

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ВОЛОГОДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
Кафедра промышленного и гражданского строительства

**МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ.
БАЛОЧНАЯ КЛЕТКА**

Методические указания к курсовому проекту

Факультет: инженерно-строительный
Специальность: 08.05.01 «Строительство уникальных зданий»;
Направление: 08.03.01 «Строительство» (профиль: «Промышленное и гражданское строительство»)

Вологда
2016

УДК 624.013

Металлические конструкции: Методические указания к курсовому проекту «Балочная клетка».- Вологда: ВоГУ, 2016, 40 с.

В методических указаниях содержатся основные рекомендации по проектированию балочного перекрытия рабочей площадки, приведены необходимые справочные материалы, таблицы, схемы, рисунки.

Рассмотрены на заседании кафедры ПГС.

Одобрены методической комиссией по специальности

Утверждены редакционно-издательским Советом ВоГУ

Составители: О.С. Плотникова, к.т.н., доцент каф. ПГС
 Н.В. Михалевич, к.т.н., доцент каф. ПГС

Рецензент: Комиссарова И.И., канд.техн.наук, доцент каф. АД

ВВЕДЕНИЕ

Методические указания к курсовому проекту «Балочная клетка» по дисциплине «Металлические конструкции» предназначены для студентов направления подготовки 08.03.01 «Строительство» (профиль: «Промышленное и гражданское строительство») и специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий».

Указания составлены с учетом требований СП 16.13330.2011[1] и в соответствии с основными положениями учебника [2].

В составе курсового проекта требуется выполнить:

- 1) расстановку колонн в плане;
- 2) выбор оптимальной схемы ячейки балочной клетки:
 - выбор возможных вариантов раскладки балок;
 - расчет стального настила;
 - расчет балок настила и вспомогательных балок;
 - расчет прикрепления настила к балкам настила;
 - расчет настила и балок настила на ЭВМ;
 - обоснование выбора схемы балочной клетки;
- 3) расчет и конструирование главной балки:
 - определение расчетной схемы главной балки и расчетных усилий;
 - определение высоты главной балки;
 - подбор и проверка сечения главной балки;
 - изменение сечения главной балки;
 - проверка общей устойчивости;
 - проверка местной устойчивости элементов балки;
 - проверка прочности поясных швов;
 - конструирование и расчет опорной части;
 - конструирование и расчет монтажного стыка балки;
 - проектирование примыкания балок настила (вспомогательных балок) к главной балке;
- 4) расчет и конструирование колонны:
 - определение расчетной схемы колонны, расчетных длин и расчетных усилий;
 - подбор и проверка сечения колонны;
 - расчет соединительной решетки;
 - конструирование и расчет оголовка;
 - конструирование и расчет базы.

Графическая часть курсового проекта выполняется на листе ватмана формата А1, где должны быть представлены схема расположения монтажных элементов, продольный и поперечный разрезы рабочей площадки, чертежи опорочных марок главной балки, балки настила, колонны с необходимыми видами, сечениями, узлами сопряжений конструкций в балочной клетке, спецификация стали на балки и колонну.

1. РАССТАНОВКА КОЛОНН В ПЛАНЕ

В пояснительной записке необходимо привести возможные варианты расстановки колонн в плане. С учетом требований унификации расстояния между колоннами поперек зданий (пролет, L) и вдоль здания (шаг, B) назначают в соответствии с модулем 1М (100мм). В курсовой работе размер L рекомендуется назначать в пределах от 8,0 до 18,0м, размер B - от 3,0 до 12,0м. В качестве примера на рисунке 1 представлена схема расположения колонн и балок.

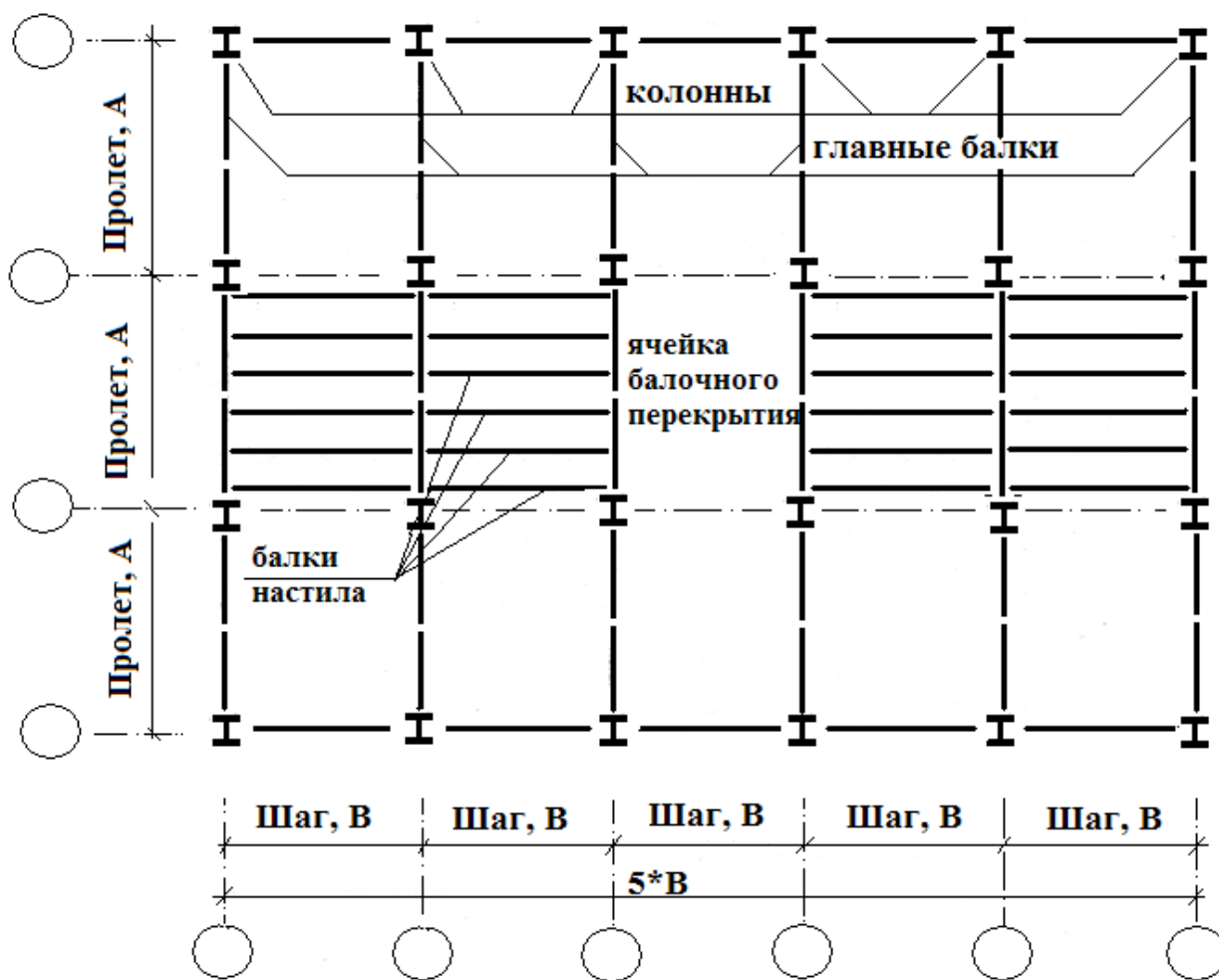


Рисунок 1 - Схема расположения колонн и балок

2. ВЫБОР ОПТИМАЛЬНОЙ СХЕМЫ ЯЧЕЙКИ БАЛОЧНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

2.1. Выбор возможного варианта балочной клетки

В пояснительной записке необходимо привести все возможные схемы раскладки главных балок, вспомогательных балок и балок настила в одной ячейке балочного перекрытия (с указанием количества монтажных элементов):

- нормального типа, состоящей из балок настила и главных балок, как показано на рисунке 2;
- усложненного типа, состоящей из балок настила, вспомогательных и главных балок, представленных на рисунке 3.

Шаг балок настила « a » назначается в пределах $a=(0.4\div 1.6)\text{м}$, вспомогательных балок $a_1=(2\div 5)\text{м}$. Шаг поперечных балок должен целое число раз укладываться по длине главной балки ($n=L/a$ или $n=L/a_1$, где n - целое число).

Балка настила (вспомогательная балка) не должна попадать на середину пролета главной балки, где она затруднила бы устройство монтажного стыка.

