

Балки составного сечения

Исходные данные:

- нагрузка,
- класс стали,
- максимальная строительная высота
- заданная гибкость стенки

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$$

I. Статический расчет (построение эпюр усилий, выявление сечения, где действует M_{max}).

Определение требуемого момента сопротивления

$$W_x^{тр} = \frac{M_{max}}{\gamma_c \cdot R_y}$$

II. Определение высоты стенки h_w

В балке:

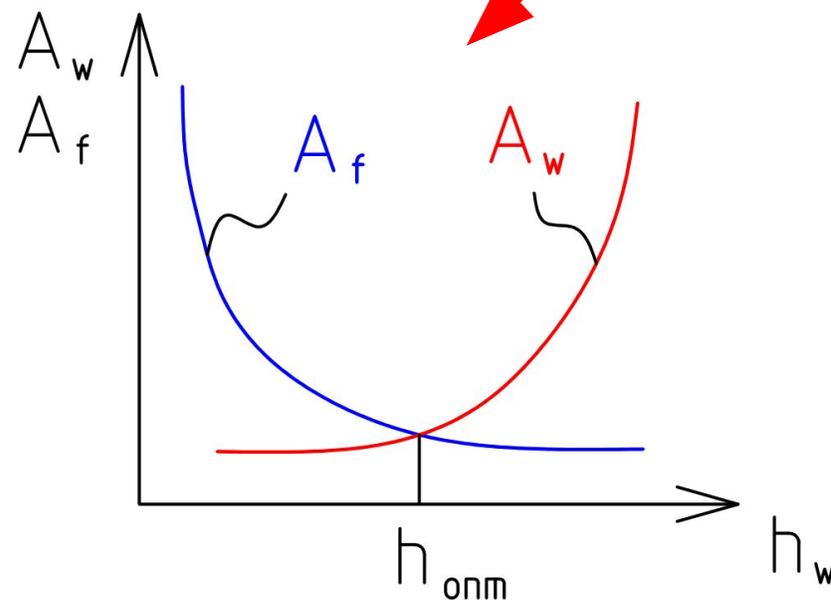
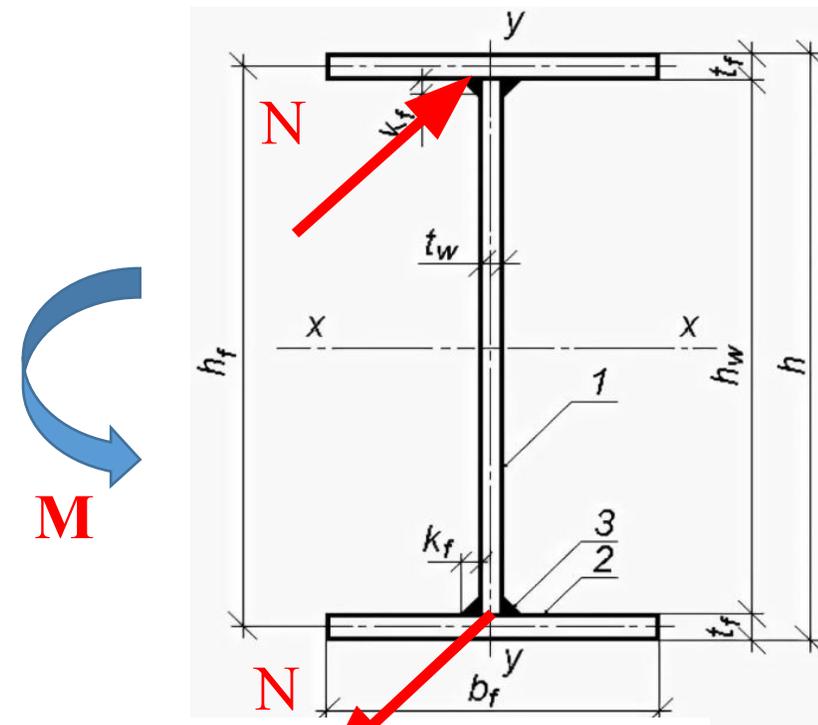
- на момент работают пояса,
- на поперечную силу работает стенка

Действие изгибающего момента можно заменить статически эквивалентным действием пары сил N с плечом h

$$M = N \cdot h$$

ОПТИМАЛЬНАЯ ВЫСОТА СТЕНКИ

$$h_{\text{ОПТ}} = \sqrt[3]{1,5 \cdot W_x^{\text{тр}} \cdot \lambda_w}$$



Минимальная высота – наименьшая высота, при которой будет удовлетворено условие жесткости

$$f = [f]$$

Максимальная высота – предельная высота, определяемая габаритами перевозок, максимальной строительной высотой

$$h_{min} \leq h_{опт} \leq h_{max}$$



$$h_w = h_{опт}$$

этажное сопряжение

$$h_{опт} \geq h_{max}$$



$$h_w = h_{опт}$$

в одном уровне

III. Определение толщины стенки t_w исходя из условия прочности на срез

$$t_w^{\text{тр}} = 1,5 \cdot \frac{Q_{\text{max}}}{h_w \cdot \gamma_c \cdot R_s}$$

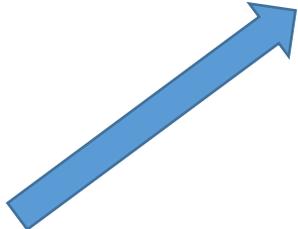
по условию коррозионной стойкости $t_w^{\text{тр}} \geq 6 \text{ мм}$

Полученное сечение стенки $h_w \cdot t_w$ необходимо увязать с размерами прокатываемых листов по ГОСТ 19903-2015

III. Определение размеров поясов

$$I_x = W_x^{\text{тр}} \cdot 0,5h_w$$

$$I_x = 2I_x^{\text{п}} + I_x^{\text{ст}} = 2\left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + (b_f \cdot t_f) \cdot (0,5h_w)^2\right) + \frac{h_w^3 \cdot t_w}{12}$$

$$A_f^{\text{тр}} = b_f \cdot t_f$$


Полученное сечение поясов $b_f \cdot t_f$ необходимо увязать с размерами прокатываемых листов сначала по ГОСТ 82-70*, если не подходит, то по ГОСТ 19903-2015

