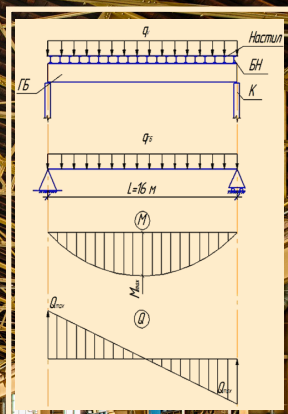


Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Тольяттинский государственный университет
Архитектурно-строительный институт
Кафедра «Промышленное, гражданское строительство и городское хозяйство»

И.К. Родионов

РАБОТА, РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СВАРНОЙ БАЛКИ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Электронное учебно-методическое пособие



© ФГБОУ ВО «Тольяттинский
государственный университет», 2019

ISBN 978-5-8259-1390-2

УДК 624.014:624.075.23:624.072.2(075.8)

ББК 30.4я73

Рецензенты:

д-р техн. наук, профессор архитектурно-строительного института
Самарского государственного технического университета

В.П. Попов;

канд. пед. наук, доцент кафедры «Промышленное,
гражданское строительство и городское хозяйство» Тольяттинского
государственного университета *Е.М. Третьякова.*

Родионов, И.К. Работа, расчет и конструирование сварной балки рабочей площадки промышленного здания : электронное учебно-методическое пособие / И.К. Родионов. – Тольятти : Изд-во ТГУ, 2019. – 1 оптический диск.

Учебно-методическое пособие содержит информацию об особенностях работы, расчета и конструирования элементов и узлов сварных балок рабочих площадок промышленных зданий.

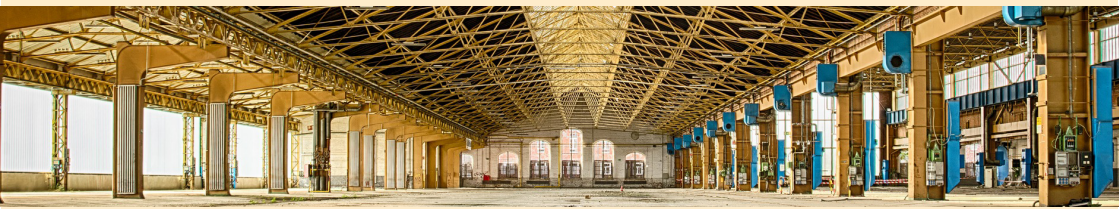
Предназначено для студентов направления подготовки бакалавров 08.03.01 «Строительство» очной и заочной форм обучения при изучении дисциплины «Металлические конструкции».

Текстовое электронное издание.

Рекомендовано к изданию научно-методическим советом Тольяттинского государственного университета.

Минимальные системные требования: IBM PC-совместимый компьютер: Windows XP/Vista/7/8; PIII 500 МГц или эквивалент; 128 Мб ОЗУ; SVGA; CD-ROM; Adobe Acrobat Reader.

© ФГБОУ ВО «Тольяттинский
государственный университет», 2019



Редактор *Т.Д. Савенкова*
Технический редактор *Н.П. Крюкова*
Компьютерная верстка: *Л.В. Сызганцева*
Художественное оформление,
компьютерное проектирование: *Г.В. Карасева, И.В. Карасев*

Дата подписания к использованию 18.01.2019.

Объем издания 10 Мб.

Комплектация издания: компакт-диск, первичная упаковка.

Заказ № 1-49-17.

Издательство Тольяттинского государственного университета

445020, г. Тольятти, ул. Белорусская, 14,

тел. 8 (8482) 53-91-47, www.tltsu.ru

Содержание

ВВЕДЕНИЕ	6
1. СОСТАВНЫЕ БАЛКИ. КОМПОНОВКА И ПОДБОР СЕЧЕНИЯ	9
2. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СТЕНКИ НА МЕСТНОЕ ДАВЛЕНИЕ	14
3. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ОПОРНЫХ ЧАСТЕЙ СОСТАВНЫХ БАЛОК	16
4. ИЗМЕНЕНИЕ СЕЧЕНИЯ СОСТАВНЫХ БАЛОК ПО ПРОЛЕТУ	18
5. ОБЕСПЕЧЕНИЕ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ СОСТАВНЫХ БАЛОК	22
5.1. Потеря устойчивости стенки от действия касательных напряжений	22
5.2. Потеря устойчивости стенки от действия нормальных напряжений	24
5.3. Потеря устойчивости полки от действия нормальных напряжений	25
5.4. Потеря устойчивости стенки при совместном действии напряжений σ , τ , σ_{loc}	26
6. РАБОТА И РАСЧЕТ ШВОВ СОСТАВНЫХ БАЛОК	27
6.1. Поясные швы	27
6.2. Швы прикрепления опорного ребра к торцу балки	28
7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНТАЖНЫХ СТЫКОВ БАЛОК СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ	30
8. ПРИМЕР РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ГЛАВНОЙ БАЛКИ	32
8.1. Исходные данные	32
8.2. Подбор основного сечения балки	32
8.3. Проверка прочности стенки на местное давление	40
8.4. Конструирование и расчет опорной части главной балки	41

8.5. Конструирование и расчет узла изменения сечения главной балки	44
8.6. Проверка местной устойчивости главной балки	48
8.7. Расчет швов главной балки	59
8.8. Конструирование монтажного сварного стыка главной балки	63
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	65
ГЛОССАРИЙ	66

ВВЕДЕНИЕ

Составные сварные балки являются одними из основных несущих элементов каркасных зданий и сооружений. Со стальными составными балками как с конструктивными элементами студенты-строители встречаются впервые при изучении дисциплины «Архитектура промышленных зданий». Более глубоко, с позиции особенностей работы, расчёта и конструирования, ознакомление происходит в процессе изучения дисциплины «Металлические конструкции».

Цель дисциплины — подготовка студентов к профессиональной деятельности в области проектирования, монтажа и эксплуатации металлических конструкций строительного назначения.

Задачи дисциплины

1. Выработка понимания работы металлических конструкций зданий и сооружений.
2. Овладение принципами рационального проектирования металлических конструкций с учетом требований изготовления, монтажа и надежности в эксплуатации на основе технико-экономического анализа.
3. Формирование навыков конструирования и расчета металлических конструкций для решения конкретных инженерных задач с использованием норм проектирования, стандартов, справочников, средств автоматического проектирования.

В результате изучения дисциплины студент должен

- *знать*:
 - основные принципы конструирования, работы и расчета элементов и частей строительных конструкций, выполненных из стали и алюминиевых сплавов;
 - современные нормативные и справочные источники;
- *уметь*:
 - пользоваться нормативно-технической литературой, стандартными прикладными расчетными программными пакетами и с их помощью рассчитывать металлические конструкции;
 - выполнять рабочие чертежи металлических конструкций со спецификациями;

- оценивать техническое состояние металлических конструкций;
 - *владеть:*
- методами чтения и построения архитектурно-строительных чертежей в ручной и машинной графике;
- методами расчетов зданий и сооружений, способами оформления технических решений на чертеже;
- основами расчета металлических конструкций зданий и сооружений на статические и динамические нагрузки;
- основами конструирования металлических конструкций зданий и сооружений.

Для закрепления знаний, получения навыков практического проектирования студентам необходимо выполнить курсовую работу «Рабочая площадка промышленного здания».

Рабочая площадка предназначается для размещения технологического оборудования. Она представляет собой систему колонн, на которых покоится балочная клетка, покрытая настилом.

Расчетно-конструктивная часть работы включает следующие основные разделы:

1. Конструирование и расчет элементов и узлов балочной клетки.
 - 1.1. Выбор оптимального варианта ячейки балочной клетки.
 - 1.1.1. Балочная клетка нормального типа (1 вариант).
 - 1.1.2. Балочная клетка усложненного типа (2 вариант).
 - 1.1.3. Техничко-экономическое сравнение вариантов ячеек балочной клетки.
 - 1.2. Конструирование и расчет главной балки.
2. Работа, расчёт и конструирование колонны.
 - 2.1. Стержень колонны.
 - 2.2. Оголовок колонны.
 - 2.3. База колонны.

Цель данного учебно-методического пособия – сформировать у студентов, будущих специалистов-строителей, понимание работы, расчета и конструирования сварных балок рабочих площадок промышленного здания.

В этой связи в пособии ставятся следующие задачи:

- раскрыть специфику компоновки сечений составных сварных балок;
- изложить особенности работы, расчета и конструирования отдельных элементов и узлов сварных балок;
- изложить особенности работы и расчета сварных соединений балок составного сечения.

В результате выполнения подраздела 1.2 курсовой работы студент должен:

- понимать работу составных сварных балок;
- знать особенности проектирования отдельных их частей;
- уметь работать с нормативной технической литературой.

1. СОСТАВНЫЕ БАЛКИ. КОМПОНОВКА И ПОДБОР СЕЧЕНИЯ

В балочных площадках применяются в основном сварные двутавры (рис. 1), состоящие из трех листов — двух поясных и стенки. Размеры сечений поясов и стенок следует принимать в соответствии с действующими стандартами. В качестве поясов применяется горячекатаный широкополосный универсальный прокат — ГОСТ 19903–74*, стенки выполняются из горячекатаного листового проката ГОСТ 82–70*. Сокращенные сортаменты приводятся в табл. П16.13 и П16.11 [1]. Соединение поясов и стенки рационально выполнять автоматической сваркой сплошными швами.

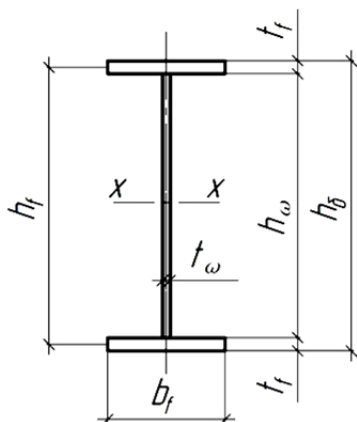


Рис. 1. Сечение составной балки

В зависимости от назначения и условий эксплуатации расчет балок следует выполнять без учета или с учетом пластических деформаций [5, подраздел 8.1].

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

В составных балках из однородного материала можно также использовать упруго-пластическую работу материала стенки балки с теми же ограничениями, что и для прокатных балок. Однако в со-

ставных балках гибкость стенки всегда больше, чем в прокатных балках. Поэтому требуются дополнительные конструктивные мероприятия по обеспечению местной устойчивости стенки, что значительно снижает эффект от использования упруго-пластической работы материала балки.

Задача компоновки сечения составных балок вариантна, от правильного решения зависит экономичность и технологичность.

Начинать компоновку сечений следует с определения высоты.

Высота балки h_0 определяется как:

- h_{opt} – оптимальная высота с позиции расхода металла;
- h_{min} – минимальная высота с позиции прогиба, т. е. по жесткости;
- $h_{стр}$ – максимальная высота с позиции разности заданных технологами отметок верха габарита площадки и верха помещения или оборудования под перекрытием.

Оптимальная, то есть дающая минимальный расход металла, высота может быть определена по формуле

$$h_{opt} = k \sqrt{\frac{W_x^{TP}}{t_\omega}},$$

где W_x^{TP} – требуемый момент сопротивления сечения балки; k – коэффициент, зависящий от конструктивного оформления балки, для сварных балок $k = 1,15 \dots 1,2$; t_ω – толщина стенки.

Толщина стенки может быть определена по приближенной формуле

$$t_\omega \approx 7(\text{мм}) + 3h_0(\text{мм})/1000,$$

где высота балки h_0 (мм) может быть определена в зависимости от пролета L как $h_0 \approx (1/8 \div 1/12) L$.

Минимальная высота балки с позиции жесткости может быть определена из формулы прогиба. Для балок, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, рассчитываемых с учетом упругой работы материала, формула определения минимальной высоты имеет вид

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{R_y L}{E} \left[\frac{L}{f} \right] \frac{q_n}{q},$$

где $\left[\frac{L}{f} \right]$ – величина, обратная предельно допускаемому прогибу [4, табл. Е.1]; q_n и q – соответственно нормативная и расчетная

нагрузки на балку; R_y – расчетное сопротивление стали на сжатие, растяжение, изгиб, определенное по пределу текучести [5, табл. В.5]; $E = 2,1 \cdot 10^4$ кН/см² – модуль упругих деформаций.

Закономерности изменения высоты балки показывают, что наиболее целесообразно принимать высоту балки близкой к h_{opt} , определенной из экономических соображений, и не меньшей h_{min} , установленной по жесткости. Естественно, что во всех случаях принятая высота балки не должна превышать заданную строительную высоту перекрытия $h_{стр}$ (рис. 2).

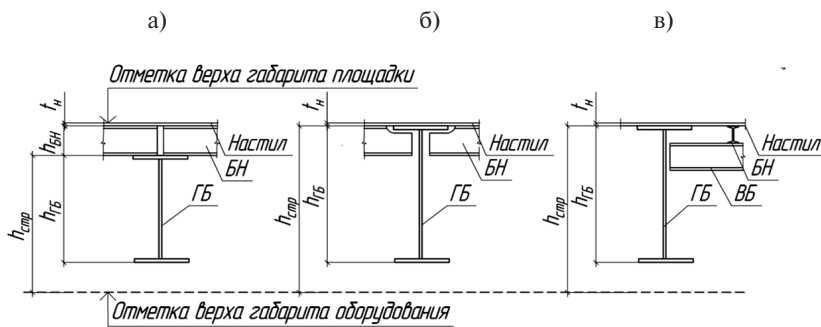


Рис. 2. К вопросу определения высоты балки составного сечения

Во всех случаях высоту балки следует принимать в целях унификации кратной 100 мм.

Толщина стенки – это второй параметр сечения, влияющий на экономичность балки. Толщина определяется:

- с позиции работы стенки на срез на опоре;
- с позиции обеспечения ее устойчивости в середине пролета от действия нормальных напряжений.

С позиции среза требуемая толщина стенки определяется как

$$t_{\omega} \geq \frac{1,2Q_{\max}}{h_6 R_s \gamma_c},$$

где Q_{\max} – максимальное перерезывающее усилие; $R_s = 0,58R_y$ – расчетное сопротивление стали на срез [5, табл. 2]; γ_c – коэффициент условия работы и назначения конструкций [5, табл. 1].

По устойчивости требуемая толщина стенки определяется как

$$t_{\omega} \geq \frac{h_{\sigma}}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Толщину стенки следует принимать как максимальную из определенных выше толщин. Она должна быть согласована с имеющимися толщинами проката, стали толстолистовой.

В балках высотой более 2 м упрощение конструктивной формы экономически не оправданно, так как стенки с позиции устойчивости получаются значительно более толстыми, чем по условиям среза.