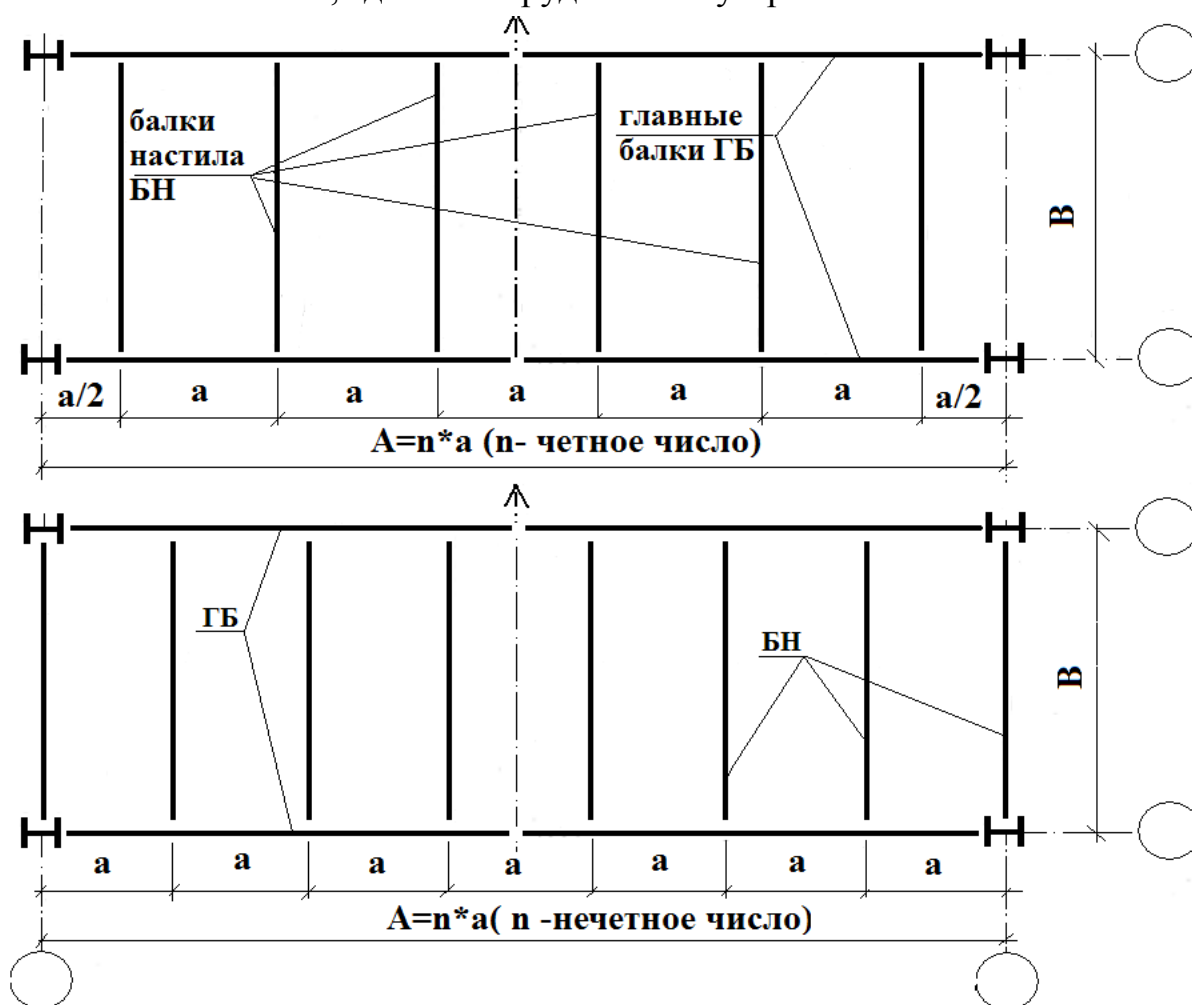


Рисунок 2 - Схемы компоновки балочного перекрытия нормального типа

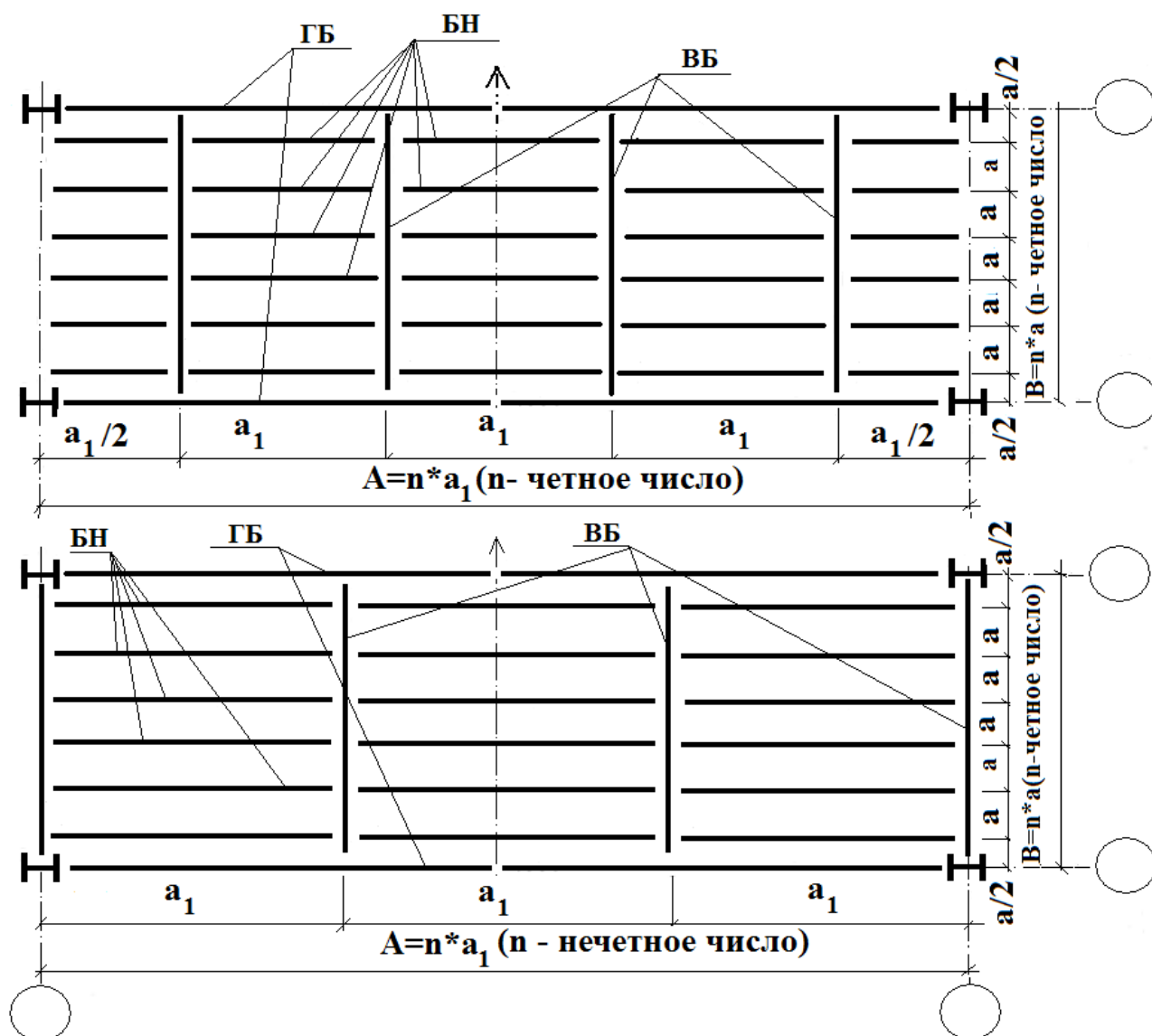


Рисунок 3 - Схемы компоновки балочного перекрытия усложненного типа

При « n » - четном балки настила (вспомогательные балки) смещаются с разбивочных осей на расстояние $a/2$ (или $a_1/2$) для того, чтобы не усложнять конструкцию монтажного стыка главной балки. При « n » нечетном такого смещения не производится. Варианты компоновки ячейки балочного перекрытия нормального типа и результаты расчеты настила и балок настила для них можно получить с помощью ЭВМ (см. п. 2.5).

2.2. Расчет стального настила

Настил рассчитывается по безмоментной теории как длинная прямоугольная пластинка, испытывающая под действием равномерно-распределен-

ной нагрузки изгиб по цилиндрической поверхности, как показано на рисунке 4.

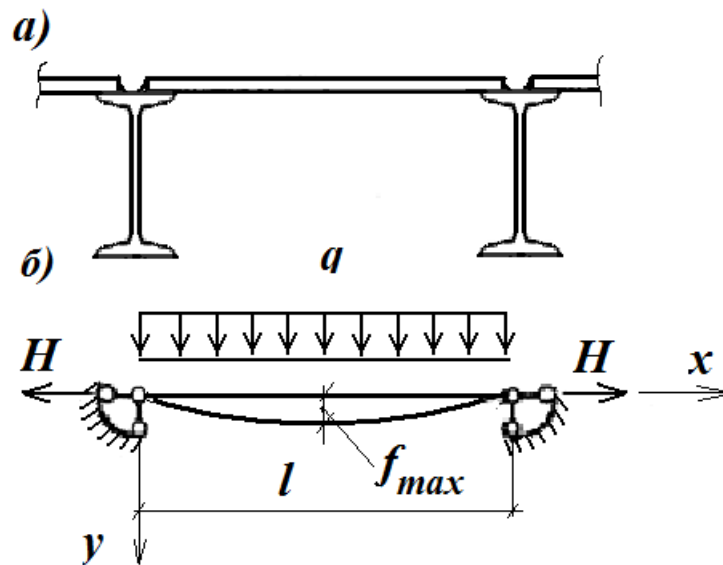


Рисунок 4 - Работа настила под нагрузкой p :
а) опирание настила на балки; б) расчетная схема

Требуемая толщина настила t_n определяется по формуле:

$$t_n = \frac{l_n}{\frac{4}{15} n_0 \left(1 + \frac{72 E_1}{n_0^4 \cdot p_n} \right)} \quad (1)$$

где l_n - пролет настила, $l_n = a - (10 \div 20)$ мм;

n_0 - отношение величины пролета настила к его предельному прогибу f ;

$n_0 = [l_n / f]$, (величина $[l_n / f]$ принимается из задания на проектирование);

$E_1 = E / (1 - \nu^2)$ - цилиндрическая жесткость настила, здесь

E - модуль упругости материала (для стали $E = 2,06 \times 10^5$ МПа),

ν - коэффициент Пуассона (для стали $\nu = 0,3$);

p_n - нормативное значение эксплуатационной нагрузки (принимается по заданию на курсовое проектирование).

Толщина настила принимается до 12мм с градацией 1мм, свыше 12мм с градацией 2мм. Из условия обеспечения коррозионной стойкости $t_n \geq 6$ мм.

2.3. Расчет балок настила и вспомогательных балок

Балки настила и вспомогательные балки проектируются, как правило, из прокатных двутавров. По статической схеме балки рассматриваются как стати-

чески определяемые однопролетные балки на двух опорах, загруженные равномерно распределенной нагрузкой как показано на рисунке 5.

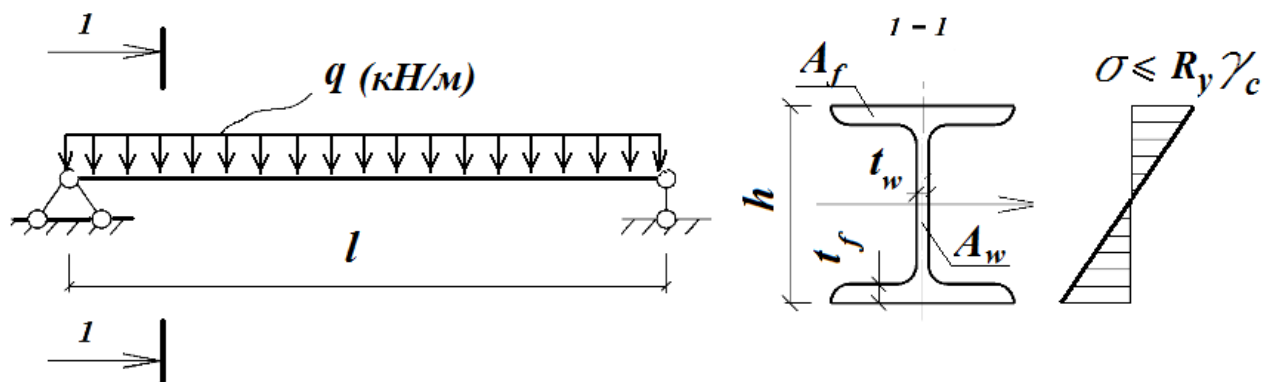


Рисунок 5 - Расчетная схема и типы сечений балок настила (вспомогательных балок)

Нормативные и расчетные значения погонных (в Н/м) нагрузок на балки определяют как произведение величины нагрузки, распределенной по площади (в Н/м²) на ширину грузовой площади по формулам:

- для балок настила:

$$\begin{aligned} q^n &= 1,01 \cdot (\gamma_{cm} \cdot t_n + p^H) \cdot a, \\ q &= 1,01 \cdot (\gamma_{cm} \cdot t_n \cdot \gamma_{fg} + p^H \cdot \gamma_{fp}) \cdot a \end{aligned} \quad (2)$$

- для вспомогательных балок:

$$\begin{aligned} q^n &= 1,01 \cdot (\gamma_{cm} \cdot t_n + p^H + g_{\delta n}^H / a) \cdot a_1 \\ q &= 1,01 \cdot (\gamma_{cm} \cdot t_n \cdot \gamma_{fg} + p^H \cdot \gamma_{fp} + g_{\delta n}^H \cdot \gamma_{fp} / a) \cdot a_1, \end{aligned} \quad (3)$$

где γ_{cm} - удельный вес стали; $\gamma_{cm} = 78500 \text{ Н/м}^3$;

1,01 - коэффициент, учитывающий собственный вес рассчитываемой балки (1% от нагрузки);

γ_{fg} - коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса стальных конструкций, $\gamma_{fg} = 1,05$;

γ_{fp} - то же, для временной нагрузки (принимается по заданию на проектирование);

$g_{\delta n}^H$ - нормативное значение собственного веса балок настила.

