

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Тульский государственный университет»

Институт Горного дела и строительства
Кафедра «Строительство, строительные материалы и конструкции»

Утверждено на заседании кафедры
«Строительство, строительные
материалы и конструкции»
«20 » января 2020 г., протокол № 5

Заведующий кафедрой

_____  А.А. Трещев

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ К ПРАКТИЧЕСКИМ ЗАНЯТИЯМ
по дисциплине «Проектирование строительных конструкций»**

**основной профессиональной образовательной программы
высшего образования – программы бакалавриата**

по направлению подготовки
07.03.01 Архитектура

Формы обучения: очная, очно-заочная

Идентификационный номер образовательной программы: 070301-01-20

Тула 2020 год

ЛИСТ СОГЛАСОВАНИЯ
методических указаний по дисциплине

Разработчик:

И.А. Захарова, доцент, к.ф.-м.н
(ФИО, должность, ученая степень, ученое звание)


(подпись)

ВВЕДЕНИЕ

В методических указаниях отражены вопросы, связанные с решением конкретных задач по расчету и конструированию соединений и простейших элементов металлических конструкций. Практические занятия на первом этапе изучения металлических конструкций являются основой приобретения практических навыков, расчета и проектирования конструкций. (7 семестр)

ЦЕЛЬ И ЗАДАЧИ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАНЯТИЙ.

Практические занятия способствуют применению теоретических знаний в практических расчетах конструкций, привитию начальных навыков проектирования.

Целью практических занятий является твердое усвоение основополагающих алгоритмов решения простейших задач по расчету конструкций. Студент должен свободно ориентироваться в выборах расчетных схем, расчетных формул и алгоритмов при решении простейших задач по расчету соединений и элементов металлических конструкций.

Понимание работы конструкций, а, следовательно, сознательное проведение расчета их, основывается на умении анализировать напряженное состояние соединения элемента конструкции и применять знания, полученные при изучении курса “Сопротивления материалов”. Применение теоретических знаний в практических расчетах конструкций осложнено большим многообразием полученных студентом абстрактных теоретических знаний напряженного состояния объекта и не умением применять их для конкретных задач.

Важно на первых практических занятиях повторить материал теоретических курсов по определению напряжений в сечениях стержней. Положение напряженного состояния соединения или элемента конструкции позволит быстро и правильно подобрать нужную расчетную формулу, осознанно решить задачу. Поэтому начальным этапом освоения практических методов расчета металлических конструкций является повторение материала из теоретических курсов по построению эпюр напряжений в сечениях и воспроизведение формул по вычислению геометрических характеристик сечений стержней.

5 семестр

СОДЕРЖАНИЕ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАНЯТИЙ.

Очная и очно-заочная формы обучения

№ п/п	Темы практических (семинарских) занятий
5 семестр	
1	Геометрические характеристики сечений стержней

№ п/п	Темы практических (семинарских) занятий
2	Расчет балок из прокатных профилей
3	Подбор сечений центрально сжатых стержней из прокатных профилей
4	Определение несущей способности стержней
5	Расчет сварных соединений стыковыми швами
6	Расчет сварных листовых соединений угловыми швами
7	Расчет соединения прокатного уголка с листом
8	Расчет и конструирование болтовых соединений на обычных болтах

МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАНЯТИЙ.

Большой объем разнообразных типов задач и ограниченный объем времени аудиторных занятий не позволяет проводить практические занятия в классическом стиле. Поэтому практические занятия рекомендуется проводить следующим образом. Преподаватель в начале занятия излагает на доске условия задачи и дает комментарий по особенностям данной задачи. С помощью студентов устанавливается тип задачи и на доске излагается обобщенный алгоритм решения. Затем все студенты решают задачу самостоятельно. В конце занятия подводится итог решения задачи и разъясняются наиболее характерные ошибки студентов. При этом во время решения задачи преподаватель постоянно следит за работой и ошибками студентов. На дом дается аналогичная задача. Подведение итогов практических занятий осуществляется на зачете в конце семестра.

Все элементарные задачи по расчету соединений и элементов металлических конструкций в зависимости от поставленной цели можно свести к трем типам:

- 1) прямой тип, суть которого заключается в определении размеров соединения или сечения элемента при заданных значениях расчетного усилия, марок стали, условий работы и др. Это – наиболее сложный тип задач;
- 2) обратный тип – по определению несущей способности элементов при известных значениях их размеров, марки стали, условий работы;
- 3) поверочный тип, в котором известны все силовые и геометрические величины, марка стали, условия работы. Определяется напряжение и сравнивается с расчетным сопротивлением.

Для решения задач по расчету соединений возможен комбинированный тип: первый и второй совместно.

Решение задач по металлическим конструкциям рекомендуется вести по обобщенному единому алгоритму:

1) внимательно прочитать условие задачи (вникнуть в суть задачи) и уяснить:

- исходные данные;
- их размерности;
- искомые величины;

- тип задачи (прямой, обратный или поверочный);
- 2) установить по условию задачи и рисунку вид силового воздействия на рассматриваемый объект (осевое растяжение, осевое сжатие – устойчивость -, изгиб, сдвиг, срез, растяжение с изгибом, внецентренное сжатие);
- 3) применительно к установленному силовому воздействию и типу задач
- 4) подобрать расчетные формулы для определения напряжений или деформаций элемента;
- 5) выбрать размерности величин. Рекомендуется вести расчеты в кН, кПа, см;
- 6) проанализировать расчетные формулы на предмет того, какие величины известны и какие надо определить;
- 7) выбрать из СНиПа значения прочностных характеристик металла и приступить к определению необходимых величин в соответствии с условиями задачи, выбрав алгоритм по типу и виду задачи;
- 8) проанализировать полученный результат.

АЛГОРИТМЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ.

Геометрические характеристики плоских сечений

Площадь всего сечения $F = \int_F dF$. Площадь является простейшей геометрической характеристикой сечения, имеет размерность L^2 . Отметим два важных свойства: площадь всегда положительна и не зависит от выбора системы координат.

Статические моменты сечений.

Статическим моментом S_x сечения относительно оси x называется геометрическая характеристика, определяемая интегралом вида

$$S_x = \int_F y dF,$$

где y - расстояние от элементарной площадки dF до оси x .

$$S_x = \int_F y dF = F \cdot y_c,$$

где площадь сечения F представляет собой равнодействующую, координата y_c - плечо равнодействующей, c - центр тяжести сечения.

Статический момент относительно оси y равен

$$S_y = \int_F x dF = F \cdot x_c,$$

откуда следуют формулы для определения координат центра тяжести

$$x_c = \frac{S_y}{F}, \quad y_c = \frac{S_x}{F}$$

Статические моменты могут быть положительными, отрицательными и равными нулю. В частности, относительно любых центральных осей (проходящих через центр тяжести C обозначаются x_c , y_c) статические моменты

$S_{x_c} = S_{y_c} = 0$. Размерность статических моментов L^3 . Для сложного сечения, состоящего из n частей

$$S_x = \int_F y dF = \sum_{i=1}^n S_x^i,$$

$$S_y = \int_F x dF = \sum_{i=1}^n S_y^i,$$

где S_x^i, S_y^i - статические моменты i -й части сечения относительно осей x и y соответственно.

Моменты инерции сечений.

Моментами инерции сечения называются геометрические характеристики, определяемые интегралами вида:

$$J_x = \int_F y^2 dF,$$

$$J_y = \int_F x^2 dF,$$

Размерность моментов инерции L^4 . Осевые моменты инерции всегда положительны.

$$J_{x_1} = J_{x_c} + a^2 F,$$

$$J_{y_1} = J_{y_c} + a^2 F.$$

Алгоритм расчета центрально сжатой стойки из прокатных профилей:

1) Задаемся гибкостью $\lambda = 50 \dots 90$; находим величину коэффициента продольного изгиба φ по λ и R_y .

2) Требуемая площадь сечения и радиус инерции:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi \cdot \gamma_c \cdot R_y} \text{ и } i_{mp} = \frac{\ell_{ef,x}}{\lambda}.$$

3) По A_{mp} и i_{mp} в сортаменте выбираем номер профиля и его геометрические характеристики (A, i_x, i_y).

4) Вычисляем гибкость для принятого профиля $\lambda_y = \frac{\ell_{ef,x}}{i_y}$ и находим величину φ .

5) Проверяем принятый профиль на устойчивость по формуле

$$\frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

б) В случае надобности (перенапряжение, что не допускается, или недонапряжение более 5%) корректируем сечение в ту или иную сторону и вновь проверяем стойку на устойчивость.

Следует заметить, что для прокатных профилей возможно принимать сечение при недонапряжении свыше 5%, если предыдущий номер профиля дает перенапряжение.

Алгоритм расчета центрально сжатой стойки из прокатных профилей, сваренных в коробку:

Подбирается сечение относительно оси $x - x$ и проверяется затем относительно оси $y - y$:

1) задаемся гибкостью $\lambda = 50 \dots 90$; находим φ по λ и R_y ,

2) требуемые площадь сечения и радиус инерции:

$$A_{mp} = \frac{N}{2 \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} \text{ и } i_{mp} = \frac{\ell_{ef}}{\lambda},$$

3) по A_{mp} и i_{mp} подбираем номер профиля (A, i_x, i_y),

4) вычисляем гибкость стержня относительно оси $x - x$

$$\lambda_x = \frac{\ell_{ef,x}}{i_x}, \text{ затем находим } \varphi_x,$$

5) проверяем принятое сечение относительно оси $x - x$

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot 2 \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

б) в случае надобности корректируем сечение в ту или иную сторону и вновь следует проверка относительно оси $x - x$;

7) подобранное сечение относительно оси $x - x$ проверяем на устойчивость относительно оси $y - y$ по формуле

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot 2 \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

$$\text{где } \varphi_y \text{ определяется по } \lambda_y = \frac{\ell_{ef,y}}{i_y}, i_y = \sqrt{\frac{J_y}{2 \cdot A}} = \sqrt{\frac{2 \cdot (J_{y0} + A \cdot c^2)}{2 \cdot A}};$$

c – расстояние от середины сечения стойки до центра тяжести одного из профилей.

Если неравенство не выполняется, т.е. имеет место перенапряжение, то

следует увеличить номер профиля на один шаг. При этом проверка сечения относительно оси $x - x$ не требуется.

