл.ог.} = (130 + 20) + 128 + (130 + 20) = 428$ мм.

Проверяем местную устойчивость ребра

$$t_p = 7 \text{ мм} > \frac{3b_p}{2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{3 \times 130}{2} \times \sqrt{\frac{24}{20600}} = 6,65 \text{ м.}$$

Ребро не потеряет местную устойчивость.

Ребро оголовка необходимо проверить на срез по высоте:

$$\frac{N}{nt_p h_p R_s \gamma_c} = \frac{522,24}{2 \times 0,7 \times 13 \times 13,86 \times 1} = 2,07 < 1,$$

где n – количество рёбер.

$$R_s = \frac{0,58 R_{ym}}{\gamma_m} \text{ – расчётное сопротивление стали срезу, формулу}$$

можно найти в “СП 16.13330.2017, таблица 2”. γ_m – коэффициент надёжности по нагрузке в нашем случае равный 1,025 (СП 16.13330.2017, таблица 3”):

$$R_s = \frac{0,58 \times 24,5}{1,025} = 13,86 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Так как ребро оголовка не проходит проверку на срез по высоте, увеличим длину шва на 11 см – $l_w = 27,11$ см, тогда: $h_p = 29$ см.

$$\frac{N}{nt_p h_p R_s \gamma_c} = \frac{522,24}{2 \times 0,7 \times 29 \times 13,86 \times 1} = 0,928 < 1.$$

Прочность ребра на срез обеспечена.

Расчёт базы колонны из двух швеллеров

Плита базы работает как пластинка на упругом основании. Она воспринимает давление от колонны и передаёт его на фундамент. Реактивный отпор бетона фундамента для простоты расчета принимают равномерно распределенным $q_{\text{бет}}$.

Плиту рассчитывают, как пластину, нагруженную снизу равномерно распределённым давлением фундамента.

Требуемую площадь плиты $A_{\text{пл}}$ назначают такой, чтобы давление плиты на бетон фундамента не превышало прочности бетона фундамента:

$$\frac{N}{A_{\text{пл}} R_b \gamma_{b2} \psi_b} \leq 1,$$

где R_b – прочность бетона на сжатие (СП 52-101-2003. Бетонные и ж/б конструкции.); $\gamma_{b2} = 0,9$ – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки; ψ_b – коэффициент равный

$$\psi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{\text{пл}}}{A_{\text{ф}}}},$$

где $A_{\text{ф}}$ – площадь обреза фундамента.

Обычно принимают $\psi_b = 1,1 \div 1,5$.

Требуемая площадь плиты:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_b \gamma_{b2} \psi_b} = \frac{522,24}{0,6 \times 0,9 \times 1,2} = 805,92 \text{ см}^2,$$

где $R_b = 0,6 \frac{\text{кН}}{\text{см}}$, расчётное сопротивление бетона фундамента класса В10 по прочности на осевое сжатие (СП 52-101-2003.).

Принимаем $\psi_b = 1,2$.

Определив требуемую площадь плиты $A_{\text{тр}}$, находим размеры плиты в плане (рисунок 2.36).

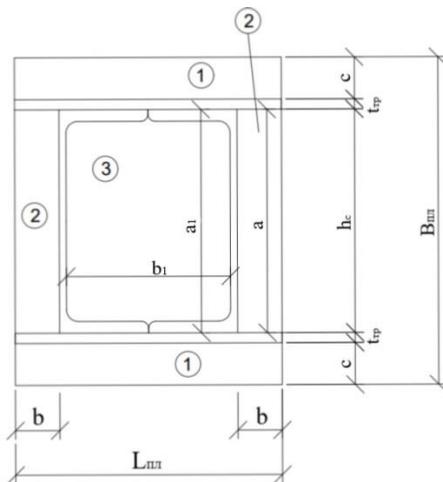


Рисунок 2.36 – Расчётные участки плиты базы

Размер $B_{\text{пл}}$ назначают конструктивно, исходя из:

- ширины полки колонны $b_{\text{п}}$;
- толщины траверс $t_{\text{тр}}$, которую обычно принимают 10...14 мм;
- вылета консольной части плиты c , который принимают 40...120 мм

$$B_{\text{пл}} = 2c + 2t_{\text{тр}} + h_{\text{ветв.шв.}} = 2 \times 4 + 2 \times 1 + 16 = 26 \text{ см},$$

где c – консольный свес. Принимаем $c = 40$ мм; $t_{\text{тр}}$ – толщина траверсы. Принимаем $t_{\text{тр}} = 10$ мм; $h_{\text{ст.кол.}}$ – высота стержня колонны.

$$h_{\text{ст.кол.}} = 160 \text{ мм}.$$

В соответствии с сортаментом широкополосного универсального проката (ГОСТ 82-70) принимаем $B_{пл} = 260$ мм.

Уточняем размер консольного свеса c (см. рисунок 2.36):

$$c = \frac{B_{пл} - 2t_{тр} - b_{п}}{2} = \frac{26 - 2 \times 1 - 16}{2} = 4 \text{ см.}$$

Размер одной из сторон – $B_{пл}$ или $L_{пл}$ – принимают по сортаменту широкополосного универсального проката (ГОСТ 82-70), размер другой стороны округляют до 10 мм.

Длина плиты равна

$$L_{пл} = \frac{A_{тр}}{B_{пл}} = \frac{805,92}{26} = 30,99 \text{ см.}$$

Принимаем $L_{пл} = 320$ мм.

Фактическая площадь плиты базы:

$$A_{пл.ф.} = L_{пл} B_{пл} = 32 \times 26 = 832 \text{ см}^2.$$

Плиту базы рассчитывают, как пластину, опёртую на полки и стенки колонны, траверсы и рёбра. Пластина нагружена снизу реактивным отпором бетона фундамента.

Реактивный отпор бетона:

$$q_{бет} = \frac{N}{A_{пл.ф.}} < R_b \gamma_{b2} \psi_b ;$$

$$q_{бет} = \frac{522,24}{832} = 0,627 < 0,6 \times 0,9 \times 1,2 = 0,648 .$$

Толщину плиты $t_{пл}$ определяют из расчета пластины на изгиб под действием отпора бетона $q_{бет}$. Плита условно разбивается ветвями и траверсами на три расчётных участка, номера которых указаны в кружках на рисунках 2.36 и 2.37:

- консольные (участки – 1);
- опёртые на 3 канта (участки – 2);
- опёртые на 4 канта (участки – 3).

Размеры участков определяют в зависимости от размеров плиты в плане и размеров колонны и траверс.

Для нахождения толщины плиты определяют наибольшие изгибающие моменты, действующие на полосе шириной 1 см в каждом из описываемых выше участков.