Расчетные усилия: максимальный изгибающий момент (в середине балки) и максимальная поперечная сила (на опорах) определяются по формулам:

$$M_{\max \text{ БН (ББ)}} = q \cdot l^2 / 8 \quad (4)$$

$$Q_{\max \text{ БН (ББ)}} = q \cdot l / 2 \quad (5)$$

где l - пролет балки настила (вспомогательной балки).

Требуемый момент сопротивления сечения определяется по формуле:

$$W_{x,mp} = \frac{\gamma_n \cdot M_{\max BH(BB)}}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (6)$$

где γ_n - коэффициент надежности по ответственности конструкций (для второго уровня ответственности $\gamma_n = 1,0$),

c_1 - коэффициент, учитывающий пластическую работу сечения и принимаемый по табл. 3 приложения 1 в зависимости от отношения площади полки сечения A_f к площади стенки A_w ; при предварительном подборе сечения значение c_1 принять равным 1,1;

R_y - расчетное значение сопротивления стали растяжению, сжатию и изгибу, принимаемое по табл. 4 приложения 1 для фасонного проката в зависимости от толщины и класса стали;

γ_c - коэффициент условий работы конструкции, принимаемый для балок равным 1,0.

Из сортамента (табл.5 прилож.) по $W_{x,mp}$ подбирают двутавр с $W_x \geq W_{x,mp}$ и выписывают все необходимые для дальнейших расчетов характеристики сечения: $A(\text{см}^2)$, $W_x(\text{см}^3)$; $I_x(\text{см}^4)$; $h(\text{мм})$; $b(\text{мм})$; $t(\text{мм})$; $g^n(\text{кг/м})$. Определяют значения $A_f \cong bt$ и $A_w \cong (A - A_f)$; вычисляют A_f/A_w и по табл.3 приложения 1 уточняют значения коэффициента c_1 , также уточняются нормативные q_n и расчетные q значения нагрузок на балки, отбрасывая в формулах (2) и (3) коэффициент 1.01, учитывающий собственный вес рассчитываемых балок и добавляя значение $g_{BH(BB)}$ в Н/м, принятое из сортамента. Уточняется значение максимального изгибающего момента $M_{\max}$ и $Q_{\max}$.

Проверка принятого сечения по I-ой группе предельных состояний (по прочности) производится по формуле:

$$\sigma = \frac{\gamma_n \cdot M_{\max}}{c_1 \cdot W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (7)$$

Проверка по второй группе предельных состояний (по жесткости) состоит в том, чтобы фактический относительный прогиб балки не превышал предельного:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^3}{E \cdot I_x} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (8)$$

где $[f/l] = 1/250$.

Если условие (8) не выполняется, то приравняв левую и правую части (8),

$$I_{x,mp} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^3 \cdot \left[\frac{l}{f} \right]}{E \cdot I_x}$$

находят требуемый момент инерции сечения балки и по его значению подбирают необходимый номер двутавра.

2.4. Расчет прикрепления настила к балкам настила

Для выбранного варианта балочной клетки выполняется расчет угловых швов нахлесточных соединений, прикрепляющих листы настила к балкам настила на условный срез:

при $\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{0,45 \cdot \beta_z \cdot R_{un}} \leq 1$, по металлу шва по формуле

$$k_f \geq \frac{\gamma_n \cdot N}{\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c}, \quad (9)$$

при $\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{0,45 \cdot \beta_z \cdot R_{un}} > 1$, по металлу границы сплавления по формуле

$$k_f \geq \frac{\gamma_n \cdot N}{\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} \quad (10)$$

где N - усилие на единицу длины шва, определяемое по формуле:

$$N = \gamma_{fp} \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot \left[\frac{f}{l} \right]^2 \cdot E_1 \cdot t,$$

здесь γ_{fp} - коэффициент надежности по нагрузке для временной нагрузки;

R_{wf} - расчетное значение сопротивления угловых швов условному срезу по металлу шва, принимаемое по табл.7 прилож. в зависимости от выбранных сварочных материалов (см. табл.6 прилож.);

R_{wz} - то же, по металлу границы сплавления, вычисляемое по формуле

$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un}$, здесь R_{un} - нормативное значение сопротивления стали разрыву, принимаемое по табл. 4 прилож.;

β_f, β_z - коэффициенты, зависящие от вида сварки и положения шва в пространстве, принимаются по табл. 8 прилож.

Окончательно назначенный катет шва k_f должен быть не менее минимального допустимого, значения которого установлены в табл. 9 прилож.

2.5. Расчет настила и балок настила на ЭВМ

Для расчета настила и балок настила на ЭВМ необходимо представить следующие исходные данные:

1. Пролет главной балки L , м.
2. Шаг главных балок B , м.
3. Нормативное значение равномерно распределенной нагрузки q_n , кН/м².
4. Расчетное значение равномерно распределенной нагрузки q , кН/м².
5. Расчетное значение сопротивления стали для балок настила R_y , МПа.
6. Величину, обратную предельному относительному прогибу $n_o = [l/f]$.
7. Номер варианта.

Результаты расчета выводятся на печать в следующей последовательности:

1. номер варианта;
2. исходные данные (с целью контроля).
3. При этом используются следующие буквенные обозначения: $L=L$, $B=B$, $GN=q_n$, $G=q$, $R=R_y$, $NO=n_o$;
4. таблица результатов расчета.
5. При этом используются следующие обозначения:
6. $A2$ - шаг балок настила в м; $T3$ - толщина настила t_n в мм; N - номер прокатного двутавра по ГОСТ 8239-72* или ГОСТ 26020-83 (причем буква Б в номере двутавра опускается); GS – суммарный (на настил и балки настила,) расход стали на 1м² балочного перекрытия.

2.6. Обоснование выбора схемы балочного перекрытия

При окончательном выборе схемы балочной клетки необходимо учесть расход стали на 1м² площади и трудоемкость монтажа, зависящую от количества монтажных элементов и сложности узлов сопряжения балок настила, вспомогательных и главных балок. Сравнение вариантов удобнее производить в табличной форме.

В таблице 1 расход стали на настил определяется из формулы $\rho_{cm} \cdot t_n$, здесь $\rho_{cm}=7850$ кг/м³ - плотность стали; расход стали на балки настила и вспомогательные балки вычисляется по формулам g_{BH}^H/a и g_{BB}^H/a_1 соответственно, где g_{BH}^H - линейная плотность балки настила, g_{BB}^H - линейная плотность вспомогательной балки.

Таблица 1 - Сравнение вариантов балочной клетки

Элемент	1 вариант		2 вариант		3 вариант		п - вариант	
	расход стали, кг/м ²	кол-во эл-тов шт	расход стали, кг/м ²	кол-во эл-тов шт	расход стали, кг/м ²	кол-во эл-тов шт	расход стали, кг/м ²	кол-во эл-тов шт
Настил								
Балки настила								
Второстепенные балки								
Итого:								

3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

3.1. Определение расчетных усилий в главной балке.

При статическом расчете главные балки рассматриваются как статически определимые однопролетные балки.

Нагрузка с балок настила (вспомогательных балок) передается на главную балку в виде сосредоточенных сил F , каждая из которых равна $F = 1,02 \cdot 2Q_{\max BH(BB)}$, здесь 1,02 - коэффициент, учитывающий собственный вес главной балки. При передаче нагрузки на главную балку через 5 или более балок настила (вспомогательных балок) можно считать нагрузку равномерно распределенной.

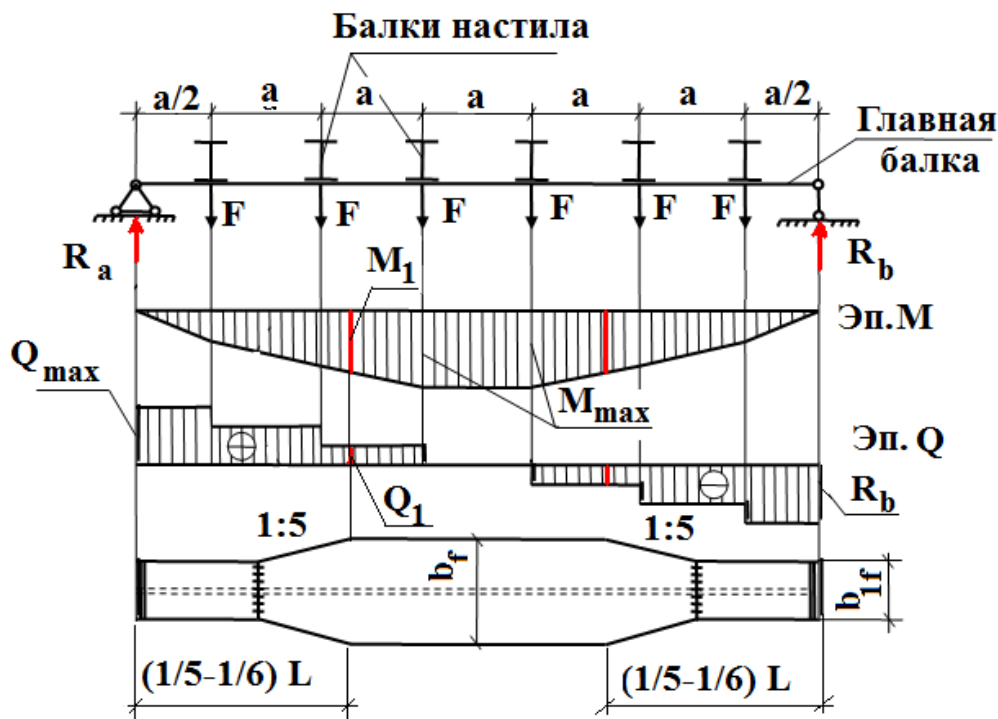


Рисунок 6 - Определение расчетных усилий в главной балке

Для определения максимального изгибающего момента $M_{\max}$ и максимальной поперечной силы строятся эпюры M и Q (рис. 6).

3.2. Определение высоты главной балки

Высота главной балки назначается из сопоставления оптимальной высоты по условию прочности, минимальной по условию жесткости и заданной строительной высоты.

Оптимальная высота балки, т.е. такая высота, при которой суммарный вес поясов и стойки будет наименьшим по условию прочности, определяется по формуле:

$$h_{opt} \cong 1.2 \cdot \sqrt{W_{xcall}} \quad , \quad (11)$$

где W_{xcall} - требуемый момент сопротивления сечения, $W_{xcall} = (\gamma_n \cdot M_{max}) / (R_y \cdot \gamma_c)$ здесь R_y - расчетное значение сопротивления стали главной балки на растяжение, сжатие и изгиб для фасона толщиной 4÷20мм, принимаемое по табл. 4 прилож.

При определении h_{opt} (см) W_{xcall} подставляется в формулу (11) в см³.

Минимальная высота главной балки h_{min} диктуется необходимой жесткостью балки при полном использовании ее несущей способности. Предельный прогиб для главных балок по [1] принимается $[f/L] = 1/400$. Минимальная высота для приведенной балки по условиям жесткости определяется по формуле:

$$h_{min} \cong \frac{1}{5,65} \cdot \frac{R_y \cdot L}{E \cdot [f/L]} \cdot \frac{q_n}{q} \quad , \quad (12)$$

Строительная высота балки вычисляется в зависимости от принятого сопряжения балок по формулам, приведенным на рис. 6(а - поэтажное сопряжение; б - в одном уровне; в - пониженное сопряжение).