Алгоритм расчета центрально сжатой стойки сварного сечения:

- 1) задаемся $\lambda = 50 \dots 90$; находим величину φ ;

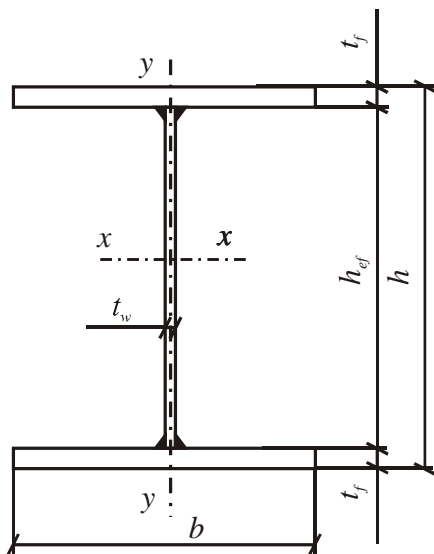


Рис. Сечение стержня.

- 2) определяем требуемую площадь сечения $A_{mp} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}$ и радиус

инерции $i_{mp} = \frac{\ell_{ef,x}}{\lambda}$;

3) используем приближенное выражение для радиуса инерции через габариты сечения. Поскольку у двутаврового сечения при $b \leq h$ расчетной осью будет ось $y - y$ ($i_y < i_x$), то используем зависимость $i_y \approx 0,24 \cdot b$. Отсюда

$$b = \frac{i_y}{0,24} = \frac{i_{mp}}{0,24}, \text{ принимая } i_{mp} = i_y;$$

4) komponуем некоторые размеры сечения. Следует принять величину b равной ширине полосы универсальной стали из сортамента; минимальную толщину стенки $t_{w,min} = 6$ мм, а также условие $b \approx h$. Неизвестной остается толщина полок t_f ;

5) определяем толщину полок сечения по требуемой площади всего сечения

$$A_{mp} = 2 \cdot t_f \cdot b + t_w \cdot (h - 2 \cdot t_f); \text{ отсюда } t_f^{mp} = \frac{A_{mp} - t_w \cdot h}{2 \cdot (b - t_w)}.$$

Следует принять величину t_f равной толщине листа из сортамента и не менее 6 мм. Если $t_f^{mp} < 6$ мм, то это означает, что задались неудачной величиной гибкости λ . Необходимо задаться большим значением гибкости λ и повторить процедуру вычислений до этого пункта.

При компоновке сечения следует учитывать рекомендацию:

$$t_f = (1,0 \dots 2,5) \cdot t_w;$$

б) уточняем высоту сечения стенки h_{ef} , принимая ее равной ширине полосы универсальной стали из сортамента. Вычисляем геометрические параметры скомпонованного сечения: A ; J_y ; i_y ; затем гибкость $\lambda_y = \frac{\ell_{ef,y}}{i_y}$ и величину φ_y .

Проверяем на устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \text{ Недонапряжение должно быть не более 5\%;}$$

7) В случае необходимости производится корректировка размеров сечения и проверка его на устойчивость.

Следует заметить, что полученное решение задачи не является оптимальным; результат зависит от удачного или неудачного задания величины гибкости λ .

Алгоритм расчета центрально сжатой стойки сквозного сечения:

Двухветвевой стержень сквозного сечения проектируют из прокатных швеллеров или двутавров.

Расчетом относительно материальной оси $x - x$ определяют сечение прокатного профиля; относительно свободной оси – расстояние между ветвями B .

При N до 1500 кН и длине стержня до 7м можно задаться гибкостью $\lambda = 60 \dots 90$. Для более мощных стержней с нагрузкой $N = 2000 \dots 3000$ кН можно принять $\lambda = 40 \dots 60$.

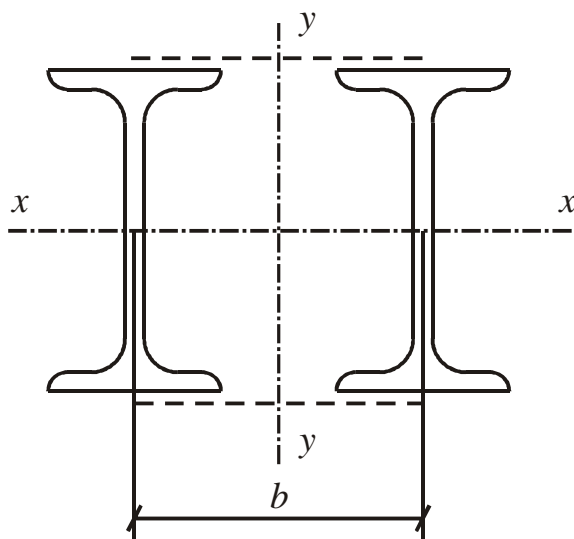


Рис. Сечение стержня.

Задавшись гибкостью λ и определив по ней и R_y коэффициент продольного изгиба φ_x , определяем требуемые площадь и радиус инерции сечения прокатного профиля, т.е.

$$A_{mp} = \frac{N}{2 \cdot \varphi_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \text{ и } i_{mp} = \frac{\ell_{ef}}{\lambda},$$

Определив требуемые площадь и радиус инерции, подбираем по сортаменту соответствующий им номер профиля.

Приняв сечение, проверяем его на устойчивость относительно оси $x-x$ по формуле

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot 2 \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где коэффициент φ_x определяется по действительной (а не заданной) гибкости

$$\lambda_x = \frac{\ell_{ef,x}}{i_x}.$$

Для определения расстояния между ветвями (ширины сечения) следует задаться гибкостью ветви $\lambda_1 = 20 \dots 40$.