Сечение поясов должно удовлетворять конструктивным требованиям:

$$\frac{h_w}{5} \leq b_f \leq \frac{h_w}{2,5} \quad 300 \text{ мм} \leq b_f \leq 600 \text{ мм}$$

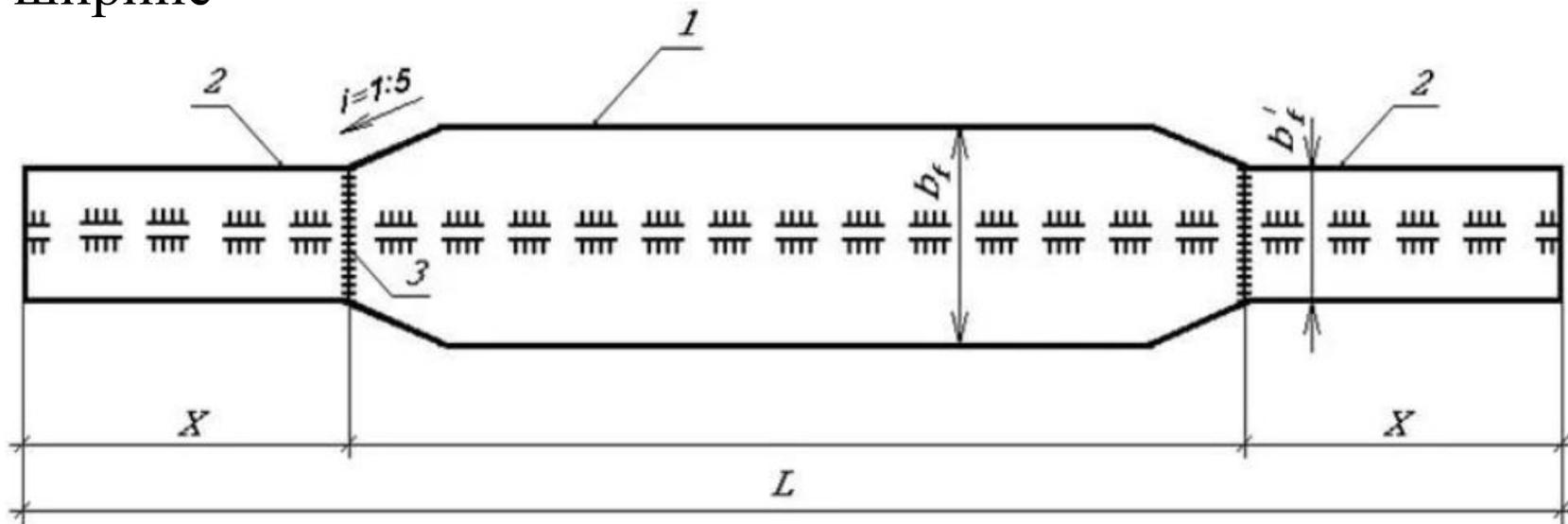
при изменении сечения по ширине $b_f \geq 300 \text{ мм}$

при изменении сечения по толщине $b_f \geq 180 \text{ мм}$

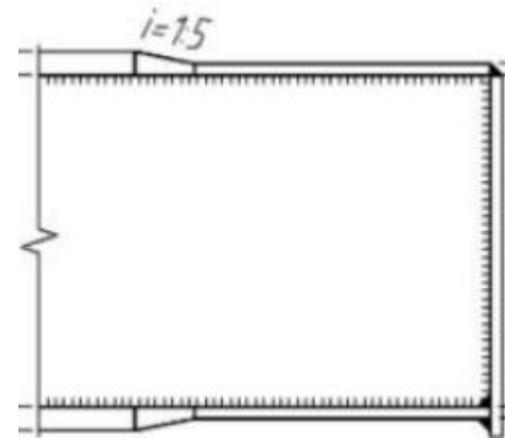
$$t_f \leq 3 \cdot t_w \quad t_f = 20 \div 30 \text{ мм}$$