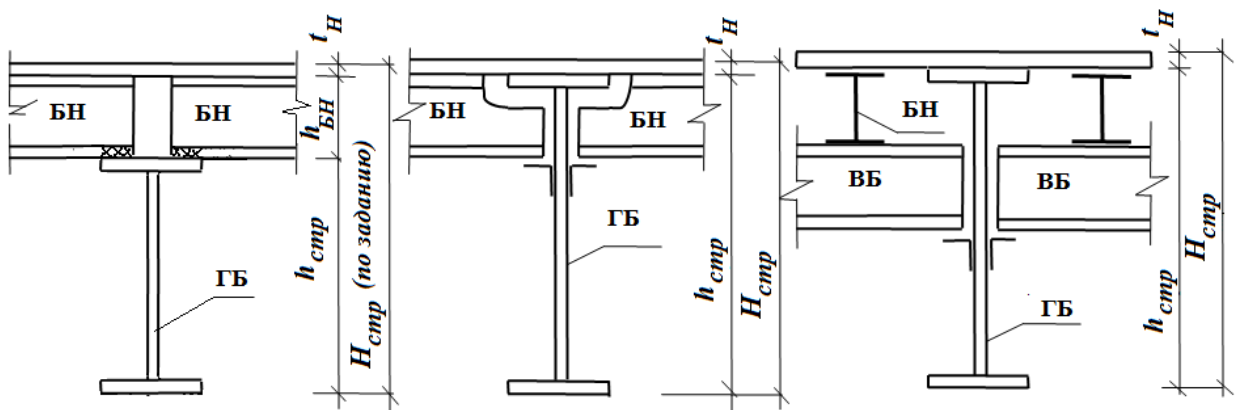


Рисунок 7 - Схемы сопряжения балок в балочной клетке

Высота главной балки h должна быть близкой к h_{opt} , быть не меньше h_{min} и, главное, не превышать $h_{стр}$:

$$h \cong h_{opt} ; h_{min} \leq h \leq h_{стр} \quad (13)$$

При окончательном назначении h необходимо руководствоваться данными ГОСТ 19903-74 и ГОСТ 83-70 или табл. 1 и табл. 2 прилож., причем во втором случае высоту стенки главной балки h_w следует принимать равной ширине прокатного листа, так как резка и строгание продольных кромок универсальной широкополосной стали являются нетехнологическими операциями. В целях унификации высоту главной балки целесообразно принимать кратной 100мм.

3.3. Подбор и проверка сечения главной балки

Вид сечения главной балки и основные обозначения представлены на рисунке 8.

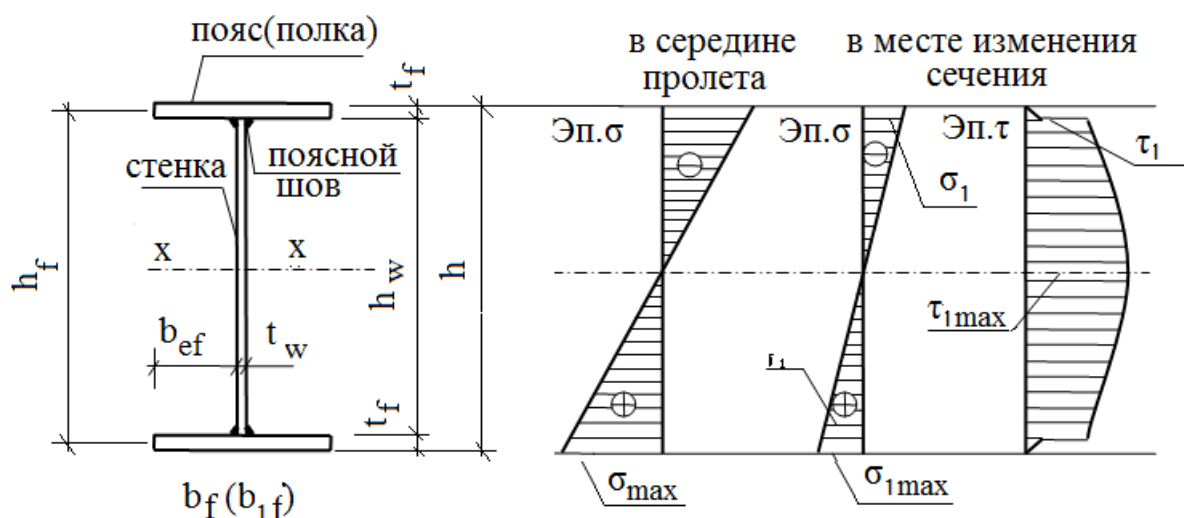


Рисунок 8 - Сечение главной балки, эп.σ и эп.τ

Толщину стенки главной балки t_w назначают из условий:

1) обеспечение прочности на срез стенки:

$$t_w = \frac{1,5 \cdot Q_{\max} \cdot \gamma_n}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c}, \quad (14)$$

где $R_s = 0,58 R_y$ - расчетное значение сопротивления стали срезу;

$$2) t_w \geq 0,367 \sqrt[3]{M/E\gamma_c}, \quad (15)$$

3) обеспечение местной устойчивости стенки (без укрепления стенки продольным ребром жесткости):

$$t_w = \frac{h_w \sqrt{\gamma_c}}{5,5 \sqrt{E/R_y}}, \quad (16)$$

где $h_w \cong h - (40 \div 60 \text{ мм})$

Толщина стенки t_w должна быть согласована с толщиной имеющегося проката листовой стали. Обычно принимают $t_w \geq 8\text{мм}$.

Толщина поясных листов принимается равной $t_f \approx 1.66 \cdot t_w$, в пределах $t_f = (1 \div 3) \cdot t_w$; также t_f должна быть согласована с имеющимся прокатом, причем $t_{f\max} = 32\text{мм}$ для низколегированных сталей и $t_{f\max} = 40\text{мм}$ для малоуглеродистых сталей. После назначения толщины полки t_f должны быть откорректированы величины h_w и h с учетом требований п. 3.2 настоящих указаний.

Требуемая ширина поясного листа b_f определяется по формуле:

$$b_{f\text{call}} = \frac{2 \cdot \left(\frac{W_{\text{call}} \cdot h}{2} - \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} \right)}{h_f^2 \cdot t_f}, \quad (17)$$

где $h_f = (h - t_f)$ - расстояние между центрами тяжести полок.

При назначении ширины полки необходимо учитывать, что:

- 1) $b_f \geq b_{f\text{call}}$;
- 2) $180\text{мм} \leq b_f \leq 600\text{мм}$ (по конструктивным требованиям);
- 3) b_f должна быть согласована с имеющимся прокатом листовой стали;
- 4) $\bar{\lambda}_f = b_{ef} / t_f \sqrt{R_{yf} / E} \leq 0,5 \sqrt{R_{yf} / \sigma_c}$ (из обеспечения местной устойчи-

вости полки), здесь $\sigma_c = M / (W_x \cdot \gamma_c)$

Для скомпонованного сечения главной балки вычисляются момент инерции и момент сопротивления сечения:

$$\begin{aligned} J_x &= \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_f}{2} \right)^2 \\ W_x &= J_x / (h/2), \end{aligned} \quad (18)$$

а также уточняется значение сосредоточенных сил:

$$F = 2Q_{\max\text{БН(ВБ)}} + (h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f) \cdot \rho_{\text{ст}} \cdot \gamma_{fg} \cdot a,$$

здесь a - шаг балок настила (вспомогательных балок); $M_{\max}$, $Q_{\max}$.

Наибольшие нормальные напряжения в середине главной балки

$$\sigma_{\max} = (\gamma_n \cdot M_{\max}) / W_x \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (19)$$

Недонапряжение сечения $\Delta = [(R_y \cdot \gamma_c - \sigma_{\max}) / (R_y \cdot \gamma_c)] \cdot 100\%$ не должно превышать (10-14)% по условию экономичного решения для составных балок.

3.4. Изменение сечения балки

Сечение главной балки, подобранное по M_{max} , можно уменьшить на некотором расстоянии от середины балки там, где $M < M_{max}$. Возможный способ изменения сечения представлен на рисунке 6. Наряду с экономией металла изменение сечения увеличивает трудоемкость изготовления балок, поэтому оно экономически целесообразно для балок с $L > 10м$. Изменение сечения проектируется на расстоянии $(1/5 \div 1/6) L$ от опор.

В месте изменения сечения определяется изгибающий момент M_1 и поперечная сила Q_1 (см. рис. 6).

Требуемый момент сопротивления измененного сечения

$$W_{1call} = (\gamma_n \cdot M_1) / (R_{wy} \cdot \gamma_c), \quad (20)$$

где R_{wy} - расчетное значение сопротивления сварного шва стыковых соединений, при отсутствии физических методов контроля для растянутой полки $R_{wy} = 0,85 R_y$.

Требуемая ширина уменьшенного пояса b_{1f} определяется по формуле (16). Окончательно назначенная ширина полки b_{1f} должна удовлетворять следующим требованиям: 1) $b_{1f} \geq 180мм$; 2) $b_{1f} \geq b_f/2$ 3) b_{1f} должна соответствовать имеющемуся прокату листовой стали.

Для принятого сечения вычисляются характеристики сечения J_1 , W_1 по формулам (17), (18) и производится проверка прочности шва стыкового соединения по формуле:

$$\sigma_{1max} = (\gamma_n \cdot M_1) / W_1 \leq R_{wy} \cdot \gamma_c \quad (21)$$

Касательные напряжения на опоре τ_{max} проверяются по формуле:

$$\tau_{max} = [(\gamma_n \cdot Q_{max} \cdot S_1) / (J_1 \cdot t_w)] \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (22)$$

где S_1 - статический момент полусечения балки на опоре, $S_1 = b_{1f} \cdot t_f \cdot \frac{h_f}{2} + \frac{h_w \cdot t_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4}$.

Поскольку в месте изменения сечения развиваются не только нормальные, но и значительные касательные напряжения, то необходимая проверка по приведенным напряжениям

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_{loc} + 3 \cdot \tau_1^2} \leq 1,15 R_y \cdot \gamma_c, \quad (23)$$

где σ_1 - нормальное напряжение в стенке на уровне поясных швов, $\sigma_1 = \sigma_{1max} \cdot (h_w/h)$

τ_1 - касательное напряжение в стенке на уровне поясных швов (см. рис. 8),

$\tau_1 = (\gamma_n \cdot Q_1 \cdot S_{1f}) / (J_1 \cdot t_w)$ здесь $S_{1f} = b_{1f} \cdot t_f \cdot h_f / 2$ - статический момент уменьшенной полки относительно нейтральной оси;

σ_{loc} - местное напряжение смятия, возникающее в стенке балки, не укрепленной ребром жесткости, $\sigma_{loc} = (\gamma_n \cdot F) / (t_w \cdot l_{ef}^*)$; здесь $l_{ef}^* = b_{fBH(ВБ)} + 2(t_f + k_f)$ - условная длина распределения нагрузки (см. рис.8), здесь k_f - катет поясного шва (см. п.3.7).