Участок 1 является консольным с вылетом консоли c . Максимальный изгибающий момент на этом участке

$$M_1 = \frac{(q_{\text{бет}} c^2)}{2} = \frac{0,627 \times 4^2}{2} = 5,016 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Участок 2 – пластина, опёртая по трем сторонам. Здесь максимальный момент действует в середине свободного края и определяется по формуле

$$M_2 = \beta q_{\text{бет}} a_1^2,$$

где a_1 – длина свободной кромки участка; β – коэффициент, определяемый в зависимости от отношения сторон участка $\frac{a_1}{b_1}$

(таблица 2.2).

Таблица 2.2 – Коэффициенты β для расчета на изгиб плит, опёртых по трём сторонам

b_1/a_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	Более 2
β	0,06	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

Однако при отношении сторон $\frac{a_1}{b_1} > 2$ плита может быть расчитана как консоль с вылетом b . Тогда максимальный момент на участке 2 будет равен

$$M_2 = \frac{q_{\text{бет}} b^2}{2}.$$

Отношение сторон $\frac{a}{b}$ (см. рисунок 2.37) (в таблице поменяли местами a и b при вычислении отношения)

$$\frac{a}{b} = \frac{160}{96} = 1,66 < 2,$$

следовательно, момент на участке 2 будет равен (так как в таблице неправильно поставили значения то умножаем на расстояние b):

$$M_2 = \beta q_{\text{бет}} a_1^2 = 0,13 \times 0,627 \times 9,6^2 = 7,51 \text{ кН} \times \text{см}.$$

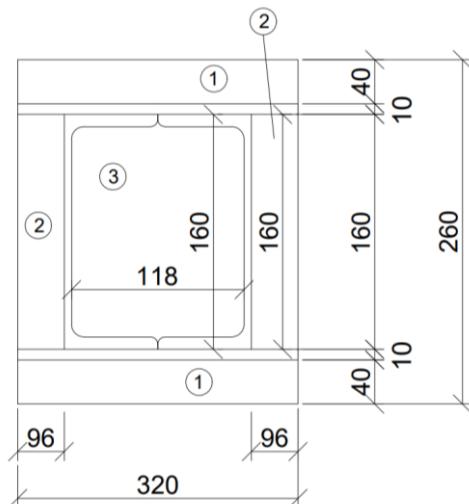


Рисунок 2.37 – К расчету плиты базы

Участок 3 – пластина, опёртая по четырём сторонам с размерами сторон a и b . Наибольший момент имеет место в центре участка:

$$M_3 = \alpha q_{\text{бет}} a^2,$$

где a – меньшая сторона пластинки; α – коэффициент, принимаемый по таблице 2.3 в зависимости от отношения большей стороны участка к меньшей $\frac{b}{a}$.

Таблица 2.3 – Коэффициенты α для расчёта на изгиб плит, опёртых по четырём сторонам

b/a	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	>2,0
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,10	0,125

Коэффициенты α и β , полученные академиком Б.Г. Галёркиным, приведены в таблицах 2.2 и 2.3.

Если на участке 3 отношение сторон $\frac{b}{a} > 2$, то расчётный момент определяется так же, как для однопролётной балки:

$$M_3 = \frac{q_{\text{бет}} a^2}{8}.$$

Отношение сторон $\frac{b}{a}$:

$$\frac{b_1}{a_1} = \frac{118}{160} = 0,73 < 2,$$

следовательно, момент на участке 3 рассчитываем по формуле

$$M_3 = \alpha q_{\text{бет}} a^2 = 0,084 \times 0,627 \times 16^2 = 13,48 \text{ кН} \times \text{см}$$

где $\alpha = 0,084$ по таблице 2.3 (минимальное значение).

Необходимую толщину плиты $t_{\text{пл}}$ определяют по наибольшему из трёх моментов:

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c}},$$

где γ_c – коэффициент условий работы опорных плит. Согласно таблице 6 СП [1], для опорных плит из сталей с пределом текуче-

сти до $28,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ при $t_{\text{пл}} < 40$ мм, принимают $\gamma_c = 1,2$. При $t_{\text{пл}} \geq 40$ мм принимают $\gamma_c = 1,15$.

Если один из моментов превышает второй по величине момент в плите более, чем на 50 %, то целесообразно изменить соотношение размеров $B_{\text{пл}}$ и $L_{\text{пл}}$ или ввести дополнительные рёбра и разбить соответствующий участок при расчёте на два участка.

Так как на 3 участок не представляется возможным постановка рёбра из-за коробчатой закрытой формы колонны, можно приступить к определению толщины плиты по наибольшему из найденных изгибающих моментов:

$$M_{\text{max}} = M_3 = 13,48 \text{ кН} \times \text{см};$$
$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6 \times 13,48}{24 \times 1}} = 1,83 \text{ см}.$$

По ГОСТ 82-70 принимаем толщину плиты $t_{\text{пл}} = 20$ мм.

Плиту на заводе-изготовителе приваривают к торцу колонны. Торцы колонны предварительно фрезеруют.

В последнее время широко применяется безвыверочный метод монтажа колонн: плиту базы не приваривают к торцу колонны, а везут отдельно к месту монтажа. Торцы колонны фрезеруют строго под углом 90° к продольной оси колонны.

Верхнюю плоскость плиты фрезеруют или строгают для лучшего контакта с торцом колонны. В этом случае толщину плиты следует увеличить на 5 мм.

Расчет траверсы

Назначение траверсы – обеспечить жёсткость базы и перераспределение нагрузки с колонны на плиту. Применение траверс и рёбер уменьшает толщину опорной плиты базы.

Высота траверсы определяется из расчёта сварных швов, прикрепляющих траверсу к колонне. Прикрепление траверсы к колонне обычно выполняется механизированной сваркой в углекислом газе сварочной проволокой Св-08Г2С. (см. таблицу Г.1 СП [1] или Приложение 8 УП).

Швы работают на срез от действия продольной силы в колонне и рассчитываются по двум сечениям: шву и зоне сплавления.

В рассматриваемом варианте расчёта аналогично описанному выше, **расчётные сопротивления** равны:

$R_{wf} = 21,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$, по “таблице Г.2 СП 16.13330.2017” (в среде углекислого газа).

R_{wz} – расчетное сопротивление металла границы сплавления сварного соединения с угловыми швами, принимаемое $R_{wz} = 0,45R_{ин}$ (по таблице 4, СП 16.13330.2017),
 $R_{wz} = 0,45 \times 37 = 16,65 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ (сталь С245).

Коэффициенты глубины проплавления

β_f, β_z – коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые соответственно 0,9 и 1,05 по (таблице 39, СП 16.13330.2017) (для механизированной сварки в углекислом газе);

Предварительно задав катет шва при однопроходной сварке $k_f = 5$ мм (обычно принимают от 5 до 10 мм):

по шву: $\beta_f = 0,9$;

по зоне сплавления: $\beta_z = 1,05$.

Определяем отношение

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} > 1;$$

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} = \frac{0,9 \times 21,5}{1,05 \times 16,65} = 1,106 > 1.$$

Следовательно, более слабым оказывается металл зоны сплавления, по которому и будем выполнять расчет швов:

$$\frac{N}{n\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_c \gamma_w} \leq 1,$$

где n – количество сварных швов; γ_w – коэффициент условий работы сварного шва следует принимать равным 1.