Изменение сечения поясов

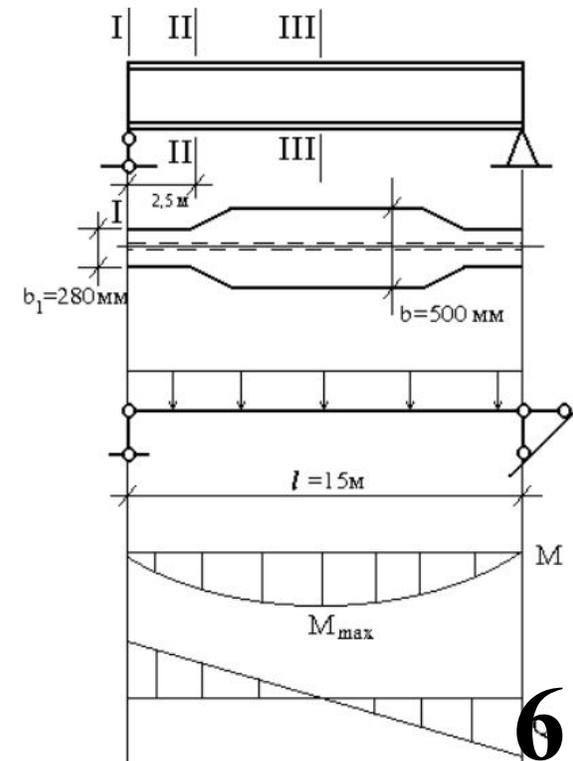
по ширине



по толщине



ширина измененного сечения $b'_f = (0,5 \dots 0,6) \cdot b_f$



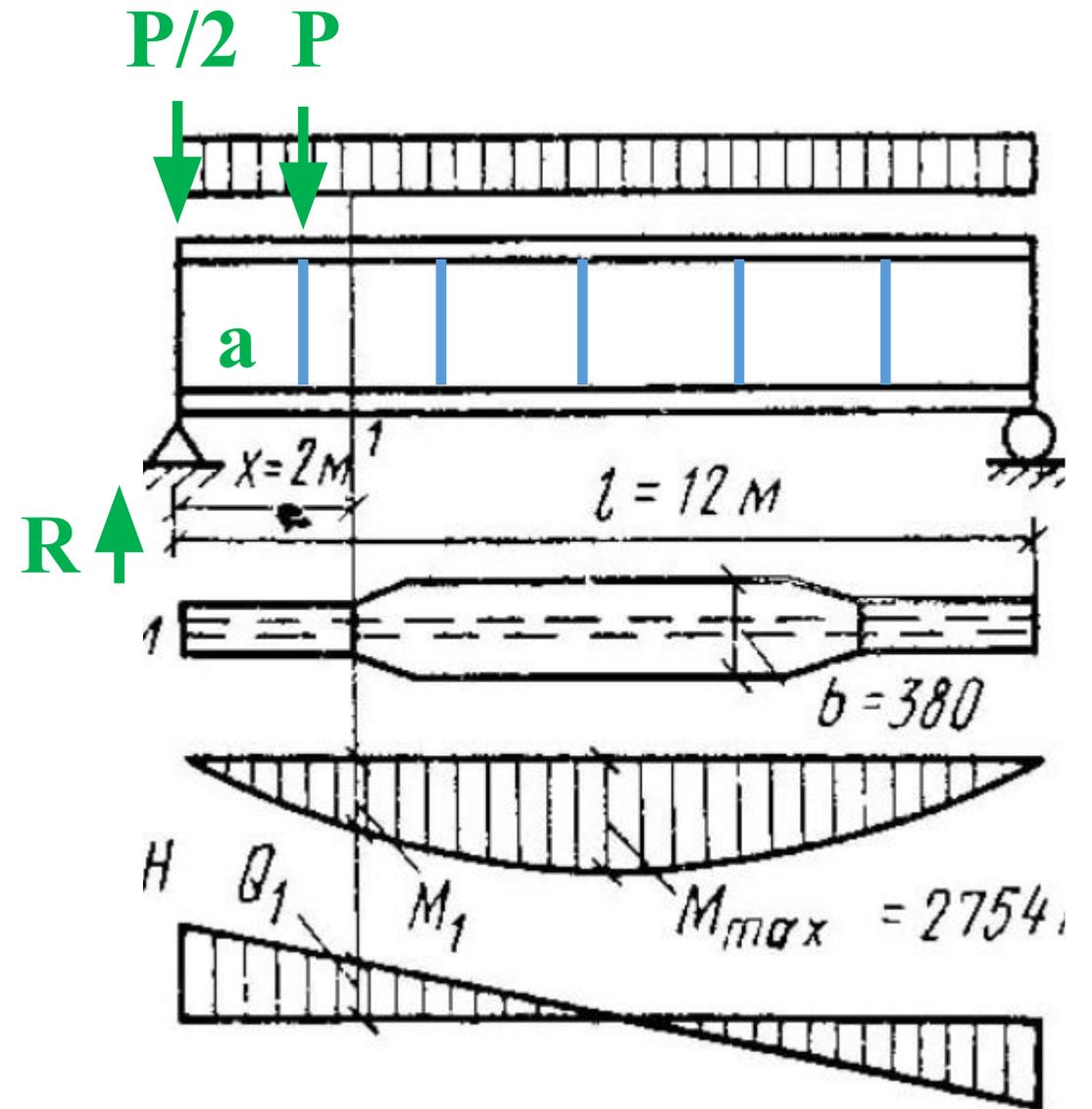
Определение места изменения сечения

Вычисляется предельный изгибающий момент в измененном сечении исходя из обеспечения прочности стыкового шва

$$[M] = R_{wy} \cdot W'_x$$

Для определения координаты x записывается условие статического равновесия

$$[M] = R \cdot x - \frac{P}{2} \cdot x - P(x - a)$$



Проверки подобранного сечения

По I группе предельных состояний

Проверка прочности основного сечения по нормальным напряжениям в месте действия максимального момента

$$\frac{M_{max}}{W_x \cdot \gamma_c \cdot R_y} \leq 1$$

Проверка прочности измененного сечения по касательным напряжениям на опоре

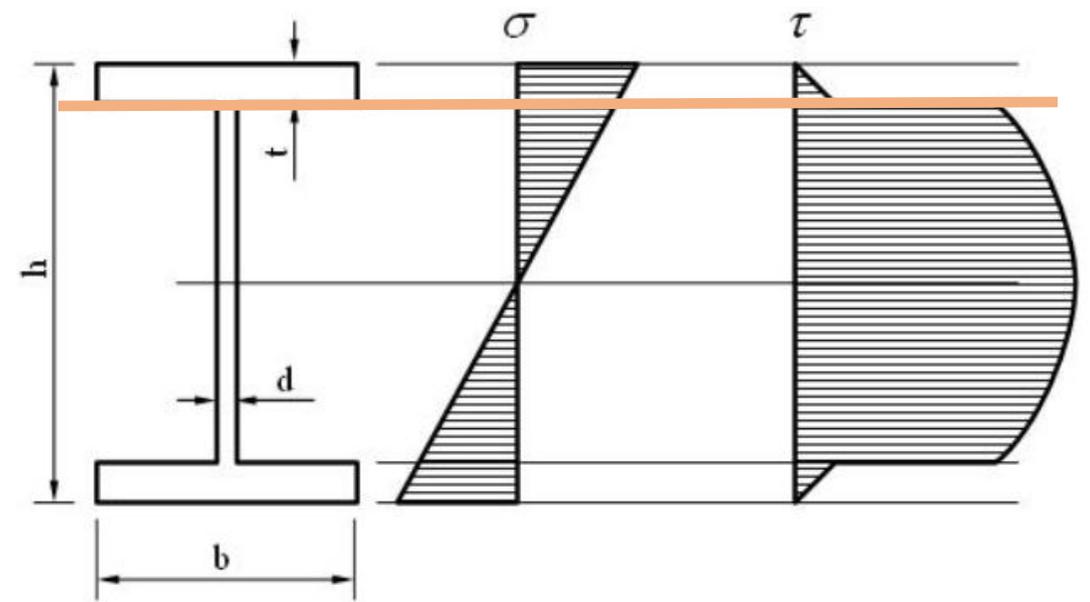
$$\frac{1,5 \cdot Q_{max}}{h_w \cdot t_w \cdot \gamma_c \cdot R_s} \leq 1$$

Проверка прочности измененного сечения по приведенным напряжениям в месте изменения сечения

$$\frac{0,87}{\gamma_c \cdot R_y} \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1$$

$$\sigma = \frac{M_x^{\text{ИЗМ}}}{I_x^{\text{ИЗМ}}} \cdot (0,5 \cdot h_w)$$

$$\tau = \frac{1,5 \cdot Q^{\text{ИЗМ}}}{h_w \cdot t_w}$$



Проверка общей устойчивости

По II группе предельных состояний

проверка прогибов

$$\frac{M_y}{\varphi_b \cdot W_{cy} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

