

Составитель А.Л.ТЕЛОЯН

УДК 624.014

Проектирование и расчет стальных конструкций балочных перекрытий и центрально сжатых колонн: Методические указания по курсовому проектированию для студентов специальности 2903 / Иванов. инж.-строит. ин-т; Сост. А.Л.Телоян. Иваново, 1990. - 43 с.

В методических указаниях изложены краткие теоретические предпосылки и практические указания для расчета стальных конструкций балочных клеток, центрально сжатых колонн и их узлов.

Методические указания предназначены для студентов специальности 2903 - "Промышленное и гражданское строительство" к выполнению курсовой работы "Балочное перекрытие рабочей площадки". Они могут служить и для изучения этого раздела курса "Металлические конструкции".

Ил. 23. Табл. 5. Библиогр.: 8 назв.

## ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

Выполнение курсовой работы начинается с выбора экономичного варианта балочной клетки на основе вариантного проектирования.

Для курсового проектирования критерием оптимальности принимается минимальный расход стали.

Правильной последовательностью расчета конструкций балочной клетки считается та, по которой происходит передача нагрузки от перекрытия до основания.

Временная нагрузка на балочную клетку ( $p$ ) принимается равномерно распределенной по всей площади. При этом все одноименные конструкции находятся в одинаковых условиях загрузки, поэтому расчет их сводится к расчету отдельной конструкции. При определении нагрузок на конструкцию целесообразно использовать грузовые площади.

Все расчеты выполняются в соответствии с СНиП П-23-81\* по первой и второй группе предельных состояний.

При расчете любой конструкции надо стремиться к большей экономии металла, поэтому недонапряжение при расчете на прочность и устойчивость не должно превышать 5%, перенапряжение вовсе не допустимо.

Предполагается, что конструкции эксплуатируются в нормальных условиях, поэтому коэффициенты условий работы  $\gamma_{wf}$ ,  $\gamma_{wz}$ ,  $\gamma_c$  и коэффициент надежности  $\gamma_n$  можно принять равными единице.

Рекомендуется после завершения расчета каждого элемента выполнить его эскизный чертеж с необходимыми размерами, видами, сечениями и проекциями. Такая работа является итогом созидательного процесса, способствует пространственному восприятию конструкции и существенно облегчает выполнение графической части проектирования.

Результаты каждого этапа расчета студент обязан согласовывать с руководителем работы или консультантом.

Подробные указания по выбору исходных данных, по составлению расчетно-пояснительной записки и оформлению графической части курсовой работы приведены в [3] и [4].

# 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА КОНСТРУКЦИИ РАБОЧИХ ПЛОЩАДОК

Система пересекающихся несущих балок, которая передает нагрузки на колонны или стены, называется балочной клеткой. Балочные клетки применяются в перекрытиях и покрытиях гражданских и общественных зданий, в рабочих площадках производственных цехов и складских помещений. Балочная клетка опирается на колонны, которые через развитую свою нижнюю часть - базу - передают нагрузки на фундаменты, а последние - на грунт (рис.1).

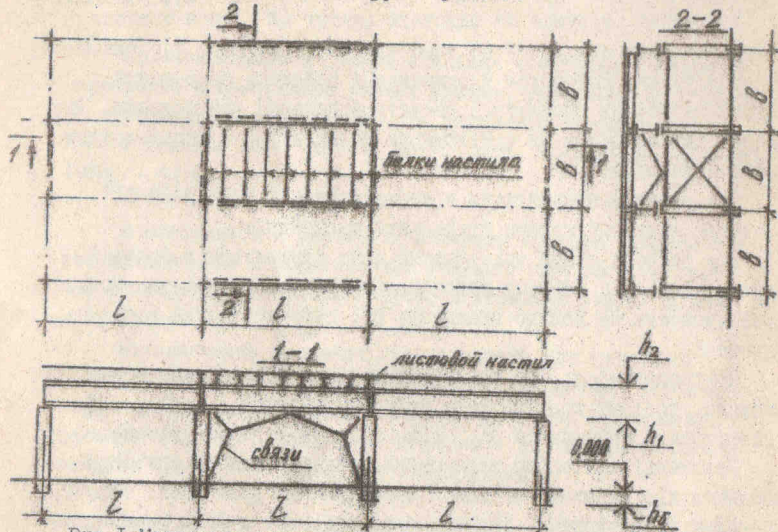


Рис.1. Монтажная схема рабочей площадки

На балочную клетку укладывается настил из плоских стальных листов толщиной 6...14 мм или из железобетонных плит. Для защиты металлического настила от механических повреждений и коррозии предусматривается защитный настил из бетона толщиной 60...100 мм.

На практике наибольшее распространение получили балочные клетки нормального и усложненного типов (рис.2).

В нормальной балочной клетке (рис.2,а) балки настила практически равномерно передают нагрузку на главные балки. В балочной клетке усложненного типа (рис.2,б) имеются вспомогательные балки, которые принимают на себя нагрузку от балок настила и в сосредоточенном виде передают её на главные балки.

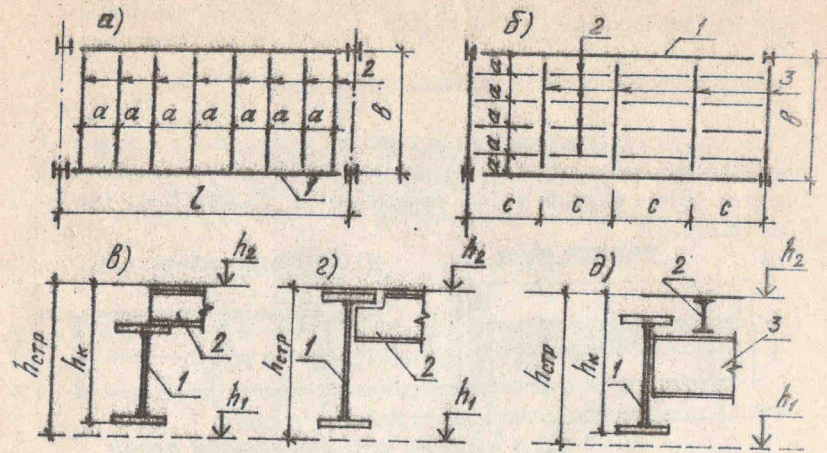


Рис.2. Типы балочных клеток:

а - нормальный; б - усложненный; в,г - сопряжения балок в балочной клетке.

1 - главные балки; 2 - балки настила; 3 - вспомогательные балки

Шаг балок настила ( $\alpha$ ) назначают исходя из несущей способности настила: для стального - 500...1400 мм; для железобетонного - от 1500 до 3000 мм.

Шаг вспомогательных балок ( $c$ ) принимается кратным пролету главной балки от 2000 до 5000 мм (но не более ее пролета  $B$ ) с тем, чтобы их возможно было проектировать из прокатных двутавров.

Размер по высоте, за пределы которого не должна выходить конструкция, называется строительной высотой (рис.2, в, г, д)

$$h_{стр} = h_2 - h_1$$

Отметки  $h_1$  и  $h_2$  принимаются из технологических соображений и приводятся в задании на проектирование. Конструктивная высота  $h_k$  не должна превышать  $h_{стр}$ .

Важными элементами каркаса являются связи (рис.1). Они воспринимают горизонтальные нагрузки и обеспечивают пространственную жесткость каркаса во время монтажа и эксплуатации.

## 2. ВЫБОР ТИПА БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

### 2.1. Расчет плоского стального настила

Для определения расхода материалов необходимо в первую очередь выполнить подбор сечения стального настила. Рассматривается полоса шириной в 1 м, вырезанная из средней части настила (рис.3,а).

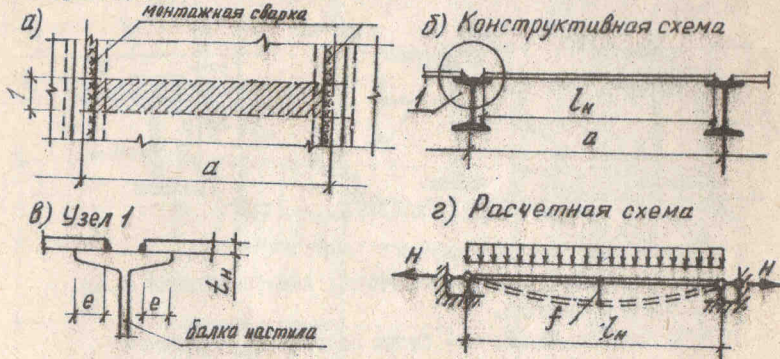


Рис.3. К расчету листового настила

Величина напуска  $e$  (рис.3,в) принимается 20...30 мм, что при наличии сварных швов создает некоторое защемление опор. Приварка настила к балкам делает невозможным сближение опор, в результате чего появляется продольная растягивающая сила  $H$ , улучшающая работу настила в пролете. Фактический пролет настила на 40...60 мм меньше, чем шаг балок  $a$ . На практике в запас прочности принимают  $l_n = a$  и частичным защемлением опор пренебрегают. Расчетная схема настила показана на рисунке 3,г.

Прочность настила обеспечивается с большим запасом, поэтому отношение пролета к толщине листа определяется из условия жесткости [1] стр.131 по формуле А.Л.Телюна

$$\frac{l_n}{t_n} = \frac{4n_0}{15} \left( 1 + \frac{72 E_t}{n_0^4 q^n} \right) = T, \quad (I)$$

где  $E_t = E / (1 - \mu^2)$ ;  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа;  $\mu = 0,3$ ;

$1/n_0 = [f/l_n]$  - предельный относительный прогиб;  
 $q^n = p^n$  - нормативная нагрузка на настил.

Задаваясь одним из размеров  $l_n$  или  $t_n$ , находят другой. Распорное усилие  $H$  можно определить по формуле ([1] стр.131)

$$H = \frac{\pi^2}{4} \cdot \left[ \frac{f}{l} \right]^2 \cdot E_t \cdot t_n \cdot \gamma_{fp}, \quad (2)$$

где  $\gamma_{fp} = 1,2$  - коэффициент надежности по временной нагрузке.  
 Расчетная толщина углового шва длиной  $l_w = 1$  м, прикрепляющего настил к балкам, определяется формулой

$$k_f = \frac{H}{0,7 \cdot r \cdot R_{wf} \cdot \delta_{wf} \cdot \delta_c}, \quad (3)$$

где  $R_{wf}$  - расчетное сопротивление углового сварного шва на срез по металлу шва [2], табл.3; ([2], с.37).

Указание. Расчет прикрепления настила можно выполнить только для наиболее выгодного (оптимального) варианта балочной клетки (в п.2.2.4).

### 2.2.1. Балочная клетка нормального типа. Вариант I

Назначают шаг балок настила  $a$  (либо количество балок  $k$ ) из условия кратности (рис.4,а), имея в виду, что минимальный расход стали получается при  $a = 600 \dots 800$  мм.