Откуда определяем длину шва, предварительно задав катет шва при однопроходной сварке $k_f = 5$ мм (обычно принимают от 5 до 10 мм):

$$l_w = \frac{N}{n\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c \gamma_w} = \frac{522,24}{4 \times 1,05 \times 0,5 \times 16,65 \times 1 \times 1} = 14,93 \text{ см} \leq 85\beta_f k_f = 38,25,$$

где $n = 4$ – количество швов, прикрепляющих траверсу к колонне.

Высота траверсы равна

$$h_{тр} = 14,93 + 1 = 15,93 \text{ см}.$$

Принимаем высоту траверсы $h_{тр} = 20$ см.

Ширину траверсы в верхней части принимаем 158 мм (отступ на 15 мм от стержня колонны с каждой стороны).

2.9 Расчёт оголовка и базы колонны из прокатного двутавра

При опирании балок на колонну сверху оголовки состоят из плиты и рёбер, передающих опорную реакцию с балок на колонну. В этом узле плоскости стенок балок и стенки колонны совпадают.

Опорные рёбра балок располагают симметрично центральной оси колонны там, где размещают опорное ребро. Торцы рёбер оголовка должны быть плотно пригнаны к плите оголовка. Это достигается либо фрезеровкой верхнего торца колонны с приваренным оголовком, либо отстрожкой опорного ребра балки и плотной его пригонкой к плите оголовка колонны. В обоих случаях верхние торцы колонн и рёбер оголовка приваривают к плите.

Плита оголовка передает опорные реакции с отстроженных торцов опорных рёбер балок на рёбра оголовка колонны. Кроме того, опорная плита служит для скрепления балок с колоннами монтажными болтами, фиксирующими проектное положение балок.

С рёбер оголовка колонны опорная реакция балок передается через швы, прикрепляющие рёбра оголовка к стенке колонны, на стенку колонны, а далее на все её сечение.

Определение размеров плиты оголовка

Толщину плиты оголовка обычно принимают равной 20...30 мм. Размеры в плане принимают такими, чтобы плита выходила за контур колонны на 10...15 мм.

В рассматриваемом варианте расчёте, когда балка опирается сверху на прокатную сплошную колонну двутаврового сечения (рисунок 2.38), принимаем примерную толщину плиты оголовка $t_{пл.ог.} = 20$ мм. Размеры в плане 220×230 мм.

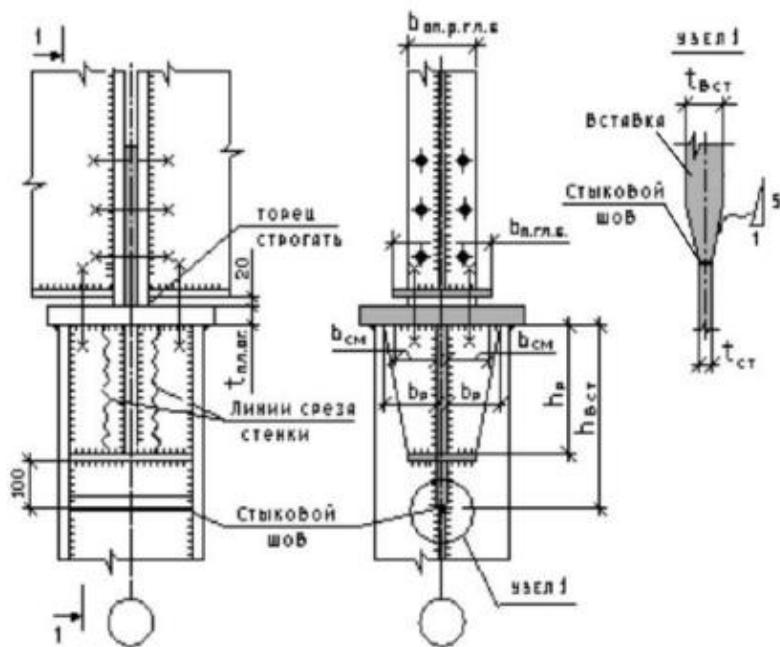


Рисунок 2.38 – К расчету оголовка колонны при опирании балки сверху

Опорные реакции балок передаются на колонну через опорные рёбра оголовка, установленные по центру тяжести колонны под опорными рёбрами балок с двух сторон стенки.

Высоту рёбер оголовка определяют расчётным путем. Приварку рёбер оголовка к стенке колонны обычно выполняют механизированной сваркой. Высоту рёбер оголовка определяют из расчета угловых швов, прикрепляющих ребра к стенке колонны.

Расчёт сварных швов

1. Вид сварки – механизированная (полуавтоматическая) сварка.
2. Тип электрода – Э42.
3. Сварочный материал – проволока Св-08А.

Расчетные сопротивления:

- по шву $R_{wf} = 18 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$;
- по металлу границы сплавления:

$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \times 37 = 16,65 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$, по таблице 4, СП 16.13330.2017) сталь С245.

Коэффициенты глубины проплавления:

β_f, β_z – коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые соответственно 0,9 и 1,05 по (таблице 39, СП 16.13330.2017);

по шву: $\beta_f = 0,9$;

по зоне сплавления: $\beta_z = 1,05$.

Определяем отношение

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} > 1 ;$$
$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} = \frac{0,9 \times 18}{1,05 \times 16,65} = 0,926 < 1 .$$

Если отношение $\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} \leq 1$, то металл границы сплавления бо-

лее прочен, чем металл шва, и расчет углового шва выполняют по металлу шва. Следовательно, более слабое сечение сварного соединения – металл границы сплавления. Значит расчёт ведём по формуле

$$\frac{2Q_{\max}}{n\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c \gamma_w} \leq 1,$$

где n – количество сварных швов; γ_w – коэффициент условий работы сварного шва следует принимать равным 1.

Откуда определяем **длину шва**, предварительно задав катет шва при однопроходной сварке $k_f = 5$ мм (обычно принимают от 5 до 10 мм):

$$\begin{aligned} l_w &= \frac{2Q_{\max}}{n\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c \gamma_w} = \frac{2 \times 256}{4 \times 0,9 \times 0,7 \times 18 \times 1 \times 1} = \\ &= 11,28 \text{ см} \leq 85\beta_f k_f = 38,25 \text{ см}. \end{aligned}$$

Сварные соединения с угловыми швами работают на срез на длине не более $l_{\text{расч.}} = 85\beta_f k_f$. Эта длина называется расчётной.

Требуемая длина шва менее величины $l_{\text{расч.}}$, следовательно, шов работает по всей длине. Искомая высота рёбер равна

$$h_p = l_w + 10 \text{ мм} = 112,8 + 10 = 122,8 \text{ мм} \approx 13 \text{ см},$$

где 10 мм учитывает непровар в начале и конце сварного шва.

Принимаем высоту рёбер оголовка $h_p = 130$ мм.