В высоких балках толщина стенки берется меньше, доходит до 1/200–1/250 высоты, что требует укрепления продольными ребрами жесткости.

Горизонтальные листы поясов. В сварных балках обычно применяют пояса из листов широкополосной универсальной стали.

Толщина пояса сварной балки не должна превышать трех толщин стенки, $t_j \leq 3t_{\omega}$, исходя из технологических требований сварки листов разной толщины. Ширину поясов принимают равной 1/3–1/5 высоты балки для обеспечения её общей устойчивости и равномерного распределения продольных напряжений по ширине листа. По конструктивным соображениям ширину пояса не следует принимать меньше 180 мм или $h_{\sigma}/10$.

Для растянутых поясов не рекомендуется принимать ширину более 30 толщин из условия равномерного распределения напряжений по ширине.

Приняв основные параметры сечения, высоту балки и толщину стенки, переходят к определению остальных геометрических характеристик с учетом известного, требуемого по условиям прочности, момента сопротивления балки $W_x^{\text{тр}}$. Для этого определяем требуемый момент инерции сечения относительно оси «х», проходящей через центр тяжести (рис. 1):

$$I_x^{\text{тр}} = W_x^{\text{тр}} \frac{h_{\sigma}}{2}.$$

Далее определяем момент инерции стенки как

$$I_x^\omega = \frac{t_\omega h_\omega^3}{12},$$

где t_ω, h_ω — соответственно толщина и высота стенки.

Высота стенки определяется как $h_\omega = h_6 - 2t_f$, где толщина полки задается в пределах $t_f \leq 3t_\omega$ и в соответствии с ГОСТ.

Определяется требуемый момент инерции полок

$$\left(\sum I_x^f\right)_{\text{тр}} = I_x^{\text{тр}} - I_x^\omega.$$

По приближенной формуле определяется требуемая площадь сечения полки как

$$A_f^{\text{тр}} = \frac{2(\sum I_x^f)_{\text{тр}}}{h_f^2},$$

где $h_f = h_6 - t_f$ — расстояние между осями, проходящими через центры тяжести поясных листов.

Определяем требуемую ширину пояса $b_f^{\text{тр}} = \frac{A_f^{\text{тр}}}{t_f}$. Принимаем окончательно его ширину b_f с учетом вышеприведенных требований, после чего проверяем балку принятого сечения.

Проверка прочности требуется лишь по нормальным напряжениям: прочность по касательным напряжениям обеспечена, так как толщина стенки принята больше, чем требуется с позиции среза; обеспечена и пригодность к нормальной эксплуатации, так как высота балки принята больше минимальной высоты с позиции жесткости.

Определяем момент инерции сечения балки:

$$I_x = \frac{t_\omega h_\omega^3}{12} + 2 \left[\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h_f}{2} \right)^2 \right].$$

Момент сопротивления балки:

$$W_x = \frac{I_x 2}{h_6}.$$

Проверяем несущую способность балки по упругой стадии ее работы:

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \leq R_y \gamma_c.$$

Проверка должна удовлетворять 5 % недонапряжения; перенапряжение не допускается.

2. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СТЕНКИ НА МЕСТНОЕ ДАВЛЕНИЕ

При этажном сопряжении балок настила с главными в случае отсутствия в данном сечении ребер жесткости стенка главной балки будет испытывать местное сжатие (рис. 3). Необходима проверка прочности стенки для предотвращения пластических деформаций.

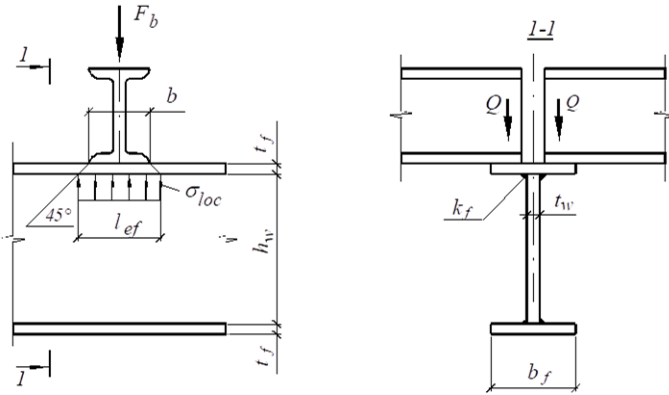


Рис. 3. Схема нагружения

Проверка прочности стенки на местное сжатие производится по формуле [5, п. 8.2.2]

$$\sigma_{loc} = \frac{F_b}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c,$$

где $F_b = 2Q$ – расчетное значение сосредоточенной силы, равное двум реакциям от балок настила; $l_{ef} = b_f + 2t_f$ – условная длина распределения сосредоточенной нагрузки на стенку главной балки; b_f – ширина пояса балки настила; t_f – толщина верхнего пояса главной балки.

В случае выполнения вышеприведенного неравенства можно сделать вывод о наличии упругих деформаций (рис. 4, вариант 1).

В противном случае при $\sigma_{loc} > R_y \gamma_c$ возможны пластические деформации. Для их предотвращения следует увеличить длину распределения сосредоточенной нагрузки F_b путем постановки пластин, больших ширины полки балки настила, или принять в качестве балки настила двутавр с параллельными гранями полок типа «Ш».

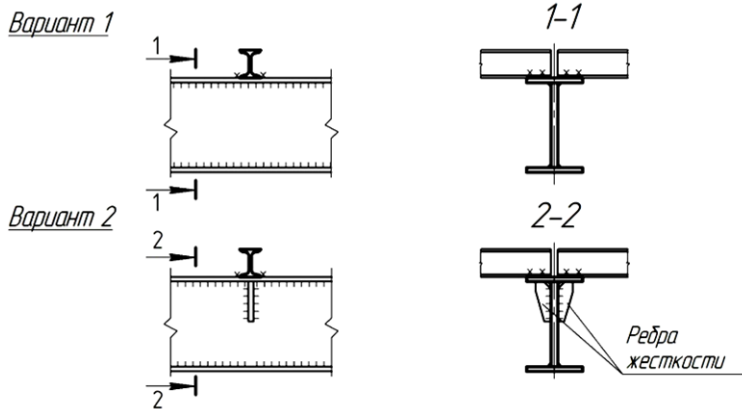


Рис. 4. Варианты конструктивных решений сопряжений балок

При значительной величине σ_{loc} под балками настила следует поставить парные поперечные ребра жесткости (рис. 4, вариант 2), исключив таким образом возможность появления местных напряжений.

3. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ОПОРНЫХ ЧАСТЕЙ СОСТАВНЫХ БАЛОК

В опорных частях составных балок действуют значительные реакции. Они могут вызвать пластические деформации сжатия в нижней части стенки. Для предотвращения этого необходимо усиление ребрами жесткости.

Существуют два варианта усиления. В первом случае в опорной части устанавливаются внутренние парные поперечные ребра (рис. 5, а); во втором — одно торцевое ребро (рис. 5, б).

Первый вариант применяется только в случае опирания балок на колонны сверху.

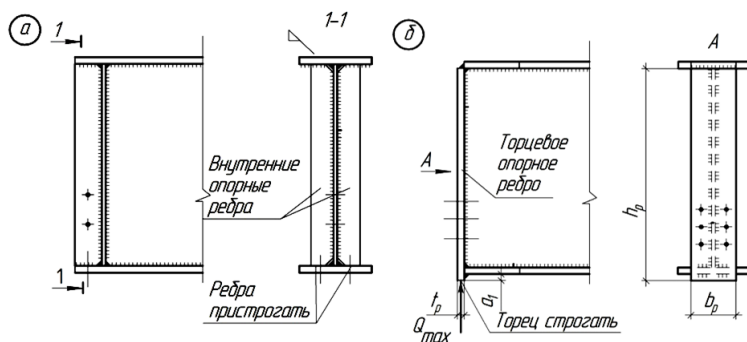


Рис. 5. Варианты опорных частей главных балок

Второй вариант более универсальный: в отличие от первого он может применяться и при опирании сверху, и при примыкании сбоку. Опорное ребро в этом варианте приваривается к торцу балки в пределах стенки с выпуском за нижнюю полку на расстояние a_1 , давая возможность передавать нагрузку через *строганный* торец.

Задачей в данном случае является определение размеров торцевого ребра. Толщина его принимается конструктивно $t_p = 18, 20$ мм. Нагрузка Q_{\max} передается через торец, размеры которого определяются его напряженным состоянием. В соответствии с п. 8.5.17 [5] при $a_1 \leq 1,5t_p$ расчет следует вести из условия смятия по R_p ; при $a_1 > 1,5t_p$ — из условия сжатия по R_y . Таким образом, *требуемая ширина ребра* определяется по формуле

$$b_p^{mp} = Q_{\max} / t_p R\gamma_c,$$

где R принимается в зависимости от принятого размера a_1 : в случае $a_1 > 1,5t_p$ – это R_y ; в случае $a_1 \leq 1,5t_p - R_p$. Ширина ребра принимается как $b_p \geq b_p^{mp}$ по ГОСТ на широкополосный универсальный прокат; минимальная ширина составляет $b_p = 180$ мм.

Высота ребра будет складываться из высоты стенки h_ω , толщины полки t_f и выпуска a_1 .

В соответствии с п. 8.5.17 [5] опорную часть балки составного сечения следует рассчитывать на продольный изгиб из плоскости стенки как стойку, нагруженную опорной реакцией (рис. 6).

В расчетное сечение стойки следует включать ребро и полосу стенки шириной $l_\omega = 0,65t_\omega \sqrt{E/R_y}$. Расчетную длину стойки следует принимать равной высоте стенки h_ω .

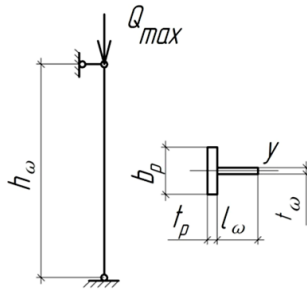


Рис. 6. К расчету устойчивости опорной части балки

Проверку устойчивости стойки следует проводить по формуле

$$\sigma = \frac{Q_{\max}}{\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c,$$

где $A = t_p b_p + 0,65t_\omega \sqrt{E/R_y}$ – площадь сечения стойки; φ_y – коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. Д.1 [5] в зависимости от условной гибкости стойки $\bar{\lambda}_y = \frac{h_\omega}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$. Тип сечений выбирается по [5, табл. 7].

Радиус инерции определяется как $i_y = \sqrt{I_y/A}$, где момент инерции сечения стойки относительно оси «у» определяется в запас как $I_y = t_p b_p^3/12$.

В случае неудовлетворения требованиям устойчивости следует увеличить ширину ребра.

4. ИЗМЕНЕНИЕ СЕЧЕНИЯ СОСТАВНЫХ БАЛОК ПО ПРОЛЕТУ

Сечение составной балки, выбранное по максимальному изгибающему моменту, можно уменьшить в местах снижения моментов: в разрезных балках ближе к опорам. Однако каждое изменение сечения, дающее экономию материала, увеличивает трудоемкость изготовления балки. Как показывают исследования, оно экономически целесообразно только для балок пролетом более 10–12 м.

Уменьшить сечение балки можно путем уменьшения ее высоты или сечений поясов. В балках рабочих площадок наибольшее применение получило уменьшение ширины поясов, так как высота при этом сохраняется постоянной. Менее удобно изменять толщину поясов, так как балка оказывается неодинаковой высоты, при этом осложняется заказ стали.

Редко применяется и изменение сечения уменьшением высоты стенки балки, так как может потребоваться увеличение толщины стенки для восприятия касательных напряжений.

В разрезных сварных балках пролетом до 30 м принимается по одному изменению сечения поясов с двух сторон от середины пролета балки. Введение второго изменения экономически нецелесообразно, так как дает дополнительную экономию материала лишь порядка 3–4 %.

При равномерной нагрузке наиболее выгодное по расходу стали место изменения сечения поясов однопролетной сварной балки находится на расстоянии от опор, равном примерно $1/6$ пролета балки (рис. 7).

Стыки растянутого пояса могут быть выполнены прямые и косые. Прямые стыки требуют физического контроля качества швов. В этом случае прочность шва равна прочности основного металла $R_{шв} = R_y$. Аналогичный эффект будет достигнут и в случае применения косого стыка с заложением 1:2.

В случае применения прямого стыка в растянутом поясе без использования физических способов контроля качества швов расчетное сопротивление таких сварных соединений при растяжении принимается пониженным: $R_{шв} = 0,85R_y$.

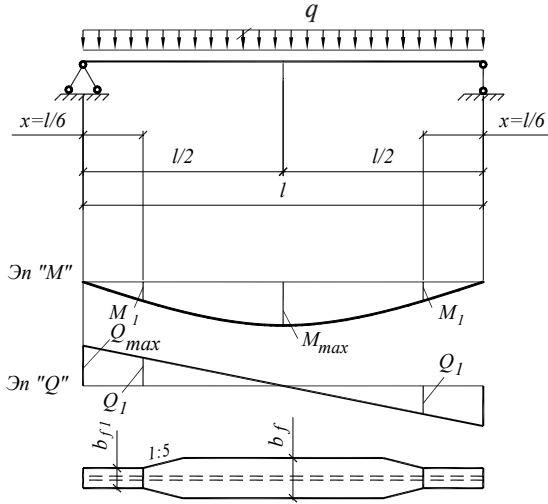


Рис. 7. К вопросу изменения сечения балки

Для снижения концентрации напряжений при сварке встык элементов разной ширины на элементе большей ширины делаем скосы с заложением 1:5.

Расчет узла изменения сечения начинается с определения расчетного момента M_1 и перерезывающей силы Q_1 на расстоянии $x = l/6$ от опоры:

$$M_1 = \frac{qx(l-x)}{2}, \quad Q_1 = \frac{q(l-2x)}{2}.$$

Определяем требуемые геометрические характеристики:

– момент сопротивления измененного сечения, исходя из прочности сварного стыкового шва, работающего на растяжение:

$$(W_x^{\text{TP}})' = M_1 / R_{\omega y} \gamma_c;$$

– момент инерции измененного сечения

$$(I_x^{\text{TP}})' = (W_x^{\text{TP}})' h / 2;$$

– момент инерции пояса

$$I_{fx}^{\text{TP}} = [(I_x^{\text{TP}})' - I_x^{\omega}] / 2;$$

– площадь пояса

$$A_{f1}^{\text{TP}} = \frac{I_{fx}^{\text{TP}}}{(h_f/2)^2};$$

– ширину пояса

$$b_{f1}^{TP} = A_{f1}^{TP}/t_f.$$

По конструктивным требованиям ширина пояса b_{f1} должна отвечать условиям: $b_{f1} \geq b_f/2$; $b_{f1} \geq h/10$; $b_{f1} \geq 18$ см.