В стержнях с планками требуемое значение гибкости относительно свободной оси $y-y$

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2},$$

и радиус инерции

$$i_y = \frac{\ell_{ef,y}}{\lambda_y}.$$

Расстояние между ветвями

$$b = 2\sqrt{i_y^2 - \frac{J_1}{A}},$$

где $J_1 = J_y$ – по сортаменту для профиля.

Сварные соединения. Соединения со стыковыми швами.

Нормальные напряжения в сечении стыкового шва сварного соединения, воспринимающего осевое усилие N , определяются по формуле

$$\sigma_w = \frac{N}{A_w} \leq \gamma_c \cdot R_{wy},$$

где $A_w = t_{\min}(b - 2 \cdot t_{\min})$;

t_{\min} – минимальная толщина детали в соединении;

b – ширина сечения детали;

$R_{wy} = R_y$ – расчетное сопротивление стыкового шва при физических методах контроля шва и $R_{wy} = 0,85R_y$ – при обычных методах контроля.

Сварные соединения. Соединения с угловыми швами.

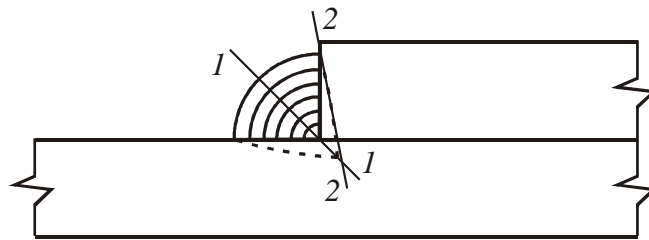


Рис. К определению расчетных сечений шва.

Угловые швы следует рассчитывать при действии продольной силы по формулам:

а) по металлу шва (сечение 1-1)

$$\tau_f = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot \sum \ell_f} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c;$$

б) по металлу границы сплавления (сечение 2-2)

$$\tau_z = \frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot \sum \ell_f} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c,$$

где β_f и β_z – коэффициенты, принимаемые по табл. 34* СНиП II-23-81*

при $R_{yn} \leq 58$ кН/см², связаны зависимостью $\beta_z = 1,41\sqrt{\beta_f^2 - 1,41 \cdot \beta_f + 1}$

γ_{wf} и γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва, равные 1,0 во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах I₁; I₂; II₂ и

П₃, для которых $\gamma_{wf} = 0,85$ для металла шва с нормативным сопротивлением по временному сопротивлению $R_{wun} = 41 \text{ кН/см}^2$ и $\gamma_{wz} = 0,85$ – для всех марок сталей. Климатические районы характеризуются расчетной температурой:

П₄ – $-30^\circ\text{C} > t^\circ \geq -40^\circ\text{C}$;

П₅ и др. $t^\circ \geq -30^\circ\text{C}$.

Для угловых швов в элементах из стали с $R_{yn} \leq 29 \text{ кН/см}^2$ следует применять электроды или сварочную проволоку, соблюдая требования $R_{wf} > R_{wz}$, а при ручной сварке $R_{wf} \geq 1,1 \cdot R_{wz}$, но не превышать значения

$$R_{wz} \cdot \frac{\beta_z}{\beta_f}.$$

Выбор электродов или сварочной проволоки следует выполнять в соответствии с табл. 55* СНиП II-23-81*.

Болтовые соединения. Соединения на обычных болтах

Диаметры обычных болтов ГОСТ 22356-70*: 12, 16, 20, 24, 30, 36, 42, 48.

Болты класса точности В и С рекомендуется применять для конструкций из стали с $R_{yn} \leq 37,5 \text{ кН/см}^2$.

Для строительных металлических конструкций рекомендуются болты следующих классов прочности:

5.6 ($R_{bs} = 21 \text{ кН/см}^2$; $R_{bt} = 22,5 \text{ кН/см}^2$) – из углеродистой стали обыкновенного качества;
 8.8 ($R_{bs} = 32 \text{ кН/см}^2$; $R_{bt} = 43,5 \text{ кН/см}^2$) – из низколегированной стали;
 10.9 ($R_{bs} = 40 \text{ кН/см}^2$; $R_{bt} = 54 \text{ кН/см}^2$)
 12.9 ($R_{bs} = 42 \text{ кН/см}^2$; не рекомендуется применять для работы на растяжение)

из высоко -

прочной стали

Расчетные усилия, воспринимаемые одним болтом:

при срезе $N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_c$;

при смятии $N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d_b \cdot \sum t \cdot \gamma_c$;

при растяжении $N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c$,

где R_{bs} , R_{bp} , R_{bt} – расчетные сопротивления одноболтовых соединений на срез, смятие и растяжение;

A_b и A_{bn} – соответственно, площадь сечения болта и площадь сечения болта нетто;

d_b – диаметр болта;

γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения.

Для многоболтового соединения при $R_{yn} \leq 28,5 \text{ кН/см}^2$ для болтов класса точности А при работе их на срез или смятие $\gamma_b = 1,0$; для болтов класса точности В и С при работе на срез или смятие $\gamma_b = 0,9$.

Размещение болтов по горизонтали – на минимальных расстояниях, а по вертикали – не менее минимальных и не более максимальных (см. табл. 39 СНиПа II-23-81*).