Ширину и толщину рёбер оголовка определяют из условия смятия рёбер под опорными ребрами балки:

$$\frac{2Q_{\max}}{A_{\text{см.реб.ог.}} R_p \gamma_c} \leq 1,$$

откуда требуемая площадь смятия ребра:

$$A_{\text{см.реб.ог.}} = \frac{2Q_{\max}}{R_p \gamma_c} = \frac{2 \times 256}{35,1 \times 1} = 14,58 \text{ см}^2,$$

где $R_p = 35,1$ – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности (таблица В.6, СП [1]); с учётом стали С245, где $R_u = 360$.

Ширина поверхности смятия рёбер оголовка (см. рисунок 2.38):

$$b_{\text{см}} = b_{\text{оп.р.г.б}} + 2t_{\text{пл.ог.}} = 19 + 2 \times 2 = 23 \text{ см.}$$

Требуемая толщина рёбер оголовка:

$$t_{\text{тр.р}} = \frac{A_{\text{см.ребр.ог.}}}{b_{\text{см}}} = \frac{14,58}{23} = 0,633 \text{ см} \approx 6,33 \text{ мм.}$$

По ГОСТ 82-70 принимаем $t_p = 7 \text{ мм}$.

Ширину ребра оголовка в верхней части принимаем несколько большей, чем

$$b_{\text{ребр.ог.}} = \frac{b_{\text{см}} - t_{\text{ст.кол.}}}{2} = \frac{23 - 0,65}{2} = 11,175 \text{ см} \approx 112 \text{ мм.}$$

Принимаем ширину ребра оголовка в верхней части оголовка $b_{\text{ребр.ог.}} = 130 \text{ мм}$. Ширину ребра в нижней части принимаем несколько меньшей – 80 мм .

Проверяем местную устойчивость ребра:

$$t_p = 7 \text{ мм} > \frac{3b_p}{2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{3 \times 130}{2} \times \sqrt{\frac{24}{20600}} = 6,65 \text{ м.}$$

Ребро не потеряет местную устойчивость.

Ребро оголовка необходимо проверить на срез по высоте:

$$\frac{2Q_{\text{max}}}{nt_p h_p R_s \gamma_c} = \frac{2 \times 256}{2 \times 0,7 \times 13 \times 13,86 \times 1} = 2,02 < 1,$$

где n – количество рёбер.

$$R_s = \frac{0,58 R_{yn}}{\gamma_m} \text{ – расчетное сопротивление стали срезу, формулу}$$

можно найти в “СП 16.13330.2017, таблица 2”. γ_m – коэффициент надёжности по нагрузке в нашем случае равный 1,025 (СП 16.13330.2017, таблица 3”):

$$R_s = \frac{0,58 \times 24,5}{1,025} = 13,86 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Так как ребро оголовка не проходит проверку на срез по высоте, увеличим длину шва на 16 см – $l_w = 27,28$ см, тогда: $h_p = 29$ см.

$$\frac{2Q_{\max}}{nt_p h_p R_s \gamma_c} = \frac{2 \times 256}{2 \times 0,7 \times 29 \times 13,86 \times 1} = 0,909 < 1.$$

Прочность ребра на срез обеспечена.

Поперечное ребро приваривают к нижней части ребра оголовка (см. рисунок 2.38).

Назначение ребра – придание жёсткости вертикальным рёбрам оголовка, поддерживающим опорную плиту, а также укрепление стенки колонны от потери устойчивости.

Проверка верхней части стенки колонны на срез

Верхняя часть стенки колонны так же проверяется на срез от действия опорных реакций балок:

$$\frac{2Q_{\max}}{2h_p t_{\text{ст}} R_s \gamma_c} < 1,$$

где 2 в знаменателе – число поверхностей среза в стенке колонны вдоль ребра оголовка. В нашем случае:

$$\frac{2 \times 256}{2 \times 29 \times 0,65 \times 13,86 \times 1} = 0,979 < 1.$$

Прочность стенки на срез обеспечена.

Если бы прочность стенки на срез была не обеспечена, то в этом случае в верхней части стенки делается вставка (см. рисунок 2.38). Вставка соединяется со стенкой колонны стыковым швом (см. рисунок 2.38). Стыковой сварной шов работает на сжатие. При этом если толщина вставки и толщина стенки разные, следовательно, во избежание концентрации напряжений необходимо снять фаски с торцов вставки в соотношении 1:5 (см. рисунок 2.38).

Расчёт базы прокатной колонны

Требуемую площадь плиты $A_{пл}$ назначают такой, чтобы давление плиты на бетон фундамента не превышало прочности бетона фундамента:

$$\frac{N}{A_{пл}R_b\gamma_{b2}\psi_b} \leq 1.$$

где R_b – прочность бетона на сжатие (СП 52-101-2003. Бетонные и ж/б конструкции.); $\gamma_{b2} = 0,9$ – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки; ψ_b – коэффициент, равный

$$\psi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{пл}}{A_{\phi}}},$$

где A_{ϕ} – площадь обреза фундамента.

Обычно принимают $\psi_b = 1,1 \div 1,5$.

Требуемая площадь плиты

$$A_{тр} = \frac{N}{R_b\gamma_{b2}\psi_b} = \frac{N}{R_b\gamma_{b2}\psi_b} = \frac{522,24}{0,6 \times 0,9 \times 1,2} = 805,92 \text{ см}^2,$$

где $R_b = 0,6 \frac{\text{кН}}{\text{см}}$, расчётное сопротивление бетона фундамента класса В10 по прочности на осевое сжатие (СП 52-101-2003.).

Принимаем $\psi_b = 1,2$.

Определив требуемую площадь плиты $A_{тр}$, находим размеры плиты в плане (рисунок 2.39):

Размер $B_{пл}$ назначают конструктивно, исходя из:

- ширины полки колонны $b_{п}$;
- толщины траверс $t_{тр}$, которую обычно принимают 10...14 мм;
- вылета консольной части плиты c , который принимают 40...120 мм

$$B_{пл} = 2c + 2t_{тр} + b_{п} = 2 \times 4 + 2 \times 1 + 19,9 = 29,9 \text{ см},$$

где c – консольный свес. Принимаем $c = 40$ мм ; $t_{тр}$ – толщина траверсы. Принимаем $t_{тр} = 10$ мм ; $b_{п}$ – ширина полки колонны. $b_{п} = 19,9$ см .

В соответствии с сортаментом широкополосного универсального проката (ГОСТ 82-70) принимаем $B_{пл} = 300$ мм .

Уточняем размер консольного свеса c (см. рисунок 2.39):

$$c = \frac{B_{пл} - 2t_{тр} - b_{п}}{2} = \frac{30 - 2 \times 1 - 19,9}{2} = 4,05 \text{ см .}$$

Размер одной из сторон – $B_{пл}$ или $L_{пл}$ – принимают по сортаменту широкополосного универсального проката (ГОСТ 82-70), размер другой стороны округляют до 10 мм.