По сортаменту на универсальную сталь принимаем измененный пояс сечением $b_{f1} \times t_f$.

Вычисляем геометрические характеристики измененного сечения балки:

– момент инерции

$$I'_x = \frac{t_\omega h_\omega^3}{12} + 2 \left[\frac{b_{f1} t_f^3}{12} + b_{f1} t_f \left(\frac{h_f}{2} \right)^2 \right];$$

– момент сопротивления

$$W'_x = \frac{I'_x \cdot 2}{h_\omega};$$

– статический момент пояса относительно оси «X»

$$S_x^{f'} = b_{f1} t_f \frac{h_f}{2}.$$

Производим проверку прочности балки в месте изменения сечения в краевом участке стенки на уровне поясных швов (рис. 8) на наиболее неблагоприятное совместное действие нормальных и касательных напряжений, для чего определяем:

– нормальное напряжение

$$\sigma_1 = \frac{M_1 h_\omega}{I'_x \cdot 2};$$

– касательное напряжение

$$\tau_1 = \frac{Q_1 S_x^{f'}}{I'_x t_\omega}.$$

Проверяем прочность стенки балки по формуле

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15R_y\gamma_c,$$

где 1,15 – коэффициент, учитывающий локальное развитие пластических деформаций в стенке балки.

При наличии местной нагрузки F_b в рассматриваемом сечении проверка прочности стенки производится с учетом локальных напряжений σ_{loc} по формуле

$$\sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_{loc} + \sigma_{loc}^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15R_y\gamma_c.$$

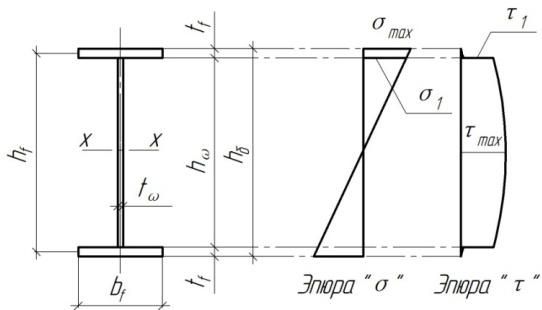


Рис. 8. Распределение напряжений в месте изменения сечения балки

В случае невыполнения условия необходимо увеличить ширину пояса b_f .

5. ОБЕСПЕЧЕНИЕ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ СОСТАВНЫХ БАЛОК

В процессе работы в отдельных частях составных балок появляются сжимающие напряжения. Они могут достигнуть критических значений, величина которых зависит от характера напряженного состояния, прочности, геометрических характеристик, гибкости, особенностей закрепления. Результатом появления критических напряжений является местная потеря устойчивости: будут иметь место изгибные деформации – выпучины, складки, волны.

В балках действуют нормальные и касательные напряжения. Достижение критических значений этих напряжений может привести к потере устойчивости. Деформированные зоны выпадают из работы сечений, и наступает досрочная потеря несущей способности в целом конструкции балки.

5.1. Потеря устойчивости стенки от действия касательных напряжений

Вблизи опоры стенка балки подвергается воздействию значительных касательных напряжений, под влиянием которых она перекашивается (рис. 9). При достижении напряжений τ критических значений τ_{cr} , то есть $\tau \geq \tau_{cr}$, стенка может выпучиться, образуя волну, наклоненную к оси балки под углом около 45° .

Для стенки, не укрепленной ребрами жесткости, критические напряжения, полученные с учетом упругого защемления в поясах, выражаются формулой

$$\tau_{cr} = 10,3R_s/\bar{\lambda}_\omega^2,$$

где $\bar{\lambda}_\omega = \frac{h_\omega}{t_\omega} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость стенки.

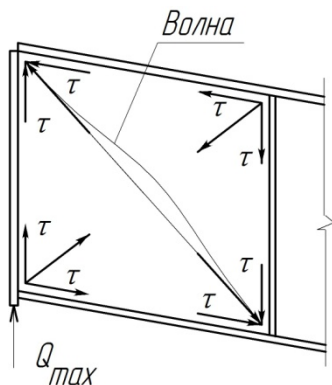


Рис. 9. К вопросу потери устойчивости стенки от действия касательных напряжений

Для обеспечения устойчивости стенки балок 1-го класса в соответствии с п. 8.5.9 [5] требуется установка поперечных ребер жесткости в следующих случаях:

- при отсутствии местной нагрузки на пояс балки, если $\bar{\lambda}_\omega > 3,2$;
- при действии местной нагрузки на пояс балки, если $\bar{\lambda}_\omega > 2,2$.

Расстояние между основными ребрами жесткости не должно превышать $2h_\omega$ при $\bar{\lambda}_\omega \geq 3,2$ и $2,5 h_\omega$ при $\bar{\lambda}_\omega < 3,2$. Для балок 1-го класса допускается превышать эти расстояния до значения $3h_\omega$ [5, п. 8.5.9]. Ребра жесткости располагают чаще к опорам, по возможности под балками настила, симметрично относительно середины пролета.

При действии больших сосредоточенных грузов и в зоне развития пластических деформаций от изгиба местные напряжения не допускаются, ребра жесткости надо ставить под каждым грузом.

Размеры поперечных ребер жесткости регламентированы п. 8.5.9 [5]: ширина парного симметричного ребра

$$b_h = h_\omega / 30 + 25 \text{ мм},$$

толщина

$$t_s = 2b_h \sqrt{R_y / E}.$$

5.2. Потеря устойчивости стенки от действия нормальных напряжений

Максимальные нормальные напряжения в случае равномерно распределенной нагрузки имеют место в середине пролета, сжатая зона располагается выше нейтральной оси. Таким образом, здесь вероятна потеря устойчивости стенки – появление выпучины (рис. 10).

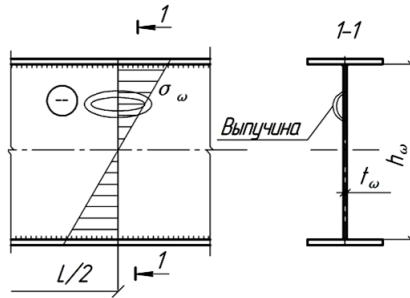


Рис. 10. К вопросу потери устойчивости стенки от действия нормальных напряжений

Исключить появление выпучины можно двумя способами: принятием достаточной толщины стенки или постановкой продольных ребер жесткости.

В первом случае толщина стенки должна быть принята как

$$t_{\omega} \geq \frac{h_{\omega}}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

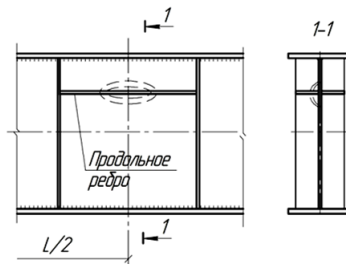


Рис. 11. Обеспечение устойчивости стенки постановкой продольных ребер жесткости

Обеспечение устойчивости принятием достаточной толщины рационально для балок высотой $h \leq 2,0$ м. При $h > 2,0$ м увеличение изгибной жесткости стенки достигается путем постановки парных продольных ребер жесткости (рис. 11).

5.3. Потеря устойчивости полки от действия нормальных напряжений

Сжатая полка балки — это длинная пластина, шарнирно прикрепленная к стенке балки и нагруженная равномерно распределенным по сечению нормальным напряжением. При достижении напряжений σ_f критических значений σ_f^{cr} полка теряет устойчивость: происходит волнообразное выпучивание её свободного края (рис. 12).

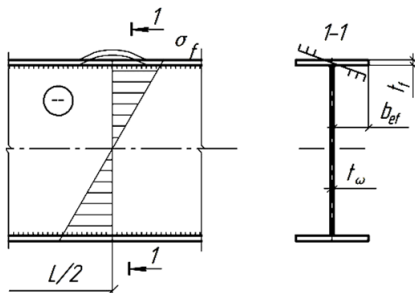


Рис. 12. К вопросу потери устойчивости сжатой полки

В соответствии с п. 8.5.18 [5] устойчивость полки балок 1-го класса будет обеспечена, если условная гибкость её свеса $\bar{\lambda}_f = b_{ef}/t_f \sqrt{R_y/E}$ не превышает предельных значений $\bar{\lambda}_{uf}$, определяемых по формулам в зависимости от особенностей свеса. Величина свеса полки принимается равной $b_{ef} = (b_f - t_w)/2$.

Для свеса полки, не имеющей окаймления, $\bar{\lambda}_{uf} = 0,5\sqrt{R_y/\sigma_c}$, где σ_c — напряжение в сжатом поясе.

Для случаев окаймленной полки значения $\bar{\lambda}_{uf}$, определяемые по вышеприведенной формуле, допускается увеличивать в 1,5 раза [5, п. 8.5.20].

5.4. Потеря устойчивости стенки при совместном действии напряжений σ , τ , σ_{loc}

В соответствии с п. 8.5.1 [5] устойчивость стенок балок 1-го класса следует проверять, если при выполнении требований пп. 8.2.1, 8.3.1–8.3.3, 8.4.1–8.4.5 [5] условная гибкость стенки превышает значения: 3,5 – при отсутствии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами; 3,2 – то же, в балках с односторонними поясными швами; 2,5 – при наличии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами.

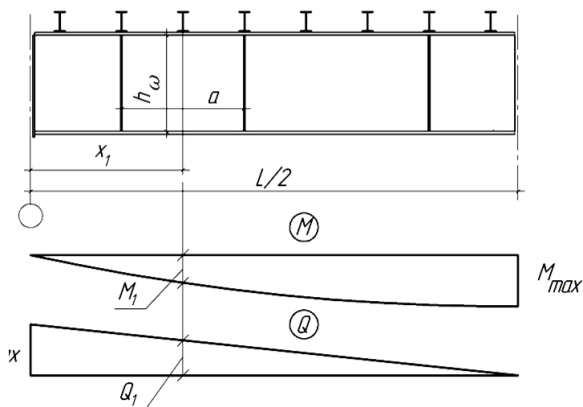


Рис. 13. К вопросу проверки устойчивости стенки при действии σ , σ_{loc} и τ

Расчет на устойчивость стенок балок 1-го класса симметричного сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости (рис. 13), при наличии местного напряжения следует выполнять по формуле п. 8.5.3 [5]:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c,$$

где σ , σ_{loc} и τ – напряжения, определяемые от действующих нагрузок по формулам п. 8.5.2 [5]; σ_{cr} , $\sigma_{loc,cr}$ и τ_{cr} – критические напряжения, определяемые в соответствии с требованиями п. 8.5.3–8.5.5 [5].

В случае неудовлетворения условий проверки следует увеличить жесткость стенки путем увеличения ее толщины или уменьшения расстояний между ребрами жесткости.

6. РАБОТА И РАСЧЕТ ШВОВ СОСТАВНЫХ БАЛОК

6.1. Поясные швы

При изгибе балки швы предотвращают сдвиг поясов относительно стенки. Кроме работы на сдвиг поясные швы передают на стенку местную нагрузку при наличии этажно расположенных балок настила в местах, где нет поперечных ребер жесткости.

В сварных балках максимальную сдвигающую силу T_{\max} (рис. 14), приходящуюся на 1 см длины балки, определяют через касательные напряжения:

$$T_{\max} = \tau t_{\omega} = Q_{\max} S_x^f / I_x,$$

где Q_{\max} – расчетная перегревающая сила; S_x^f – статический момент сечения полки относительно оси «х»; I_x – момент инерции сечения балки относительно оси «х». Сдвигающая сила стремится срезать поясные швы, поэтому сопротивление их должно быть не меньше силы

$$T_{\max} \leq I_x n (\beta R_{\omega})_{\min}.$$

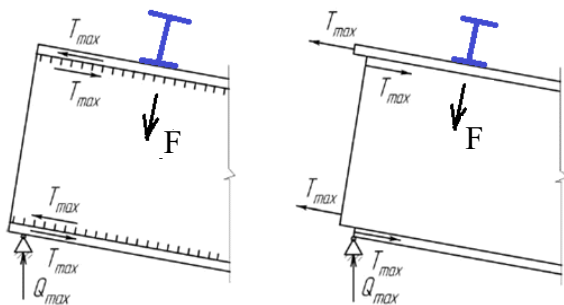


Рис. 14. К вопросу работы поясных швов

Отсюда определяют требуемую толщину шва

$$k_f \geq \frac{Q_{\max} S_x^f}{I_x n (\beta R_{\omega})_{\min}},$$

где $n = 1$ или 2 – количество швов соответственно при односторонних и двусторонних швах; $(\beta R_{\omega})_{\min}$ – меньшее из произведений коэффициента проплавления на расчетное сопротивление, принимаемое по срезу шва или по срезу металла границы сплавления.

При приложении сосредоточенной нагрузки через пояс балки F в месте, не укрепленном ребром жесткости, поясные швы будут испытывать дополнительное местное давление и определение катета должно производиться на равнодействующую от сдвига и местного давления:

$$k_f = \frac{\sqrt{(Q_{\max} S_x^f / I_x)^2 + (F / l_{loc})^2}}{n(\beta R_{\omega})_{\min}},$$

где l_{loc} — условная длина распределения сосредоточенной нагрузки от балки настила на стенку главной балки.

Поясные швы выполняют автоматической сваркой в положении «в лодочку»; их следует принимать сплошные, наименьшей допустимой толщины по всей длине балки. Рассчитываемые катеты должны быть приняты не более максимально возможных катетов

$$k_f^{\max} = 1,2t_{\min},$$

где t_{\min} — минимальная толщина свариваемых элементов [5, п. 14.1.7, *a*].

Минимальные значения толщин поясных швов принимают в соответствии с п. 14.1.7, *б* [5] по табл. 38 [5].

6.2. Швы прикрепления опорного ребра к торцу балки

Опорное ребро прикрепляется к торцу балки двумя угловыми швами, наплавляемыми в пределах высоты стенки (рис. 15). Целью расчета является определение катета швов — k_f , работающих на срез от действия перерезывающей силы, равной опорной реакции Q_{\max} .