Болтовые соединения. Соединения на высокопрочных болтах

Диаметры ГОСТ 22356: 16, 20, 24, 30, 36, 42, 48 мм.

Для фрикционных соединений применяют высокопрочные болты из стали марки 40Х «СЕЛЕКТ».

Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой плоскостью трения элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяется по формуле:

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_b \cdot \mu}{\gamma_h},$$

где $R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun}$;

γ_h – коэффициент надежности, принимаемый в зависимости от способа обработки поверхностей трения и контроля натяжения;

γ_b – коэффициенты условия работы болтового соединения;

$\gamma_b = 0,8$ при $n_b \leq 5$; $\gamma_b = 0,9$ при $5 < n_b \leq 10$; $\gamma_b = 1,0$ при $n_b > 10$.

Требуемое количество болтов

$$n_b = \frac{N}{Q_{bh} \cdot n_\mu \cdot \gamma_c},$$

где n_μ – количество плоскостей трения.

Расчет на прочность соединяемых элементов, ослабленных отверстиями во фрикционном соединении, выполняют с учетом того, что половина усилия, приходящегося на каждый болт, передана силами трения. При этом проверку ослабленных сечений выполняют при статической нагрузке по площади сечения брутто A при A_n (нетто) $\geq 0,85A$, либо по условной площади $A_{ef} = 1,18 \cdot A_n$ при $A_n < 0,85 \cdot A$.

При динамических нагрузках – по площади сечения нетто A_n .

Алгоритм подбора балки из прокатных двутавровых профилей

Для балок, работающих в упругой области и изгибаемых в одной из главных плоскостей, требуемый момент сопротивления определяется по формуле:

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c}.$$

Подобранное по сортаменту сечение проверяют на прочность от действия касательных напряжений по формуле:

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S}{J \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

где S – статический момент сдвигаемой части сечения;

$R_s = 0.58R_y$ – расчетное сопротивление стали срезу;

J – момент инерции сечения.

Для прокатных разрезных балок, несущих статическую нагрузку и обеспеченных от потери общей устойчивости, разрешается использовать упруго-пластическую работу стали. При изгибе в одной из главных плоскостей и при $\tau \leq 0.9 \cdot R_s$ требуемый момент сопротивления определяется по формуле

$$W_{mp} = \frac{M}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

где c_1 – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций по сечению.

Первоначально принимается $c_1 = 1,1$, а затем это значение уточняется в зависимости от отношения площади сечения полки A_f к площади сечения стенки A_w .

$$\text{При } \frac{A_f}{A_w} = 0.25 \quad c_1 = 1,19;$$

$$\text{При } \frac{A_f}{A_w} = 0.5 \quad c_1 = 1,12;$$

$$\text{При } \frac{A_f}{A_w} = 1 \quad c_1 = 1,07.$$

При равномерно распределенной нагрузке относительный прогиб балки проверяется по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J} \leq \left[\frac{f}{l} \right].$$

Алгоритм подбора балки в виде сварного двутавра с равными полками

Для сечения рассматриваемого типа балки (рис. 60) рекомендуется применять стандартные размеры ширины выпускаемых листов: 500, 510, 600, 650, 670, 700, 710, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500 мм, далее кратно 100 мм. В связи с этим необязательно принимать высоту сечения балки кратной 100 мм.

Для разрезных балок ориентировочно можно принимать величину отношения высоты сечения к длине балки в пределах $\frac{h}{l} = \frac{1}{10} \dots \frac{1}{13}$.

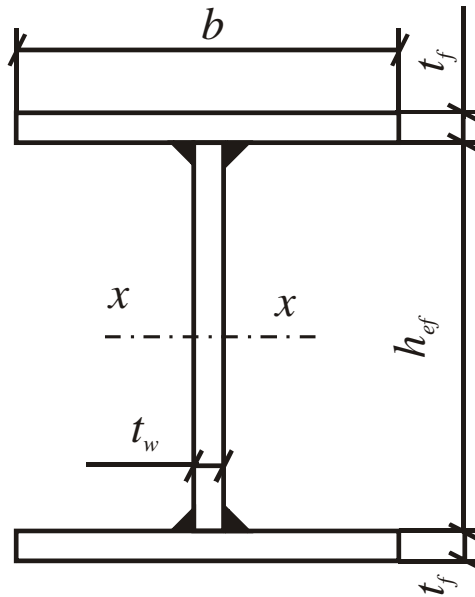


Рис. Сечение сварной балки.

Рекомендуемые толщины стенок балок

h, м	t_w , мм
0,5	6...8
1,0	8...10
1,5	10...12
2,0	12...14

1) Требуемый момент сопротивления

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c};$$

2) Предварительно назначается высота сечения балки $h = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{13} \right) l$ и

толщина стенки t_w по таблице 2.

3) Оптимальная высота сечения по формуле:

$$h_{opt} = 1.15 \sqrt{\frac{W_{mp}}{t_w}},$$

4) Минимальная высота сечения по формуле:

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{R_y \cdot l}{E} \cdot \left[\frac{l}{f} \right] \cdot \frac{q_H}{q},$$

5) Предварительно назначается толщина полок t_f . Ориентировочно можно принять:

$t_f = 8...10 \text{ мм}$	при $h = 0.5...1.0 \text{ м}$
$t_f = 11...14 \text{ мм}$	при $h = 1.0...1.5 \text{ м}$
$t_f = 14...20 \text{ мм}$	при $h = 1.6...2.0 \text{ м}$

6) Принимается высота сечения балки h , с учетом $h_{\text{опт}}$, h_{\min} , t_f и рекомендуемых размеров листов.