Длина плиты равна:

$$L_{пл} = \frac{A_{тр}}{B_{пл}} = \frac{805,92}{30} = 26,86 \text{ см .}$$

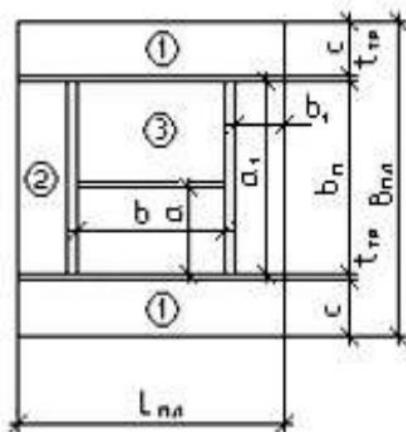


Рисунок 2.39 – Расчётные участки плиты базы

Принимаем $L_{пл} = 270$ мм .

Фактическая площадь плиты базы

$$A_{пл.ф.} = L_{пл} B_{пл} = 27 \times 30 = 810 \text{ см}^2 .$$

Плиту базы рассчитывают, как пластину, опёртую на полки и стенку колонны, траверсы и рёбра. Пластина нагружена снизу реактивным отпором бетона фундамента.

Реактивный отпор бетона:

$$q_{\text{бет}} = \frac{N}{A_{\text{пл.ф}}} < R_b \gamma_{b2} \psi_b,$$

$$q_{\text{бет}} = \frac{522,24}{810} = 0,644 < 0,6 \times 0,9 \times 1,2 = 0,648.$$

Толщину плиты $t_{\text{пл}}$ определяют из расчета пластины на изгиб под действием отпора бетона $q_{\text{бет}}$. Плита условно разбивается полками, стенкой и траверсами на три расчётных участка, номера которых указаны в кружках на рисунках 2.39 и 2.40:

- консольные (участки – 1);
- опёртые на 3 канта (участки – 2);
- опёртые на 4 канта (участки – 3).

Размеры участков определяют в зависимости от размеров плиты в плане и размеров колонны и траверсы.

Для нахождения толщины плиты определяют наибольшие изгибающие моменты, действующие на полосе шириной 1 см в каждом из описываемых выше участков.

Участок 1 является консольным с вылетом консоли c . Максимальный изгибающий момент на этом участке:

$$M_1 = \frac{(q_{\text{бет}} c^2)}{2} = \frac{0,644 \times 4,05^2}{2} = 5,28 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Участок 2 – пластина, опёртая по трем сторонам. Здесь максимальный момент действует в середине свободного края и определяется по формуле

$$M_2 = \beta q_{\text{бет}} a_1^2,$$

где a_1 – длина свободной кромки участка; β – коэффициент, определяемый в зависимости от отношения сторон участка $\frac{b_1}{a_1}$ (см. таблицу 2.2).

Однако при отношении сторон $\frac{b_1}{a_1} > 2$ плита может быть рас-
считана как консоль с вылетом b_1 . Тогда максимальный момент на
участке 2 будет равен:

$$M_2 = \frac{q_{\text{бет}} b_1^2}{2}.$$

Отношение сторон $\frac{a_1}{b_1}$ (см. рисунок 2.40) (в пособии в УП по-
меняли местами a и b при вычислении отношения

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{199}{37} = 5,37 > 2,$$

следовательно, момент на участке 2 будет равен:

$$M_2 = \frac{q_{\text{бет}} b_1^2}{2} = \frac{0,644 \times 3,7^2}{2} = 4,408 \text{ кН} \times \text{см}.$$

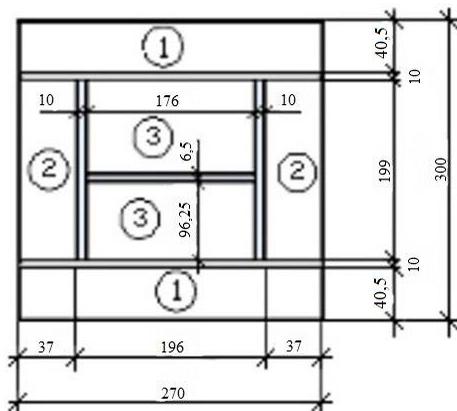


Рисунок 2.40 – К расчету плиты базы колонны

Участок 3 – пластина, опёртая по четырём сторонам с разме-
рами сторон a и b . Наибольший момент имеет место в центре
участка:

$$M_3 = \alpha q_{\text{бет}} a^2,$$

где a – меньшая сторона пластинки; α – коэффициент, принимаемый по таблице 2.2 в зависимости от отношения большей стороны участка к меньшей $\frac{b}{a}$.

Коэффициенты α и β , полученные академиком Б.Г. Галёркиным, приведены в таблицах 1 и 2. Если на участке 3 отношение сторон $\frac{b}{a} > 2$, то расчётный момент определяется так же, как для однопролётной балки:

$$M_3 = \frac{q_{\text{бет}} a^2}{8}.$$

Отношение сторон $\frac{b}{a}$:

$$\frac{b}{a} = \frac{176}{96,25} = 1,82 < 2$$

следовательно, момент на участке 3 рассчитываем по формуле

$$M_3 = \alpha q_{\text{бет}} a^2 = 0,094 \times 0,644 \times 9,625^2 = 5,608 \text{ кН} \times \text{см},$$

где $\alpha = 0,094$ по таблице 2.

Необходимую толщину плиты $t_{\text{пл}}$ определяют по наибольшему из трех моментов:

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c}},$$

где γ_c – коэффициент условий работы опорных плит. Согласно таблица 6 СП [1], для опорных плит из сталей с пределом текучести до $28,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ при $t_{\text{пл}} < 40$ мм, принимают $\gamma_c = 1,2$. При $t_{\text{пл}} \geq 40$ мм принимают $\gamma_c = 1,15$.

Если один из моментов превышает второй по величине момент в плите более, чем на 50 %, то целесообразно изменить соотношение размеров $B_{\text{пл}}$ и $L_{\text{пл}}$ или ввести дополнительные рёбра и разбить соответствующий участок при расчёте на два участка.

В рассматриваемом варианте расчёта изгибающие моменты на всех трёх участках близки по величине. Толщину плиты базы определяем по наибольшему из найденных изгибающих моментов.

$$M_{\max} = M_3 = 5,608 \text{ кН} \times \text{см},$$

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6 \times 5,608}{24 \times 1}} = 1,184 \text{ см}.$$

По ГОСТ 82-70 принимаем толщину плиты $t_{\text{пл}} = 12 \text{ мм}$.

Плиту на заводе-изготовителе приваривают к торцу колонны. Торцы колонны предварительно фрезеруют.

В последнее время широко применяется безвыверочный метод монтажа колонн: плиту базы не приваривают к торцу колонны, а везут отдельно к месту монтажа. Торцы колонны фрезеруют строго под углом 90° к продольной оси колонны.

Верхнюю плоскость плиты фрезеруют или строгуют для лучшего контакта с торцом колонны. В этом случае толщину плиты следует увеличить на 5 мм.