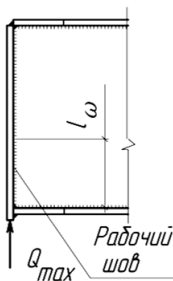


Рис. 15. К расчету швов прикрепления торцевого ребра

В соответствии с п. 14.1.7, з [5] расчетная длина флангового шва должна быть не более $l_{\omega} = 85\beta_f k_f$. Формулы определения катетов при срезе по металлу шва и металлу границы сплавления будут соответственно следующие:

$$k_f^I = \sqrt{\frac{Q_{\max}}{2\beta_f^2 85R_{\omega f}}} \text{ и } k_f^{II} = \sqrt{\frac{Q_{\max}}{2\beta_f \beta_z 85R_{\omega z}}},$$

где β_f и β_z — коэффициенты проплавления, принимаемые по табл. 39 [5]; $R_{\omega f}$ и $R_{\omega z}$ — расчетные сопротивления металла шва и металла границы сплавления.

При наплавке рассматриваемых швов применяется полуавтоматическая сварка проволокой $d = 1,4\text{--}2$ мм или $<1,4$ мм с нижним положением шва.

Расчетное сопротивление $R_{\omega f}$ определяется по табл. Г.2 [5] в зависимости от сварочного материала, принятого по табл. Г.1 [5]. В соответствии с табл. 4 [5] расчетное сопротивление

$$R_{\omega z} = 0,45R_{un},$$

где R_{un} — нормативное сопротивление стали на сжатие, растяжение, изгиб, определяемое по табл. В.5 [5].

Рассчитываемые катеты должны быть приняты не более максимально возможных катетов $k_f^{\max} = 1,2t_{\min}$, где t_{\min} — минимальная толщина свариваемых элементов. Минимально возможные катеты определяем по табл. 38 [5].

7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНТАЖНЫХ СТЫКОВ БАЛОК СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ

По условиям перевозки балка расчленяется по возможности на одинаковые отправочные элементы (марки). В разрезной балке монтажный стык выполняется в одном сечении (универсальный стык) и чаще располагается в середине пролета, где M_{\max} и максимальные нормальные напряжения σ близки к расчетному сопротивлению основного металла R_y .

Монтажный стык на сварке. Стык элементов балки осуществляется стыковыми швами (рис. 16). Расчетные сопротивления сварных стыковых швов принимаются по табл. 4 [5]: при сжатии соединения независимо от методов контроля качества швов $R_{wy} = R_y$; при растяжении и изгибе с физическим контролем качества швов $R_{wy} = R_y$, если же физические методы контроля не используются, то $R_{wy} = 0,85R_y$.

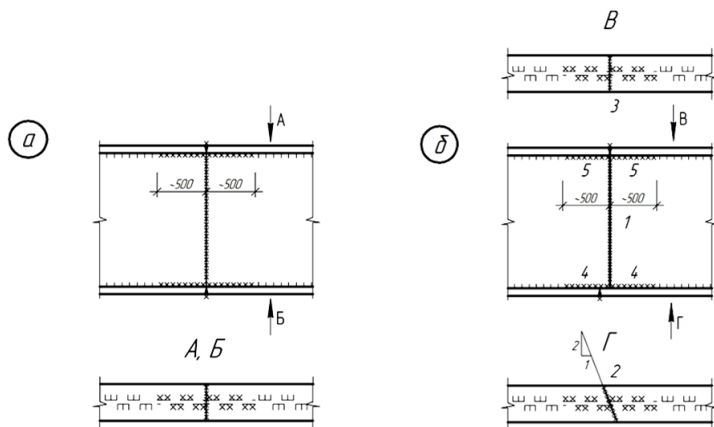


Рис. 16. Монтажные сварные стыки балки составного сечения

Сжатый верхний пояс всегда соединяется прямым швом. Растянутый пояс соединяют прямым швом (рис. 16, а) в случае физического контроля его качества и косым швом (рис. 16, б) при визуальном контроле. Для обеспечения равнопрочности косого сварного стыка и основного сечения нижнего пояса достаточен скос с заложением 2:1.

Монтажный стык выполняется ручной сваркой, материалы для сварки выбираются по табл. Г.1 [5]. Для сварки монтажного стыка применяют электроды с индексом «А», обеспечивающие повышенную пластичность наплавленного металла.

Для уменьшения сварочных напряжений, исключения трещин соблюдается определенный порядок сварки (рис. 16, б): сначала сваривают поперечные стыковые швы стенки 1; затем стыковые швы поясов 2 и 3, имеющие наибольшую поперечную усадку. Оставленные незаваренными на заводе участки поясных швов длиной около 500 мм дают возможность поясным листам несколько вытянуться при усадке швов 2 и 3. Последними заваривают угловые швы 4 и 5, имеющие небольшую продольную усадку.

8. ПРИМЕР РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

8.1. Исходные данные

Исходные данные приняты по примеру расчета, приведенного в методических указаниях [3]:

1. Шаг колонн в продольном направлении – 16 м.
2. Шаг колонн в поперечном направлении – 7 м.
3. Шаг балок настила – 0,8 м.
4. Отметка верха габарита площадки – 8,5 м.
5. Отметка верха габарита оборудования под перекрытием – 6,5 м.
6. Временная нормативная нагрузка – 24 кН/м².
7. Класс стали С245.
8. Толщина настила – 8 мм.
9. Балки настила – I 36.
10. Расход металла на настил и балки настила – $\Sigma g_1^n = 131,4$ кг/м².

8.2. Подбор основного сечения балки

Балки составного сечения применяют в случаях, когда прокатные не удовлетворяют хотя бы одному из условий: прочности, жесткости, общей устойчивости.

Подбор сечения состоит в определении размеров поясов и стенки балки на основе заданных технологическим заданием условий, экономичности, прочности, устойчивости, жесткости и технологичности изготовления.

Определяем нормативную нагрузку на главную балку:

$$q_{гб}^n = \left(q_v^n + \frac{\Sigma g_1^n}{100} + g_{гб}^n \right) l_1,$$

где g_v^n – временная нормативная нагрузка, кН/м²; Σg_1^n – расход металла, кг/м²; $g_{гб}^n$ – нормативная нагрузка от массы главной балки, кН/м²; l_1 – ширина грузовой полосы главной балки, м (рис. 17).

Собственный вес балки принимаем ориентировочно в размере 1–2 % от временной нормативной нагрузки:

$$g_{гб}^n = (1 - 2)\% \cdot q_v^n; \quad g_{гб}^n = 0,01 \cdot 24 = 0,24 \text{ кН/м}^2.$$

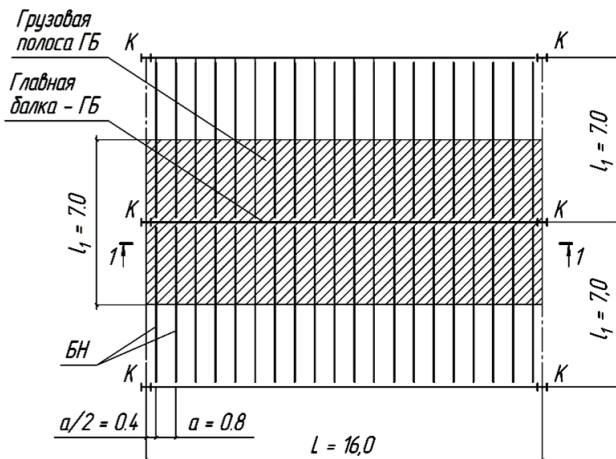


Рис. 17. К вопросу определения грузовой площади главной балки

Вес настила и балок настила определяем по расходу металла в 1 варианте компоновки ячейки балочной клетки [3], переводя размерность кг/м² в кН/м²:

$$\frac{\sum g_1^n}{100} = 131,4/100 = 1,314 \text{ кН/м}^2.$$

Таким образом, нормативная нагрузка будет равна

$$q_{гб}^n = (24 + 1,314 + 0,24)7 = 178,88 \text{ кН/м}$$

Расчетную нагрузку на главную балку определяем с учетом коэффициента надежности по временной нагрузке $\gamma_v = 1,2$ и коэффициента постоянной нагрузки $\gamma_g = 1,05$ [4, табл. 7.1] по формуле

$$q_{гб} = \left[\gamma_v q_v^n + \gamma_g \left(\frac{\sum g_1^n}{100} + g_{гб}^n \right) \right] l_1;$$

$$q_{гб} = \left[1,2 \cdot 24 + 1,05 \left(\frac{131,4}{100} + 0,24 \right) \right] \cdot 7 = 213,02 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетный изгибающий момент в середине пролета (рис. 18) определяется по формуле

$$M_{\max} = \frac{q_{гб} L^2}{8} = \frac{213 \cdot 16^2}{8} = 6816 \text{ кН/м}.$$

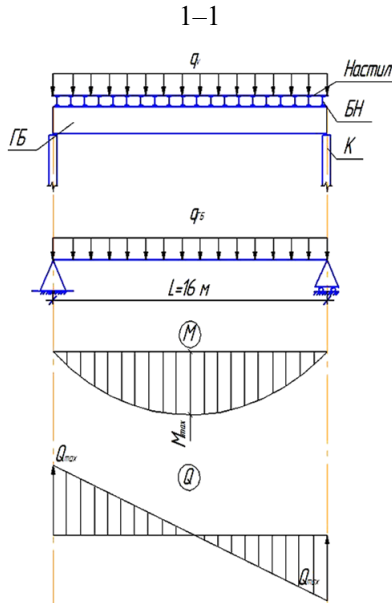


Рис. 18. К расчету главной балки

Поперечная сила на опоре (рис. 18) определяется по формуле

$$Q_{\max} = \frac{q_{\text{ГБ}}L}{2} = \frac{213 \cdot 16}{2} = 1704 \text{ кН.}$$

Главную балку будем проектировать из условия её работы в упругой стадии как конструкцию 1-го класса [5, п. 4.2.7]. Требуемый момент сопротивления сечения балки определяем по упругой стадии по формуле

$$W_x^{\text{тр}} = \frac{M_{\max} \cdot 100}{R_y \gamma_c} = \frac{6816 \cdot 100}{24 \cdot 1,0} = 28400 \text{ см}^3,$$

где $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление стали класса С245 на сжатие, растяжение, изгиб по пределу текучести, принятое в первом приближении для фасонного проката толщиной от 2 до 20 мм по табл. В.5 [5]; число 100 – для перевода кН/м в кН/см; $\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условий работы, принятый по табл. 1 [5].

В ГОСТ моменты сопротивления прокатных двутавровых балок значительно меньше требуемого момента сопротивления, полученного расчетом. Исходя из этого, проектируем балку составного сечения (рис. 19).

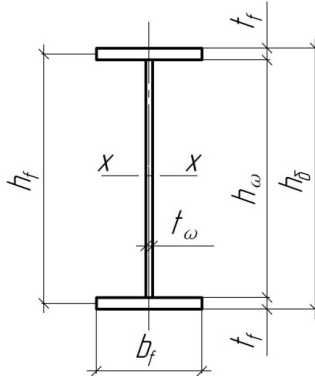


Рис. 19. Сечение главной балки

8.2.1. Определение высоты балки

Высота балки — это одна из основных геометрических характеристик сечения балки, определяющая её жесткость.

Высота балки определяется экономическими соображениями, максимально допустимым прогибом балки и разностью отметки верха габарита площадки и отметки верха габарита оборудования под перекрытием.

Оптимальная высота балки диктуется экономическими соображениями. Эта высота определяет наименьший расход материала на балку.

Оптимальную высоту рассчитываем по формуле

$$h_{opt} = k \sqrt{\frac{W_x^{тр}}{t_\omega}},$$

где k — коэффициент, зависящий от конструктивного оформления балки; для сварных балок принимается $k = 1,15-1,2$; t_ω — толщина стенки балки.

Толщину стенки можно определить по формуле

$$t_\omega = 7 + 3 \cdot h_{ГБ} / 1000,$$

где высота балки $h_{ГБ}$ может быть определена в зависимости от пролета L из условия:

$$h_{ГБ} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) L, (\text{м}).$$

Примем $h_{гб} = 1/10 \cdot L = 1,6$ м; тогда требуемая толщина стенки будет равна $t_{\omega}^{тп} = 7 + 3 \cdot 1600/1000 = 11,8$ мм. По ГОСТ 19903–74* «Сталь листовая горячекатаная» примем $t_{\omega} = 12$ мм $> t_{\omega}^{тп}$. Выборку из ГОСТ см. в табл. П16.11 [1].

Подставляя $t_{\omega} = 1,2$ см, коэффициент $k = 1,15$ и $W_x^{тп} = 28400$ см³, определяем оптимальную высоту:

$$h_{opt} = 1,15 \sqrt{28400/1,2} = 176,9 \text{ см.}$$

Минимальная высота балки определяется жесткостью балки – ее предельным прогибом. Минимальную высоту рассчитываем по формуле

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{R_y L}{E} \left[\frac{L}{f} \right] \frac{q_{гб}^n}{q_{гб}},$$

где $\left[\frac{L}{f} \right] = 250$ – величина, обратная предельно допускаемому прогибу; принята в соответствии с [4, табл. Е1, п. 2, а] в запас: для пролета $L = 24$ м; E – модуль упругих деформаций.

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{24 \cdot 1600}{2,1 \cdot 10^4} \cdot 250 \cdot \frac{178,88}{213,02} = 79,97 \text{ см.}$$

Закономерности изменения высоты балки показывают, что наиболее целесообразно принимать высоту балки близкой к h_{opt} (в пределах ± 10 %), определенной из экономических соображений, и не меньшей h_{min} , установленной по жесткости. Принятая высота балки не должна превышать заданную строительную высоту перекрытия $h_{стр}$ (рис. 20).

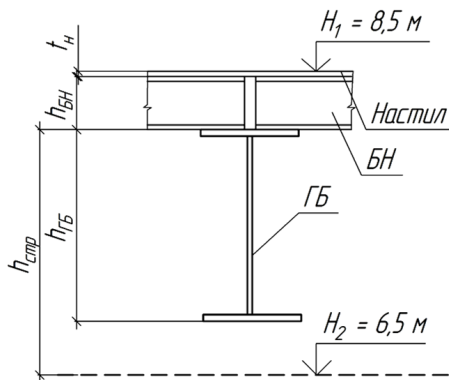


Рис. 20. К вопросу определения строительной высоты главной балки

Сопряжение главных балок и балок настила этажное. Строительную высоту рассчитываем следующим образом:

$$h_{\text{стр}} = H_1 - H_2 - h_{\text{бн}} - t_{\text{н}} = 850 - 650 - 36 - 0,8 = 163,2 \text{ см.}$$

Сравнивая полученные высоты, принимаем высоту балки

$$h_{\text{тб}} = 160 \text{ см.}$$

Во всех случаях высоту балки следует принимать в целях унификации кратной 100 мм.

8.2.2. Определение толщины стенки

Толщина стенки – это второй параметр сечения, влияющий на экономичность балки. Толщина определяется:

- с позиции работы стенки на срез на опоре;
- с позиции обеспечения ее устойчивости в середине пролета от действия нормальных напряжений.