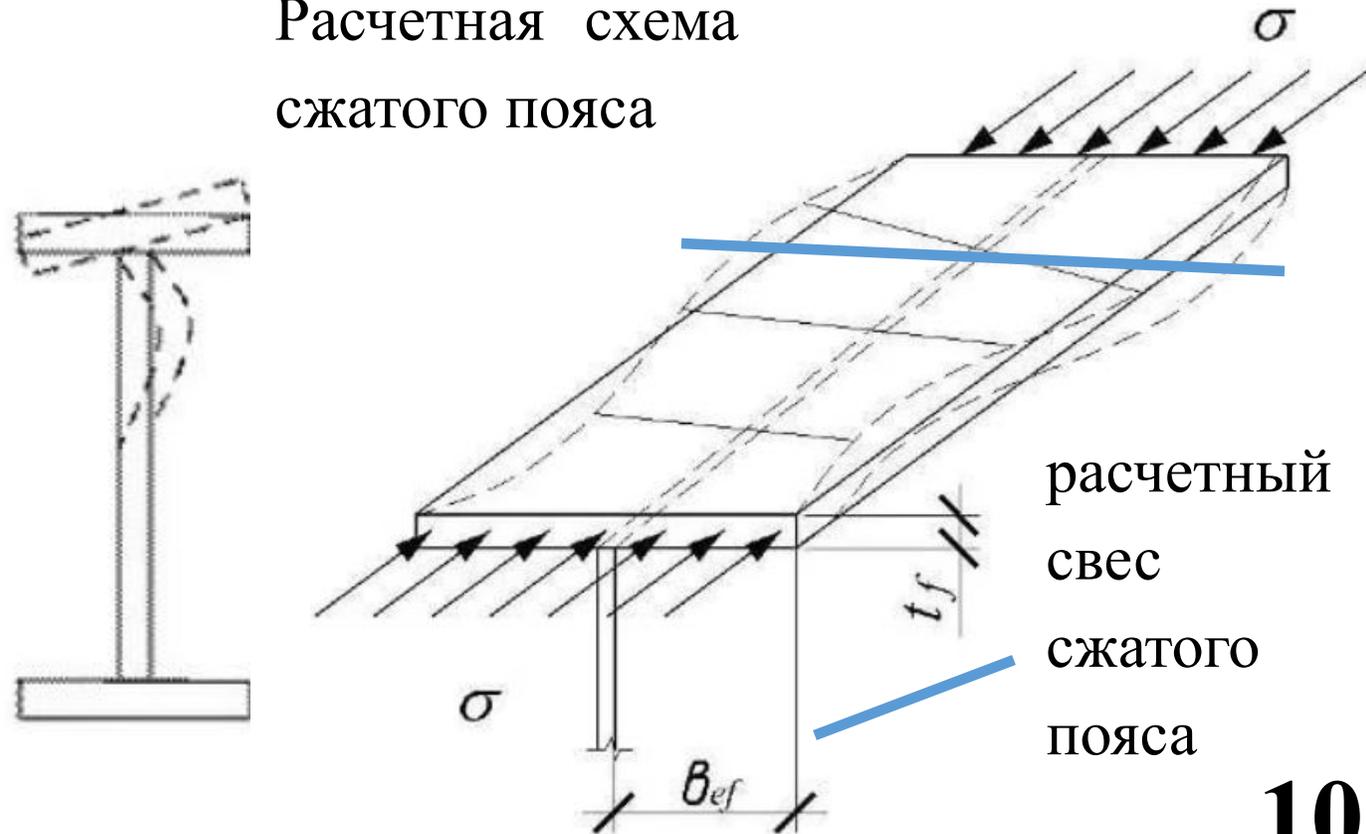
$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^3}{0,9 \cdot E \cdot I} \leq \left[\frac{f}{l} \right]$$

Местная устойчивость сжатого пояса

У тонкостенных стержней истощение несущей способности может наступить раньше, чем при потере устойчивости элемента в целом (общая потеря устойчивости) из-за выпучивания сжатой полки или сжатой части стенки (местная потеря устойчивости)

Потеря местной устойчивости каким-либо элементом сечения искажает форму последнего и сильно ослабляет элемент, часто превращая симметричное сечение в несимметричное и смещая центр тяжести сечения

Расчетная схема сжатого пояса



Условная гибкость свеса пояса

$$\overline{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}}$$

Проверка местной устойчивости

$$\overline{\lambda}_f \leq \overline{\lambda}_{uf}$$

Для балок первого класса

$$\overline{\lambda}_{uf} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}}$$

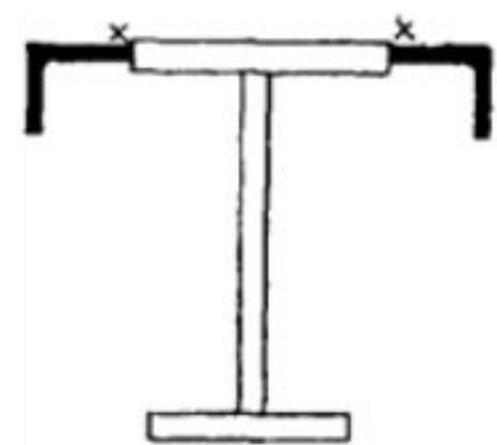
Напряжения в сжатом поясе

$$\sigma_c = \frac{M}{W_{хпс} \cdot \gamma_c}$$

Для балок второго класса (без окаймления пояса)