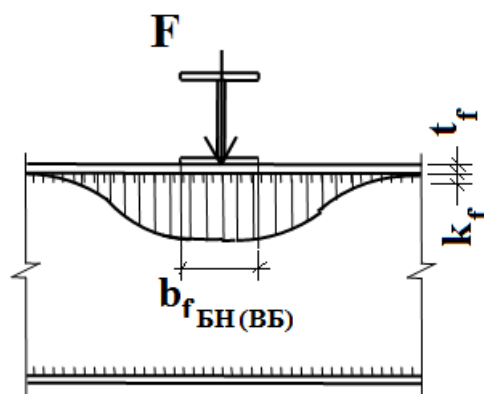


Рисунок 9 - Расчетная схема для расчета по местному напряжению

Для местных напряжений $\sigma_{loc} \leq R_y \cdot \gamma_c$, в противном случае стенка балки под грузом должна быть укреплена ребрами жесткости (см. п. 3.6 настоящих указаний) и формула проверки приведенных напряжений примет вид:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} \leq 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad (24)$$

3.5. Проверка общей устойчивости балки

Общая устойчивость балки обеспечена если:

1) нагрузка передается через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный;

2) отношение расчетной длины главной балки l_{ef} (расстояние между точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений; $l_{ef} = a$ при нормальной компоновке балочной клетки; $l_{ef} = a_1$ - при усложненной компоновке) к ширине сжатого пояса не более:

- при приложении нагрузки к верхнему поясу (поэтажное сопряжение):

$$\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b_{1f}} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} \leq [0.35 + 0.0032 \cdot \frac{b_{1f}}{t_f} + (0.76 - 0.02 \cdot \frac{b_{1f}}{t_f}) \cdot \frac{b_{1f}}{h_f}] \quad (25)$$

- независимо от уровня приложения нагрузки:

$$\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b_{1f}} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} \leq [0.41 + 0.0032 \cdot \frac{b_{1f}}{t_f} + (0.73 - 0.016 \cdot \frac{b_{1f}}{t_f}) \cdot \frac{b_{1f}}{h_f}] \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (26)$$

В остальных случаях необходима проверка общей устойчивости балки по формуле:

$$\frac{\gamma_n \cdot M_{\max}}{\varphi_b \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (27)$$

где φ_b - коэффициент снижения несущей способности балки вследствие возможной потери общей устойчивости;

W_x - момент сопротивления сечения, вычисленный для сжатого пояса.

Значения коэффициента φ_b следует принимать:

$\varphi_b = \varphi_1$ при $\varphi_1 \leq 0.85$;

$\varphi_b = 0.68 + 0.21 \cdot \varphi_1$ при $\varphi_1 > 0.85$, но не более 1;

здесь $\varphi_1 = \psi \cdot (J_y / J_x) \cdot (h_f / l_{ef})^2 \cdot (E / R_y)$,

ψ - коэффициент, значение которого принимается по табл. 10 прилож. в зависимости от характера нагрузки и параметра

$$\alpha = 8 \cdot \left(\frac{l_{ef} \cdot t_f}{h_f \cdot b_{1f}} \right) \cdot \left(1 + \frac{0.5 \cdot h_f \cdot t_w^3}{b_{1f} \cdot t_f^3} \right).$$

3.6. Проверка местной устойчивости стенки

Стенку балки следует укреплять поперечными ребрами жесткости, если значения условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w = h_w / t_w \cdot \sqrt{R_y / E}$ превышает 3.2; а также если $\sigma_{loc} > R_y \cdot \gamma_c$.

Расстояние между ребрами жесткости $a^* \leq 2 \cdot h_w$ при $\bar{\lambda}_w = 3.2$ и должно быть согласовано с размещением балок настила (вспомогательных балок), как показано на рисунке 10.

Допускается принимать расстояние между ребрами жесткости $a^* = 3 \cdot h_w$ при условии обеспечения местной устойчивости стенки. Ребра жесткости конструируют односторонними (поэтажное сопряжение) с шириной $b_r \geq (h_w / 24) + 40$ мм

и $t_s \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{R_y/E}$ или парными (сопряжение в одном уровне, пониженное) с шириной $b_r \geq (h_w/30)+25\text{мм}$ и $t_r \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{R_y/E}$ (см. рис. 10).

Для пропуска поясных швов и снижения усадочных напряжений ребра жесткости должны иметь скосы.

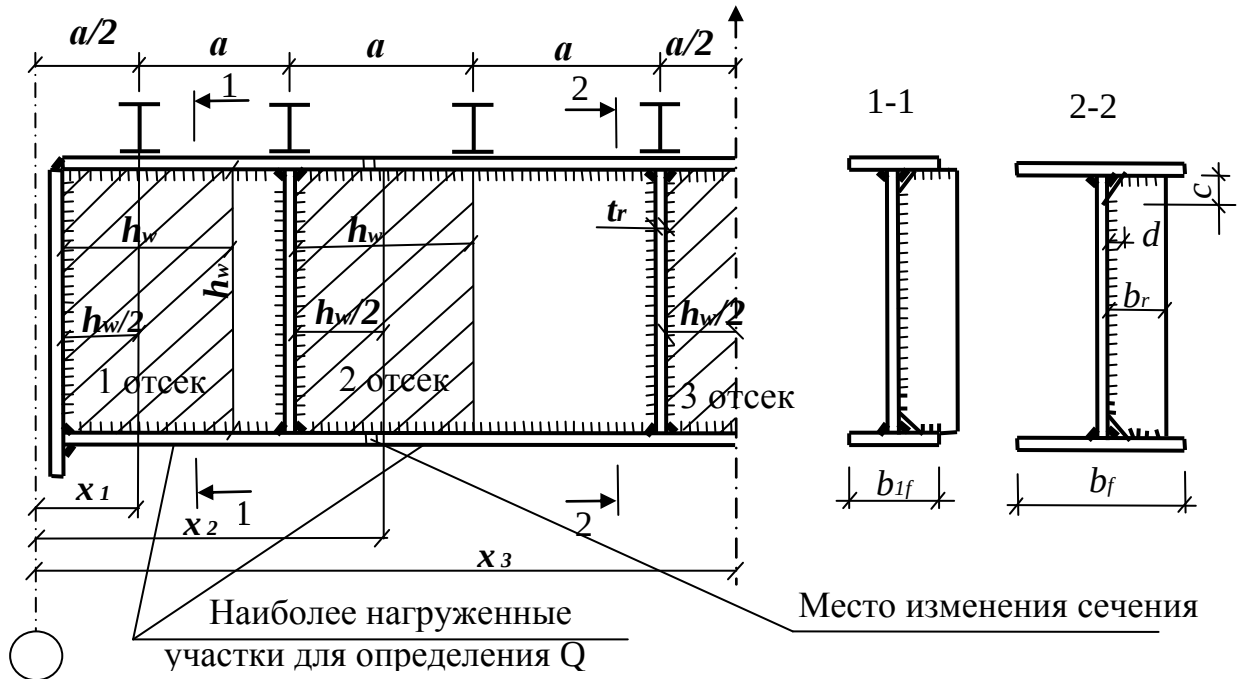


Рисунок 10 - Расположение отсеков для проверки местной устойчивости стенки

Местная устойчивость стенки обеспечена если:

- 1) $\lambda_w \leq 3.5$ в балках с двусторонними поясными швами и при $\sigma_{loc} = 0$;
- 2) $\lambda_w \leq 3.2$ в балках с односторонними поясными швами и при $\sigma_{loc} = 0$;
- 3) $\lambda_w \leq 2.5$ при $\sigma_{loc} \neq 0$;

При невыполнении этих условий требуется проверка местной устойчивости стенки.

Расчет выполняется для приопорного отсека стенки, где изменяется сечение, и центрального отсека на действие средних в пределах отсека нормальных и касательных напряжений, вычисляемых по формулам (28), а также местных напряжений σ_{loc} .

$$\sigma = \frac{\gamma_n \cdot M \cdot h_w}{I_x \cdot 2},$$

$$\tau = \frac{\gamma_n \cdot Q}{t_w \cdot h_w},$$
(28)

где M и Q - средние значения изгибающего момента и поперечной силы в пределах отсека;

Если $a^* > h_w$, то M и Q следует вычислять для наиболее нагруженного участка с длиной равной h_w .

Проверка устойчивости при $\sigma_{loc}=0$ и $\bar{\lambda}_w \leq 6$ выполняется по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (29)$$

где σ_{cr} - критическое нормальное напряжение;

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (30)$$

здесь C_{cr} принимается по табл. 11 прилож. в зависимости от коэффициента защемления стенки в поясах

$$\delta = 0.8 \cdot \left(\frac{b_f}{h_w}\right) \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3. \quad (31)$$

τ_{cr} - критическое касательное напряжение, $\tau_{cr} = 10.3 \cdot \left(1 + \frac{0.76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d^2}$,

здесь $\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$; d - меньшая из сторон отсека (h или a^*), μ -

отношение большей стороны отсека к меньшей.

При наличии местных напряжений ($\sigma_{loc} \neq 0$) расчет устойчивости стенки балки производится по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c \quad (32)$$

Рассмотрим 3 возможных случая расчета σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$

1) при $(a^*/h_{ef}) \leq 0.8$:

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (33)$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 \cdot C_2 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (34)$$

где C_1 - коэффициент, принимаемый по табл. 12 прилож. в зависимости от отношения a^*/h_{ef} и значения $\rho = 1.04 \cdot l_{ef}/h_{ef}$;

C_2 - коэффициент, принимаемый по табл. 13 в зависимости от отношения a^*/h_{ef} и значения δ вычисляемого по формуле (31).

2) при отношении $(a^*/h_{ef}) > 0,8$ проверку по формуле (32) выполняют дважды:

- при значении σ_{cr} , вычисленном по формуле (32) и при таком значении $\sigma_{loc,cr}$, для вычисления которого по формуле (34) при определении коэффициентов C_1 и C_2 вместо размера a^* необходимо принять $a_1=0,5a$ при $0,8 \leq a/h_{ef} \leq 1,33$ и $a_1 = 0,67h_{ef}$ при $a/h_{ef} > 1,33$;

- при значениях σ_{cr} и $\sigma_{loc,c}$, вычисленных при фактическом значении a/h_{ef} (если $a/h_{ef} > 2$, в расчете принимают $a/h_{ef} = 2$); при этом коэффициент C_{cr} в формуле (30) определяют по таблице 14.

3.7. Проверка прочности поясных швов

Поясные швы, соединяющие стенку и полки главной балки, следует проектировать непрерывными и одинаковой толщины по всей длине балки. Допускается применение односторонних ($n_w=1$) и двусторонних швов ($n_w=2$). Сварка автоматическая.

Расчет поясных швов выполняется по формулам:

$$k_{fcall} = \frac{\gamma_n \cdot \sqrt{T^2 + V^2}}{n_w \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} ; \quad (35)$$

$$k_{fcall} = \frac{\gamma_n \cdot \sqrt{T^2 + V^2}}{n_w \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} , \quad (36)$$

где T - сдвигающее усилие на единицу длины шва от поперечных сил,

$$T = Q_{\max} \cdot S_f / I_x \text{ здесь } S_f = b_f \cdot t_f \cdot (h/2) ;$$

V - усилие на единицу длины шва от местной нагрузки, $V = F/l_{ef}$;

n_w - количество швов.

В случае отсутствия местных напряжений ($\sigma_{loc}=0$) в формулах (35) и (36) значение V принимается равным нулю ($V=0$).