Расчет траверсы

Прикрепление траверсы к колонне обычно выполняется механизированной сваркой в углекислом газе сварочной проволокой Св-08Г2С. (см. таблицу Г.1 СП [1] или Приложение 8 УП).

Швы работают на срез от действия продольной силы в колонне и рассчитываются по двум сечениям: шву и зоне сплавления.

В рассматриваемом варианте расчета аналогично описанному выше, **расчётные сопротивления** равны:

$R_{wf} = 21,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$, по “таблице “Г.2 СП 16.13330.2017” (в среде углекислого газа);

R_{wz} – расчетное сопротивление металла границы сплавления сварного соединения с угловыми швами, принимаемое $R_{wz} = 0,45R_{\text{ин}}$ (по таблице 4. СП 16.13330.2017),

$R_{wz} = 0,45 \times 37 = 16,65 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ (сталь С245).

Коэффициенты глубины проплавления:

β_f, β_z – коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые соответственно 0,7 и 1,0 по (таблица 39, СП 16.13330.2017) (для механизированной сварки в углекислом газе);

Предварительно задав катет шва при однопроходной сварке $k_f = 5$ мм (обычно принимают от 5 до 10 мм):

по шву: $\beta_f = 0,9$;

по зоне сплавления: $\beta_z = 1,05$.

Определяем отношение:

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} > 1;$$
$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} = \frac{0,9 \times 21,5}{1,05 \times 16,65} = 1,106 > 1,$$

следовательно, более слабым оказывается металл зоны сплавления, по которому и будем выполнять расчет швов:

$$\frac{2Q_{max}}{n\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_c \gamma_w} \leq 1,$$

где n – количество сварных швов; γ_w – коэффициент условий работы сварного шва следует принимать равным 1.

Откуда определяем длину шва, предварительно задав катет шва при однопроходной сварке $k_f = 5$ мм (обычно принимают от 5 до 10 мм):

$$l_w = \frac{2Q_{max}}{n\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c \gamma_w} = \frac{2 \times 256}{4 \times 1,05 \times 0,5 \times 16,65 \times 1 \times 1} =$$
$$= 14,64 \text{ см} \leq 85\beta_f k_f = 38,25,$$

где $n = 4$ — количество швов, прикрепляющих траверсу к колонне.

Высота траверсы равна:

$$h_{тр} = 14,64 + 1 = 15,64 \text{ см}.$$

Принимаем высоту траверсы $h_{тр} = 20$ см.

Ширину траверсы в верхней части принимаем 226 мм (отступ на 15 мм от стержня колонны с каждой стороны)

2.10 Техничко-экономические показатели

На основании технико-экономического анализа (таблица 2.4), экономичнее 1-й вариант, но если учитывать трудозатраты при монтаже, то скорее всего 1-й вариант может оказаться дороже.

Таблица 2.4 – Техничко-экономические показатели

Расход стали, $\frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$							Расход стали, $\frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$		Количество монтажных единиц на ячейку	
настил	балка настила		главная балка		всего		колонна			
	№ 1	№ 2	№ 1	№ 2	№ 1	№ 2	№ 1	№ 2	№ 1	№ 2
47,1	12,7	10,5	87,05	90,6	146,85	148,2	28,4	41,4	13	9,5

ОФОРМЛЕНИЕ ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ РАБОТЫ

При оформлении графической части работы (проекта) большую помощь могут оказать учебные пособия [14–22], а также типовые серии, список которых приведен в источниках.

Графическая часть курсовой работы может быть представлена в двух вариантах, которые включают обязательный чертеж монтажной схемы РП (чертеж марки КМ – конструкции металлические) и один-два дополнительных чертежа. На чертеже КМ указывают схему расположения элементов балочной клетки (план, продольные и поперечные разрезы) и основные монтажные узлы (сопряжения балок; сопряжение главной балки с колонной, опорный узел колонны). На схеме должны быть показаны оси, отметки, пролёты, маркировка элементов и узлов. Отправочные элементы на схемах показываются одной сплошной линией. Схема дополняется ведомостью отправочных элементов (см. ниже). Чертеж оформляется на одном листе формата А3 или А2 в зависимости от габаритов рабочей площадки.

Чертеж монтажной схемы должен быть дополнен чертежом или рабочими чертежами основных конструктивных элементов рабочей площадки (балок и колонны) на стадии КМД (конструкции металлические деталировочные). Чертежи конструктивных элементов КМД выполняются на листах формата А2 или А3, сопровождаются спецификацией металла на отправочные марки (см. ниже) и прикладываются к пояснительной записке.

Чертежи стадий КМ и КМД сопровождаются примечаниями, в которых даются пояснениями по материалам, электродам, болтам, сварным швам, антикоррозионной защите и т. д. Эти примечания необходимы при изготовлении элементов и выполнении монтажных работ.

При выполнении чертежей и оформлении пояснительной записки необходимо руководствоваться ЕСКД (ГОСТами).

Правила заполнения ведомости элементов

30	Марка элемента	Сечение			Усилия для прикрепления			Наименование или марка металла	Примечание
		Эскиз	Поз.	Состав	A, кН	N, кН	M, кН·м		
8 min									
	20	30	10	30	15	15	15	25	25

В ведомости элементов указывают:

- 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 “Усилие 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.

Допускается указывать дополнительные показатели (значения) усилий для прикрепления N, M, M, M и пр. с обязательной их иллюстрацией на схемах или узлах;

- 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.

Размеры граф таблицы, при необходимости, могут быть изменены по усмотрению разработчика.

Пример заполнения ведомости элементов

Марка элемента	Сечение			Усилия для прикрепления			Наименование или марка металла	Примечание
	Эскиз	Пос.	Состав	A, кН	N, кН	M, кН·м		
ФС1	Сложный							Лист 12
Б1		1	140Б1	200	—	—	С345-3	
		2	L100 × 8	—	—	—	С245	
Б2		1	-900 × 8	300	—	800	С345-3	
			-200 × 16					
К1			140Ш1	140	-360	-410	С345-3	

Правила заполнения спецификации металлопроката (ГОСТ 21.502-2016)

30	Наименование профиля ГОСТ, ТУ	Наименование или марка металла ГОСТ, ТУ	Номер или размеры профиля, мм	Пос.	Масса металла по элементам конструкций, т				Общая масса, т
8 min									
	30	30	30	10	15	15	15	15	25

В спецификациях СМ и СМС следует указывать:

- в графе “Наименование профиля, ГОСТ, ТУ” – наименование профиля в соответствии с примененными стандартами или техническими условиями;
- в графе “Наименование или марка металла, ГОСТ, ТУ” – наименование или марку металла и обозначения стандартов

или технических условий, в соответствии с которыми производится поставка;

- в графе “Номер или размеры профиля, мм” – номер или размеры профиля в соответствии с условными обозначениями, приведенными в стандартах или технических условиях. Обозначение профилей записывают по возрастанию их номеров или размеров;
- в графе “Поз.” – порядковые номера позиций, в которых указана масса металла по элементам конструкций;
- в графе “Масса металла по элементам конструкций, т” – массу по рабочим чертежам марки КМ, определяемую с точностью до одной десятой тонны;
- в графе “Общая масса, т” – массу по рабочим чертежам КМ, определяемую с точностью до одной десятой тонны.