$$\overline{\lambda}_{uf} = 0,17 + 0,06 \cdot \overline{\lambda}_{uw}$$

Предельная условная гибкость стенки

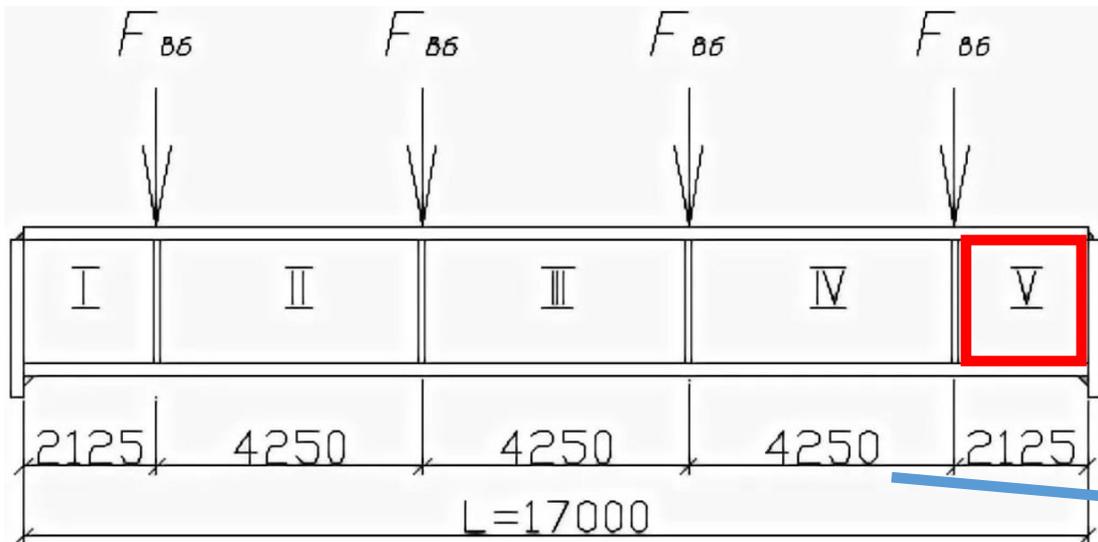


$\overline{\lambda}_{uf}$

допускается увеличивать в 1,5 раза

Местная устойчивость стенки

Толщина стенки балки, найденная по условиям прочности, обычно мала по сравнению с толщиной, необходимой по условию местной устойчивости. Увеличение толщины стенки для обеспечения ее местной устойчивости привело бы к неоправданно высокому расходу металла, поскольку местную устойчивость теряет не вся стенка, а только отдельная ее часть. Стенку, как правило, укрепляют ребрами жесткости, расположенными нормально к поверхности выпучивания листа и увеличивающими жесткость стенки.



Лист стенки в пределах отсека представляет собой пластину, закрепленную от смещения из плоскости по всем четырем сторонам

При действии сосредоточенной нагрузки всегда ставится ребро
шаг ребер (а)

Поперечные ребра жесткости следует устанавливать, как правило, в местах приложения неподвижных сосредоточенных нагрузок и на опорах балок.

Расстояние между поперечными ребрами (а) не должно превышать:

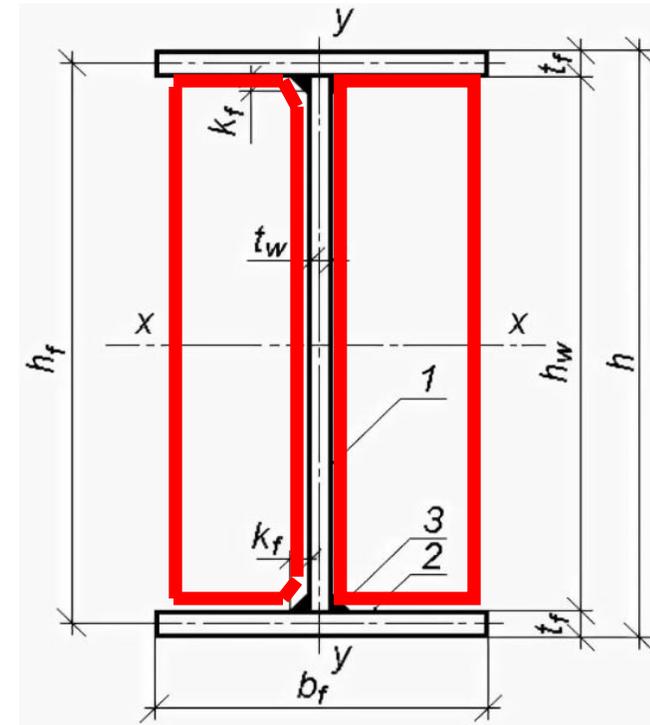
- $2 \cdot h_w$ при $\bar{\lambda}_w \geq 3,2$

- $2,5 \cdot h_w$ при $\bar{\lambda}_w < 3,2$, где $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ условная гибкость

стенки

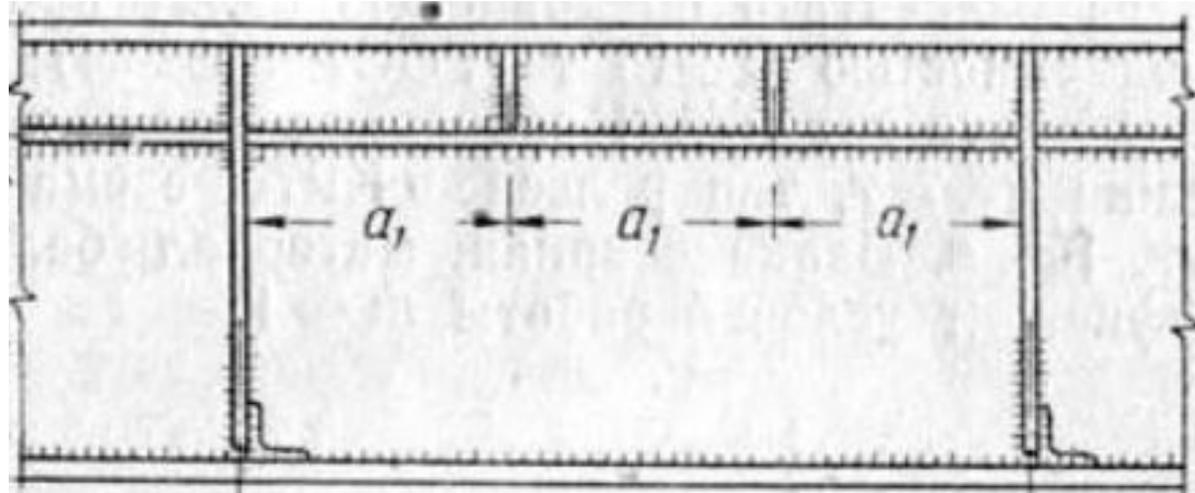
Ширина ребра $b_r \geq (\frac{h_w}{30} + 25)$ мм

Толщина ребра $t_r \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ мм



Ребро приваривается к стенке и к верхней (сжатой) полке.