Минимальное значение катета k_{fmin} определяется по табл. 9 прилож. Окончательно назначенный размер катета поясного шва k_f должен быть не меньше значений, вычисленных по формулам (35) и (36) и не меньше k_{fmin} (см. табл. 9 прилож.), а также не превышать $k_{fmax}=1,2t_{min}$.

3.8. Конструирование и расчет опорной части главной балки

Опорные части балок всегда укрепляются либо парными ребрами, плотно пригнанными к нижнему поясу (см. рис. 11, а) либо диафрагмами с фрезерованным нижним торцом (рис. 11, б).

Размеры опорного ребра или диафрагмы устанавливают расчетом на смятие их торцов реакцией равной $Q_{\max}$ по формуле:

$$A_{r,d \text{ call}} \geq \frac{\gamma_n \cdot Q_{\max}}{R_p \cdot \gamma_c}, \quad (37)$$

где $A_{r,d \text{ call}}$ - требуемая площадь смятия;

R_p - расчетное значение сопротивления смятию торцевой поверхности, принимаемое равным R_u (см. табл. 4 прилож.).

Обычно задаются одним из размеров сечения опорного ребра b_r или t_r , (диафрагмы b_d или t_d), а второй вычисляют исходя из $A_{r,d \text{ call}}$. Толщина опорного ребра жесткости t_r должна быть не менее $3b_r^* \sqrt{R_y/E}$, где b_r^* - ширина выступающей части диафрагмы или ширина опорного ребра b_r . При этом должны соблюдаться конструктивные требования, указанные на рисунке 11.

Устойчивость опорной части балки из плоскости балки проверяется на устойчивость стойки крестового (таврового) сечения с расчетной длиной равной высоте стенки h_w и нагруженной опорной реакцией равной $Q_{\max}$ по формуле:

$$\frac{\gamma_n \cdot Q_{\max}}{\varphi \cdot A_s} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (38)$$

где φ - коэффициент продольного изгиба, вычисляемый в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda \times \sqrt{R_y/E}$, здесь $\lambda = h_w / \sqrt{I_s/A}$; I_s и A_s - момент инерции и площадь сечения условной стойки, включающей опорные ребра (диафрагмы) и примыкающие к ним участки стенки шириной $S = 0.65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E/R_y}$ (см. заштрихованную часть сечения на рис. 11).

Значения φ при $\bar{\lambda} \geq 0,4$ определяются по формуле:

$$\varphi = 0,5 \left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \bar{\lambda}^2} \right) / \bar{\lambda}^2 \quad (39)$$

Значение коэффициента δ в формуле (39) вычисляют по формуле

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2, \quad (40)$$

где $\bar{\lambda}$ - условная гибкость стержня, $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$; (41)

α и β - коэффициенты, зависящие от типа сечения стойки; $\alpha = 0,04$; $\beta = 0,09$ для крестового сечения условной стойки и $\beta = 0,14$ для таврового сечения.

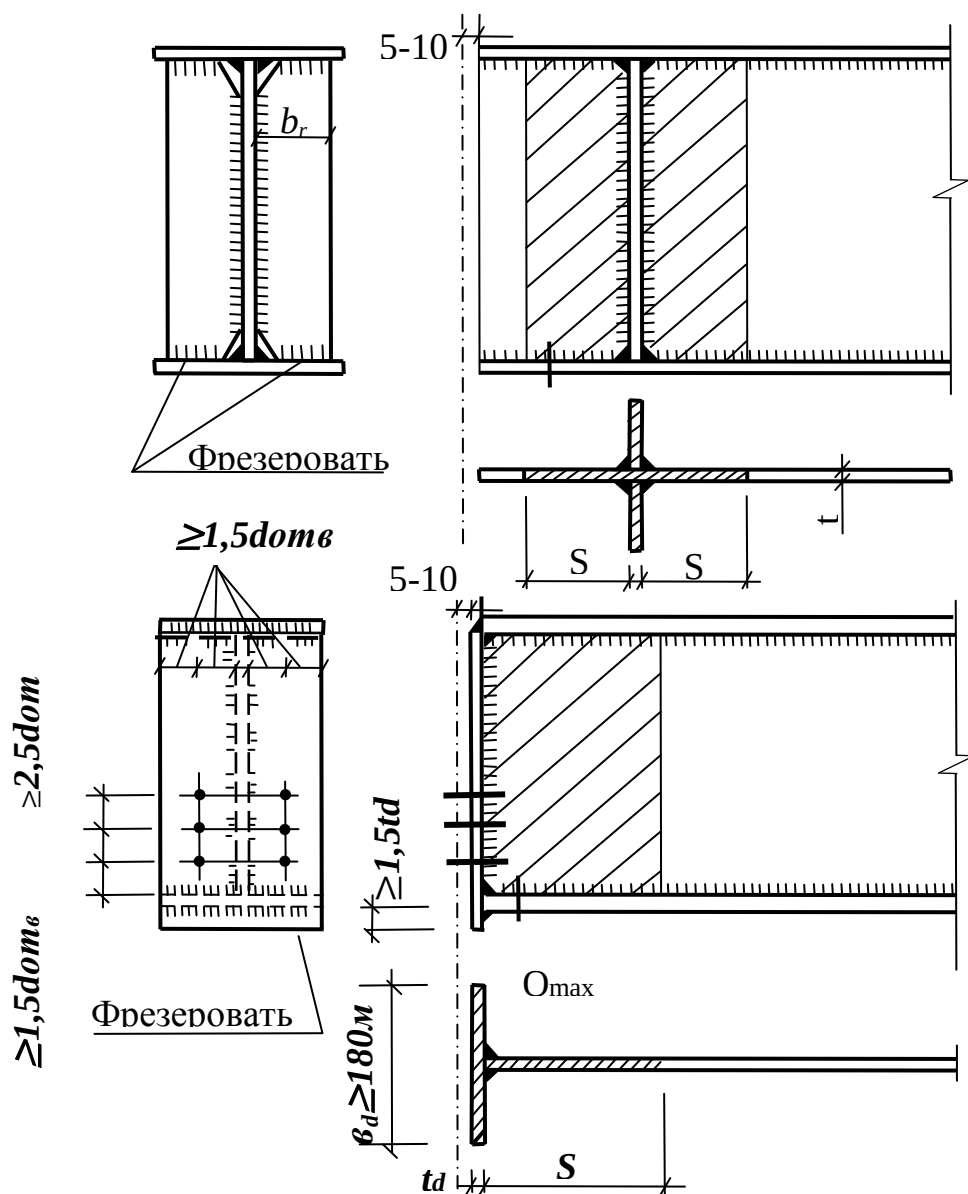


Рисунок 11 - Опорная часть главной балки

Значения коэффициента φ , вычисленные по формуле (39), принимают не более $7,6/\bar{\lambda}^2$ при значениях условной гибкости свыше 4,4 для типа кривой устойчивости b (крестовое сечение стойки) и свыше 5,8 для типа кривой устойчивости c (тавровое сечение стойки). При значениях $\bar{\lambda} < 0,4$ для всех типов кривой устойчивости допускается принимать $\varphi = 1$.

Значения коэффициента φ приведены в табл.15 прилож.

Требуемый размер катета швов, прикрепляющих опорные ребра (диафрагмы) к стенке балки, определяют по формулам:

$$k_{fcall} = \sqrt{\frac{\gamma_n \cdot Q_{\max}}{85 \cdot n_w \cdot \beta_f^2 \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c}} \quad (42)$$

$$k_{fcall} = \sqrt{\frac{\gamma_n \cdot Q_{\max}}{85 \cdot n_w \cdot \beta_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c}} \quad (43)$$

Минимальный катет k_{fmin} определяется по табл. 9 прилож.

3.9. Конструирование и расчет стыка главной балки

Укрупнительный стык главной балки делит ее на две отправочные марки и устраивается в середине пролета. В курсовой работе стык необходимо запроектировать в двух вариантах: сварной и на высокопрочных болтах.

3.9.1. Сварной стык

Конструирование сварного стыка (см. рис. 12) заключается в выборе способов разделки кромок, определении зазоров, углов разделки, величины притупления в стыке, определении последовательности наложения швов.

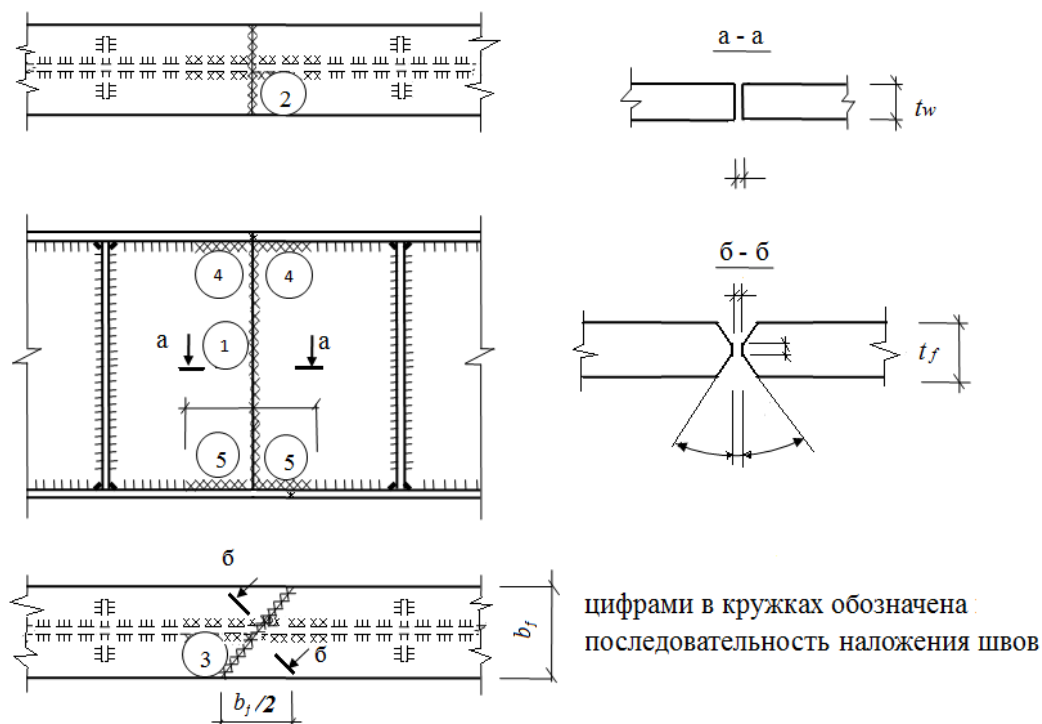


Рисунок 12 - Монтажный сварной стык главной балки

3.9.2. Стык на высокопрочных болтах

25

Расчетное усилие Q_{bh} , которое может быть воспринято каждой поверхностью трения элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяется по формуле:

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_n}, \quad (44)$$

где R_{bh} - расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта, $R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun}$, здесь R_{bun} - нормативное сопротивление стали болтов, принимаемое по табл. 16 прилож.;

μ и γ_n - коэффициенты трения и надежности, соответственно, принимаемые по табл. 17 прилож.;

γ_b - коэффициент условий работы соединения, принимаемый в зависимости от количества « n » болтов в соединении ($\gamma_b = 0,8$ при $n < 5$; $\gamma_b = 0,9$ при

$5 \leq n < 10$; $\gamma_b = 1.0$ при $n \geq 10$);

A_{bn} - площадь болта нетто, определяется по табл. 18 прилож.