С позиции среза требуемая толщина стенки определяется по формуле

$$t_{\omega} \geq \frac{1,2Q_{\text{max}}}{h_{\text{тб}}R_s\gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 1704}{160 \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,918 \text{ см,}$$

где R_s – расчетное сопротивление стали срезу.

В соответствии с табл. 2 [5] $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2$.

По устойчивости требуемая толщина стенки определяется по формуле

$$t_{\omega} \geq \frac{h_{\text{тб}}}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{160}{5,5} \sqrt{\frac{24}{2,1 \cdot 10^4}} = 0,983 \text{ см.}$$

Толщину стенки следует принимать как максимальную из определенных выше толщин в соответствии с ГОСТ 19903–74*. По полученным результатам удовлетворяет толщина стенки, равная $t_{\omega} = 10 \text{ мм}$.

8.2.3. Определение размеров сечения поясных листов

Толщина пояса сварной балки не должна превышать трех толщин стенки, $t_f \leq 3t_{\omega}$, исходя из технологических требований сварки листов разной толщины. Ширину поясов принимают равной 1/3–1/5 высоты балки для обеспечения её общей устойчивости и равномерного распределения продольных напряжений по ширине листа.

Размеры поясных листов определяем, исходя из необходимой несущей способности балки. Для этого определяем требуемый момент инерции сечения балки по формуле

$$I_x^{\text{тp}} = \frac{W_x^{\text{тp}} h_{\text{гб}}}{2} = \frac{28400 \cdot 160}{2} = 2272000 \text{ см}^4.$$

Определяем момент инерции стенки балки по формуле

$$I_x^{\omega} = \frac{t_{\omega} h_{\omega}^3}{12}.$$

Высоту стенки определяем по формуле $h_{\omega} = h_{\text{гб}} - 2t_f$, приняв толщину полки $t_f = 3,0$ см:

$$h_{\omega} = 160 - 2 \cdot 3 = 154 \text{ см}.$$

Момент инерции, приходящийся на поясные листы:

$$I_x^{\omega} = \frac{1,0 \cdot 154^3}{12} = 304355,33 \text{ см}^4.$$

Определяем требуемый момент инерции сечения поясов балки как разность требуемых моментов инерции всего сечения и стенки:

$$(\Sigma I_x^f)_{\text{тp}} = I_x^{\text{тp}} - I_x^{\omega};$$

$$(\Sigma I_x^f)_{\text{тp}} = 2272000 - 304355,33 = 1967644,67 \text{ см}^4.$$

По приближенной формуле определяем требуемую площадь сечения одной полки:

$$A_f^{\text{тp}} = \frac{2(\Sigma I_x^f)_{\text{тp}}}{h_f^2};$$

$$A_f^{\text{тp}} = \frac{2 \cdot 1967644,67}{157^2} = 159,65 \text{ см}^2,$$

где h_f – расстояние между центрами тяжести поясных листов

$$h_f = h_{\text{гб}} - t_f = 160 - 3,0 = 157 \text{ см}.$$

Определяем требуемую ширину пояса по формуле

$$b_f^{\text{тp}} = \frac{A_f^{\text{тp}}}{t_f} = \frac{159,65}{3,0} = 53,22 \text{ см}.$$

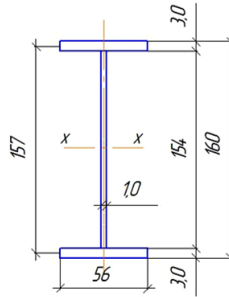


Рис. 21. Сечение главной балки

В соответствии с ГОСТ 82–70* принимаем окончательно его ширину $b_f = 560$ мм, то есть пояс – 560×30 , после чего проверяем скомпонованное сечение балки (рис. 21).

8.2.4. Проверки балки

Проверки осуществляют по двум группам предельных состояний: 1 группа – по несущей способности и 2 группа – по пригодности к нормальной эксплуатации.

Несущая способность определяется прочностью балки при действии наибольших касательных напряжений τ и нормальных напряжений σ .

Пригодность к нормальной эксплуатации для балок определяется по прогибу (жесткости).

В рассматриваемом случае проверки прогиба не требуются, так как высота балки принята больше минимальной высоты с позиции жесткости: $h_{т6} > h_{\min}$, $160 \text{ см} > 127,96 \text{ см}$.

Не требуется и проверка прочности с позиции среза (касательных напряжений), так как толщина стенки $t_w = 10$ мм принята больше толщины, требуемой с позиции среза $t_w = 9,18$ мм.

Таким образом, требуется лишь проверка прочности по нормальным напряжениям:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_y \gamma_c,$$

допускается недонапряжение в пределах 5 %.

Определяем момент инерции сечения балки:

$$I_x = \frac{t_\omega h_\omega^3}{12} + 2 \left[\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h_f}{2} \right)^2 \right] =$$

$$= \frac{1 \cdot 154^3}{12} + 2 \left[\frac{56 \cdot 3^3}{12} + 56 \cdot 3 \left(\frac{157}{2} \right)^2 \right] = 2375123,33 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления балки:

$$W_x = \frac{I_x 2}{h_6} = \frac{2375123 \cdot 2}{160} = 29689 \text{ см}^3.$$

Проверяем несущую способность балки по упругой стадии ее работы:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{681600}{29689} = 22,96 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2},$$

что меньше $R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2$; недонапряжение составляет 4,3 %, то есть находится в пределах допускаемых 5 %.

8.3. Проверка прочности стенки на местное давление

При этажном сопряжении балок настила с главными в случае отсутствия в данном сечении ребер жесткости стенка главной балки будет испытывать местное сжатие. Необходима проверка прочности стенки с позиции предотвращения пластических деформаций.

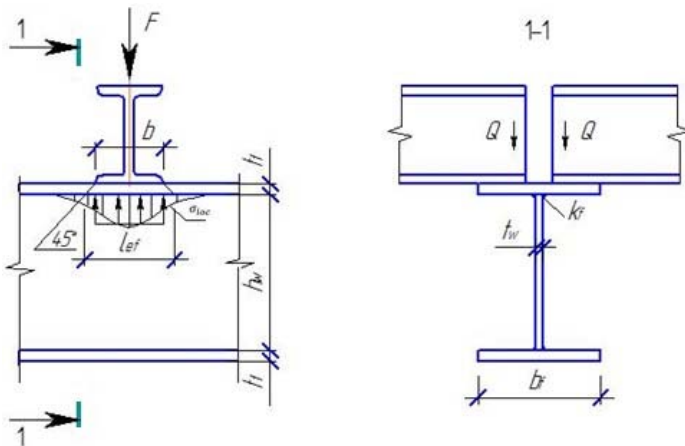


Рис. 22. Схема распределения нагрузки

Проверка прочности стенки на местное сжатие производится по формуле

$$\sigma_{loc} = \frac{F_b}{t_{\omega} l_{ef}} \leq R_y \gamma_c.$$

Расчетное значение сосредоточенной силы F_b определяется как $F_b = 2Q_{\max}^{бн}$, где $Q_{\max}^{бн}$ – опорное давление балки настила [3]:

$$Q_{\max}^{бн} = \frac{q_{бн} l_1}{2}.$$

Таким образом:

$$Q_{\max}^{бн} = \frac{23,63 \cdot 7}{2} = \frac{23,63 \cdot 7}{2} = 82,71 \text{ кН}; F_b = 2 \cdot 82,71 = 165,4 \text{ кН}.$$

Условная длина распределения нагрузки на стенку главной балки l_{ef} (рис. 22) определяется по формуле

$$l_{ef} = b_f^{бн} + 2t_f^{гб},$$

где $b_f^{бн}$ – ширина пояса балки настила; $t_f^{гб}$ – толщина верхнего пояса главной балки.

В нашем случае $b_f^{бн} = 14,5$ см (I 36), $t_f^{гб} = 3$ см.

$$l_{ef} = 14,5 + 2 \cdot 3,0 = 20,5 \text{ см}.$$

Производим проверку прочности стенки на местное сжатие:

$$\sigma_{loc} = \frac{165,4}{1,0 \cdot 20,5} = 8,07 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq R_y \gamma_c = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Условие выполняется: стенка работает в пределах упругих деформаций.

8.4. Конструирование и расчет опорной части главной балки

Конструкцию опорной части главной балки принимаем с опорным ребром в торце балки (рис. 23). Нижний торец опорного ребра должен быть простроган. Толщина ребра принимается $t_p = 2$ см. Выпуск ребра за нижнюю полку примем равным $a_1 = 20$ мм, что меньше $1,5t_p$. В этом случае в соответствии с п. 8.5.17 [5] расчёт ребра следует вести из условия работы на смятие.

Определяем требуемую ширину торца ребра из условия предотвращения смятия при действии нагрузки равной реакции главной балки Q_{\max} :

$$b_p^{\text{тр}} = \frac{Q_{\max}}{t_p R_p},$$

где расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности $R_p = R_u$ в соответствии с табл. 2 [5].

Для стали класса С245 расчетное сопротивление на сжатие, растяжение, изгиб, определенное по временному сопротивлению, равно $R_u = 36 \text{ кН/см}^2$ [5, табл. В.5].

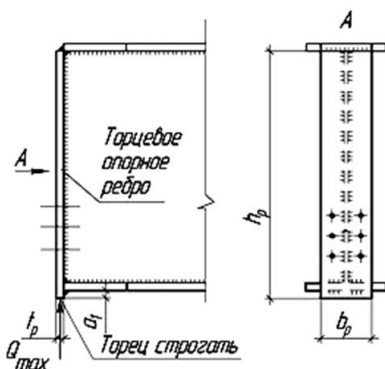


Рис. 23. Опорная часть главной балки

Определяем требуемую ширину опорного ребра:

$$b_p^{\text{тр}} = \frac{Q_{\max}}{t_p R_p} = \frac{1704}{2 \cdot 36} = 23,7 \text{ см.}$$

В соответствии с ГОСТ 82–70* принимаем $t_p = 240 \text{ мм}$.

Опорную часть балки составного сечения следует рассчитывать на продольный изгиб из плоскости как стойку, нагруженную опорной реакцией.

В расчетное сечение стойки следует включать ребро и полосу стенки шириной l_w , определяемую по формуле

$$l_w = 0,65 t_w \sqrt{E/R_y} = 0,65 \cdot 1 \sqrt{2,1 \cdot 10^4 / 24} = 19,22 \text{ см.}$$

Расчетную высоту стойки следует принимать равной высоте стенки $h_w = 154 \text{ см}$.

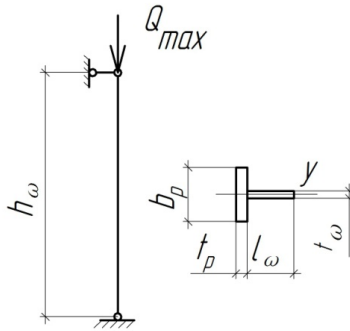


Рис. 24. Устойчивость опорной части балки

Проверку устойчивости стойки (рис. 24) следует проводить из условия:

$$\sigma = \frac{Q_{\max}}{\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c,$$

где A – площадь сечения стойки.

Определяем геометрические характеристики сечения стойки:

– площадь сечения $A = t_p b_p + 0,65 t_\omega^2 \sqrt{E/R_y}$,

$$A = 2 \cdot 24 + 0,65 \cdot 1^2 \sqrt{2,1 \cdot 10^4 / 24} = 67,23 \text{ см}^2;$$

– момент инерции сечения относительно оси «у»

$$I_y = t_p b_p^3 / 12 + l_\omega \cdot t_\omega^3 / 12,$$

$$I_y = 2 \cdot 24^3 / 12 + 19,22 \cdot 1^3 / 12 = 2305,6 \text{ см}^4;$$

– радиус инерции сечения относительно оси «у»

$$i_y = \sqrt{I_y / A}$$

$$i_y = \sqrt{2305,6 / 67,23} = 5,86 \text{ см.}$$

Гибкость стойки в плоскости, перпендикулярной оси «у», будет равна:

$$\lambda_y = h_\omega / i_y = 154 / 5,86 = 26,3.$$

Коэффициент продольного изгиба $\varphi_y = 0,917$ определяем в соответствии с табл. Д.1 [5] для сечения типа «с» в зависимости от условной гибкости стойки $\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y / E} = 0,889$.

Проверяем устойчивость:

$$\sigma = 1704 / 0,917 \cdot 67,23 = 27,64 \text{ кН/см}^2,$$

что больше $R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2$.

Скорректируем сечение ребра: примем новое сечение – 300×20 .
Производим проверку устойчивости в той же последовательности:

$$A = 2 \cdot 30 + 0,65 \cdot 1^2 \sqrt{2,1 \cdot 10^4 / 24} = 79,22 \text{ см}^2;$$

$$I_y = 2 \cdot 30^3 / 12 = 4500 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{4500 / 79,22} = 7,54 \text{ см};$$

$$\lambda_y = h_0 / i_y = 154 / 7,54 = 20,42;$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y / E} = 0,69; \varphi_y = 0,941.$$

Проверка устойчивости стойки:

$$\sigma = 1704 / 0,941 \cdot 79,22 = 22,85 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость стенки обеспечена. Принимаем опорное ребро из листа широкополосной универсальной стали сечением 300×20 .

8.5. Конструирование и расчет узла изменения сечения главной балки

Сечение главной балки, подобранное по максимальному изгибающему моменту, можно уменьшить в местах снижения моментов. Сечение балки можно изменить уменьшением ширины или толщины пояса. В проектируемой балке мы будем уменьшать ширину пояса, высота балки при этом сохраняется постоянной.

При равномерной нагрузке наиболее выгодное по расходу стали место изменения сечения поясов однопролетной сварной балки находится на расстоянии от опор x , равном примерно $1/6$ пролета балки (рис. 25).

При применении прямого стыка в растянутом поясе без физических способов контроля качества шва расчетное сопротивление сварных соединений при растяжении принимается пониженным [5, табл. 4]: $R_{wy} = 0,85 R_y$; в рассматриваемом случае

$$R_{wy} = 0,85 \cdot 24 = 20,4 \text{ кН/см}^2.$$

Определяем привязку измененных сечений:

$$x = L/6 = 16/6 = 2,67 \text{ м.}$$

Примем $x = 2,7 \text{ м}$.