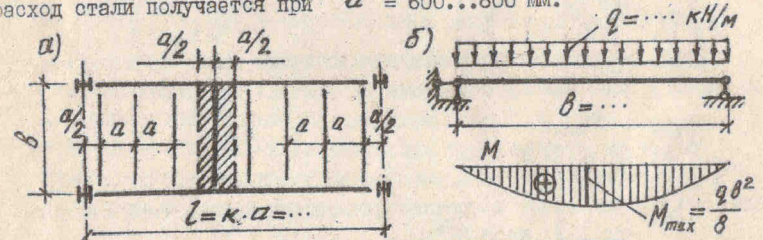


Рис.4. К расчету балочной клетки нормального типа

а) Подбор толщины настила

$$t_n = \frac{a}{T}$$

Полученное число округляют до ближайшего целого числа и выбирают универсальный лист по ГОСТ 82-70\* [1], стр.548 (толщина листов: 6, 8, 10, 12, 14...22, 25, 28, 30 мм). Часто рационально задаться толщиной настила  $t_n = 6,8, \dots$  мм, определить соответствующий пролет настила  $l_n$  и назначить шаг балок  $a$  с учетом кратности.

Расход стали на настил  $G_H = 78,5 \cdot t_H$  кг/м<sup>2</sup>,  
где  $t_H$  принимается в см.

б) Подбор сечения балок настила

Пренебрегая незначительным заделанием концов балок настила, разностью между размером  $\delta$  и действительным пролетом (идущих в запас прочности), принимают расчетную схему балок настила с шарнирными опорами (рис. 4, б).

Погонная нормативная и расчетная нагрузки на I м балки, согласно грузовой площади (рис. 4, а), будут:

$$q^H = (p^H + 0,01 G_H) a; \quad (4)$$

$$q = (p^H \gamma_{fp} + 0,01 G_H \gamma_{fg}) a, \quad (5)$$

где 0,01 - переходный коэффициент от кг в кН;  
 $\gamma_{fg}, \gamma_{fp}$  - коэффициенты надежности по нагрузке:  $\gamma_{fg} = 1,05$  - для собственного веса металлических конструкций,  
 $\gamma_{fp} = 1,2$  - для временной нагрузки.

Расчетный изгибающий момент будет

$$M_{max} = q \delta^2 / 8. \quad (6)$$

Требуемый момент сопротивления сечения балки определяется по первому предельному состоянию из условия прочности балки

$$W^{TP} = \frac{M_{max}}{c, R_y \gamma_c}, \quad (7)$$

где  $R_y$  - расчетное сопротивление фасонной прокатной стали по [2], табл. 5I\*;

$c_1$  - коэффициент учета развития пластических деформаций: для прокатной стали по ГОСТ 8239-72\* можно принять  $c_1 = 1,1$  и в дальнейшем не уточнять ([1], стр. 135);

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы:  $\gamma_c = 1$ .

В соответствии с  $W^{TP}$  из сортамента по ГОСТ 8239-72\* выбирают ближайший двутавр, для которого  $W_x \geq W^{TP}$ , и выписывают  $\delta, \gamma_x, W_x$  и  $m_1$  - массу погонного метра двутавра в кг.

**СОРТАМЕНТ**

в) Проверка прочности и жесткости балок настила

Чтобы проверить прочность принятых балок настила, определяют фактическую нагрузку и максимальный момент с учетом собственного веса балки  $G = 0,01 m_1$ , кН:

$$q^{\phi} = q + 0,01 m_1 \cdot 1,05; \quad (8) \quad M_{max}^{\phi} = \frac{q^{\phi} \delta^2}{8}. \quad (9)$$

Проверку прочности производят по формуле ([2], стр. 13)

$$\sigma = \frac{M_{max}^{\phi}}{1,1 W_x} \leq R_y \gamma_c. \quad (10)$$

Процент недонапряжения будет  $\Delta = (R_y - \sigma) \cdot 100 / R_y, \%$ .

Рассмотренный вариант следует считать удачным, если несущая способность балки используется практически полностью, т.е. когда  $\Delta \leq 5\%$ .

Минимальная высота балки, определяемая условием жесткости, вычисляется по формуле

$$h_{min} = \frac{\delta \gamma_c'}{4800 \gamma_{fp}} \cdot \frac{R_y}{210}, \quad (11)$$

где  $\frac{1}{\gamma_c'} = \left[ \frac{f}{\delta} \right] = \frac{1}{250}$  - относительный допустимый прогиб балки;  
 $R_y$  - расчетное сопротивление стали ([2], стр. 63), МПа.

У к а з а н и е.

1) Если высота принятого двутавра  $h \geq h_{min}$ , то проверка жесткости не требуется, т.к. жесткость будет удовлетворена. В противном случае проверяют максимальный относительный прогиб от нормативных нагрузок по формуле

$$\frac{f}{\delta} = \frac{5 q^H \delta^3}{384 E J_x} \leq \frac{1}{\gamma_c'} \quad (12)$$

2) Если условие жесткости по (11) не удовлетворяется, то следует из ГОСТ 8239-72\* выбрать двутавр по  $h_{min}$ , допустив недоиспользование несущей способности балки, что невыгодно.

Расход стали от балок настила на I м<sup>2</sup> площади будет

$$G_{б.н.} = \frac{m_1}{a}.$$

Общий расход стали для I варианта в кг/м<sup>2</sup>

$$G_I = G_H + G_{б.н.} \quad (13)$$

Количество балок на одну ячейку  $K_I = l/a$ . \quad (14)

### 2.2.2. Балочная клетка нормального типа. Вариант II

Принимают шаг балок настила или задаются другим количеством балок с тем, чтобы они существенно отличались от таковых, принятых в первом варианте. Далее выполняют весь расчет, приведенный в п.2.2.1, и определяют  $G_{II}$  и  $K_{II}$ .

### 2.2.3. Балочная клетка усложненного типа. Вариант III

Назначают шаг вспомогательных балок  $C = 2...5$  м. из условия кратности к пролету. На рис.5 для примера принят  $C = 1/4$ .

#### а) Подбор толщины настила и шага балок настила

Назначают толщину настила  $t_H = 6; 8$  мм., определяют соответствующий пролет  $l_H$  по (I), и округлив его в любую сторону и учитывая условие кратности, назначают шаг балок настила. (На рис.5 для примера показан случай  $a = b:5$ ). Расход стали на настил, по-прежнему,  $G_H = 78,5 t_H \text{ кг/м}^2$ .

#### б) Подбор сечения балок настила

С целью сокращения количества балок и большей экономии стали балки настила проектируем неразрезными (рис.5).

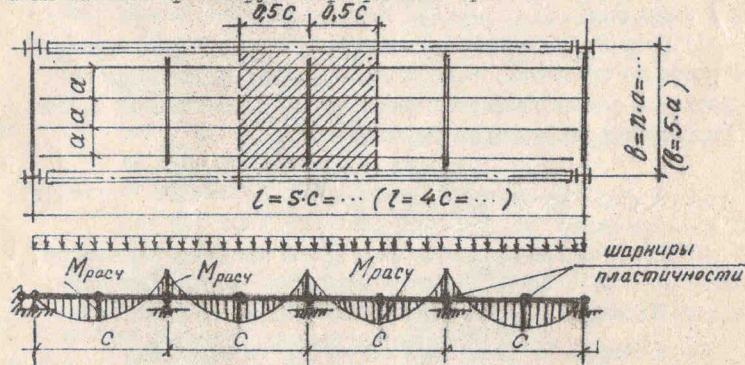


Рис.5. К расчету балочной клетки

Предельному состоянию таких балок соответствует образование пластических шарниров в первом пролете и на второй опоре (рис.5,б).

С учетом перераспределения моментов, расчетный изгибающий момент при этом равен ([I], стр.138)

$$M_{расч} = 0,095 q c^2, \quad (15)$$

где  $q$  - определяется по формуле (5).

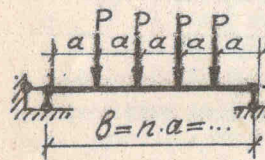
Далее вычисляют  $W^{TP}$  по формуле (7) и по ГОСТ 8239-72\* выбирают соответствующий двутавр с характеристиками  $J_x, W_x, m_3$ . Если  $W_x \geq W^{TP}$  (а иначе нельзя), то проверку прочности можно не выполнять.

Относительный прогиб можно проверить по формуле (12), подставляя:  $\delta \equiv c$  и  $5 \equiv 2$ . Как правило, условие жесткости удовлетворяется с большим запасом и его можно не проверять.

#### в) Подбор сечения вспомогательных балок

Балки настила опираются на вспомогательные балки этажным способом, передавая нагрузки в точках опирания (рис.6). Сила  $P$  представляет собой удвоенную опорную реакцию балок настила

$$P = 2V_{с.н.} = [1,2 p^n + 1,05 (G_H + m_3) \cdot 2,01] a \cdot c. \quad (16)$$



При количестве сил  $P$ , равном пяти и более, разрешается заменять их равномерно распределенной нагрузкой с интенсивностью:

Рис. 6

$$q^n = [p^n + (G_H + G_{с.н.}) \cdot 0,01] c; \quad (17)$$

$$q = [1,2 p^n + 1,05 \cdot 0,01 (G_H + G_{с.н.})] c. \quad (18)$$

Определив максимальный изгибающий момент по формуле (6), вычисляют  $W^{TP}$  с учетом пластических деформаций по формуле (7), далее по ГОСТ 8239-72\* подбирают соответствующий двутавр с данными:  $J_x, W_x, m_4$ .

У к а з а н и е. Если  $W^{TP} > 2560 \text{ см}^3$ , что соответствует наибольшему двутавру № 60, необходимо увеличить количество вспомогательных балок на одну единицу, т.е. уменьшить шаг  $C$  и повторить расчет подбора сечения.

Прочность вспомогательной балки проверяется по формуле (9), где  $M_{max}^{\phi}$  определяется с учетом собственной массы вспомогательной балки по (8) и (18).

Проверка жесткости этих балок не требуется, если высота принятого двутавра больше, чем значение  $k_{min}$ , вычисленное по формуле (10), что следует отметить в расчетах.

Убедившись в том, что принятый двутавр отвечает всем требованиям предельных состояний, вычисляют расход стали на I м<sup>2</sup>

$$G_{II} = G_n + G_{s,n} + G_{g,s} = G_n + \frac{m_3}{\alpha} + \frac{m_4}{c} \quad (19)$$

и общее количество балок 
$$K_{II} = \frac{b}{\alpha} + \frac{l}{c} \quad (20)$$

### 2.2.4. Сравнение вариантов и выбор экономичного решения

Технико-экономические показатели рассмотренных вариантов балочной клетки представляют в табличной форме (таблица I).

Таблица I

Технико-экономические показатели вариантов

Варианты	Расход стали, кг/м <sup>2</sup>	Количество балок, шт		
		балок настила	вспомогательных балок	общее

Сопоставлением цифр таблицы I выявляют вариант с минимальным расходом стали, который и принимается для дальнейшей разработки.

## 3. РАСЧЕТ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

### 3.1. Подбор сечения главной балки

#### 3.1.1. Общая характеристика

Главные балки воспринимают значительно большие нагрузки, поэтому их делают составного двутаврового сечения. Для экономии материала до 10...12% сечение балки изменяют по её длине.

Нагрузка на балочную площадку статическая, следовательно, можно учитывать развитие пластических деформаций, но только для одного сечения - в середине пролета ([2], п.5.18).

В противном случае возможно появление нескольких пластических шарниров в пролете: в середине пролета и в местах уменьшения сечений, что недопустимо.

Сечение главных сварных балок компонуют из стандартных листов: стенку - по ГОСТ 19903-74<sup>\*</sup>, пояса - по ГОСТ 82-70<sup>\*</sup>.

Высота главной балки определяется экономическими соображениями ( $h_{opt}$ ), максимально допустимым прогибом ( $k_{min}$ ) и согласуется со строительной высотой ( $h_{стр}$ ).