К нижней (растянутой) полке сварка не выполняется.



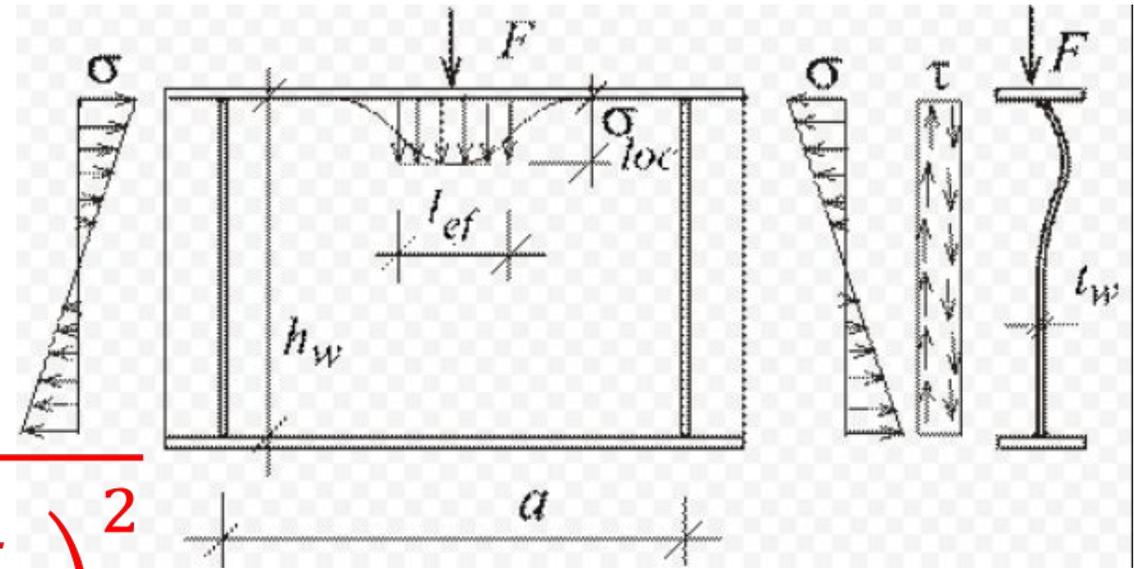
Дополнительно к поперечным ребрам необходимо устанавливать продольное ребро:

- при действии нормальных напряжений от изгиба устойчивость стенки не обеспечена,

- при $\bar{\lambda}_w > 5,5 \cdot \sqrt{\frac{R_y}{\sigma}}$, где σ – напряжения в сжатом поясе балки

Проверка местной устойчивости стенки

Проверка устойчивости (в пределах каждого отсека) стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости при наличии местного напряжения:

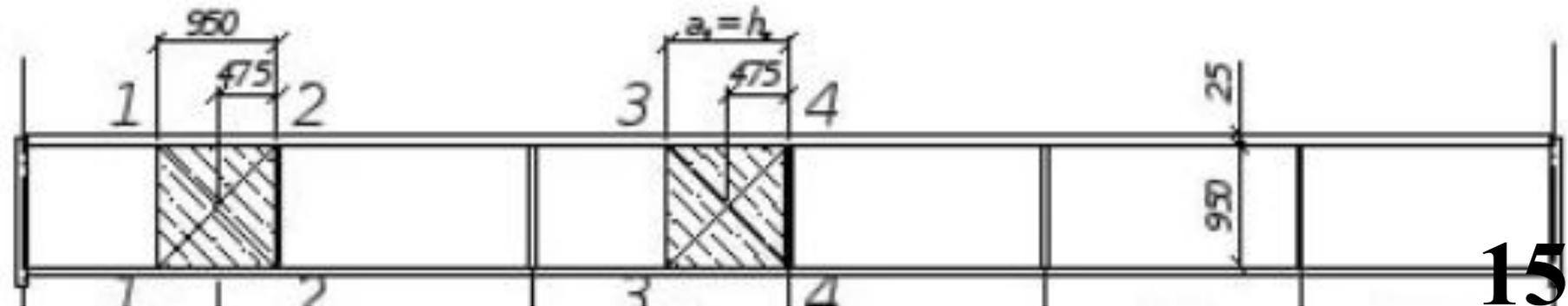


$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{M_x}{I_x} \cdot (0,5 \cdot h_w)$$

Если $a < h_w$ M_x и Q принимаются в середине отсека

$$\tau = \frac{Q}{h_w \cdot t_w}$$



Критические напряжения

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \frac{R_y}{\lambda_w^2}$$

коэффициент c_{cr} зависит от геометрических размеров балки, типа поясного соединения (сварное или фрикционное)

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

μ – отношение большей стороны отсека к меньшей

$$\lambda_d = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

d – меньшая из сторон отсека

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 \cdot c_2 \cdot \frac{R_y}{\lambda_w^2}$$

коэффициенты c_1 и c_2 зависят от размеров отсека и геометрических размеров балки