Расчетный момент M_x и перерезывающая сила Q_x на расстоянии $x = l/6$ от опоры определяются по формулам (рис. 25):

$$M_x = \frac{qx(l-x)}{2}; \quad Q_x = \frac{q(l-2x)}{2};$$

$$M_x = \frac{213 \cdot 2,7(16 - 2,7)}{2} = 3824,42 \text{ кНм};$$

$$Q_x = \frac{213(16 - 2 \cdot 2,7)}{2} = 1129 \text{ кН.}$$

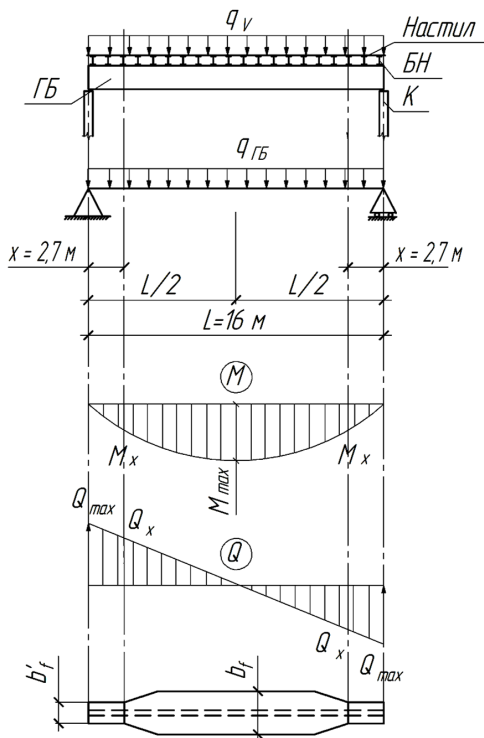


Рис. 25. К вопросу изменения сечения балки

Определяем требуемые геометрические характеристики:

– момент сопротивления измененного сечения, исходя из прочности сварного стыкового шва, работающего на растяжение:

$$(W'_x)^{\text{TP}} = M_x / R_{\omega y} \gamma_c = 382442 / 20,4 = 18747,16 \text{ см}^3;$$

– момент инерции измененного сечения:

$$(I'_x)^{\text{TP}} = (W'_x)^{\text{TP}} h / 2 = 18747,16 \cdot 160 / 2 = 1499772,8 \text{ см}^4;$$

– момент инерции пояса:

$$(I_x^{f'}) = [(I'_x)^{\text{TP}} - I_x^{\omega}] / 2 = (1499772,8 - 304355,33) / 2 = 597708,7 \text{ см}^4;$$

– площадь пояса:

$$(A'_f)_{\text{TP}} = \frac{I_1^{\text{TP}}}{(h_f/2)^2} = \frac{597708,7}{(157/2)^2} = 96,99 \text{ см}^2;$$

– ширину пояса:

$$(b'_f)_{\text{TP}} = (A'_f)_{\text{TP}} / t_f = 96,99 / 3 = 32,33 \text{ см.}$$

По конструктивным требованиям ширина пояса b'_f должна отвечать условиям: $b'_f \geq b_f/2$; $b'_f \geq h_{\text{тб}}/10$; $b'_f \geq 18 \text{ см.}$

В рассматриваемом случае:

$$\frac{b_f}{2} = \frac{56}{2} = 28 \text{ см,} \quad h_{\text{тб}}/10 = 160/10 = 16 \text{ см.}$$

Принимаем пояс из универсальной стали по ГОСТ 82–70* сечением 340×30 мм.

В измененных сечениях развиваются не только нормальные, но и касательные напряжения (рис. 26). Поэтому кроме отдельной проверки этих напряжений необходима проверка их совместного действия по приведенным напряжениям.

В рассматриваемом сечении действует местная нагрузка F_b (привязка ближайшей балки настила равняется 2,8 м). Проверка прочности стенки производится с учетом локальных напряжений σ_{loc} по формуле

$$\sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_{loc} + \sigma_{loc}^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 R_{\omega y} \gamma_c.$$

Производим проверку прочности балки в месте изменения сечения в краевом участке стенки на уровне верхних поясных швов (то есть на расстоянии $h_{\omega}/2$ от нейтральной оси) на наиболее неблагоприятное совместное действие нормальных и касательных напряжений.

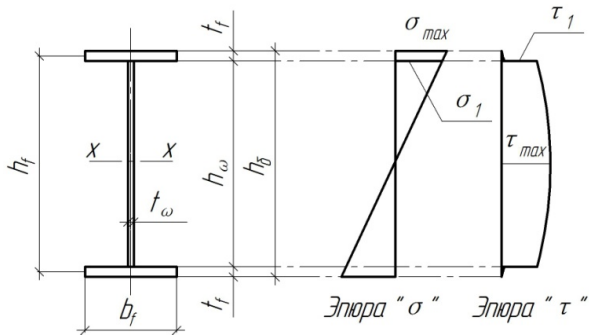


Рис. 26. Распределение напряжений в месте изменения сечения балки

Нормальные напряжения определяем по формуле

$$\sigma = \frac{M_x h_\omega}{I'_x 2},$$

где I'_x – момент инерции уменьшенного сечения относительно оси «X», определяемый по формуле

$$\begin{aligned} I'_x &= \frac{t_\omega h_\omega^3}{12} + 2 \left[\frac{b'_f t_f^3}{12} + b'_f t_f \left(\frac{h_f}{2} \right)^2 \right] = \\ &= \frac{1 \cdot 154^3}{12} + 2 \left[\frac{34 \cdot 3^3}{12} + 34 \cdot 3 \left(\frac{157}{2} \right)^2 \right] = 1561607,33 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Нормальные напряжения:

$$\sigma = \frac{3824,42 \cdot 100 \cdot 154}{1561607 \cdot 2} = 18,86 \text{ кН/см}^2.$$

Касательные напряжения определяем по формуле

$$\tau = \frac{Q_x S'_x}{I'_x t_\omega},$$

где S'_x – статический момент уменьшенного пояса относительно оси «X», определяемый по формуле

$$S'_x = b'_f t_f \frac{h_f}{2} = 34 \cdot 3 \cdot \frac{157}{2} = 8007 \text{ см}^3.$$

Касательные напряжения:

$$\tau = \frac{1129 \cdot 8007}{1561607 \cdot 1,0} = 5,78 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка прочности стенки:

$$\sigma_{pr} = \sqrt{18,86^2 - 18,86 \cdot 8,07 + 8,07^2 + 3 \cdot 5,78^2} = 19,21 \text{ кН/см}^2,$$

что меньше $1,15R_{\omega y} \gamma_c = 1,15 \cdot 20,4 \cdot 1,0 = 23,46 \text{ кН/см}^2$.

Таким образом, прочность уменьшенного сечения обеспечена.

8.6. Проверка местной устойчивости главной балки

В балках потерять устойчивость могут сжатый пояс от действия нормальных напряжений и стенка от действия касательных или нормальных напряжений. Визуально это будет проявляться в виде местных изгибных деформаций: выпучин, складок, волн. Потеря устойчивости одним из элементов балки полностью или частично выводит его из работы, рабочее сечение балки уменьшается, часто становится несимметричным, центр изгиба смещается, что может привести к преждевременной потере несущей способности всей балки.

8.6.1. Проверка местной устойчивости стенки от действия касательных напряжений

Вблизи опоры стенка балки подвергается воздействию значительных касательных напряжений. При их достижении, то есть $\tau \geq \tau_{cr}$, стенка может выпучиться, образуя волны, наклоненные к оси балки под углом около 45° (рис. 27).

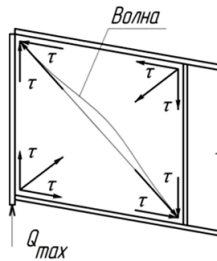


Рис. 27. Потеря устойчивости стенки от действия τ

Величина критических напряжений зависит от условной гибкости стенки:

$$\bar{\lambda}_\omega = \frac{h_\omega}{t_\omega} \sqrt{R_y/E}.$$

В соответствии с п. 8.5.9 [5] для исключения потери устойчивости стенки от действия касательных напряжений необходима постановка поперечных ребер жесткости:

- при отсутствии подвижной нагрузки, если гибкость стенки $\bar{\lambda}_\omega$ превышает 3,2;
- при наличии подвижной нагрузки, если гибкость стенки $\bar{\lambda}_\omega$ превышает 2,2.

Расстояние между основными ребрами жесткости не должно превышать $2h_\omega$ при $\bar{\lambda}_\omega > 3,2$. Ребра жесткости располагают чаще к опорам, по возможности под балками настила, симметрично относительно середины пролета.

В рассматриваемом случае

$$\bar{\lambda}_\omega = h_\omega / t_\omega \sqrt{R_y / E} = 154 / 1 \sqrt{24 / 2,1 \cdot 10^4} = 5,21 > 3,2.$$

Максимальное расстояние между ребрами $2h_\omega = 2 \cdot 154 = 308$ см.

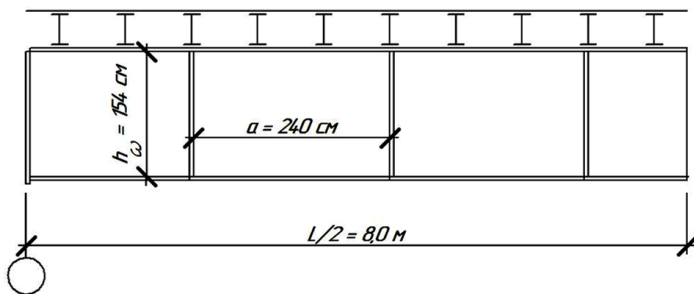


Рис. 28. Схема расстановки ребер жёсткости

Исходя из этого, принимаем максимальное расстояние между ребрами жёсткости $a = 240$ см (кратно шагу балок настила 80 см) по всему пролету балки, за исключением двух опорных отсеков (рис. 28).

8.6.2. Потеря устойчивости стенки от действия нормальных напряжений

Максимальные нормальные напряжения в случае равномерно распределенной нагрузки имеют место в середине пролета, сжатая зона располагается выше нейтральной оси. Таким образом, здесь вероятна потеря устойчивости стенки, появление выпучины (рис. 29).

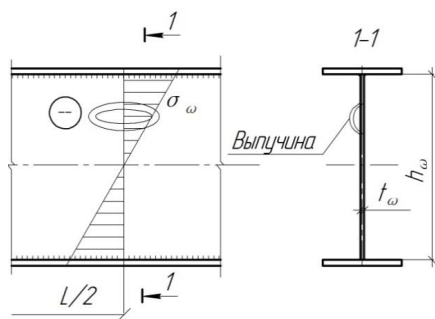


Рис. 29. Потеря устойчивости стенки от действия σ

Исключить появление выпучины можно двумя способами: принятием достаточной толщины стенки или постановкой продольных ребер жесткости. Постановка ребер эффективна при высоте главной балки $h_{гб} \geq 2,0$ м.

В рассматриваемом случае $h_{гб} < 2,0$ м, значит, устойчивость стенки от действия σ следует обеспечить путем принятия достаточной толщины:

$$t_{\omega} \geq \frac{h_{гб}}{5,5} \sqrt{R_y/E} = \frac{160}{5,5} \sqrt{24/2,1 \cdot 10^4} = 0,983 \text{ см.}$$

При компоновке сечения принята толщина $t_{\omega} = 10$ мм, что больше, чем требуемая с позиции обеспечения местной устойчивости стенки.

8.6.3. Потеря устойчивости полки от действия нормальных напряжений

Сжатая полка балки – это длинная пластина, шарнирно прикрепленная к стенке балки и нагруженная равномерно распределенным по сечению нормальным напряжением. При достижении критических значений σ_f^{cr} наступает потеря устойчивости полки: происходит волнообразное выпучивание её свободного края (рис. 30).

Устойчивость полки зависит от условной гибкости её свеса $\bar{\lambda}_f$ и характера закрепления. Условная гибкость свеса определяется по формуле

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

где b_{ef} и t_f – соответственно свес и толщина полки.

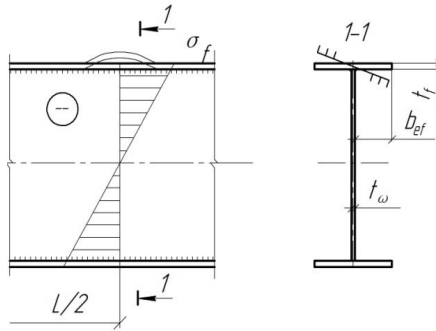


Рис. 30. Потеря устойчивости сжатой полки

Величина свеса полки принимается равной:

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_\omega}{2},$$

где t_ω – толщина стенки балки.

Балка имеет поперечные ребра жесткости, которые увеличивают устойчивость сжатой полки, являясь её окаймлением.

В соответствии с п. 8.5.18 [5] для обеспечения устойчивости пояса необходимо, чтобы условная гибкость полки находилась в границах её предельно допускаемой величины, то есть $\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf}$.

Для полок, имеющих окаймление [5, п. 8.5.20], предельно допускаемая величина условной гибкости определяется по формуле

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,75\sqrt{R_y/\sigma_c},$$

где σ_c – напряжение в полке в середине пролета; в рассматриваемом случае $\sigma_c = 22,96$ кН/см².

Проверка устойчивости

Определяем свес полки:

$$b_{ef} = (56 - 1)/2 = 27,5 \text{ см.}$$

Условная гибкость свеса:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{27,5}{3} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 0,31.$$

Предельно допускаемая условная гибкость равна:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,75 \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_c}} = 0,75 \sqrt{\frac{24}{22,96}} = 0,766.$$

Таким образом, устойчивость пояса обеспечена: $0,31 < 0,766$.

8.6.4. Потеря устойчивости стенки от совместного действия нормальных, касательных и местных напряжений

На совместное действие напряжений проверим устойчивость стенки во втором от опоры, наиболее напряженном отсеке под балкой настила на расстоянии $x_1 = 3,6$ м от оси.

В соответствии с п. 8.5.3 [5] устойчивость стенок балок 1-го класса симметричного сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости (рис. 31), при наличии местного напряжения ($\sigma_{loc} \neq 0$) и при условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_\omega \leq 6\sqrt{R_y/\sigma}$ следует считать обеспеченной, если выполнено условие формулы (80) [5]:

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

Действительная условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_\omega = 5,21$, что меньше $6\sqrt{R_y/\sigma} = 6\sqrt{24/15,41} = 7,49$. Здесь $\sigma = 15,41$ кН/см² – напряжение от нагрузки (определение см. ниже).

Числители дробей (σ , σ_{loc} , τ) зависят от нагрузки и, следовательно, от действующих усилий. В частности, σ и τ – соответственно от изгибающего момента и перерезывающей силы.