7) Требуемый момент инерции:

$$J_{mp} = W_{mp} \cdot \frac{h}{2},$$

8) Требуемый момент инерции полок:

$$J_{f,mp} = 2 \cdot t_f \cdot b \cdot \left(\frac{h_1}{2} \right)^2 = J_{mp} - J_w,$$

где $h_1 = h - t_f$; $J_w = \frac{t_w \cdot h_{ef}^3}{12}$; $h_{ef} = h - 2 \cdot t_f$.

9) Определяется требуемая ширина полки

$$b = \frac{1}{2} \cdot \frac{J_{mp} - J_w}{t_f} \left(\frac{2}{h_1} \right)^2.$$

Ширина полки должна находиться в пределах $b = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5} \right) h$.

Если полученная величина «b» окажется вне указанных пределов, то надо изменить толщину полки t_f и вернуться к пункту 8.

10) Рекомендуется ширину полки принимать в соответствии с рядом размеров полос универсальной стали.

11) Проверяется ширина полки, исходя из ее местной устойчивости

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где $b_{ef} = \frac{b - t_w}{2}$.

12) Проверяется необходимость постановки продольных ребер жесткости

$$t_w \geq \frac{h_{ef}}{5.5} \sqrt{\frac{\sigma}{E}},$$

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

Перенапряжение не допускается, а недонапряжение рекомендуется получать таким, чтобы $\sigma = (0.95...1.0) R_y$.

Алгоритм определения несущей способности центрально сжатой стойки:

Несущая способность центрально сжатого стержня определяется по формулам:

$$N_x = \varphi_x \cdot 2 \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c ;$$

$$N_y = \varphi_y \cdot 2 \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c$$

и принимается меньшая из них.

Вычисляем геометрические характеристики заданного сечения (A ; J_x ; i_x , J_y ; i_y).

Если $i_y < i_x$, то расчетной осью является ось $y - y$, относительно которой гибкость будет больше, а коэффициент продольного изгиба меньше ($\varphi_y < \varphi_x$).

Определяем гибкость λ_y ; φ

Вычисляем несущую способность центрально сжатого стержня.

6 семестр

Расчет по прочности железобетонных элементов на действие изгибающего момента

Расчет по прочности железобетонных элементов на действие изгибающих моментов следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси.

Расчет по прочности нормальных сечений следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{x}{h_0}, \quad (2.1)$$

определяемым из соответствующих условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

Значение ξ_R определяют по формуле

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} \quad (2.2)$$

где R_s - в МПа или по таблице 1.6.

Таблица 2.1.

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

В основу расчетов положены два уравнения равновесия:

- сумма проекций всех сил на ось X равна нулю (уравнение 2.3);
- сумма моментов относительно центра тяжести растянутой арматуры равна нулю (уравнение 2.4, 2.5), или сумма моментов относительно центра сжатой зоны бетона равна нулю (уравнение 2.6).

2.1.1. Прямоугольные сечения

Расчет прямоугольных сечений (рис. 2.1.) производится следующим образом в зависимости от высоты сжатой зоны

$$\chi = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \quad (2.3)$$

а) при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ - из условия

$$M < R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (2.4)$$

б) при $\xi > \xi_R$ - из условия

$$M < \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (2.5)$$

где $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$ или по [таблице 2.1.](#)

Правую часть условия (2.5.) при необходимости можно несколько увеличить путем замены значения α_R на $(0,7 \alpha_R + 0,3 \alpha_m)$, где $\alpha_m = \xi (1 - 0,5 \xi)$, и принимая здесь ξ не более 1.

Если $x \leq 0$, прочность проверяют из условия

$$M \leq R_s A_s (h_0 - a') \quad (2.6)$$

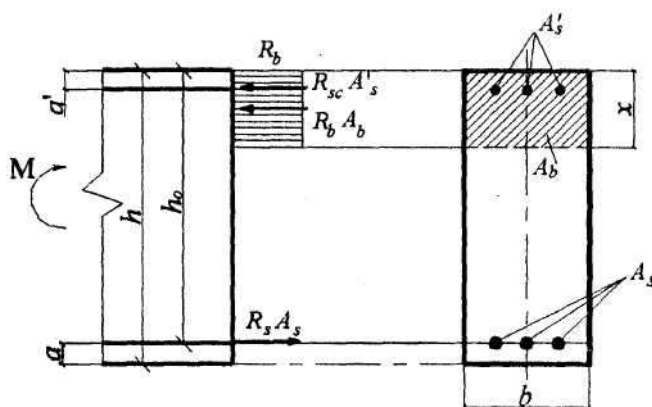


Рис. 2.1. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном прямоугольном сечении изгибаемого железобетонного элемента

Если вычисленная без учета сжатой арматуры ($A'_s = 0$) высота сжатой зоны x меньше $2a'$, проверяется условие (2.6), где вместо a' подставляется $x/2$.

Изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы обеспечить выполнение условия $\xi \leq \xi_R$. Невыполнение этого условия можно допустить лишь в случаях, когда площадь сечения растянутой арматуры определена из расчета по предельным состояниям второй группы или принята по конструктивным соображениям.

2.1.1.1. Прямоугольные сечения с одиночной арматурой

Проверку прочности прямоугольных сечений с одиночной арматурой производят:

- при $x < \xi_R h_0$ из условия

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) \quad (2.7)$$

где x - высота сжатой зоны, равная $x = \frac{R_s A_s}{R_b b}$; ξ_R - см. (2.2);

- при $x \geq \xi_R h_0$ из условия

$$M \leq a_R R_b h_0^2 \quad (2.8)$$

где a_R - смотри таблицу 2.1.

Подбор продольной арматуры производят следующим образом:
вычисляют значение

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad (2.9)$$

$$\text{Если} \quad a_m < a_R, \quad (2.10)$$

(a_R по табл. 2.1) сжатая арматура по расчету не требуется. При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s, \quad (2.11)$$

Если $a_m > a_R$, требуется увеличить сечение или повысить класс бетона, или установить сжатую арматуру согласно [п.2.1.2.2.](#)

В случае конструирования сечения (проектирование сечения под заданный внешний момент) имеющихся двух уравнений недостаточно, число неизвестных превышает количество разрешающих уравнений. Обычно задаются шириной сечения b , а также значением ξ , которое в соответствии с оптимальными процентами армирования принимают в следующих пределах: $\xi=0,3 \div 0,4$ для балок, $\xi=0,1 \div 0,15$ для плит. Величина a_m находится из условия $a_m = \xi \cdot (1 + 0,5 \xi)$. По внешнему моменту M и a_m определяется оптимальная рабочая высота сечения $h_0 = \sqrt{M / \alpha_m \cdot b \cdot R_b}$. Высота сечения находится с учетом конструктивных требований к величине защитного слоя (пункт 1.3.1), принимают унифицированную величину h . После этого расчет ведут по формулам (2.9 – 2.11).

2.1.2.2. Прямоугольные сечения с двойной арматурой

Площади сечения растянутой A_s и сжатой A'_s арматуры, соответствующие минимуму их суммы, если по расчету требуется сжатая арматура ($a_m \geq a_R$), определяют по формулам:

$$A'_s = \frac{M - a_R R_b b h_0^2}{R_s (h_0 - a')} \quad (2.12)$$

$$A_s = \xi_R R_b b h_0 / R_s + A'_s, \quad (2.13)$$

где ξ_R и a_R смотри таблицу 2.1.

Если значение принятой площади сечения сжатой арматуры A'_s значительно превышает значение, вычисленное по формуле (2.12), площадь сечения растянутой арматуры можно несколько уменьшить по сравнению с вычисленной по формуле (2.12), используя формулу

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s + A'_s \quad (2.14)$$

где

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - \alpha')}{R_b b h_0^2} \geq 0 \quad (2.15)$$

При этом должно выполняться условие $a_m < a_R$.

2.1.2. Тавровые и двутавровые сечения

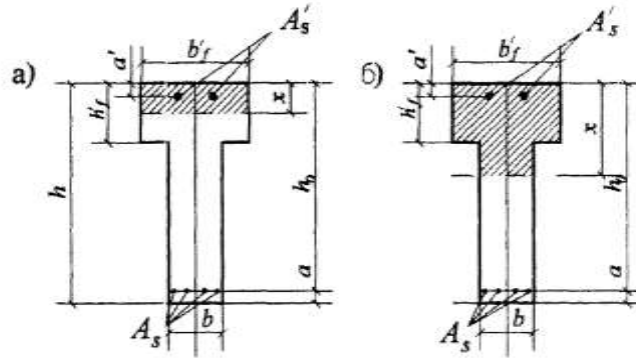


Рис. 2.2. Положение границы сжатой зоны в тавровом сечении изгибаемого железобетонного элемента: а - в полке; б - в ребре.

Полка в растянутой зоне в расчетах не учитывается. Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (тавровых, двутавровых и т.п.), производят в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница проходит в полке (рис. 2.2,а), т.е. соблюдается условие

$$R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f + R_{sc} A'_s \quad (2.16)$$

расчет производят по пп.2.1.2.1 и 2.1.2.2 как для прямоугольного сечения шириной b'_f ;

б) если граница проходит в ребре (рис. 2.2,б), т.е. условие (2.16) не соблюдается, расчет производят из условия:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b A_{0v} (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (2.17)$$

где A_{0v} - площадь сечения свесов полки, равная $(b'_f - b)h'_f$, при этом высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b A_{0v}}{R_b b} \quad (2.18)$$

и принимают не более $\xi_R h_0$ (смотри таблицу 2.1).

Если $x > \xi_R h_0$, условие (2.17) можно записать в виде

$$M \leq a_R R_b b h_0^2 + R_b A_{0v} (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (2.19)$$

где a_R - смотри таблицу 2.1.

Требуемую площадь сечения сжатой арматуры определяют по формуле

$$A'_s = \frac{M - a_R R_b b h_0^2 - R_b A_{0v} (h_0 - 0,5h'_f)}{R_{sc} (h_0 - a')} \quad (2.20)$$

где a_R - смотри таблицу 2.1; $A_{0v} = (b'_f - b)h'_f$

При этом должно выполняться условие $h'_f \leq \xi_R h_0$.