Стык поясов

Необходимое количество высокопрочных болтов для крепления накладки в стыке поясов вычисляется по формуле:

$$n \geq \frac{N_f}{\gamma_c \cdot Q_{bh} \cdot m_{mp}}, \quad (45)$$

где N_f - усилие в поясе, $N_f = \frac{M - M_w}{h_w}$; здесь M - полный изгибающий момент

в месте стыка, M_w - момент, воспринимаемый стенкой, вычисляемый по формуле $M_w = (M \cdot J_w) / J$;

m_{mp} - количество поверхностей трения в стыке.

Сечение накладок принимается таким образом, чтобы суммарная площадь их сечения была бы не меньше площади поперечного сечения пояса

$$b_n \cdot t_1 + 2 \cdot b_n^* \cdot t_1 \geq b_f \cdot t_f \quad (46)$$

Длина накладок назначается из условия размещения болтов. Расстояния между центрами болтов « a » и от края элемента до центра первого болта « a^* » принимают кратным 5 мм. $a = (2.5 \div 8) \cdot d_{омб.}$; $a^* = (1.3 \div 4) \cdot d_{омб.}$.

Стык стенки

Размеры накладок, перекрывающих стенку, назначаются из условия:

$$2 \cdot h_n \times t_n \geq h_w \cdot t_w \quad (\text{см. рис. 13})$$

Количество вертикальных рядов по одну сторону стыка принимается $m \geq 2$. Количество болтов в одном вертикальном ряду должно быть четным (болты размещают симметрично относительно нейтральной оси балки). Расстояния между центрами болтов «а» и от края элемента до центра первого болта «а*» принимаются кратными 5мм.

Усилие в наиболее нагруженном (крайнем от нейтральной оси) болте в стыке стенки от изгибающего момента равно

$$N_{\max} = \frac{M_w \cdot h_{\max}}{m \cdot \sum h_i^2}, \quad (47)$$

где $h_{\max}$ - расстояние между крайними в вертикальном ряду болтами;

h_i - расстояние между парами симметрично расположенных относительно нейтральной оси болтов.

Проверка прочности стыка стенки заключается в выполнении условия:

$$N_{\max} \leq Q_{bh} \cdot \gamma_c \cdot m_{mp} \quad (48)$$

3.10. Проектирование примыкания балок настила (вспомогательных балок) к главной балке

Сопряжение балок в балочной клетке может быть поэтажное, в одном уровне и пониженное (см. рис. 7). Первый вариант наиболее прост и удобен в монтажном отношении и его рекомендуется применять во всех случаях, когда это позволяет строительная высота перекрытия.

Расчет сопряжения сводится к проверке стенки главной балки на прочность от местного давления балок настила ($\sigma_{loc} \leq R_y \cdot \gamma_c$). Фиксирование проектного положения балок настила достигается с помощью монтажной сварки или крепления монтажными болтами (см. рис. 14,а). Второй и третий варианты сопряжения балок сложнее, но, при заданной строительной высоте перекрытия, позволяют увеличить высоту главной балки. Для конструктивного решения узла, представленного на рис. 14,б необходимо произвести расчет болтов и сварных швов.

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом в таком соединении, следует определить по формулам:

$$\text{на срез:} \quad N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A_b \cdot n_s, \quad (49)$$

$$\text{на смятие: } N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum t_{min}, \quad (50)$$

где R_{bs} , R_{bp} - расчетные сопротивления болтов срезу и смятию, соответственно, принимаемые по табл. 19 и 20 прилож. 2.

γ_b - коэффициент условий работы соединения, в курсовом проекте γ_b принимается равным единице $\gamma_b = 1,0$ при работе на срез и $\gamma_b = 1,1$ при работе на смятие.

A_b - расчетная площадь сечения болта (см. табл.18);

n_s - число расчетных срезов одного болта;

d - наружный диаметр болта (см. табл. 18 прилож.).

$\sum t_{min}$ - наименьшая суммарная толщина элементов, сжимаемых в одном направлении.

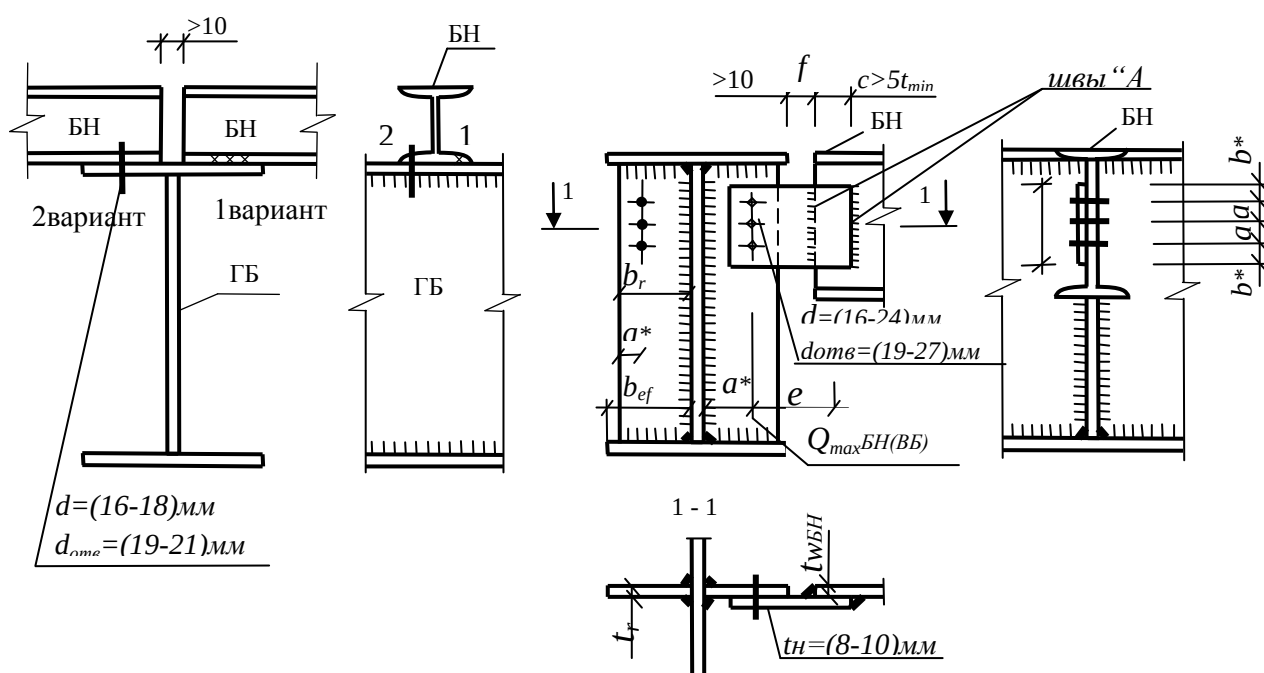


Рисунок 14 - Узлы крепления балок настила к главной балке

Количество болтов в соединении:

$$n \geq (Q_{max \text{ БН(ББ)}}) / (\gamma_c \cdot N_{min}), \quad (51)$$

где N_{min} - меньшее из значений N_{bs} и N_{bp} .

Расстояние между центрами болтов « a » и от края элемента « a^* » или « b^* » принято по рис. 13 кратным 5мм.

Прочность накладки на срез проверяется по формуле:

$$\tau = (Q_{max \text{ БН(ББ)}}) / A_n, \quad (52)$$

где A_n - площадь сечения накладке нетто, равная $A_n = l_n \cdot t_n - n \cdot d_{омε} \cdot t_n$,

здесь t_n - толщина накладке, l_n - длина накладке.

Сварные швы «А» проверяются на совместное действие усилия $Q_{maxBH(BB)}$ и изгибающего момента $M = Q_{maxBH(BB)} \cdot e$:

$$\sqrt{\left(\frac{Q_{max}}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot Q_{max} \cdot e}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}\right)^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_c \quad (53)$$

$$\sqrt{\left(\frac{Q_{max}}{2 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot l_w}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot Q_{max} \cdot e}{2 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot l_w^2}\right)^2} \leq R_{wz} \cdot \gamma_c, \quad (54)$$

где l_w - расчетная длина шва, $l_w = l_n - 10$ мм;

e - эксцентриситет приложения силы $Q_{maxBH(BB)}$,

$$e = c/2 + f + (b_{ef} - b_r) + a^*$$

k_f - катет шва, принимаемый $k_{fmin} \leq k_f \leq 1.2 \cdot t_{min}$

ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица 1 - Сталь толстолистовая

Толщина листов, мм	Ширина листов, мм	Длина листов, мм
6	1250; 1400; 1500; 1600; 1800	2800; 3500; 4500; 5000; 5500; 6000; 7000
8	1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000	---”--- ---”--- ---”--- ---”---
10	1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200	---”--- ---”--- ---”--- ---”---
12;14;16;18; 20; 22; 25; 28	1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200	4500; 5000; 5500; 6000; 7000; 8000
30; 32; 36; 40; 50; 60; 80; 100	1500; 1600; 2000; 2200; 2500	---”--- ---”--- ---”--- ---”---

Таблица 2 - Сталь универсальная

Толщина листов, мм	Ширина листов, мм	Длина листов, мм
6; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40	200; 210; 220; 240; 250; 260; 280; 300; 340; 360; 380; 400; 420; 450; 480; 530; 560; 630; 650; 670; 700; 800; 850; 900; 950; 1000; 1050	5000 -18000

Таблица 3 - Коэффициент c_1 для расчета на прочность с учетом развития пластических деформаций

Сечение	A_f / A_w	c_1
Симметричное двутавровое	0.25	1.19
	0.5	1.12
	1.0	1.07
	2.0	1.04

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

Сталь по ГОСТ 27772	Толщина про- ката ¹⁾ , мм	Нормативное сопротивле- ние ²⁾ проката, Н/мм ²		Расчетное сопротивление ³⁾ проката, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
1	2	3	4	5	6
C235	От 2 до 8	235	360	230/225	350/345
C245	От 2 до 20	245	370	240/235	360/350
	Св. 20 до 30	235	370	230/225	360/350
C255	От 2 до 20	245	370	240/235	360/350
	Св. 20 до 40	235	370	230/225	360/350
C285	От 2 до 10	275	390	270/260	380/370
	Св. 10 до 20	265	380	260/250	370/360
C345	От 2 до 20	325	470	320/310	460/450
	Св. 20 до 40	305	460	300/290	450/440
	Св. 40 до 80	285	450	280/270	440/430
	Св. 80 до 100	265	430	260/250	420/410
C345K	От 4 до 10	345	470	335/330	460/450
C375	От 2 до 20	355	490	345/340	480/465
	Св. 20 до 40	335	480	325/320	470/455
C390	От 4 до 50	390	540	380/370	525/515
C440	От 4 до 30	440	590	430/420	575/560
	Св. 30 до 50	410	570	400/390	555/540
C590	От 10 до 40	590	685	575/560	670/650
C590K					