Если  $h_{стр} \geq k_{min}$ , то жесткость балки обеспечена и её можно не проверять.

### 3.1.2. Определение действующей нагрузки

Вид нагрузки на главную балку зависит от типа балочной клетки принятого варианта (см. рис. 7 и 8).

Для нормального типа балочной клетки нагрузка равномерно распределена по всему пролету главной балки. Нормативная и расчетная интенсивность равномерной нагрузки в кН/М соответственно определяются по формулам:

$$q^n = (p^n + 0,01G) b; \quad q = (1,2p^n + 1,05 \cdot 0,01G) b, \quad (21)$$

где  $G$  - общий расход стали принятого варианта, кг/м<sup>2</sup>;  
0,01 - переходный коэффициент.

В балочной клетке усложненного типа нагрузки на главную балку передаются в виде сосредоточенных сил, величина которых равна удвоенной опорной реакции вспомогательных балок. Нормативные и расчетные значения этих сил определяются соответственно по формулам:

$$F^n = q^n c; \quad F = q c, \quad (22)$$

где  $q^n, q$  - определяют по выражениям (21) с учетом расхода стали III варианта, т.е. подставляя  $G = G_{III}$ .

### 3.1.3. Определение расчетных усилий $M$ и $Q$

Расчетная схема главной балки принимается с шарнирными опорами и пролетом, равным шагу колонн  $l$  в продольном направлении (рис.1). Усилия в сечениях главной балки находят по правилам строительной механики: сначала определяют опорные реакции, затем строят эпюры  $M$  и  $Q$ .

Для равномерной нагрузки (рис. 7, в) будем иметь

$$V_A = V_B = \frac{q l}{2}. \quad \text{Эпюры усилий строят по формулам:}$$

$$M_x = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2}; \quad Q_x = \frac{ql}{2} - qx. \quad (23)$$

Максимальное значение усилий  $M_{max}$  и  $Q_{max}$  следующие:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8}; \quad Q_{max} = V_A = V_B = \frac{ql}{2}. \quad (24)$$

В случае усложненной балочной клетки следует в первую очередь обосновать окончательную схему расстановки второстепенных балок. А основной вопрос в том, чтобы выявить рациональность установки вспомогательных балок по цифровым осям (рис.8,а), либо разместить их с отступлением от цифровых осей на  $0,5c$  (рис.8,е). Методика здесь проиллюстрирована на примере, когда шаг вспомогательных балок составляет  $c = l:3$ . Общие выводы в основном справедливы для всех случаев.

По величинам  $M_{max}$  (рис.8,г и 8,и) заключаем, что сечение главной балки получается приблизительно на 25% экономичнее при схеме по рис.8,а. Установка вспомогательных балок в плоскости колонн выгодна еще тем, что в результате получаются однотипные балки настила, тем более, что по первой и последней цифровой осям такие балки потребуются в любом случае. Основным недостатком схемы компоновки по рис.8,а является то, что узел сопряжения этих балок с колонной или с балками достаточно сложный и особенно в последнем случае, т.к. в этом месте соединяются и главные балки между собой.

Обобщив результаты сопоставления, приходим к выводу, что схема по рис.8,а наиболее выгодна только в тех случаях, когда вспомогательные балки опираются непосредственно на оголовок колонны, т.е. когда сопряжение главных балок с колоннами осуществляется примыканием сбоку.

**У к а з а н и е.** В своем конкретном случае в рамках УИРС студент должен рассмотреть аналогичные варианты, построить эпюры внутренних усилий, сопоставить результаты между собой и сделать правильный научно обоснованный вывод о целесообразности применения того или другого компоновочного решения.

Расчетные усилия определяют с приближенным учетом собственного веса проектируемых главных балок:

$$M = \alpha M_{max}; \quad Q = \alpha Q_{max}, \quad (25)$$

где  $\alpha = 1,03 \dots 1,05$  (большее значение принимает при больших нагрузках и пролетах).

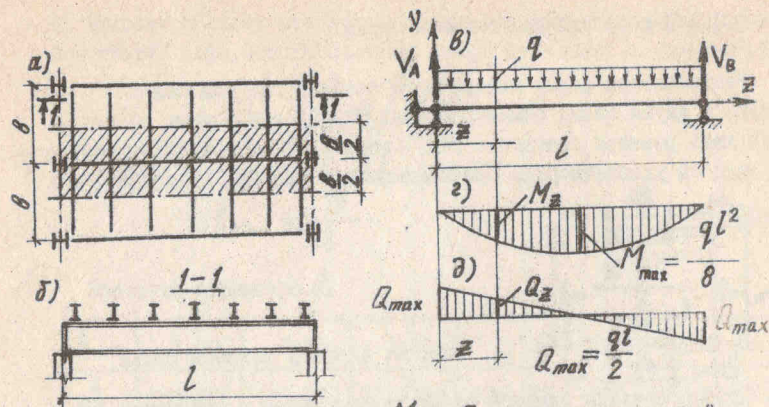


Рис. 7. К расчету усилий  $M$  и  $Q$  в сечениях главной балки нормальной балочной клетки

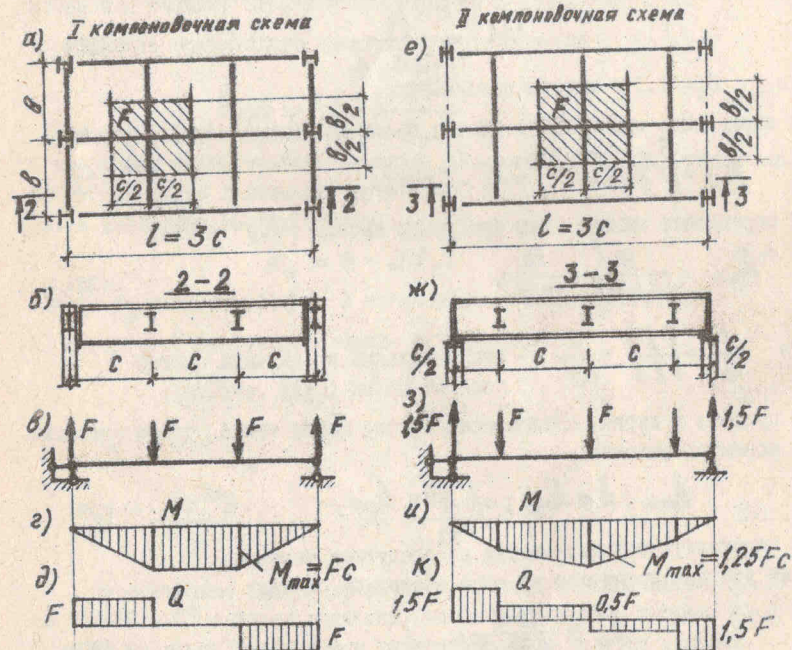


Рис. 8. К расчету усилий  $M$  и  $Q$  в сечениях главной балки усложненной балочной клетки

### 3.1.4. Подбор сечения главной балки

Рациональная форма поперечного сечения главной балки - двутавр с двумя осями симметрии (рис. 9). Проектировщик обязан определить размеры сечения с тем, чтобы условия предельных состояний были бы удовлетворены при минимальном расходе материала.

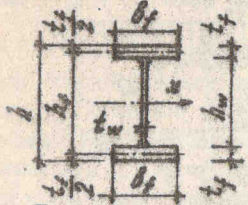


Рис. 9. Сечение главной балки

Подбор сечения главной балки удобно вести в следующей последовательности:

а) определить требуемый момент сопротивления сечения

$$W^{\text{тп}} = \frac{M}{C_x R_y \gamma_c}, \quad (26)$$

где  $C_x = 1,1$  в первом приближении;

б) определить оптимальную высоту балки по эмпирической формуле

$$h_{\text{opt}} = \sqrt[3]{220 W^{\text{тп}} - 15} \quad (\text{см}); \quad (27)$$

в) определить минимальную требуемую высоту ( $R_y$  в МПа)

$$h_{\text{min}} = \frac{n_0 l}{4800 \gamma_c} \cdot \frac{R_y}{210}, \quad (28)$$

где  $\frac{1}{n_0} = \left[ \frac{l}{l} \right] = \frac{1}{400}$  - относительный предельный прогиб главной балки ([2], стр. 44);

г) принять в первом приближении высоту балки такой, чтобы удовлетворялись условия:

$$h_{\text{min}} \leq h \leq h_{\text{opt}}; \quad h \approx h_{\text{opt}}; \quad (29)$$

д) определить толщину стенки из следующих условий:

- из условия прочности на срез в опорном сечении

$$t_w \geq \frac{150}{h R_s \gamma_c}, \quad (30)$$

где  $R_s$  - расчетное сопротивление стали сдвигу ([2], стр. 5);

- из условия местной устойчивости при действии только нормальных напряжений (при этом продольные ребра жесткости не требуются)

$$t_w \geq \frac{h}{180} \sqrt{\frac{R_y}{210}}; \quad (31)$$

- из условия экономичности [6], стр. 166

$$t_w \geq \frac{h}{\lambda}. \quad (32)$$

Таблица 2

Значения параметра  $\lambda$

h, м	1,00	1,25	1,50	1,75	2,0	2,50	3,00
$\lambda$	100-125	125-140	125-150	125-145	145	156-178	166-187

На основании полученных данных по ГОСТ 19903-74\* [1], стр. 548 назначают толщину стенки в пределах от 8 до 14 мм;

е) уточнить оптимальную высоту балки по формуле

$$h_{\text{opt}} = 1,1 \sqrt{\frac{W^{\text{тп}}}{t_w}} \quad (33)$$

и назначить окончательную величину. В целях унификации рационально высоту балки принимать кратной 100 мм.

Далее вычисляют высоту стенки

$$h_w = h - 2t_f, \quad (34)$$

где  $t_f = (1,5 \dots 3) t_w$  и согласовывают с ГОСТ 82-70\*;

ж) определить требуемую площадь сечения поясов

$$A_f^{\text{тп}} = \sigma_f \cdot t_f = \frac{2J_f}{h_f^2}, \quad = 1,70 \quad (35)$$

где

$$J_f = J^{\text{тп}} - J_w,$$

$$J^{\text{тп}} = \frac{W^{\text{тп}} h}{2}; \quad J_w = \frac{t_w h_w^3}{12}. \quad (36)$$

Окончательно принимают размеры сечения поясных листов  $\sigma_f, t_f$  по ГОСТ 82-70\* с таким расчетом, чтобы фактическая площадь  $A_f = \sigma_f t_f$  была бы не менее требуемой и удовлетворялось условие местной устойчивости

$$\frac{\sigma_f}{t_f} \leq \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (37)$$

В целях увеличения общей устойчивости балки рекомендуется принимать  $\delta_f = (1/3 \dots 1/5) h$ .

Следует помнить, что в балках оптимальной высоты при  $h \leq 2$  м масса стенки равна суммарной массе поясов, т.е. площадь сечения стенки равна суммарной площади поясных листов. Однако функция массы (39) в зоне минимума меняется незначительно, поэтому отступление от  $h_{opt}$  до 20% вполне допустимо, т.к. оно вызывает перерасход стали не более 5%.

### 3.1.5. Проверка прочности по нормальным напряжениям

Проверка сечения является самой важной и ответственной частью проектирования, т.к. размеры сечения балки на первом этапе были получены на основании приближенных предположений.