В случае, если $h'_f > \xi_R h_0$, площадь сечения сжатой арматуры определяют как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$ по формуле (2.12).

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяют следующим образом:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке, т.е. соблюдается условие:

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (2.21)$$

площадь сечения растянутой арматуры определяют как для прямоугольного сечения шириной b'_f согласно пп.2.1.2.1 и 2.1.2.2;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре, т.е. условие (2.21) не соблюдается, площадь сечения растянутой арматуры определяют по формуле

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) + R_b A_{ov} + R_{sc} A'_s}{R_s} \quad (2.22)$$

$$\text{где } \alpha_m = \frac{M - R_b A_{ov} (h_0 - 0,5h'_f) - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2}. \quad (2.23)$$

При этом должно выполняться условие $a_m \leq a_R$ (смотри таблицу 2.1).

Примечания:

1. При переменной высоте свесов полки допускается принимать значение h'_f равным средней высоте свесов.

2. Ширина сжатой полки b'_f , вводимая в расчет, принимают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более 1/6 пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h'_f \geq 0,1h - 1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними, больших, чем расстояния между продольными ребрами) и при $h'_f < 0,1h - 6h'_f$;

в) при консольных свесах полки

при $h'_f \geq 0,1h - 6h'_f$,

при $0,05h \leq h'_f < 0,1h - 3h'_f$;

при $h'_f < 0,05h$ - свесы не учитывают.

Библиографический список

9.1 Основная литература

1. Кудишин, Ю.И. Металлические конструкции: учебник для вузов / Ю.И.Кудишин [и др.]; под ред. Ю.И. Кудишина. — 9-е изд., стер. — М.: Академия, 2007. — 688с. : ил. — (Высшее про-фессиональное образование: Строительство). — Библиогр. в конце кн. — ISBN 5-7695-3603-9 (в пер.) : 484,00.

2. Проектирование элементов балочной клетки из горячекатаных и холодногнутых тонкостенных профилей : учеб. пособие / Г. А. Нехаев ; ТулГУ. — Тула : Изд-во ТулГУ, 2011. — 123 с. : ил. — Библиогр.: с.107. — ISBN 978-5-7679-2019-8.

3. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции : учебник для вузов / В.М.Бондаренко [и др.]; под ред. В.М.Бондаренко. — 4-е изд., доп. — М.: Высш. шк., 2007. — 887 с.: ил. — Библиогр.в конце кн. — ISBN 5-06-003162-4 /в пер./: 487.90.

4. Заикин, А.И. Проектирование железобетонных конструкций многоэтажных промышленных зданий: (примеры расчета: учеб.пособие для вузов / А.И.Заикин. — 2-е изд.,стер. — М.: АСВ, 2005. — 200 с.: ил. — Библиогр.в конце кн. — ISBN 5-93093-132-1: 125.00.

9.2 Дополнительная литература

1. Нехаев, Г.А. Металлические конструкции в примерах и задачах : учеб. пособие / Г. А. Нехаев, И. А. Захарова. — М. : АСВ, 2010. — 140 с. : ил. — Библиогр.: с. 139. — ISBN 978-5-93093-716-9..

2. Металлические конструкции: Учебник для вузов: В 3 т. Т.1, Элементы конструкций / В.В.Горев, Б.Ю.Уваров, В.В.Филиппов и др.; Под ред. В.В.Горева.— 3-е изд., стер. — М. :

Высш. шк., 2004 .— 551с. : ил. — ISBN 5-06-003695-2 (т.1) /в пер./ : 112.86 .— ISBN 5-06-003697-9

3 Металлические конструкции: Учебник для вузов: В 3 т. Т.2, Конструкции зданий / В.В.Горев, Б.Ю.Уваров, В.В.Филиппов и др.; Под ред. В.В.Горева .— 3-е изд., стер. — М. : Высш. шк., 2004 . — 528с. : ил. — Библиогр. в конце кн. — ISBN 5-06-003696-0 (т.2) /в пер./ : 107.01 .— ISBN 5-06-003695-

4. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная версия СНиП II-23-81*. — М.: ФЦС, 2017. — 172 с.

5. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная версия СНиП 2.01.07-85*. — М.: ФЦС, 2016. — 80 с.

6. Кузнецов В.С. Железобетонные конструкции многоэтажных зданий / Кузнецов В.С. — М.: АСВ, 2010. — 198 с. ил. — ISBN 978-5-93093-766-4.

7. Маилян, Р.Л. Строительные конструкции: учебное пособие / Р.Л.Маилян, Д.Р.Маилян, Ю.А.Веселев; под ред. Р.Л.Маиляна. — 2-е/3-е изд. — Ростов-на/Д : Феникс, 2005/2008. — 880 с.: ил. — (Строительство). — Библиогр. в конце кн. — ISBN 5-222-07026-3 /в пер./: 290.00.

8. Бондаренко, В.М. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций: учеб.пособие для вузов / В.М.Бондаренко, В.И.Римшин . — 2-е изд., доп. — М.: Высш.шк., 2007. — 567 с. — (Для высших учебных заведений: Строительство). — Библиогр. в конце кн. — ISBN 978-5-06-004437-9 /в пер./: 380.46.

9. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 2.03.01-84*; Дата введения 01.01.2013. — М.: Минрегион России, 2011.—155с.