По каждому наименованию профиля приводят строку “Итого”, а для каждой марки металла – “Всего”.

В конце каждой СМ и СМС приводят строки:

- “Всего масса металла”;
- “В том числе по маркам или наименованиям”.

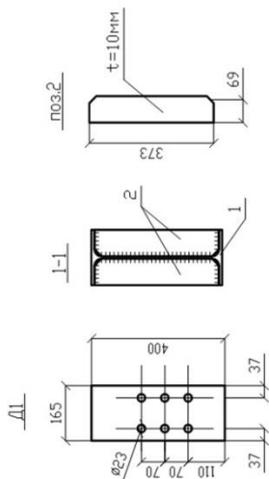
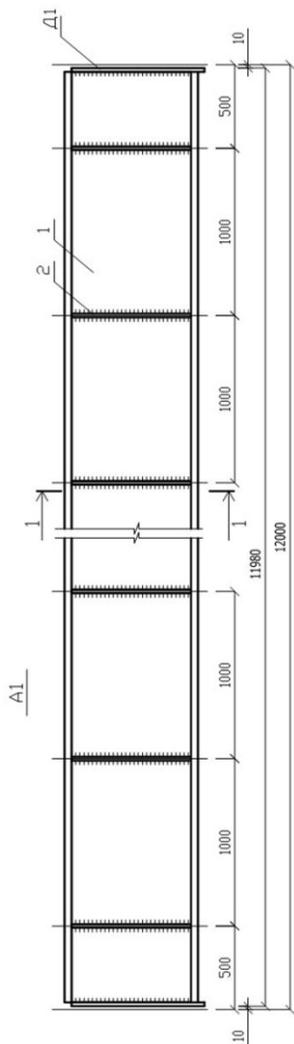
Размеры граф спецификации, при необходимости, могут быть изменены по усмотрению разработчика.

Примеры рабочих чертежей курсового проекта представлены в Приложении.

Пример заполнения спецификации металлопроката

Наименование профиля ГОСТ, ТУ	Наименование или марка металла ГОСТ, ТУ	Номер или размеры профиля, мм	Поз.	Масса металла по элементам конструкции, т				Общая масса, т
				Колонны	Балки	Фермы	Прочие	
Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок ГОСТ 28020-83	С245 ГОСТ 27772-88	І20К1	1	25,0				25,0
		І30Ш1	2	18,0				18,0
	Итого:		3	43,0				43,0
	С345-3 ГОСТ 27772-88	І30К1	4	16,0				16,0
		І40Б1	5	12,0				12,0
	Итого:		6	28,0				28,0
Всего профиля:			7	71,0				71,0
Углки стальные горячекатаные равнополочные по ГОСТ 8508-80	С245 ГОСТ 27772-88	Л 100х7	8		10,0	21,0	3,0	34,0
		Л 125х8	9		12,0	18,0		30,0
	Итого:		10		22,0	39,0	3,0	64,0
Всего профиля:			11		22,0	39,0	3,0	64,0
Швеллеры стальные горячекатаные ГОСТ 8240-97	С245 ГОСТ 27772-88	С 22	12		5,0			5,0
		С 30	13	11,0		2,0		13,0
		С 40	14	4,0			20,0	24,0
	Итого:		15	15,0	5,0	2,0	20,0	42,0
Всего профиля:			16	15,0	5,0	2,0	20,0	42,0
				2345-13-КМ.СМ16				
				(Наименование застройщика и стройки)				
				(Наименование объекта строительства)				
				Спецификация металлопроката				
								Формат А4

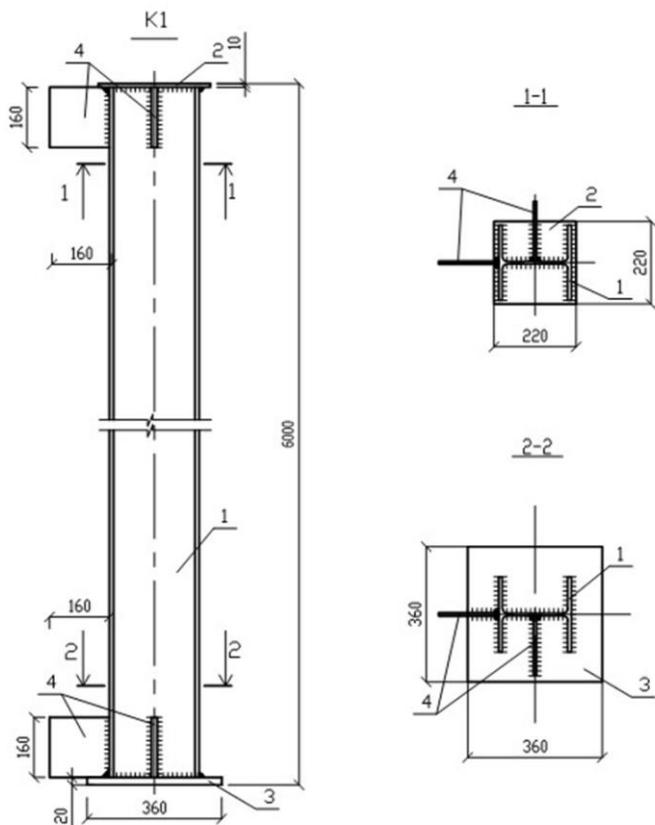
Примеры выполнения эскизов элементов площадки



Спецификация на отпусовый элемент

Марка	Поз.	Кол., шт.		Сечение	Длина, мм	Масса, кг			Марка стали	Плече-вые
		Т	Н			шт.	овщ.	элемент		
А1	1	1		14061	11980	577,2	577,2		С245	
	2	24		-373x69x10	373	2,02	48,48	636,04	С245	
	Δ1	2		-400x165x10	400	5,18	10,36		С245	

Эскиз главной балки



Спецификация на отправочный элемент										
Марка	Поз	Кол., шт.		Сечение	Длина, мм	Масса, кг			Марка стали	Примечание
		г	н			шт.	общ.	элемент		
K1	1	1		120K1	5970	249	249	279,55	C245	
	2	1		-220x220x10	220	3,8	3,8		C245	
	3	1		-360x360x20	360	20,35	20,35		C245	
	4	4		-160x160x8	160	1,6	6,4		C245	

Эскиз колонны

Информация, записываемая в технических требованиях (примечаниях)

В технических требованиях записывают информацию, которая касается данного листа и которая помогает его правильно прочитать.

Пример технических требований.