Для этой цели вычисляют фактические геометрические характеристики принятого сечения

$$J_x^\phi = \frac{t_w h_w^3}{12} + \delta_f t_f \left( \frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2; \quad W_x^\phi = \frac{2J_x^\phi}{h} \quad (38)$$

и массу 1 пог.м балки в кг

$$m = (2\delta_f t_f + 1,2 t_w h_w) \cdot 1,7850, \text{ кг/м} \quad (39)$$

Расчетные значения усилий с учетом массы 1 пог.м балки  $m$  будут:

$$M^\phi = M_{max} + \frac{1,05 \cdot 0,01 m l^2}{8}; \quad (40)$$

$$Q^\phi = Q_{max} + \frac{1,05 \cdot 0,01 m l}{2}. \quad (41)$$

Далее уточняют значение  $C_x$  по [2] табл.66; [1] стр.534 и проверяют прочность в  $l/2$  по формуле

$$\sigma = \frac{M^\phi}{C_x W_x^\phi} \leq R_y \gamma_c. \quad (42)$$

У к а з а н и е. В случае грубого расхождения необходимо сравнить  $W_x^\phi \geq W^{TP}$  и значение расчетных усилий, вычисленных по формулам (25), (40) и (41).

### 3.2. Изменение сечения главной балки

Изменение сечения главной балки выполняют в соответствии с эпурой изгибающих моментов. При равномерно распределенной нагрузке наилучшее место изменения сечения находится на расстоянии  $z_u = l/6$  от опор (рис. 10). Такое расстояние можно приближенно принимать и для других схем загрузки главных балок усложненной балочной клетки. Изменение сечения выполняют в предположении упругой работы материала (см. п.3.1.1).

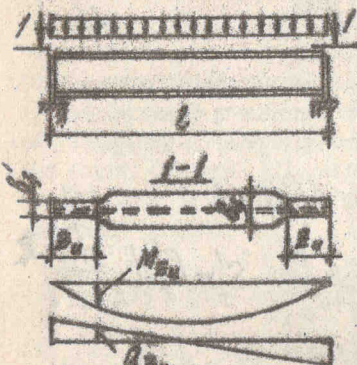


Рис. 10

Изменение сечения балки целесообразно выполнять за счет уменьшения ширины поясных листов, при этом толщину пояса и высоту балки оставляют без изменения.

Расчет уменьшенного сечения балки можно выполнять двумя путями: 1) Назначают место изменения, т.е. вычисляют расчетные усилия  $M_{zu}, Q_{zu}$  и из условия прочности подбирают ширину поясных листов.

2) Принимают размеры уменьшенного сечения, определяют его несущую способность и находят расстояние от опор, где будет обеспечено усло-

вие прочности для такого сечения.

Наиболее часто применяется первый путь:

$$W_{zu}^{TP} = \frac{M_{zu}}{R_y \gamma_c}; \quad J_{zu}^{TP} = \frac{h W_{zu}^{TP}}{2}; \quad J_f' = J_{zu}^{TP} - J_w; \quad (43)$$

$$A_{zu}^{TP} = \delta_f' t_f = \frac{2J_f'}{h_f^2}; \quad h_f = \frac{h_w + t_f}{2}, \quad (44)$$

откуда находим

$$\delta_f' = \frac{2J_f'}{t_f h_f^2}. \quad (45)$$

Окончательную ширину  $\delta_f'$  назначают с учетом стандартных размеров по ГОСТ 82-70\* с тем, чтобы удовлетворялись конструктивные требования

$$\delta_f' \geq \frac{h}{10}; \quad \delta_f' \geq 180 \text{ мм}; \quad \delta_f' \geq \frac{\delta_f}{2}. \quad (46)$$

В сечениях с уменьшенными размерами (рис.10,а) совместно действуют большие нормальные и касательные напряжения, поэтому необходимо выполнить проверку по приведенным напряжениям на уровне поясных сварных швов (рис.11)

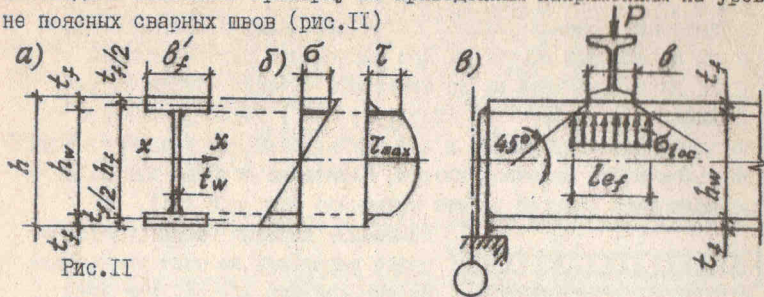


Рис.11

При отсутствии на верхнем поясе местной нагрузки (например, при сопряжении вспомогательных балок с главными в одном уровне или пониженном по рис. 2, г, д) прочность проверяют по формуле

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c, \quad (47)$$

здесь 
$$\sigma = \frac{M_{zu}}{W'_z} \cdot \frac{h_w}{h}; \quad \tau = \frac{Q_{zu} \cdot S'_f}{J'_z \cdot t_w}, \quad S'_f = b'_f \cdot t_f \left( \frac{h_f}{2} \right)$$

где 
$$J'_z = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b'_f t_f \left( \frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2; \quad W'_z = \frac{2J'_z}{h}. \quad (49)$$

У к а з а н и е. При наличии на верхнем поясе местной нагрузки от балок настила (рис.11, в) влияние местных напряжений ( $\sigma_{loc}$ )

$$\sigma_{loc} = \frac{P}{t_w l_{ef}} = \frac{P}{(b + 2t_f) t_w}, \quad (50)$$

где P - удвоенная реакция балки настила;

b - ширина пояса балки настила,

учитывается по формуле (33) [2], стр.13 п.5.14<sup>ж</sup>.

Работа выполняется факультативно в рамках УИРС.

### 3.3. Проверка общей устойчивости балки

При подборе сечения балки предполагалось, что общая устойчивость балки обеспечена. В противном случае в результате закручивания балки несущая способность её значительно уменьшается. Поэтому необходимо проверить достаточность связей, обеспечивающих общую устойчивость балки.

Общая устойчивость главной балки обеспечивается, если её сжатый пояс закреплен от бокового смещения. Это имеет место при непрерывном опирании на балку листового настила, а также при частом расположении балок настила, например, в случае балочной клетки нормального типа.

В балочной клетке усложненного типа от бокового смещения закреплены те сечения главной балки, где прилегают вспомогательные балки. Согласно [2], стр.13, при  $1 \leq h/b_f \leq 6$  и  $15 \leq b_f/t_f \leq 35$  общая устойчивость главной балки обеспечена, если удовлетворяется следующее условие:

$$\frac{l_{ef}}{b_f} \leq \left[ 0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + (0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f}) \frac{b_f}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (51)$$

где  $l_{ef} = c$  - расстояние между вспомогательными балками.

Если условие (51) не удовлетворяется, то расчет на устойчивость выполняют согласно п.5.15 [2], стр.12.

### 3.4. Проверка местной устойчивости поясов и стенки

Потеря местной устойчивости тонких листов возможна как при наличии нормальных и касательных напряжений в отдельности, так и при совместном их действии.

а) Согласно [2], стр.33, сжатый пояс составной балки устойчив, если имеет место

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (52)$$

где  $b_{ef}$  - расстояние от грани стенки до кромки пояса, т.е. величина свеса полки  $b_{ef} = (b_f - t_w)/2$ .

Это условие обеспечивается при подборе сечения (см.(37)).

б) Местная устойчивость стенки балки обеспечивается, если условная гибкость стенки

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (53)$$

не превышает ([2], стр.26):

3,5 - при отсутствии местного напряжения в стенке (например, при сопряжении второстепенных балок на одном уровне и пониженном) (рис.12,б);

2,5 - при наличии местного напряжения (например, при этажном опирании балок настила) (рис.12,а).

Если  $\lambda_w$  больше, чем указанные выше величины, но  $\lambda_w \leq 6$ , то стенку укрепляют поперечными ребрами (рис.12).

Максимальное расстояние между ребрами жесткости принимает

$$\left. \begin{aligned} a_{max} &= 2h_w \text{ при } \lambda_w > 3,2 \\ a_{max} &= 2,5h_w \text{ при } \lambda_w \leq 3,2. \end{aligned} \right\} \quad (54)$$

или

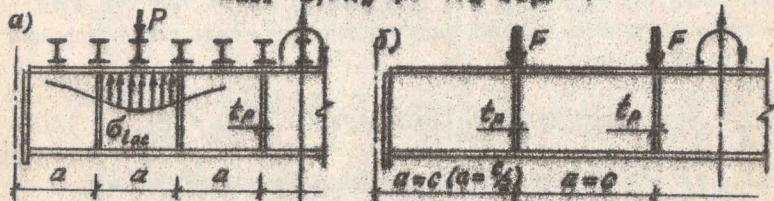


Рис. 12. Схемы балок, укрепленных ребрами жесткости:

а - для нормальной балочной клетки;

б - для усложненной балочной клетки

У к а з а н и е. Ребра жесткости следует расставлять так:

- для главных балок усложненной клетки - в сечениях примыкания вспомогательных балок с обеих сторон стенки (рис.12,б);
- для главных балок нормальной клетки - в сечениях под каждую вторую, третью или четвертую балку настила только с одной стороны стенки (рис.12,а). Если главная балка рассчитана с учетом развития пластических деформаций (см.(42)), то в средней части балки длиной  $0,3l$  ребра следует ставить под каждую балку настила, т.к. местные напряжения в стенке недопустимы.

Ребра жесткости делит стенку на отсеки (пластинки), которые могут потерять местную устойчивость независимо один от другого.

Устойчивость стенки на уровне поясных швов при  $\sigma_{loc} = 0$  проверяют по формуле ([2], стр.26 п.7.4)

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c = 1, \quad (55)$$

где  $\sigma = \frac{\bar{M} h_w}{W h}$ ;  $\tau = \frac{\bar{Q}}{h_w t_w}$ . (56)

Здесь  $\bar{M}$  и  $\bar{Q}$  средние значения усилий в пределах отсека при  $a \leq h_w$  (рис.13,а); если  $a > h_w$  (рис.12,б), то их надо вычислять для наиболее напряженного участка шириной  $a = h_w$  (на рис.13,б этот участок заштрихован). При действии равномерно распределенной нагрузки для упрощения допускается  $\bar{M}$  и  $\bar{Q}$  вычислять по соответствующим выражениям (23), подставляя в них  $z = z_c$ , где  $z_c$  - расстояние от середины расчетного отсека до левой опоры (рис.13).

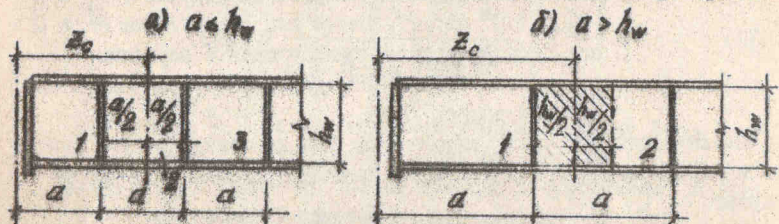


Рис. 13. Места для определения  $\bar{M}$ ,  $\bar{Q}$  и  $W$

В курсовой работе допускается считать, что местная нагрузка (рис.12,а) передается в распределенном виде, следовательно,  $\sigma_{loc} = 0$ , поэтому формулой (55) можно пользоваться во всех случаях загрузки.