Расчет поясных швов

Расчет ведется на 1 см длины шва

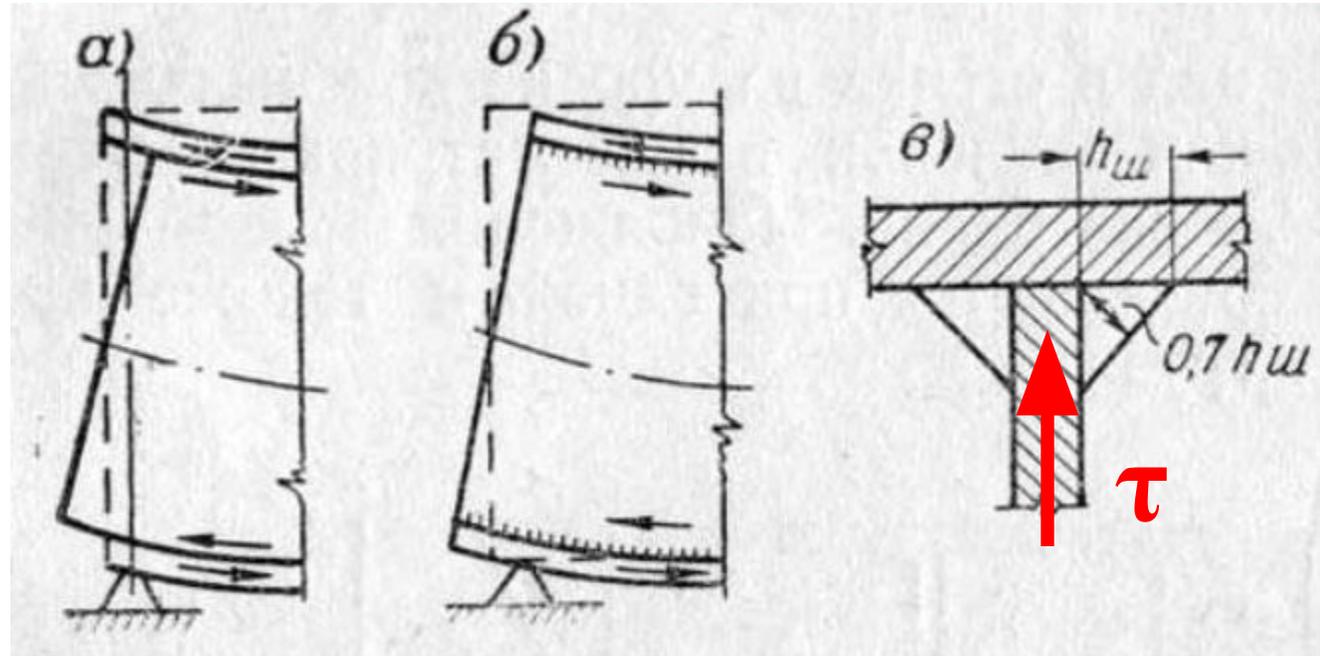
Сдвигающее пояс усилие

$$T = \tau \cdot 1\text{см} \cdot t_w$$

$$\tau = \frac{T}{1\text{см} \cdot t_w} \quad \tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot t_w}$$

Из условия $T \leq 2 \cdot T_{w,\min}$

подбирается катет шва



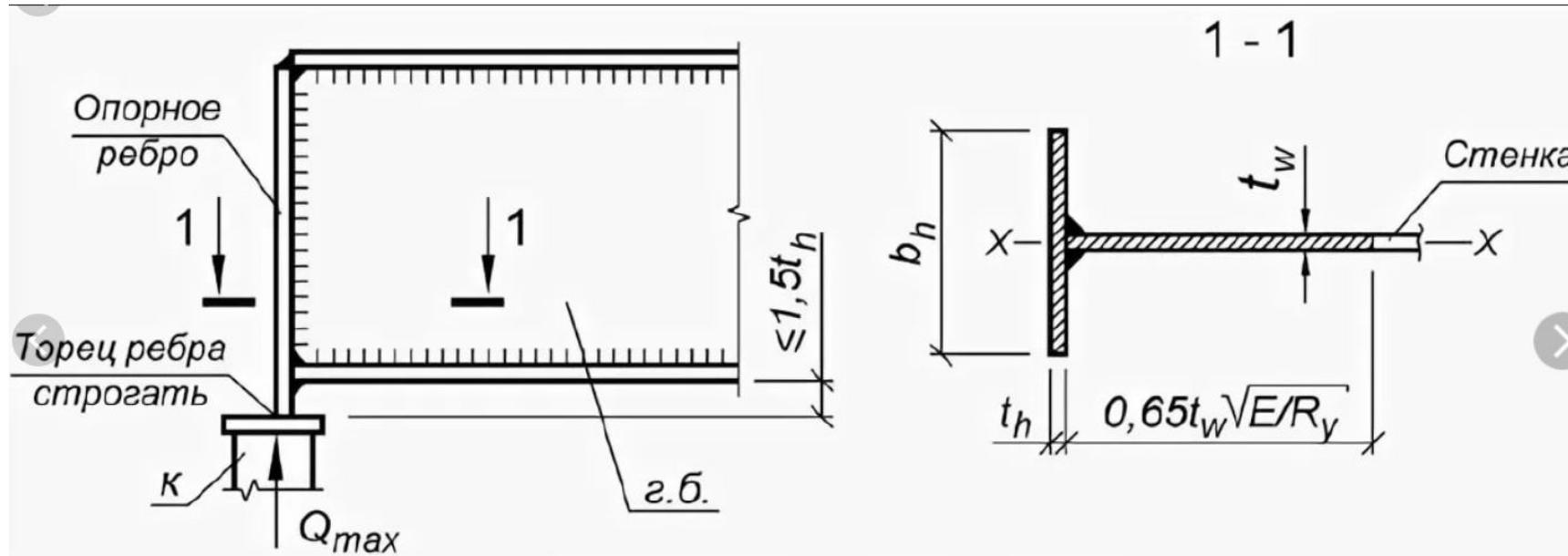
Несущая способность углового шва

$$T_{w,f} = \beta_f \cdot k_f \cdot 1\text{см} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c$$

$$T_{w,z} = \beta_z \cdot k_f \cdot 1\text{см} \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c$$

Конструирование и расчет опорных ребер жесткости

Передача нагрузки (опорной реакции) от балки на нижележащую несущую конструкцию (например, колонну) осуществляется через опорные ребра.