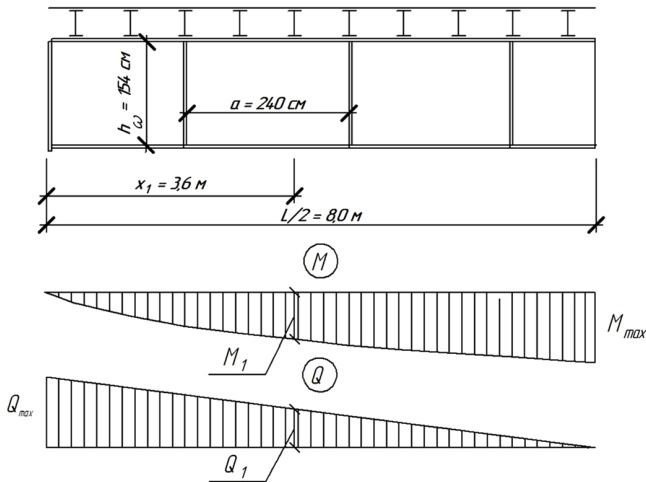


Рис. 31. К вопросу устойчивости стенки от совместного действия напряжений

Определяем изгибающий момент и перерезывающую силу в сечении, расположенном на расстоянии $x_1 = 3,6$ м от оси, по формулам:

$$M_{x_1} = \frac{q_{г6}L}{2}x_1 - \frac{q_{г6}x_1^2}{2} = \frac{213 \cdot 16}{2} \cdot 3,6 - \frac{213 \cdot 3,6^2}{2} = 4754,16 \text{ кНм};$$

$$Q_{x_1} = \frac{q_{г6}L}{2} - q_{г6}x_1 = \frac{213 \cdot 16}{2} - 213 \cdot 3,6 = 937,2 \text{ кН}.$$

В соответствии с п. 8.5.2 [5] проверку устойчивости стенок балок 1-го класса следует выполнять с учетом наибольшего сжимающего напряжения σ у расчетной границы стенки, принимаемого со знаком «плюс», среднего касательного напряжения τ и местного напряжения σ_{loc} в стенке под сосредоточенной нагрузкой. Напряжения σ и τ следует вычислять по формулам:

$$\sigma = \frac{M}{I_x}y, \quad \tau = \frac{Q}{th}.$$

В рассматриваемом случае $M = M_{x_1}$ и $Q = Q_{x_1}$ – соответственно изгибающий момент и перерезывающая сила в сечении x_1 ; I_x – момент инерции основного сечения (так как $x_1 = 3,6$ м больше $x = 2,7$ м); t и h – соответственно толщина и высота стенки, т. е. $t = t_0$ и $h = h_0$; $y = h_0/2$.

Определяем нормальные и касательные напряжения:

$$\sigma = \frac{M}{I_x}y = \frac{4754,16 \cdot 100 \cdot 154}{2375123 \cdot 2} = 15,41 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q}{th} = \frac{937,2}{1,0 \cdot 154} = 6,09 \text{ кН/см}^2.$$

Местные напряжения принимаем равными $\sigma_{loc} = 8,07 \text{ кН/см}^2$ из расчета стенки на местное давление.

Критические напряжения (σ_{cr} , $\sigma_{loc,cr}$, τ_{cr}) зависят от гибкости, прочности стенки (отсека, пластинки), характера закрепления.

В данном случае пластинка (отсек) представляет собой часть стенки с размерами 240×154 см, закрепленную между поясами и поперечными ребрами.

Определяем напряжения в соответствии с требованиями п. 8.5.3 [5].

Критические касательные напряжения определяем по формуле (83)

[5]:

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d^2},$$

где μ – отношение большей стороны пластинки к меньшей; R_s – расчетное сопротивление срезу; $\bar{\lambda}_d = d/t_\omega \sqrt{R_y/E}$, здесь d – меньшая из сторон пластинки.

В рассматриваемом варианте $d = 154$ см, отсюда:

$$\mu = 240/154 = 1,56; \quad \bar{\lambda}_d = 154/1 \sqrt{24/2,1 \cdot 10^4} = 5,21.$$

Определяем

$$\tau_{cr} = 10,3(1 + 0,76/1,56^2) 13,92/5,21^2 = 6,93 \text{ кН/см}^2.$$

Особенности определения критических нормальных напряжений зависят от отношения сторон отсека a/h_ω и наличия местных напряжений σ_{loc} .

В нашем случае $a/h_\omega = 250/154 = 1,56$, что больше 0,8, а местные напряжения σ_{loc} не равны нулю.

В соответствии с п. 8.5.5, б проверку устойчивости стенки по формуле (80) [5] следует выполнять дважды:

- 1) при значении σ_{cr} , вычисленном по формуле (81) [5] с учетом требований п. 8.5.4, и при таком значении $\sigma_{loc,cr}$ (формула 82 [5]), когда при определении коэффициентов c_1 и c_2 вместо размера a принят $a_1 = 0,5a$ при $0,8 \leq a/h_\omega \leq 1,33$ или $a_1 = 0,67h_\omega$ при $a/h_\omega > 1,33$;
- 2) при значениях σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$, вычисленных при фактическом значении a/h_ω (если $a/h_\omega > 2$, в расчете следует принимать $a/h_\omega = 2$); при этом коэффициент c_{cr} в формуле (81) [5] следует определять по табл. 16 [5].

Определение нормальных критических напряжений для первой проверки

Критические нормальные напряжения σ_{cr} определяем по формуле (81) [5]:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_\omega^2},$$

где коэффициент c_{cr} в соответствии с п. 8.5.4 [5] следует определять по табл. 12 [5] в зависимости от вида соединений и величины коэффициента δ .

Коэффициент δ следует определять по формуле (84) [5]:

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_\omega} \left(\frac{t_f}{t_\omega} \right)^3,$$

где b_f и t_f – ширина и толщина полки; h_ω и t_ω – высота и толщина стенки; коэффициент β определяется по табл. 13 [5] в зависимости от вида балок и условий работы сжатого пояса; в рассматриваемом случае $\beta = 0,8$ (для прочих балок в прочих случаях).

Определяем коэффициент δ :

$$\delta = 0,8 \frac{56}{154} \left(\frac{3}{1} \right)^3 = 7,86.$$

По табл. 12 [5] определяем коэффициент $c_{cr} = 34,9$ в зависимости от вида поясных соединений балки (сварные) и значения коэффициента $\delta = 7,86$.

Таким образом, нормальные критические напряжения будут равны:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda_\omega^2} = \frac{34,9 \cdot 24}{5,21^2} = 30,86 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Критические местные нормальные напряжения $\sigma_{loc,cr}$ определяем по формуле (82) [5]:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 c_2 R_y}{\lambda_\omega^2},$$

где c_1 и c_2 – коэффициенты, определяемые согласно п. 8.5.5 [5]:

- c_1 по табл. 14 [5] в зависимости от отношения a/h_ω и значения коэффициента ρ , определяемого в соответствии с п. 8.5.5 [5], $\rho = 1,04 l_{ef}/h_{ef}$; (здесь значение l_{ef} следует определять согласно требованиям п. 8.2.2 [5]);
- c_2 по табл. 15 [5] в зависимости от отношения a/h_ω и значения коэффициента δ .

Определяем коэффициент c_1 .

В соответствии с п. 8.2.2 [5] l_{ef} – условная длина распределения нагрузки от балки настила на стенку главной балки; она определяется по формуле

$$l_{ef} = b_f^{6H} + 2t_f^{r6},$$

где b_f^{6H} – ширина пояса балки настила; t_f^{r6} – толщина верхнего пояса главной балки.

В нашем случае $b_f^{6H} = 14,5$ см (I 36), $t_f^{6B} = 3$ см.

Отсюда $l_{ef} = 14,5 + 2 \cdot 3,0 = 20,5$ см.

Определяем коэффициент

$$\rho = 1,04l_{ef}/h_{ef} = 1,04 \cdot 20,5/154 = 0,138.$$

В соответствии с п. 8.5.5, б, так как отношение сторон отсека $a/h_{\omega} = 240/154 = 1,56$, то есть больше 1,33, в отношении a/h_{ω} подставляем $a = 0,67h_{\omega}$; таким образом, получаем $a/h_{\omega} = 0,67$.

По табл. 14 [5] определяем коэффициент $c_1 = 31,24$ в зависимости от значений $\rho = 0,138$ и $a/h_{\omega} = 0,67$.

Определяем коэффициент c_2 по табл. 15 [5].

Отношение $a/h_{\omega} = 0,67$, $\delta = 7,86$; отсюда $c_2 = 1,7$.

Определяем

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 c_2 R_y}{\bar{\lambda}_{\omega}^2} = \frac{31,24 \cdot 1,7 \cdot 24}{5,21^2} = 46,95 \text{ кН/см}^2.$$

Производим 1-ю проверку устойчивости стенки:

$$\sqrt{\left(\frac{15,4}{30,86} + \frac{8,07}{46,95}\right)^2 + \left(\frac{6,09}{6,93}\right)^2} = 1,11, \text{ что больше } \gamma_c = 1,0.$$

Отсюда следует, что устойчивость стенки не обеспечена.

Определение нормальных критических напряжений для второй проверки

Критические нормальные напряжения σ_{cr} определяем по формуле (81) [5], в которой c_{cr} определяется по табл. 16 [5] в зависимости от a/h_{ω} :

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_{\omega}^2}.$$

В данном случае $c_{cr} = 60,16$, так как $a/h_{\omega} = 1,56$;

$$\sigma_{cr} = \frac{60,16 \cdot 24}{5,21^2} = 53,19 \text{ кН/см}^2.$$

Критические местные нормальные напряжения $\sigma_{loc,cr}$ определяем по формуле (82) [5]:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 c_2 R_y}{\bar{\lambda}_{\omega}^2}.$$

По $a/h_{\omega} = 1,56$, $\rho = 0,138$ и $\delta = 7,86$ коэффициенты c_1 и c_2 принимаем соответственно по табл. 14 и 15 [5]: $c_1 = 15,27$ и $c_2 = 2,32$. Таким образом, критические местные нормальные напряжения будут равны:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{15,27 \cdot 2,32 \cdot 24}{5,21^2} = 31,32 \text{ кН/см}^2.$$

Производим 2-ю проверку устойчивости стенки:

$$\sqrt{\left(\frac{15,4}{53,19} + \frac{8,07}{31,32}\right)^2 + \left(\frac{6,09}{6,93}\right)^2} = 1,035, \text{ что больше } \gamma_c = 1,0.$$

Таким образом, обе проверки устойчивости не удовлетворяются, то есть жесткость стенки недостаточна.

Жесткость стенки можно увеличить путем увеличения ее толщины или уменьшения длины отсека. В данном случае увеличим толщину стенки: примем ее равной $t_{\omega} = 11$ мм.

Проверяем устойчивость стенки для этого варианта.

Момент инерции нового сечения относительно оси «х»:

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{t_{\omega} h_{\omega}^3}{12} + 2 \left[\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h_f}{2} \right)^2 \right] = \\ &= \frac{1,1 \cdot 154^3}{12} + 2 \left[\frac{56 \cdot 3^3}{12} + 56 \cdot 3 \left(\frac{157}{2} \right)^2 \right] = 2405558,9 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Напряжения от нагрузки:

$$\sigma = \frac{M_{x1} h_{\omega}}{I_x 2} = \frac{475416 \cdot 154}{2405558,9 \cdot 2} = 15,22 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\sigma_{loc} = \frac{165,4}{1,1 \cdot 20,5} = 7,34 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\tau = \frac{937,2}{1,1 \cdot 154} = 5,53 \text{ кН/см}^2.$$

Определение критических касательных напряжений τ_{cr}

$$\bar{\lambda}_{ef} = 154/1,1 \sqrt{24/2,1 \cdot 10^4} = 4,74;$$

$$\mu = 240/154 = 1,56;$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,56^2} \right) \frac{13,92}{4,74^2} = 8,37 \text{ кН/см}^2.$$

**Определение нормальных критических напряжений
для первой проверки**

Определение критических нормальных напряжений σ_{cr}

$$\bar{\lambda}_{\omega} = 154/1,1 \sqrt{24/2,1 \cdot 10^4} = 4,74;$$

$$\delta = 0,8 \frac{56}{154} \left(\frac{3}{1,1} \right)^3 = 5,9; \quad c_{cr} = 34,8;$$

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_{\omega}^2} = \frac{34,8 \cdot 24}{4,74^2} = 37,17 \text{ кН/см}^2.$$

Определение критических местных нормальных напряжений $\sigma_{loc,cr}$

Определяем $\rho = 1,04 l_{ef}/h_{ef} = 1,04 \cdot 20,5/154 = 0,138$.

Таким образом, в зависимости от значений $\rho = 0,138$ и $a/h_{\omega} = 0,67$ получаем коэффициент $c_1 = 31,24$ по табл. 14 [5].

Определяем коэффициент c_2 по табл. 15 [5].

Отношение $a/h_{\omega} = 0,67$, $\delta = 5,9$, отсюда $c_2 = 1,7$.

Определяем

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 c_2 R_y}{\bar{\lambda}_{\omega}^2} = \frac{31,24 \cdot 1,7 \cdot 24}{4,74^2} = 56,73 \text{ кН/см}^2.$$

Производим 1-ю проверку устойчивости стенки:

$$\sqrt{\left(\frac{15,22}{37,17} + \frac{7,34}{56,73} \right)^2 + \left(\frac{5,53}{8,37} \right)^2} = 0,85, \text{ что меньше } \gamma_c = 1,0.$$

Определение нормальных критических напряжений для второй проверки

Определение критических нормальных напряжений σ_{cr}

В данном случае $c_{cr} = 60,16$, так как $a/h_{\omega} = 1,56$;

$$\bar{\lambda}_{\omega} = 154/1,1 \sqrt{24/2,1 \cdot 10^4} = 4,74;$$

$$\sigma_{cr} = \frac{60,16 \cdot 24}{4,74^2} = 64,26 \text{ кН/см}^2.$$

Определение критических местных нормальных напряжений $\sigma_{loc,cr}$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 c_2 R_y}{\bar{\lambda}_{\omega}^2}.$$

По табл. 14 и 15 [5] принимаем коэффициенты $c_1 = 15,27$ и $c_2 = 2,23$ в зависимости от $a/h_{\omega} = 1,56$, $\rho = 0,138$ и $\delta = 5,9$.

Таким образом, критические местные нормальные напряжения равны:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{15,27 \cdot 2,23 \cdot 24}{4,74^2} = 36,38 \text{ кН/см}^2.$$

Производим 2-ю проверку устойчивости стенки:

$$\sqrt{\left(\frac{15,22}{64,26} + \frac{7,34}{36,38}\right)^2 + \left(\frac{5,53}{8,37}\right)^2} = 0,79, \text{ что меньше } \gamma_c = 1,0.$$

Обе проверки местной устойчивости стенки удовлетворяются. Таким образом, принимаем окончательно стенку толщиной $t_{\omega} = 1,1$ см.