Однозначно указать на "опасный отсек" по потере устойчивости невозможно, обычно проверяют устойчивость стенки в 2-3 отсеках. Для этой цели рекомендуется наложить в одном масштабе по пролету схему балки с ребрами, опоры  $M$  и  $Q$ , опоры  $\sigma$  и  $\tau$  по длине поясных швов. Без выполнения такого анализа можно рассмотреть отсеки 2 или 3 (см.рис.13).

Критические напряжения в (55) определяются по формулам:

$$\sigma_{cr} = \frac{\sigma_{cr} R_y}{\lambda_w^2}; \quad \tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}, \quad (57)$$

где

$$\lambda_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (58)$$

$d$  - меньшая сторона отсека ( $a$  или  $h_w$ );

$\mu$  - отношение большей стороны отсека к меньшей.

Коэффициент  $C_{cr}$  определяется из табл.3 в зависимости от параметра  $\delta^2$

$$\delta^2 = 0,8 \frac{b_f}{h_w} \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3,$$

где  $b_f$  - ширина пояса в расчетном сечении.

Значения коэффициента  $\delta$

Таблица 3

$\delta$	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geq 30$
$C_{cr}$	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

**У к а з а н и е.** По согласованию с руководителем работы при наличии местной нагрузки ( $B_{loc} \neq 0$ ) устойчивость стенки необходимо проверить по формуле (79) норм [2], п.7.6\* стр.27. Место для определения  $\bar{M}$  и  $\bar{Q}$  - под балкой настила, близлежащей к середине расчетного отсека. Работа выполняется факультативно в рамках УИРС.

Ширину односторонних (выполняющих только подкрепляющую функцию) и двусторонних ребер жесткости вычисляют соответственно по формулам:

$$b_p^{од} = \frac{h_w}{24} + 50, \text{ мм}; \quad b_p^{дв} = \frac{h_w}{30} + 40, \text{ мм}, \quad (59)$$

а толщину  $t_p \geq 2b_p \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  - во всех случаях.

Окончательные размеры принимают:

$$b_p = 80, 90, 100, 110, 120 \text{ мм}; \quad t_p = 6, 8, 10 \text{ мм}.$$

Ребра приваривают к стенке односторонними швами  $K_f = 4...5 \text{ мм}$ .

### 3.5. Расчет соединения поясов со стенкой балки

Поясные сварные швы обеспечивают монолитность составного элемента и совместную работу поясов и стенки (рис.14). В результате в них возникают сдвигающие усилия (рис.14,б,в), которые можно определить с помощью формулы Д.И.Журавского.

Катет шва  $K_f$  определяется из двух условий:

1) из условия среза по металлу шва (сечение 1 рис.14,г)

$$K_f \geq \frac{T}{2\beta_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}; \quad (60)$$

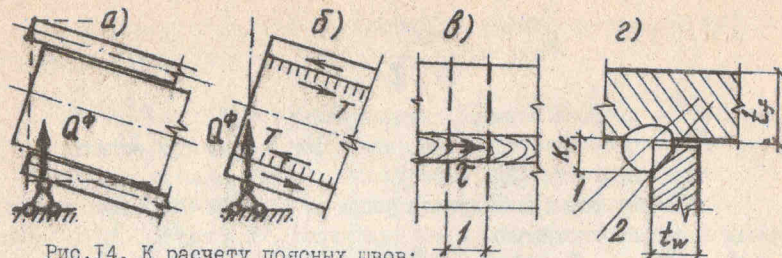


Рис.14. К расчету поясных швов:

а - пояса не приварены  $T=0$ ; б - пояса приварены  $T \neq 0$ ; в, г - расчетные предпосылки сварного шва

2) из условия среза по металлу границы сплавления (сечение 2, рис.14)

$$K_f = \frac{T}{2\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}, \quad (61)$$

где

$T = \frac{Q S_x^f}{J_x}$  - сдвигающее пояс усилие на длину 1 см, вызываемое поперечной силой  $Q$ ;

$J_x, S_x^f$  - соответственно момент инерции и статический момент пояса для рассматриваемого сечения;

$\beta_f, \beta_z$  - коэффициенты, принимаемые по табл.34 норм [2], стр.38; - см. табл.3 и п.11.2<sup>х</sup> норм [2].

Как правило, наибольшая толщина шва получается на концах балки, поэтому принимают:  $Q = Q^0$ ;  $J_x = J_x^0$ ;  $S_x^f = S_x^0$ . Катет шва назначают не менее указанных в табл.38 [2], стр.43.

**У к а з а н и е.** Расчет поясных швов с учетом местных напряжений от балок настила см. [1], стр.161, пример 7.7.

### 3.6. Конструкция и расчет опорного ребра

Опорное ребро воспринимает большие усилия, поэтому его сечение подбирают расчетом. Конструкция и расчет опорного ребра зависят от типа сопряжения балок с колоннами (рис.15), см. также [3]. Тип сечения колонны и способ примыкания главных балок следует принимать по заданию.

Требуемая площадь сечения опорного ребра определяется из условия прочности его пристроганного торца на местное смятие

$$A_{o.p.}^{TP} = \frac{Q^{\Phi}}{R_p \eta_c}, \quad (62)$$

где  $Q^{\Phi}$  – опорная реакция главной балки;  
 $R_p$  – расчетное сопротивление стали смятию при наличии пригонки ([2], стр.5).

Назначают размеры опорного ребра по ГОСТ 82-70\* с тем, чтобы имели место соотношения:

$$v_{o.p.} \leq 0,6 t_f'; \quad v_{o.p.} \cdot t_{o.p.} \geq A_{o.p.}^{TP}; \quad v_{o.p.} \leq t_{o.p.} \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

Далее опорное ребро проверяется на устойчивость из плоскости балки как центрально сжатый элемент длиной, равной высоте стенки  $h_w$  (рис.14,е) по формуле

$$\sigma = \frac{Q^{\Phi}}{\eta_y A_{o.p.}^{расч.}} \leq R_y \eta_c. \quad (63)$$

Расчетную площадь сечения опорного ребра  $A_{o.p.}^{расч.}$  допускается включать площадь сечения части стенки, прилегающей к опорному ребру с одной стороны (рис.15,г) или с двух сторон (рис.15,д).

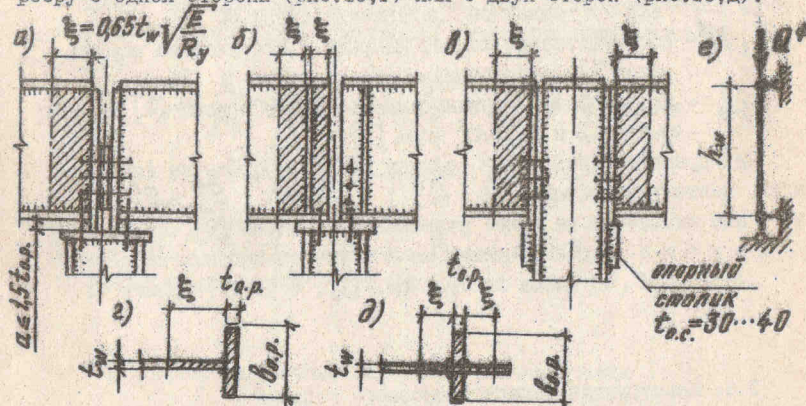


Рис.15. Типы сопряжения балок с колонной (а,б,в) и расчетные сечения ребра для расчета на устойчивость (г,д,заштрихованы);  $\xi = 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$

С учетом отмеченного получаем расчетные формулы:

– для торцевого опорного ребра (рис.15,г)

$$A_{o.p.}^{расч.} = v_{o.p.} \cdot t_{o.p.} + 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} \cdot t_w;$$

– для отодвинутого опорного ребра (рис.15,д)

$$A_{o.p.}^{расч.} = v_{o.p.} \cdot t_{o.p.} + 2 \cdot 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} \cdot t_w.$$

Коэффициент продольного изгиба  $\eta_y$  находят из табл.72 [2], стр.80 в зависимости от гибкости  $\lambda$ :

$$\lambda = \frac{h_w}{r_x}; \quad r_x = \sqrt{\frac{J_x^{o.p.}}{A_{o.p.}^{расч.}}}; \quad J_x^{o.p.} = \frac{t_{o.p.} \cdot v_{o.p.}^3}{12}. \quad (64)$$

Сварные угловые швы, прикрепляющие опорное ребро к стенке (Ш1), рассчитывают на срез от действия опорной реакции  $Q^{\Phi}$  по п. II.2\* [2], стр.37. Остальные швы принимают конструктивно с минимальным катетом шва согласно [2], стр.43.

### 3.7. Конструкция и расчет монтажного сварного стыка балки

Разбивка балки на отправочные элементы диктуется возможностями транспортирования по весу и по длине. В курсовой работе для учебных целей требуется главную балку разбить на 2 отправочные марки, расположив монтажный стык в середине пролета.

На практике наибольшее распространение получил совмещенный монтажный стык (рис.16).

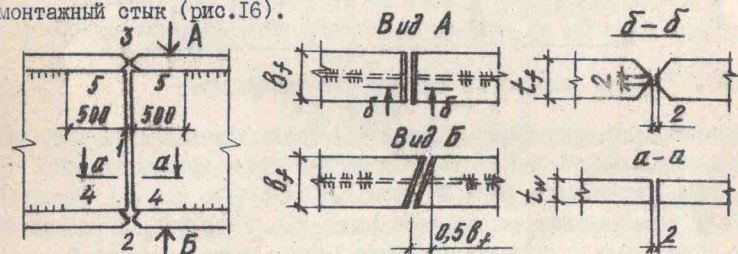


Рис.16. Монтажный стык главной балки

Стык растянутого нижнего пояса балки выполняют косым швом с уклоном 1:2 (рис.16, вид Б), т.е. увеличивают длину шва и тем самым обеспечивают прочность стыка с меньшим расчетным сопротивлением шва на растяжение при ручной сварке без применения физических методов контроля  $R_w = 0,85 R_y$  (см. [1], стр.101).

Чтобы уменьшить сварочные напряжения и остаточные деформации, сначала сваривают стык стенки, далее придерживаются последовательности, показанной цифрами на рис.16. Согласно [1], стр.163 такой стык следует считать равнопрочным основному металлу сечения балки и может не рассчитываться.

### 3.8. Расчет и конструирование сопряжений балок

Сопряжения главных и второстепенных балок между собой в балочной клетке бывают с опиранием сверху и примыканием сбоку (рис.17). Другие варианты конструктивных решений приведены в альбоме I [3].

Этажное сопряжение применяется для опирания балок настила на главные и вспомогательные балки, а примыкание сбоку - для сопряжения вспомогательных балок с главными, которое бывает в одном уровне и пониженное (рис.17, б, в).

а) поэтажное      б) в одном уровне      в) пониженное  
 вариант 1      вариант 2      вариант 3      вариант 4      вариант 5

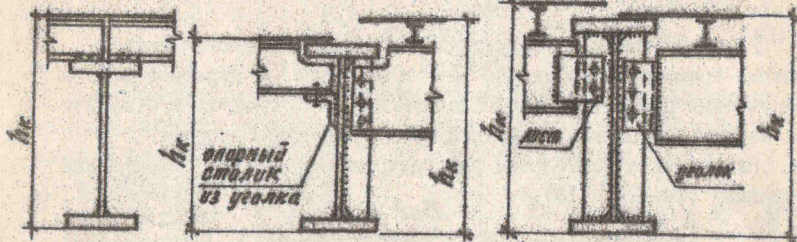


Рис.17. Типы сопряжений балок в балочной клетке

При этажном сопряжении (вариант 1) балки настила приваривают к поясу главной балки, катет шва принимают конструктивно, но не менее указанных в табл.38 норм [2], стр.43.