Таблица 5 - Балки двутавровые

№ про- филя	Линейная плотность, кг/м	Размеры, мм				Площадь сечения A , см ²	J_x , см ⁴	W_x , см ³
		h	b	d	t			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Балки двутавровые (выборка из ГОСТ 8239-72 с изм.)								
10	9.46	100	55	4.5	7.2	12	198	39.7
12	11.5	120	64	4.8	7.3	14.7	350	58.4
14	13.7	140	73	4.9	7.5	17.4	572	81.7
16	15.9	160	81	5	7.8	20.2	873	109
18	18.4	180	90	5.1	8.1	23.4	1290	143
20	21	200	100	5.2	8.4	26.8	1840	184
22	24	220	110	5.4	8.7	30.6	2550	232
24	27.9	240	115	5.6	9.5	34.8	3460	289
27	31.5	270	125	6.0	9.8	40.2	5010	371
30	36.5	300	135	6.5	10.2	46.5	7080	472
33	42.2	330	140	7	11.2	53.8	9840	597
36	48.6	360	145	7.5	12.3	61.9	13380	743
40	57	400	155	8.3	13	72.6	19062	953
45	66.5	450	160	9	14.2	84.7	27696	1231
50	78.5	500	170	10	15.2	100	39727	1598
Двутавры с параллельными гранями полок (выборка из ТУ 14-2-24-72)								
20Б1	20.2	198	100	5.2	7.6	25.7	1730	174
23Б1	23.6	227.8	110	5.4	7.9	30.1	2660	234
26Б1	27.7	257.6	120	5.6	8.5	35.3	4020	312
30Б1	32.6	297.6	140	5.8	8.5	41.5	6320	424
35Б1	38.2	346.6	155	6	8.8	48.7	10000	577
40Б1	47.2	395.8	165	6.8	9.8	60.1	15810	799
45Б1	58.5	445.4	180	7.6	11	74.6	24690	1110
50Б1	72.1	495.6	200	8.4	12.2	91.8	37670	1520
55Б1	86.3	545.2	215	9.2	13.7	110	54480	2000
60Б1	103.0	594.2	230	10	15.4	131	77430	2610
70Б1	127	693.6	260	11.5	15.5	162	125800	3630
80Б1	155	791.6	270	13	17.2	197	194370	4910
90Б1	193	893.2	310	14.3	18.6	245	309020	6920
100Б1	227	990	320	15.5	21	289	442460	8940

Таблица 6 - Материалы для сварки

Сталь	Материалы для сварки				
	в углекислом газе (по ГОСТ 8050) или в его смеси с аргонном (по ГОСТ 10157)	под флюсом (по ГОСТ 9087)		порошковой проволокой (по ГОСТ 26271)	покрытыми электродами (по ГОСТ 9467)
	Марка				Тип электрода
	сварочной проволоки		флюса	порошковой проволоки	
$R_{yn} < 290$ Н/мм ²	СВ-08Г2С	СВ-08А	АН-348-А	ПП-АН-3 ПП-АН-8	Э42*, Э42А
$290 \text{ Н/мм}^2 \leq R_{yn} < 590$ Н/мм ²		СВ-08ГА	АН-60 ^{а)}		Э46*, Э46А
		СВ-10ГА**	АН-17-М		Э50*, Э50А
		СВ-10Г2** СВ-10НМА	АН-43 АН-47 АН-348-А***		
$R_{yn} \geq 590$ Н/мм ²	СВ-08Г2С СВ-08ХГСМА	СВ-10НМА	АН-17-М	ПП-АН-3	Э60
	СВ-10ХГ2СМА	СВ-08ХН2ГМЮ		ПП-АН-8	Э70

Таблица 7 - Расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		R _{wf} МПа
Тип электрода	Марка проволоки	
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А	180
Э46, Э46А	Св-08ГА	200
Э50, Э50А	Св-10ГА, Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ	215

Таблица 8 - Коэффициенты β_f и β_z

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

Таблица 9 - Минимальные катеты шва $k_{f \min}$

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

Таблица 10 - Коэффициенты ψ для двутавровых балок с двумя осями симметрии

Формулы для ψ при значении α	
$0.1 \leq \alpha \leq 40$	$40 < \alpha \leq 400$
$\psi = 2.25 + 0.07\alpha$	$\psi = 3.6 + 0.04\alpha - 3.5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$

Таблица 11 - Коэффициенты c_{cr} для сварных балок

δ	≤ 0.8	1.0	2.0	4.0	6.0	10.0	≥ 30
c_{cr}	30.0	31.5	33.3	34.6	34.8	35.1	35.5

Таблица 12 - Значения коэффициента C_1

ρ	Значения коэффициента c_1 при $a/h_{ef} (a_1/h_{ef})$, равном									
	0,50	0,60	0,67	0,80	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
0,10	56,7	46,6	41,8	34,9	28,5	24,5	21,7	19,5	17,7	16,2
0,15	38,9	31,3	27,9	23,0	18,6	16,2	14,6	13,6	12,7	12,0
0,20	33,9	26,7	23,5	19,2	15,4	13,3	12,1	11,3	10,7	10,2
0,25	30,6	24,9	20,3	16,2	12,9	11,1	10,0	9,4	9,0	8,7
0,30	28,9	21,6	18,5	14,5	11,3	9,6	8,7	8,1	7,8	7,6
0,35	28,0	20,6	17,4	13,4	10,2	8,6	7,7	7,2	6,9	6,7
0,40	27,4	20,0	16,8	12,7	9,5	7,9	7,0	6,6	6,3	6,1

Таблица 13 - Коэффициенты c_2 для сварных балок

δ	Значения коэффициента c_2 при $a/h_{ef} (a_1/h_{ef})$, равном							
	0,50	0,60	0,67	0,80	1,00	1,20	1,40	$\geq 1,60$
≤ 1	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56
2	1,6	1,64	1,64	1,67	1,76	1,82	1,84	1,85
4	1,66	1,67	1,69	1,75	1,88	2,01	2,09	2,12
6	1,67	1,68	1,70	1,77	1,92	2,08	2,19	2,26
10	1,68	1,69	1,71	1,78	1,96	2,14	2,28	2,38
≥ 30	1,68	1,70	1,72	1,80	1,99	2,20	2,38	2,52

Таблица 14 - Значения c_{cr}

Значения c_{cr} при a/h_{ef} равном							
$\leq 0,8$	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$>2,0$
По таблице 5	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

Таблица 15 - Коэффициент устойчивости при центральном сжатии

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Коэффициент φ для типов кри- вых устойчивости		Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Коэффициент φ для типов кри- вых устойчивости	
	b	c		b	c
0,4	998	992	5,4	261	255
0,6	986	950	5,6	242	240
0,8	967	929	5,8	226	226
1,0	948	901	6,0	211	
1,2	927	878	6,2	198	
1,4	905	842	6,4	186	
1,6	881	811	6,6	174	
1,8	855	778	6,8	164	
2,0	826	744	7,0	155	
2,2	794	709	7,2	147	
2,4	760	672	7,4	139	
2,6	722	635	7,6	132	
2,8	683	598	7,8	125	
3,0	643	562	8,0	119	
3,2	602	526	8,5	105	
3,4	562	492	9,0	094	
3,6	524	460	9,5	084	
3,8	487	430	10,0	076	
4,0	453	401	10,5	069	
4,2	421	375	11,0	063	
4,4	392	351	11,5	057	
4,6	359	328	12,0	053	
4,8	330	308	12,5	049	
5,0	304	289	13,0	045	
5,2	281	271	14,0	039	
Примечание — Значения коэффициента φ в таблице увеличены в 1000 раз.					

Таблица 16 - Нормативные и расчетные сопротивления, Н/мм², растяжению высокопрочных болтов по ГОСТ 22356 из стали марки 40Х «селект»

Номинальный диаметр резьбы, мм	R_{bun}	R_{bh}
16, 20, (22), 24, (27)	1100	770
30	950	665
36	750	525
42	650	455
48	600	420
Примечание — Размеры, заключенные в скобки, применять не рекомендуется.		

Таблица 17 - Коэффициенты μ и γ_h для соединений на высокопрочных болтах

№ п.п.	Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Коэффициент трения μ	Коэффициент γ_h при контроле натяжения болтов по моменту закручивания при нагрузке и при разности номинальных диаметров отверстий и болтов δ , мм	
			динамической $\delta = 3 - 6$; статической $\delta = 5 - 6$	динамической $\delta = 1$; статической $\delta = 1 - 4$
1	Дробеметный или дробеструйный двух поверхностей без консервации	0,58	1,35	1,12
2	Газопламенный двух поверхностей без консервации	0,42	1,35	1,12
3	Стальными щетками двух поверхностей без консервации	0,35	1,35	1,17
4	Без обработки	0,25	1,70	1,30
Примечание — При контроле натяжения болтов по углу поворота гайки значения γ_h умножают на 0,9.				

Таблица 18- Площади сечения болтов, см², по ГОСТ 1759.4

<i>d</i> , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
<i>A_b</i> , см ²	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
<i>A_{bn}</i> , см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72
Примечания 1 Площади сечения болтов диаметром свыше 48 мм принимают по ГОСТ 24379.0. 2 Размеры, заключенные в скобки, не рекомендуется применять в конструкциях, кроме опор ВЛ и ОРУ.										

Таблица 19 - Нормативные сопротивления стали болтов и расчетные сопротивления одноболтовых соединений срезом и растяжению, Н/мм²

Класс прочности болтов	<i>R_{bun}</i>	<i>R_{byn}</i>	<i>R_{bs}</i>	<i>R_{bt}</i>
5.6	500	300	210	225
8.8	800	640	320	435
10.9	1000	900	400	540
12.9	1200	1080	420	—
40X «селект»	1100	990	405	550

Таблица 20 - Нормативные сопротивления стали и расчетные сопротивления смятию элементов в болтовых соединениях, Н/мм²

Временное сопротивление стали соединяемых элементов <i>R_{un}</i>	<i>R_{bp}</i> для болтов	
	класса точности А	классов точности В и С
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Свод правил СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*: Введ. 20.05.2011. – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 2011. – 143с.
2. Свод правил СП 20.13330.2011. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия: введ. 20.05.2011. – М.: ЦНИИСК, 2011. – 76 с.
3. Металлические конструкции: учебник для вузов по направлению "Строительство" и специальности "Пром. и гражд. стр-во"/ под ред. Г. С. Веденикова. – 7-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1998. – 758 с.: ил.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3 стр.
1. РАССТАНОВКА КОЛОНН В ПЛАНЕ.....	4 стр.
2. ВЫБОР ОПТИМАЛЬНОЙ СХЕМЫ ЯЧЕЙКИ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ	
2.1. Выбор возможных вариантов раскладки балок.....	5 стр.
2.2. Расчет стального настила.....	7 стр.
2.3. Расчет балок настила и вспомогательных балок.....	8 стр.
2.4. Расчет прикрепления настила к балкам настила.....	10 стр.
2.5. Расчет настила и балок настила на ЭВМ.....	11 стр.
2.6. Обоснование выбора схемы балочной клетки.....	12 стр.
3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ	
3.1. Определение расчетной схемы главной балки и расчетных усилий....	12 стр.
3.2. Определение высоты главной балки.....	13 стр.
3.3. Подбор и проверка сечения главной балки.....	15 стр.
3.4. Изменение сечения главной балки.....	16 стр.
3.5. Проверка общей устойчивости.....	18 стр.
3.6. Проверка местной устойчивости балки.....	19 стр.
3.7. Проверка прочности поясных швов.....	22 стр.
3.8. Конструирование и расчет опорной части.....	23 стр.
3.9. Конструирование и расчет монтажного стыка балки.....	25 стр.
3.10. Проектирование примыкания балок настила к главной балке.....	28 стр.
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	31 стр.