1. На монтажной схеме балки настила условно показаны только в осях БВ/2-3.
2. Стальной лист настила на чертеже условно не показан.
3. Настил выполнить из стального листа $t = 5$ мм.
4. Материал настила сталь С235 ГОСТ 27772-88.
5. Вес настила в спецификациях не учтен.
6. Монтажные швы варить ручной электродуговой сваркой ГОСТ 526480, электроды Э42 ГОСТ 9467-75*.
7. Все необозначенные сварные швы имеют катет 5 мм.
8. Все необозначенные отверстия диаметром 23 мм
9. Все необозначенные болты М20 по ГОСТ 7798-70* нормальной точности, класс прочности 5.8.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Нормативно-техническая литература

1. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – М.: Стандартинформ, 2015. – 14 с.
2. ГОСТ 21.501-2018. Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений. – М.: Стандартинформ, 2019. – 43 с.
3. ГОСТ 21.502-2016. Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации металлических конструкций. – М.: Стандартинформ, 2020. – 28 с.
4. ГОСТ Р 21.1101-2020. Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной и рабочей документации. – М.: Стандартинформ, 2020. – 64 с.
5. ГОСТ Р 2.105-2019. Единая система конструкторской документации. Общие требования к текстовым документам.
6. ГОСТ 26047-2016. Конструкции строительные стальные: Условные обозначения (марки); Введ. 2017-03-01. – ЗАО «ЦНИИ-ПСК им. Н.П. Мельникова. – М.: Стандартинформ, 2016. – 12 с.
7. ГОСТ 21.502-2016. Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации металлических конструкций. – М.: Стандартинформ, 2016. – 24 с.
8. ГОСТ 27772—2015. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия. – М.: Стандартинформ, 2016. – 30 с.
9. ГОСТ р 57837-2017. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия; Введ. 2018-05-01. – М.: Стандартинформ, 2017. – 51 с.
10. ГОСТ 23118- 2019. Конструкции стальные строительные. Общие технические условия. – М.: Стандартинформ, 2020. – 42 с.
11. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – М.: Стандартинформ, 2017. – 146 с.
12. СП 294.1325800.2017. Конструкции стальные. Правила проектирования. – М.: Стандартинформ, 2018. – 158 с.

Учебно-методическая и справочная литература

1. *Тихонов С.М.* Проектирование металлических конструкций. Часть 1: «Металлические конструкции. Материалы и основы проектирования»: учебник для вузов / С.М. Тихонов, В.Н. Алехин, З.В. Беляева и др.; под общ. ред. А.Р. Туснина. – М.: Изд-во «Перо», 2020. – 468 с.

2. *Парлашкевич В.С.* Проектирование и расчет металлических конструкций рабочих площадок: учебное пособие / В.С. Парлашкевич, А.А. Василькин, О.Е. Булатов; 4-е изд. – М.: НИУ МГСУ, 2016. – 240 с.

3. Стальные балочные клетки: альбом чертежей / сост.: О.В. Умнова, О.В. Евдокимцев. – Тамбов: Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2011. – 36 с.

4. *Родионов И.К.* Конструктивные решения элементов и узлов рабочих площадок промышленных зданий: электронное учебно-методическое пособие / И.К. Родионов; под ред. В.М. Дидковского. – Тольятти: Изд-во ТГУ, 2015. – 28 с.

5. *Семёнов В.С.* Металлические конструкции. Нормативные и справочные материалы для курсового проектирования и выполнения выпускной квалификационной работы: учебно-методическое пособие / В.С. Семёнов, Т.В. Токарская, А.В. Токарский. – Бишкек: Изд-во КРСУ, 2019. – 208 с.

6. Проектирование стальных конструкций рабочей площадки: учеб.-метод. пособие в 2 ч. Ч. 1. Общие положения / сост.: В.С. Семёнов, Б.М. Агаханов, И.А. Черных-Рашевский, Т.В. Веремко. – Бишкек: Изд-во КРСУ, 2014. – 72 с.

7. Проектирование стальных конструкций рабочей площадки: учеб.-метод. пособие: в 2 ч. Часть 2. Пример расчета и оформления курсовой работы / сост.: В.С. Семёнов, Б.М. Агаханов, И.А. Черных-Рашевский, Т.В. Веремко. – Бишкек: Изд-во КРСУ, 2014. – 50 с.

8. Балочная клетка: методические указания к курсовому проекту по дисциплине «Металлические и деревянные конструкции» для студентов направления подготовки 270800.62 «Строительство» профилей «Экспертиза и управление недвижимостью» и «Городское хозяйство и строительство» / сост.: Дымолазов М.А. – Казань: Изд-во КГАСУ, 2014. – 37 с.

9. Балочная клетка: методическое пособие к курсовой работе по металлическим конструкциям для направления подготовки 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство» (бакалавры) / В.С. Агафонкин. – Казань: Изд-во КГАСУ, 2016. – 49 с.

10. *Репин А.И.* Рабочая площадка производственного здания: методические указания по выполнению курсового проекта для студентов, обучающихся по специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» всех форм обучения / А.И. Репин, А.В. Сергеев. – Новосибирск: Изд-во НГАСУ, 2019. – 57 с.

Чертежи

1. Серия 2. 440-1 Узлы стальных конструкций производственных зданий. Выпуск 6: Узлы площадок под оборудование. Чертежи КМ. <https://dwg.ru/dnl/6479>

2. Серия 1.400-10/76 Типовые узлы стальных конструкций одноэтажных производственных зданий. Выпуск 7. Узлы разрезных балок. Чертежи КМ.

3. Серия 2.440-2 Узлы стальных конструкций производственных зданий промышленных предприятий. Выпуск 1. Шарнирные узлы балочных клеток и рамные узлы примыкания ригелей к колоннам. Чертежи КМ.

4. Серия 2.440-2 Узлы стальных конструкций производственных зданий промышленных предприятий. Выпуск 6. Болтовые соединения на накладках стенок в узлах балочных клеток и примыканий ригелей к колоннам. Материалы для проектирования и рабочие чертежи с программным обеспечением.

5. Серия 1.400-10/76 Типовые узлы стальных конструкций одноэтажных производственных зданий. Выпуск 8. Узлы площадок под оборудование. Чертежи КМ.

Интернет-ресурсы

1.Сортамент металлопроката. URL: <http://saitinpro.ru/glavnaya/sortament/>

2.<https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293853/4293853028.pdf>

3. <https://meganorm.ru/Data2/1/4293853/4293853021.pdf>

4. <https://dwg.ru/dnl/6479>

Владимир Сергеевич Семёнов

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Учебное пособие в четырех частях

Часть III

Проектирование рабочей площадки

Методические указания и пример выполнения
курсового проекта

Редактор *Н.В. Шумкина*

Компьютерная верстка *Д.Ю. Иванова*

Подписано в печать 10.02.2023/

Печать офсетная. Формат 60 × 84 ¹/₁₆.

Объем 8,25 п. л. Тираж 100 экз. Заказ 36.

Издательство КРСУ.

720000, г. Бишкек, ул. Киевская, 44.

Отпечатано в типографии КРСУ.

720048, г. Бишкек, ул. Анкара, 12 а.