Если строительная высота небольшая, т.е.  $h_{стр} = h_n$ , то применяют сопряжение в одном уровне (рис.17,б), причем вариант 2 следует применять при небольшой опорной реакции балок настила. Опорный столик принимают из уголков по ГОСТ 8209-72\* или ГОСТ 8210-72\* толщиной  $t_{уг} = 8...12$  мм. Требуемую ширину вертикальной полки уголка с достаточной точностью можно определить по формуле (115), где принимают:  $k_f \leq 1,2 t_w$  и  $k_f \leq 1,2 t_{уг}$ ;  $Q = V_{оп}$ .

$V_{оп}$  - опорная реакция балки настила. Ширину горизонтальной полки столика принимают 70...80 мм, её подкрепляют ребром толщиной 8...10 мм.

В случае сопряжения вспомогательных балок с главными на болтах (варианты 3,4,5) рис.17, нужно определить количество болтов, необходимых для передачи опорной реакции этих балок  $V_{ог}$ .

$$V_{ог} = 0,5 q b, \quad (65)$$

где  $b$  - шаг главных балок;  $q$  - погонная нагрузка по (18).

Задается диаметром болта  $d$  (обычно  $d = 20$  мм) и определяют его несущую способность ([2], п.11.7):

- по срезу

$$N_0 = \frac{\pi d^2}{4} n_s R_{ас} \gamma_0; \quad (66)$$

- по смятию

$$N_0 = d t_{min} R_{оп} \gamma_0, \quad (67)$$

где  $n_s$  - число расчетных срезов одного болта (в данном случае

$n_s = 1$ );

$t_{min}$  - минимальная толщина элемента, сминаемого в одном направлении: или толщина ребра (8-12 мм) или толщина полки уголка по ГОСТ 8509-72\*, либо толщина листа-накладки (вариант 4);

$\gamma_0$  - коэффициент условий работы болтового соединения; для нормальных болтов  $\gamma_0 = 0,9$ ;

$R_{ас}, R_{оп}$  - расчетные сопротивления болтов, определяемые по таблице 58\* и 59\* [2], стр.71 в зависимости от класса болтов. Рекомендуется принять болты класса 4.6.

Требуемое количество болтов определяют по формуле

$$n = \frac{V_{ог}}{N_0}, \quad (68)$$

где  $N_{min}$  - минимальная несущая способность (по срезу или смятию).

Полученное число  $n$  необходимо округлить в большую сторону. Разбивку центров отверстий выполняют с учетом конструктивных требований [2], стр.43. Одновременно следует определить привязочные размеры отверстий, приняв  $d_p = 100...120$  мм.

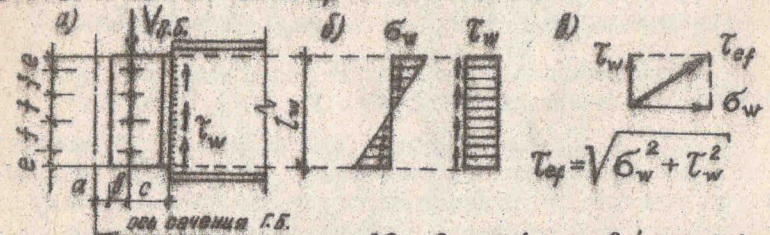


Рис.18

$$a \geq 2d; \quad b \geq 1,5d; \quad e \geq 2d; \quad f \geq 3d$$

У к а з а н и е. Сварные швы, прикрепляющие уголок к двутавру, работают на срез с изгибом. Расчет этих швов нужно выполнять по формулам (92) и (92,а) с уче-

том фактических значений:  $M_{пл} = c V_{\theta, \delta}$ ;  $T_{пл} = V_{\theta, \delta}$ ;  $d_{пл} = 2l_w$ ;  
 $d_{пл}^2 = 2l_w^2$  ( $l_w$  - см. рис. 18, а).

Работа выполняется по указанию руководителя в рамках УИРС.

#### 4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТОЙ КОЛОННЫ С БАЗОЙ

##### 4.1. Общая характеристика

Колонны рабочих площадок бывают сплошные и сквозные, они работают преимущественно на центральное сжатие и состоят из оголовка, стержня и базы (рис. 19).

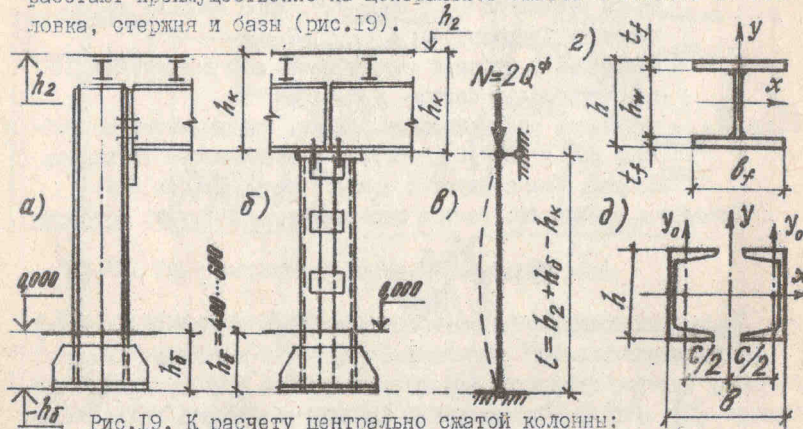


Рис. 19. К расчету центрально сжатой колонны:  
 а, б - конструктивные схемы; в - расчетная схема;  
 г - сечение сплошной колонны; д - схема сквозной колонны.

Основное требование к центрально сжатым колоннам - равноустойчивость относительно осей  $x$  и  $y$

$$\lambda_x = \lambda_y. \quad (69)$$

Для колонн двутаврового сечения это дает  $h = 0,5\theta_f$ . Чтобы избежать неудобств при изготовлении, на практике принимают  $h \approx \theta_f$ , поэтому расчетной оказывается гибкость  $\lambda_y$ , т.к. она максимальная.

Сквозные колонны труднее в изготовлении, но экономичны по затрате металла благодаря реализации равноустойчивости. Планки обеспечивают совместную работу ветвей.

#### 4.2. Подбор сечения и проверка устойчивости сплошной колонны

Расчет колонны выполняют последовательным приближением.

Задаются гибкостью  $\lambda_y = 40 \dots 100$  (в зависимости от нагрузки и длины колонны [1], стр. 180), из табл. 72 [2] стр. 80 находят соответствующий данной гибкости  $\lambda_y$  коэффициент продольного изгиба  $\varphi_y'$  и вычисляют требуемую площадь по формуле

$$A^{тр} = \frac{N}{\varphi_y' R_y \gamma_c}, \quad (70)$$

где  $N = 2Q^{\phi}$  ( $Q^{\phi}$  - опорная реакция по формуле (41)).  
 Определяют приближенно ширину колонны  $\theta_f^{тр}$

$$\theta_f^{тр} = \frac{l_{ef}}{\alpha \lambda_y}, \quad (71)$$

где  $\alpha = 0,24$  - для двутаврового сечения;

$$l_{ef} = l = h_2 + h_5 - h_k; \quad (72)$$

$h_5$  - высота базы  $h_5 = 400 \dots 600$  мм (рис. 18);

$h_k$  - конструктивная высота покрытия (рис. 16).

Приняв  $h \approx \theta_f$ , компоновку сечения из трех листов по ГОСТ 82-70\* так, чтобы удовлетворялись условия (обозначения см. рис. 19, г):

$$\theta_f \leq t_f \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad \frac{h_w}{t_w} \leq 2,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (73)$$

Далее вычисляют геометрические характеристики сечения

$$A = 2\theta_f t_f + h_w t_w; \quad J_y = \frac{2t_f \theta_f^3}{12}; \quad (74)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}}; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef}}{r_y}, \quad (75)$$

и уточнив  $\varphi_y$  по табл. 72 норм, проверяют устойчивость колонны

$$\sigma = \frac{2Q^{\phi}}{\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c. \quad (76)$$

У к а з а н и е. Если недонапряжение составляет более 5% или колонна с таким сечением окажется неустойчивой, то необходимо изменить размеры листов и повторить расчет.

Затем проверяют местную устойчивость поясных листов и стенок соответственно по формулам:

$$\frac{\sigma_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1 \bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad \frac{h_w}{t_w} \leq (0,36 + 0,8 \bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (77)$$

где

$$\bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{R_y/E}; \quad \sigma_{ef} = 0,5(\sigma_f - t_w).$$

При  $\frac{h_w}{t_w} \geq 2,2 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$  стенку следует укреплять поперечными ребрами, расположенными на расстоянии  $(2,5 \dots 3)h$  одно от другого, но не менее двух ребер. Размеры двусторонних ребер жесткости определяют как в балках по формуле (59).

#### 4.3. Подбор сечения и проверка устойчивости сквозной колонны

Расчетную схему колонны принимают по рис. 19, в.

Подбор сечения ветвей сквозной колонны производят относительно материальной оси  $x$  (рис. 19, д).

Продольная сила равна удвоенной опорной реакции главной балки (собственным весом колонны пренебрегают).

$$N = 2Q^*. \quad (78)$$

Требуемая площадь сечения одной ветви будет

$$A_1^{TP} = \frac{N}{2\varphi_y R_y \gamma_c} = \frac{Q^*}{\varphi_y R_y \gamma_c}, \quad (79)$$

где  $\varphi_y$  находят из табл. 72 [2] стр. 80 в зависимости от  $\lambda_1$ , задаваемой в первом приближении:

$$\lambda_1 = 90 \dots 60 \quad \text{при } N \leq 2500 \text{ кН};$$

$$\lambda_1 = 60 \dots 40 \quad \text{при } N > 2500 \text{ кН}.$$

Из сортамента по ГОСТ 8240-72 выбирают соответствующий по площади номер швеллера, выписывают значения  $r_x, r_y, J_x, J_y, A$  и переходят к проверке устойчивости в плоскости  $x^0$  (в плоскости материальной оси)

$$\sigma = \frac{N}{2A\varphi_y} \leq R_y \gamma_c, \quad (80)$$

где  $\varphi_y$  находят из табл. 72 норм в зависимости от уточненной гибкости

$$\lambda_x = l_{ef}/r_x, \quad (81)$$

где расчетную длину  $l_{ef}$  определяют по формуле (72).

Указание.

1) Неравенство (80) следует удовлетворять при минимальном расходе стали.

2) Если сечение из двух швеллеров наибольшего номера не обеспечивает устойчивость, то необходимо назначить сечение из двух двутавров по ГОСТ 8239-72 или из гнутых швеллеров.

Расстояние между ветвями  $\beta$  определяют из условия равноустойчивости (69), при этом учитывается увеличение гибкости относительно свободной оси  $y$  в результате податливости планок, поэтому

$$\lambda_y^{TP} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_\beta^2}, \quad (82)$$

где  $\lambda_\beta = 25 \dots 40$  - гибкость ветви между планками.