8.7. Расчет швов главной балки

Рабочими швами в данной конструкции балки являются поясные швы и швы, прикрепляющие торцевое ребро к стенке балки. Поясные швы выполняют автоматической сваркой «в лодочку»; швы прикрепления торцевого ребра – полуавтоматической сваркой.

8.7.1. Расчет поясных швов

Поясные швы предотвращают при изгибе балки сдвиг поясов относительно стенки. Кроме работы на сдвиг поясные швы передают на стенку местную нагрузку при наличии этажно расположенных балок настила в местах, где нет поперечных ребер жесткости.

При приложении сосредоточенной нагрузки через пояс балки F в месте, не укрепленном ребром жесткости, поясные швы будут испытывать дополнительное местное давление σ_{loc} и определение катета должно производиться на равнодействующую сдвига и местного давления:

$$k_f = \frac{\sqrt{(Q_{\max}(S_x^f)' / I_x^1)^2 + (F / l_{ef})^2}}{n(\beta R_{\omega})_{\min}},$$

где Q_{\max} – максимальная перерезывающая сила; F – местное давление; I_x^1 – момент инерции уменьшенного сечения относительно оси «X»; $(S_x^f)^1$ – статический момент уменьшенной полки относительно оси «X»; l_{ef} – длина распределения местной нагрузки на стенку главной балки; n – количество поясных швов.

В нашем случае: $Q_{\max} = 1704$ кН; $F = 165,4$ кН; $I_x^1 = 1561607$ см⁴; $l_{ef} = 20,5$ см; $n = 2$.

Статический момент

$$(S_x^f)' = b_f' t_f (h_f / 2)^2 = 34 \cdot 3 \cdot 157 / 2 = 8007 \text{ см}^3.$$

Величина $(\beta R_{\omega})_{\min}$ – меньшее из произведений коэффициентов проплавления на расчетные сопротивления: принимаемые по условному срезу металла шва как $\beta_f R_{\omega f}$ или по срезу металла границы сплавления как $\beta_z R_{\omega z}$.

Коэффициенты проплавления β_f и β_z определяются по табл. 39 [5] в зависимости от вида сварки, диаметра сварочной проволоки, положения шва, катетов швов.

В рассматриваемом случае сварка автоматическая при $d = 3-5$ мм, положение шва – в лодочку; катет примем в 1-м приближении 3–8 мм. Отсюда $\beta_f = 1,1$, $\beta_z = 1,15$.

Расчетное сопротивление $R_{\omega f}$ определяется по табл. Г.2 [5] в зависимости от вида сварочного материала – типа электродов или марки проволоки. Сварочный материал принимается по табл. Г.1 [5] в соответствии с нормативным сопротивлением проката $R_{\text{уп}}$.

В нашем случае: сталь класса С245, $R_{\text{уп}} < 290$ Н/мм². Отсюда принимаем марку сварочной проволоки Св–08А и расчётное сопротивление $R_{\omega f} = 18$ кН/см².

Расчетное сопротивление $R_{\omega z}$ определяется в соответствии с требованиями табл. 4 [5]:

$$R_{\omega z} = 0,45R_{un},$$

где R_{un} – нормативное сопротивление стали на сжатие, растяжение, изгиб, определенное по пределу прочности; R_{un} определяется по табл. 51 [5] в зависимости от класса стали, толщины и вида проката.

В рассматриваемом случае $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$;
отсюда

$$R_{\omega z} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2.$$

Произведения коэффициентов проплавления на расчетные сопротивления:

$$\beta_f R_{\omega f} = 1,1 \cdot 18 = 19,8 \text{ кН/см}^2; \quad \beta_z R_{\omega z} = 1,15 \cdot 16,65 = 19,15 \text{ кН/см}^2.$$

Таким образом, минимальное произведение равно

$$\beta_z R_{\omega z} = 19,15 \text{ кН/см}^2;$$

$$k_f = \frac{\sqrt{(1704 \cdot 8007/1561607)^2 + (165,4/20,5)^2}}{2 \cdot 19,8} = 0,31 \text{ см.}$$

Определим максимально и минимально допустимые катеты поясных швов.

Максимально допустимые катеты определяются в соответствии с п. 14.1.7, а [5] как $k_f^{\max} = 1,2t_{\min}$. В нашем случае свариваем полку и стенку; стенка имеет меньшую толщину $t_w = 11 \text{ мм}$; отсюда

$$k_f^{\max} = 1,2 \cdot 11 = 13,2 \text{ мм.}$$

Минимально допустимые катеты определяются по табл. 38 [5] в зависимости от вида соединения и сварки, предела текучести стали, толщины более толстого из свариваемых элементов.

В рассматриваемом варианте соединение тавровое с двусторонними угловыми швами, сварка автоматическая, предел текучести до 285 МПа, более толстый элемент – полка $t_f = 30 \text{ мм}$, отсюда $k_f^{\max} = 5 \text{ мм}$.

Исходя из полученных данных, принимаем поясные швы с катетом $k_f = 5 \text{ мм}$, что больше $k_f = 0,31 \text{ см}$ по расчету и меньше максимально возможного $k_f^{\max} = 13,2 \text{ мм}$.

8.7.2. Расчет швов прикрепления торцового ребра к стенке балки

Прикрепление опорного ребра к торцу балки осуществляется двумя угловыми швами, наплавляемыми полуавтоматической сваркой по всей высоте стенки (рис. 32).

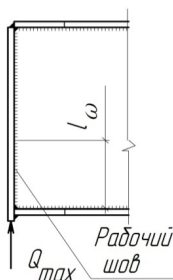


Рис. 32. Прикрепление ребра к торцу балки

В соответствии с п. 14.1.7, з [5] длина флангового шва должна быть не более $l_{\omega} = 85\beta_f k_f$. Формулы определения катетов при срезе по металлу шва и металлу границы сплавления будут соответственно следующие:

$$k_f^I = \sqrt{\frac{Q_{\max}}{2\beta_f^2 85R_{\omega f}}} \text{ и } k_f^{II} = \sqrt{\frac{Q_{\max}}{2\beta_f \beta_z 85R_{\omega z}}},$$

где β_f и β_z – коэффициенты проплавления, принимаемые по табл. 39 [5]; $R_{\omega f}$ и $R_{\omega z}$ – расчетные сопротивления металла шва и металла границы сплавления.

Для рассматриваемого случая (полуавтоматическая сварка проволокой $d = 1,4\text{--}2$ мм с нижним положением шва при катетах 9–12 мм) $\beta_f = 0,8$ и $\beta_z = 1,0$.

Расчетные сопротивления $R_{\omega f} = 18$ кН/см², $R_{\omega z} = 16,65$ кН/см² (см. предыдущий расчет).

Определяем катеты:

– из расчета на срез по металлу шва:

$$k_f^I = \sqrt{\frac{1704}{2 \cdot 0,8^2 \cdot 85 \cdot 18}} = 0,93 \text{ см};$$

– из расчета на срез по металлу границы сплавления:

$$k_f^{\text{II}} = \sqrt{\frac{1704}{2 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 85 \cdot 16,65}} = 0,87 \text{ см.}$$

Максимально возможный катет $k_f^{\text{max}} = 1,2t_{\text{min}}$, где t_{min} – минимальная толщина свариваемых элементов, $t_{\text{min}} = 11$ мм, то есть

$$k_f^{\text{max}} = 1,2 \cdot 11 = 13,2 \text{ мм.}$$

Минимально возможный катет определяем по табл. 38 [5]: $k_f^{\text{min}} = 5$ мм, как для соединения таврового с двусторонними угловыми швами с применением полуавтоматической сварки стали с пределом текучести до 285 МПа при толщине более толстого из свариваемых элементов от 17 до 22 мм ($t_{o,p} = 20$ мм).

Учитывая все вышеприведенное, принимаем катет швов $k_f = 10$ мм как величину, большую расчетных значений k_f^{I} и k_f^{II} и находящуюся между k_f^{max} и k_f^{min} .

8.8. Конструирование монтажного сварного стыка главной балки

Стык находится в середине пролета главной балки, где *нормальные напряжения абсолютно близки к расчетному сопротивлению на сжатие, растяжение, изгиб, определенному по пределу текучести.*

На рис. 33 показаны два возможных варианта стыка на сварке.

В варианте *a* сжатый и растянутый пояса балки стыкуются на монтаже прямым стыком. В этом случае необходим физический контроль качества стыка нижнего (растянутого) пояса.

В варианте *b* сжатый (верхний) пояс и стенку соединяем прямым швом встык, а растянутый (нижний) пояс – косым швом с заложением 1:2. В этом случае принимаем визуальный метод контроля качества шва нижней полки.

Такой стык будет равнопрочный основному сечению балки, он не рассчитывается.

Для уменьшения сварочных напряжений в обоих вариантах принимается следующий порядок наплавки сварных швов: 1 – стыковой шов стенки, 2 и 3 – поперечные стыковые швы поясов, после усадки швов 2 и 3 выполняют поясные швы, прикрепляющие полку

к стенке (примерно 500 мм с каждой стороны от стыка, не заваренные на заводе). Делается это для того, чтобы избежать сварочных деформаций при усадке поперечных швов.

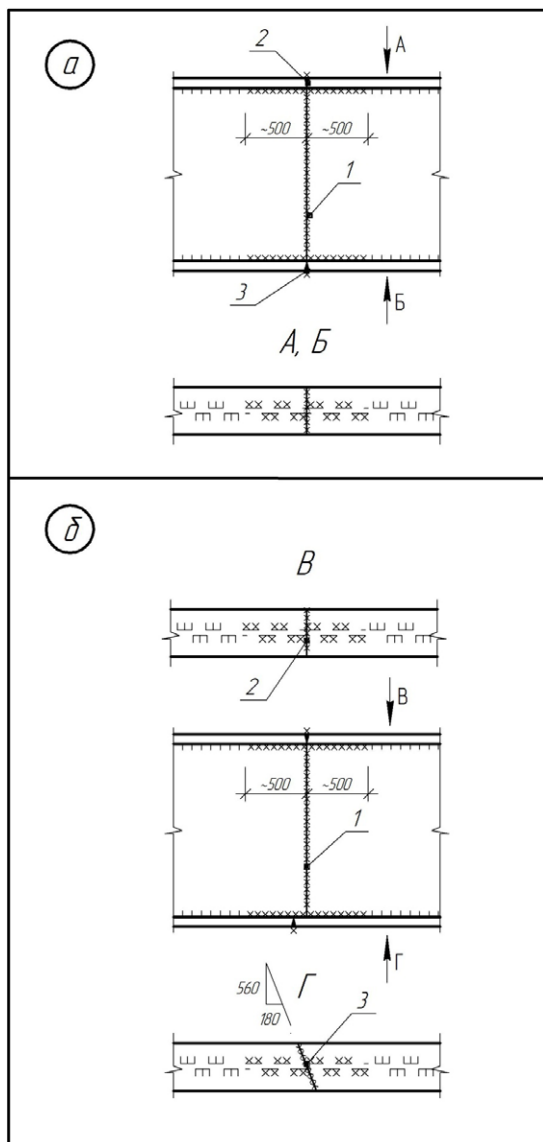


Рис. 33. Варианты монтажного стыка главной балки

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Металлические конструкции: учебник для студ. высш. учеб. заведений / Ю.И. Кудишин [и др.] ; под ред. Ю.И.Кудишина. 10 изд., стер. – М. : Академия, 2007. – 688 с. http://www.studmed.ru/kudishin-yui-belenuya-ei-metallicheskie-konstrukcii_14a0f371117.html
2. Родионов, И.К. Конструктивные решения элементов и узлов рабочих площадок промышленных зданий : электронное учебно-методическое пособие / И.К. Родионов. – Тольятти : Изд-во ТГУ, 2015. – 1 оптический диск.
3. Родионов, И.К. Технико-экономическое сравнение вариантов компоновки ячеек балочных клеток : методические указания / И.К. Родионов. – Тольятти : Изд-во ТГУ, 2013. – 28 с.
4. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* (с Изменением № 1) <http://docs.cntd.ru/document/1200084089>
5. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* <http://docs.cntd.ru/document/1200084848>

ГЛОССАРИЙ

База (башмак) колонны — нижняя, уширенная часть колонны, имеющая конструктивное или архитектурное назначение.

Балка — конструктивный элемент, представляющий собой горизонтальный или наклонный брус, работающий преимущественно на изгиб.

Болт — крепёжное изделие в виде стержня с наружной резьбой и, как правило, шестигранной головкой под гаечный ключ, образующее соединение при помощи гайки.

Ветвь — один из вертикальных элементов стержня сквозной колонны.

Двутавр — профиль из металла, в сечении напоминающий букву «Н».

Диафрагма — элемент сквозной колонны, располагаемый между ветвями; предназначение — предотвращение закручивания стержня.

Заклёпка — металлический стержень с головкой на одном конце, применяемый для соединения металлических частей путем расплющивания другого, выступающего конца стержня.

Колонна — вертикальный элемент, передающий нагрузку от вышележащих конструкций на нижележащие.

Компоновка — составление схемы, целой системы из отдельных частей.

Настил (в рабочих площадках) — стальной лист, покрывающий балочные клетки.

Оголовок — верхняя часть колонны, предназначенная для восприятия нагрузки от вышележащих конструкций.

Плита — пластина, прикрепляемая к верхнему или нижнему торцу колонны.

Пояс (полка) — плоский элемент, прикрепляемый к стенкам двутавров и швеллеров.

Прокат (в металлургии) — продукция (листовая и фасонная), получаемая на прокатных станах путём горячей, теплой или холодной прокатки.

Ребро жесткости — пластина, привариваемая к стенке и полкам сварной сплошностенчатой металлической балки или колонны.

Решетка — элементы, соединяющие ветви сквозной колонны.

Стержень колонны — основной вертикальный конструктивный элемент, сплошностенчатый или сквозной.

Стенка — плоский элемент, расположенный между полками двутавров и швеллеров.

Стык (монтажный) — узел сопряжения отдельных отправочных марок (или узел укрупнительной сборки конструкции) перед её монтажом.

Узел — сопряжение отдельных конструктивных элементов при сборке на заводе или монтаже.

Фундамент — часть здания (сооружения), воспринимающая нагрузку от вышележащих конструкций и передающая её на грунт основания.

Швеллер — профиль из металла, в сечении напоминающий букву «П».