Используя приближенные зависимости радиуса инерции

$$r_y = 0,44\beta \quad \text{для сечения из двух швеллеров (Г)},$$

$$r_y = 0,52\beta \quad \text{для сечения из двух двутавров (И)},$$

находим  $\beta$  в первом приближении:

$$\beta^E = \frac{l_{ef}}{0,44\lambda_y^{TP}}; \quad \beta^I = \frac{l_{ef}}{0,52\lambda_y^{TP}}. \quad (83)$$

Назначают окончательно расстояние между ветвями, находят расстояние между центрами тяжести сечений ветвей  $C$  и вычисляют геометрические характеристики всего сечения:

$$J_y = 2[J_y^0 + (\frac{c}{2})^2 A]; \quad r_y = \sqrt{\frac{J_y}{2A}}. \quad (84)$$

Гибкость сквозной колонны относительно свободной оси  $y$

$$\lambda_y = l_{ef}/r_y. \quad (85)$$

Указание. Если  $\lambda_y < \lambda_\beta$ , колонна может разрушиться в результате потери устойчивости отдельных ветвей, поэтому следует уменьшить  $\lambda_\beta$  и определить соответствующее значение  $\beta$ .

Далее проверяют устойчивость сквозного стержня в плоскости  $y$  по формуле

$$\sigma = \frac{N}{2A\varphi_y} \leq R_y \gamma_c, \quad (86)$$

где  $\varphi_y$  находят из табл. 72 [2], стр. 80 в зависимости от приведенной гибкости  $\lambda_{ef}$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_z^2} \quad (87)$$

У к а з а н и е. Если устойчивость колонны не обеспечена по условию (86), то необходимо несколько увеличить расстояние  $C$  и повторить вычисления.

#### 4.4. Расчет планок сквозной колонны

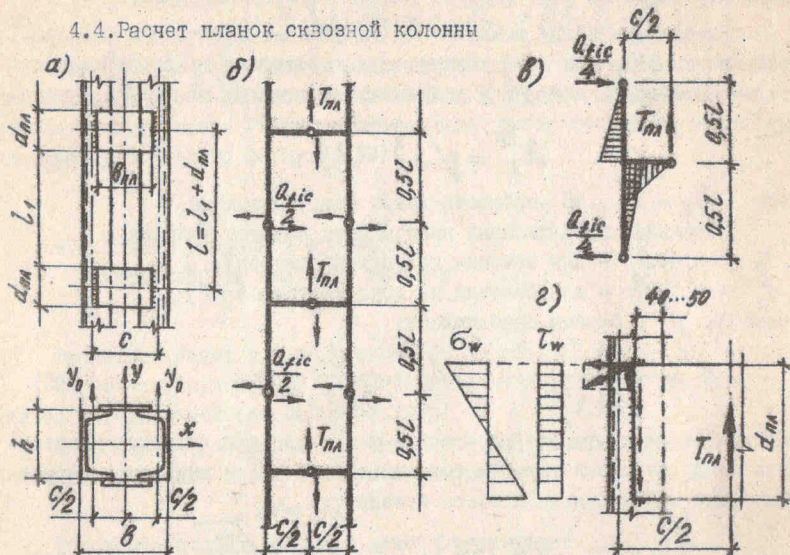


Рис. 20. К расчету планок сквозной колонны

Расстояние между планками в свету будет (рис.20,а)

$$l_1 = r_{y_0} \cdot \lambda_{ef} \quad (88)$$

Размеры планок назначают конструктивно:

$$t_{пл} = 6 \dots 12 \text{ мм}; \quad d_{пл} = (0,5 \dots 0,75) v_{пл}; \quad v_{пл} \leq 50 t_{пл}$$

Расчет соединительных планок и их прикрепления выполняют как в случае безраскосных ферм с учетом условной поперечной силы при потере устойчивости колонны [2], стр.11 (рис.20,б)

$$Q_{fic} = 2A \cdot 7,15 \cdot 10^{-6} E_{\beta} \left( 2330 \frac{R_y}{E} - 1 \right), \quad (89)$$

где в запас прочности можно принять  $\beta = 1$ .

С достаточной точностью  $Q_{fic}$  можно определить по табл.8.2 [1], стр.188.

От силы  $Q_{fic}$  в планках возникают усилия:

$$T_{пл} = \frac{l \cdot Q_{fic}}{2c}; \quad M_{пл} = \frac{c}{2} T_{пл} = \frac{l \cdot Q_{fic}}{4} \quad (90)$$

Проверку прочности планок на изгиб производят по формуле

$$\sigma = \frac{M_{пл}}{W_{пл}} \leq R_y \gamma_c, \quad \text{где } W_{пл} = \frac{t_{пл} d_{пл}^2}{6} \quad (91)$$

Сварные швы прикрепления планок к ветвям выполняют полуавтоматическим способом. Катет шва принимают  $K_f = 6 \dots 8$  мм, но не более  $1,2 t_{пл}$ .

У к а з а н и е. Прочность сварных швов проверяют для крайних точек по формулам (выполняется в рамках УИРС по указанию руководителя работы) (см. рис.20,г):

- по металлу шва

$$\tau_f = \sqrt{\sigma_{wf}^2 + \tau_{wf}^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad (92)$$

- по металлу границы сплавления

$$\tau_z = \sqrt{\sigma_{wz}^2 + \tau_{wz}^2} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c; \quad (92,а)$$

где

$$\sigma_{wf} = \frac{M_{пл}}{W_f}; \quad \sigma_{wz} = \frac{M_{пл}}{W_z}; \quad (93)$$

$$\tau_{wf} = \frac{T_{пл}}{\beta_f K_f d_{пл}}; \quad \tau_{wz} = \frac{T_{пл}}{\beta_z K_f d_{пл}}; \quad (94)$$

$$W_f = \beta_f K_f d_{пл}^2 / 6; \quad W_z = \beta_z K_f d_{пл}^2 / 6. \quad (95)$$

Коэффициенты  $\beta_f$  и  $\beta_z$  приведены в табл.34 [2], стр.38.

Достаточно выполнить одну проверку, если выявить меньшую из величин

$$\beta_f R_{wf}, \quad \beta_z R_{wz}.$$

#### 4.5. Расчет и конструирование базы колонны

Нижняя развитая часть колонны, называемая базой, предназначена для передачи сосредоточенной нагрузки на бетонный фундамент и закрепления колонны с ним в соответствии с принятой расчетной схемой. Типы баз см. [3], листы 23...26. На рис.21 приведены базы с траверсами сплошных и сквозных центрально сжатых колонн.

Толщину плиты принимают равной 20...40 мм, толщину траверсы - 8...12 мм, ребра вырезают из листов толщиной 8...10 мм. Диаметр анкерных болтов конструктивно принимают равным 20...30 мм, диаметр отверстий (или ширину вырезов) для анкерных болтов - 30...50 мм. После натяжения болтов гайкой шайбу приваривают к плите (см. альбом [3]). Торцы колонн фрезеруют после сборки стержня.

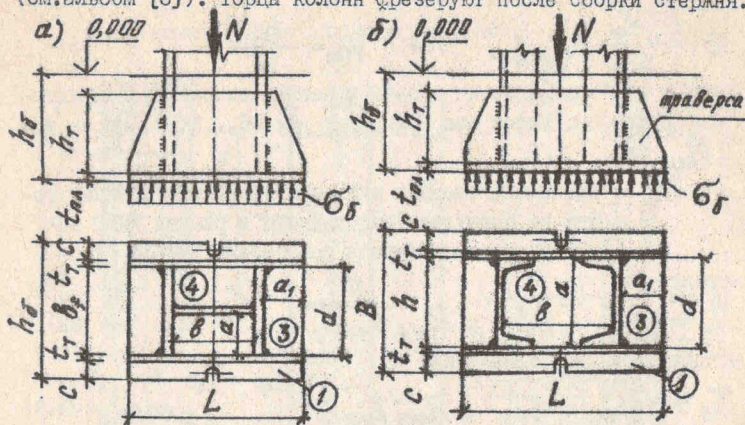


Рис. 21. Базы центрально сжатых колонн

а) Площадь плиты базы определяется из условия прочности бетона фундамента смятию

$$A_{пл} = \frac{N}{R_{б,loc}} = \frac{2Q^*}{R_{б,loc}}, \quad (96)$$

где  $R_{б,loc} = R_b \sqrt{A_{ф}/A_{пл}} = R_b \cdot \psi,$  (97)

здесь  $A_{ф}$  - площадь фундамента под плитой базы по обрезу;

$R_b$  - призматическая прочность бетона - для бетона класса В12,5  $R_b = 7,5$ , для В15 -  $R_b = 8,5$ .

Обычно принимают  $\psi = 1,2 \dots 1,5$ .

Ширину плиты  $B$  можно определить из компоновочной схемы (рис. 21, а, б)

$$B = b_g + 2c + 2t_r, \quad (98)$$

где  $c$  - вылет консоли принимают не более 80 мм.

Длину плиты находят по формуле

$$L = A_{пл}/B. \quad (99)$$

Для базы сплошной колонны можно назначить и квадратную плиту с размерами

$$L = B \approx \sqrt{A_{пл}}. \quad (100)$$

Полученные размеры округляют в сторону увеличения и хотя бы один из них согласуют с ГОСТ 82-70\*. Окончательно назначают размеры плиты  $L_{пл}$ ,  $B_{пл}$  и проверяют фактическое (условно) напряжение смятия в бетоне под плитой базы (рис. 21)

$$\sigma_s = \frac{N}{L_{пл} B_{пл}} \leq R_{б,р}. \quad (101)$$

б) Плита работает на изгиб. В качестве опор для участков плиты служат полки и стенка колонны, траверсы и ребра, в результате получаются участки, опертые на четыре, три, два канта и консольные. На рис. 21 числа в кружочках соответствуют количеству кантов опирания.

Для каждого участка вычисляют максимальные изгибающие моменты, действующие в полосе шириной 1 см (1 м):

- для консольного участка ①

$$M_1 = \frac{\sigma_s c^2}{2}; \quad (102)$$

- в участке с опиранием на четыре канта ④

$$M_4 = \beta_4 \sigma_s a^2, \quad (103)$$

где  $a$  - меньшая сторона участка;

- в участке с опиранием на три или два канта:

$$M_{2,3} = \beta_{2,3} \sigma_s d^2, \quad (104)$$

где  $d$  - длина свободного края для участков ③.

Величины коэффициентов  $\beta_1$  и  $\beta_2$  находят соответственно из табл. 4 и табл. 5 в зависимости от соотношения сторон отдельных участков.

Таблица 4

Значения  $\beta_1$  (увеличенные в 1000 раз)

$b/a$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	> 2
$\beta_1$	48	55	63	69	75	81	86	91	94	98	100	125

Значения  $\beta_2$  (увеличенные в 1000 раз)

$a_1/d$	0,3	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	> 2
$\beta_2$	37	60	74	88	97	107	112	120	126	132	133

Если отношение  $a_1/d < 0,3$ , то плита работает как консоль, и максимальный момент вычисляют по формуле (102), подставляя

$$c = a_1.$$

У к а з а н и е. Если изгибающие моменты в различных участках плиты отличаются более чем в 1,5...2 раза, то желательно изменить схему опирания плиты путем постановки консольных ребер или диафрагм, что обеспечит сравнительно равномерную работу плиты базы и бетона фундамента.

По наибольшему значению из вычисленных изгибающих моментов определяют требуемую толщину плиты

$$t_{пл}^{тр} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y \delta_c}} \quad (105)$$

и окончательно назначают в соответствии с ГОСТ 82-70\*  $t_{пл} \leq 40$  мм.

в) Высота траверсы определяется из условий прочности на срез угловых швов, прикрепляющих листы траверсы к стержню колонны (общей длиной  $\sum l_w = 4h_T$ ):

$$h_T \geq \frac{N}{4\beta_2 K_f R_{wz} \gamma_w \gamma_c}; \quad h_T \geq \frac{N}{4\beta_2 K_f R_{wz} \gamma_w \gamma_c} \quad (106)$$

Для полного включения в работу угловых швов прикрепления траверсы должно удовлетворяться условие ([2], стр.42)

$$h_T \leq 85\beta_2 K_f \quad (107)$$

Приравняв правые части первой формулы (106) и (107), определяют требуемый минимальный  $K_f$

$$\min K_f = \sqrt{\frac{N}{4\beta_2^2 \cdot 85 R_{wz} \gamma_w \gamma_c}} = \frac{1}{\beta_2} \sqrt{\frac{Q^*}{170 R_{wz} \gamma_w \gamma_c}} \quad (108)$$

Принимая  $K_f \geq \min K_f$  в пределах 6...12 мм, но не более 1,2  $t_T$ , по (107) вычисляют высоту траверсы  $h_T$ .

Швы, прикрепляющие траверсы к плите базы, принимают конструктивно  $K_f = 6...8$  мм, т.к. торец колонны фрезеруется после приварки траверс.

## 4.6 Расчет и конструирование оголовка колонн

Верхнюю часть колонны — оголовок — необходимо конструировать так, чтобы сосредоточенные силы (опорные реакции главных балок) надежно и равномерно распределить по всему сечению стержня. Расчет и конструирование оголовка колонн выполняют в зависимости от типа сопряжения балок с ними (рис.22, см. также рис.15).

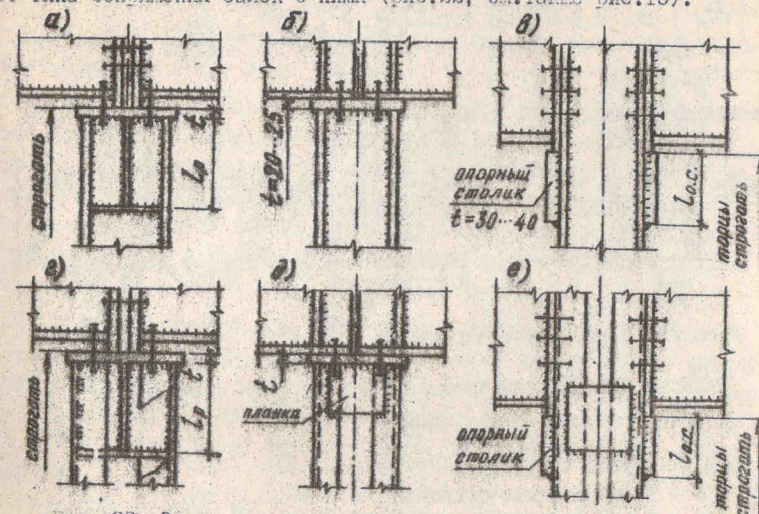


Рис. 22. Оголовки колонн и типы сопряжений с балками

Все типы сопряжения обеспечивают шарнирное соединение балок с колонной. Преимущество решений а) и г) в центральной передаче нагрузок независимо от расположения (возможного) временной нагрузки на балочное перекрытие. Но оголовок получается в этих случаях сложным. В остальных решениях б), в), д), е) — колонны могут испытать внецентренное сжатие при отсутствии временной нагрузки на левой или правой ячейке. Сопряжение балок сбоку, благодаря болтовым соединениям, получается упруго-защелканным, что существенно повышает жесткость сооружения в продольном направлении.

В целях удобства и точности сборки конструкций главные балки прикрепляют к оголовку колонны монтажными болтами диаметром  $d = 16...20$  мм.

Случай 1. Если нагрузка передается на колонну через фрезерованные торцы опорных ребер (рис. 22, а), то плиту оголовка следует подкрепить ребром и проверить прочность стенки на срез.

Требуемая площадь сечения поддерживающего ребра определяется из условия его смятия от действия двух реакций главных балок

$$A_p^{OH} = \sigma_p t_p = \frac{2Q^*}{R_p}, \quad (109)$$

где  $R_p$  - см. п. 3.6 [2], стр. 5.

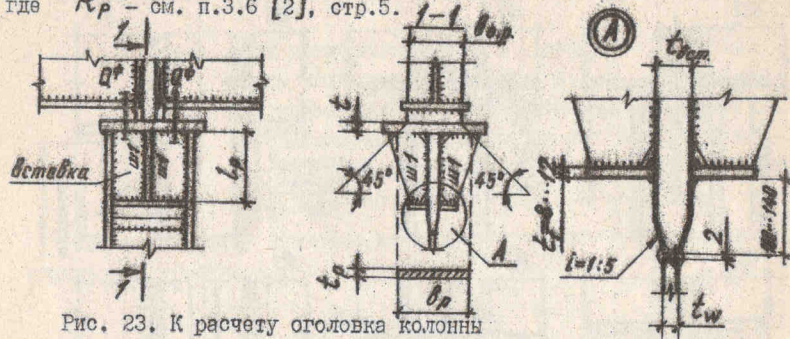


Рис. 23. К расчету оголовка колонны

Согласно рис. 23 (разрез I-I), имеем

$$b_p = b_{op} + 2t, \quad (110)$$

где  $b_{op}$  - ширина опорного ребра (см. п. 3.6);  
 $t$  - толщина плиты оголовка,  $t = 20 \dots 25$  мм.

Требуемая толщина ребра

$$t_p^{TP} = \frac{2Q^*}{(b_{op} + 2t)R_p}. \quad (111)$$

Длину ребра  $l_p$  определяют из условия прочности срезу швов III I (4 шва)

$$l_p = \frac{2Q^*}{4k_f k_s R_{mf} \gamma_{mf} \gamma_s} + 50 \text{ мм}, \quad (112)$$

где катет шва  $k_f$  принимают 10...16 мм.

Требуемую толщину стенки на участке оголовка определяют из условий её прочности на срез

$$t_{ocm} \geq \frac{Q^*}{l_p R_s}. \quad (113)$$

Если  $t_{ocm} > t_w$ , то следует лист стенки в пределах поддерживающего ребра заменить вставкой с плавным переходом (1:5) на стенку колонны. Если вставка не требуется ( $t_{ocm} < t_w$ ), то подкрепляющие ребра снизу следует обрамлять парными горизонтальными ребрами. Длину вставки назначают на 100...140 мм больше длины поддерживающего ребра

$$l_{ocm} = l_p + (100 \dots 140) \text{ мм}. \quad (114)$$

Торец колонны фрезеруют, плиту оголовка приваривают конструктивными швами  $k_s = 6 \dots 8$  мм.

Случай 2. Рис. 22, г. Длину вертикальной диафрагмы оголовка сквозной колонны вычисляют по формуле (112), принимая  $k_f \leq 1,2 t_{cm}$ , где  $t_{cm}$  - толщина стенки швеллера (или двутавра). Диафрагму и плиту оголовка подкрепляют ребром, размеры которого определяют по формулам (110) и (111). Диафрагму и вертикальное ребро проектируют одинаковой длины, их снизу замыкают горизонтальным ребром-диафрагмой.

Случай 3. Рис. 22, б, д. При передаче опорной реакции главных балок на полки сплошной колонны (рис. 22, б) или на стенку ветвей (рис. 22, д) швы прикрепления опорной плиты к полкам стержня колонны и к стенкам ветвей назначают расчетом из условия среза по металлу шва. Общая длина сварного шва - наружный периметр сечения колонны.

Случай 4. Рис. 22, в, е. Если балка крепится к колонне сбоку (рис. 22, в, е), вертикальная реакция ( $Q^*$ ) передается на опорный столик, приваренный по трем сторонам к полкам колонны. Толщину столика принимают на 15...20 мм больше толщины опорного ребра главной балки:  $t_{oc} = t_{op} + (15 \dots 20) \text{ мм}$ .

Длину опорного столика определяют из условия прочности на срез по металлу угловых вертикальных швов прикрепления

$$l_{oc} = \frac{1,3 Q^*}{2 \cdot 0,7 \cdot k_f R_{mf} \gamma_{mf} \gamma_s}, \quad (115)$$

где  $k_f$  можно принять в пределах 10...12 мм.

Коэффициент 1,3 учитывает возможность неравномерной передачи опорной реакции  $Q^*$  через вертикальные швы из-за неточности изготовления и монтажа конструкций.



1. Металлические конструкции / Под ред. Беленя Е.И. - М.: Стройиздат, 1985.
2. СНиП П-23-81<sup>X</sup>. Нормы проектирования. Стальные конструкции.
3. Узлы стальных конструкций балочных клеток и колонн: Методические указания для курсового и дипломного проектирования. Альбом I./ Иванов. инж.-строит. ин-т; Сост. А.Л.Телоян. Иваново, 1985.
4. Металлические конструкции: Методические указания к выполнению курсовой работы "Балочное перекрытие рабочей площадки" / Иванов. инж.-строит. ин-т; Сост. А.Л.Телоян. Иваново, 1988.
5. Расчет и конструирование стальных конструкций балочной клетки: Методические указания для курсового проектирования по металлическим конструкциям / Иванов. инж.-строит. ин-т; Сост. А.Л.Телоян. Иваново, 1983.
6. Муханов К.К. Металлические конструкции. - М.: Стройиздат, 1978.
7. Стальные конструкции: Справочник конструктора. - М.: Стройиздат, 1976.
8. Металлические конструкции: Справочник проектировщика. - М.: Стройиздат, 1980.

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ.....	7
1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА КОНСТРУКЦИЙ РАБОЧИХ ПЛОЩАДОК.....	7
2. ВЫБОР ТИПА БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ.....	7
2.1. Расчет плоского стального настила.....	7
2.2. Выбор оптимального варианта балочной клетки.....	7
2.2.1. Балочная клетка нормального типа. Вариант 1.....	7
2.2.2. Балочная клетка нормального типа. Вариант 2.....	10
2.2.3. Балочная клетка усложненного типа. Вариант 3.....	10
2.2.4. Сравнение вариантов и выбор экономического решения.....	11
3. РАСЧЕТ ГЛАВНОЙ БАЛКИ.....	12
3.1. Подбор сечения главной балки.....	12
3.1.1. Общая характеристика.....	12
3.1.2. Определение действующей нагрузки.....	13
3.1.3. Определение расчетных усилий $M$ и $Q$ .....	13
3.1.4. Подбор сечения главной балки.....	16
3.1.5. Проверка прочности по нормальным напряжениям.....	18
3.2. Изменение сечения главной балки.....	19
3.3. Проверка общей устойчивости балки.....	21
3.4. Проверка местной устойчивости поясов и стенки.....	21
3.5. Расчет соединения поясов со стенкой балки.....	24
3.6. Конструкция и расчет опорного ребра.....	25
3.7. Конструкция и расчет монтажного сварного стыка балки.....	27
3.8. Расчет и конструирование сопряжений балок.....	28
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО СЕАТОЙ КОЛОННЫ С БАЗОЙ.....	30
4.1. Общая характеристика.....	30
4.2. Подбор сечения и проверка устойчивости сплошной колонны.....	31
4.3. Подбор сечения и проверка устойчивости сквозной колонны.....	32
4.4. Расчет планок сквозной колонны.....	34
4.5. Расчет и конструирование базы колонны.....	35
4.6. Расчет и конструирование оголовка колонны.....	39
Библиографический список.....	42