Проверка на смятие торца ребра

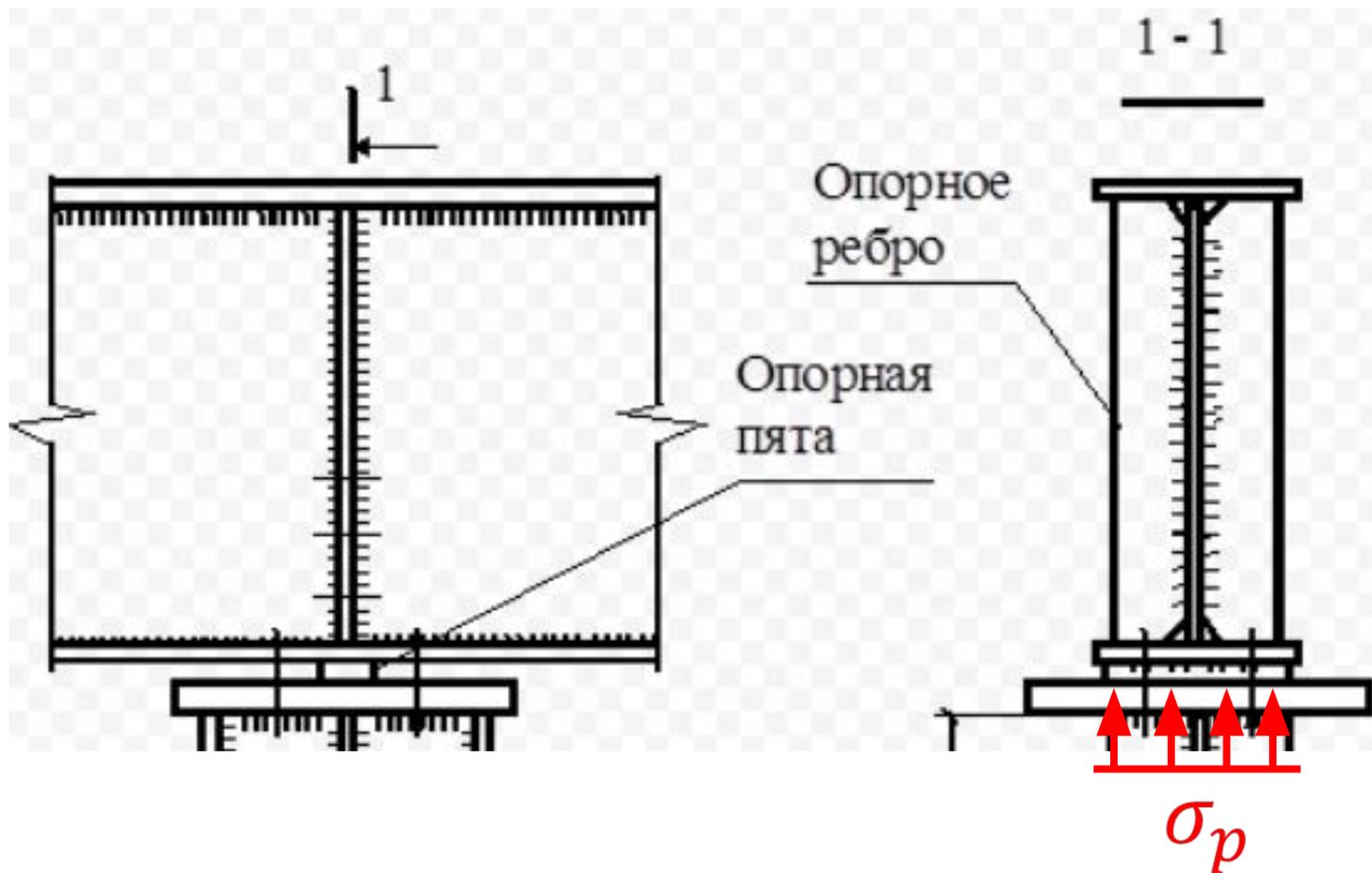
$$\sigma_p = \frac{Q_{max}}{A_p} \leq \gamma_c \cdot R_p$$

$$R_p = R_u$$

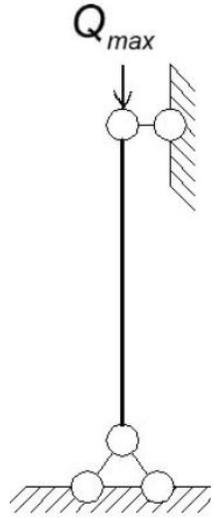
$$b_r \cdot t_r$$

$$A_p$$

$$(2 \cdot b_r - 2 \cdot c - t_f) \cdot t_r$$



Опорное ребро может потерять устойчивость как центрально-сжатый стержень из плоскости балки



$$\frac{Q}{A \cdot \varphi} \leq \gamma_c \cdot R_y$$

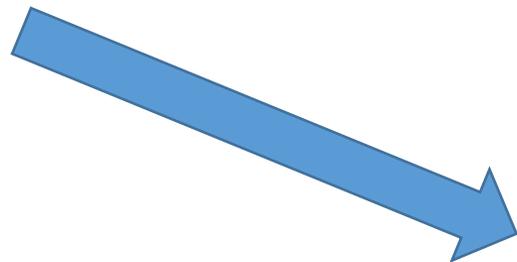
$$A = b_r \cdot t_r + s \cdot t_w$$

$$A = b_r \cdot t_r + 2 \cdot s \cdot t_w$$

Проверка прочности сварного шва, соединяющего опорное ребро со стенкой

$$\frac{Q}{\beta_{f(z)} \cdot k_f \cdot 2(4)l_w} \leq R_{wf(z)} \cdot \gamma_c$$

$$l_{w,max} = 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$$



выражаем k_f

Изгибающий момент в стыке распределяют между поясами и стенкой пропорционально их моментам инерции

$$M_w = M_{\text{ст}} \cdot \frac{I_{xw}}{I_x}$$

$$M_f = M_{\text{ст}} \cdot \frac{I_{xf}}{I_x}$$



$$N_f = \frac{M_f}{h_w + t_f}$$

Поперечная сила воспринимается только стенкой

$$\sum A_f^{\text{накл}} \geq A_f^{\text{пояс}}$$

$$\sum A_w^{\text{накл}} \geq A_f^{\text{стенка}}$$

Определяем Q_{bh} - расчетное усилие, воспринимаемое одной плоскостью трения

Определяем требуемое количество болтов в поясе на полунакладке

$$n \geq \frac{N_f}{Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c} \quad \mathbf{22}$$

Момент, приходящийся на стенку, уравнивается суммой пар реакций в болтах (предварительно необходимо задаться количеством вертикальных и горизонтальных рядов)

$$M_w = \sum N_i \cdot a_i = N_1 \cdot a_1 + N_2 \cdot a_2 + \dots + N_n \cdot a_n$$

Все усилия выражаем через N_1

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{a_1}{a_2} \quad \frac{N_1}{N_3} = \frac{a_1}{a_3} \quad \frac{N_1}{N_n} = \frac{a_1}{a_n}$$

$$M_w = N_1 \cdot a_1 + N_1 \cdot \frac{a_2}{a_1} \cdot a_2 + \dots + N_1 \cdot \frac{a_n}{a_1} \cdot a_n$$

$$N_1 = \frac{M_w \cdot a_1}{m \cdot \sum a_i^2}$$

Поперечная сила распределяется равномерно между всеми болтами на полунакладке

$$V = \frac{Q}{m \cdot n}$$

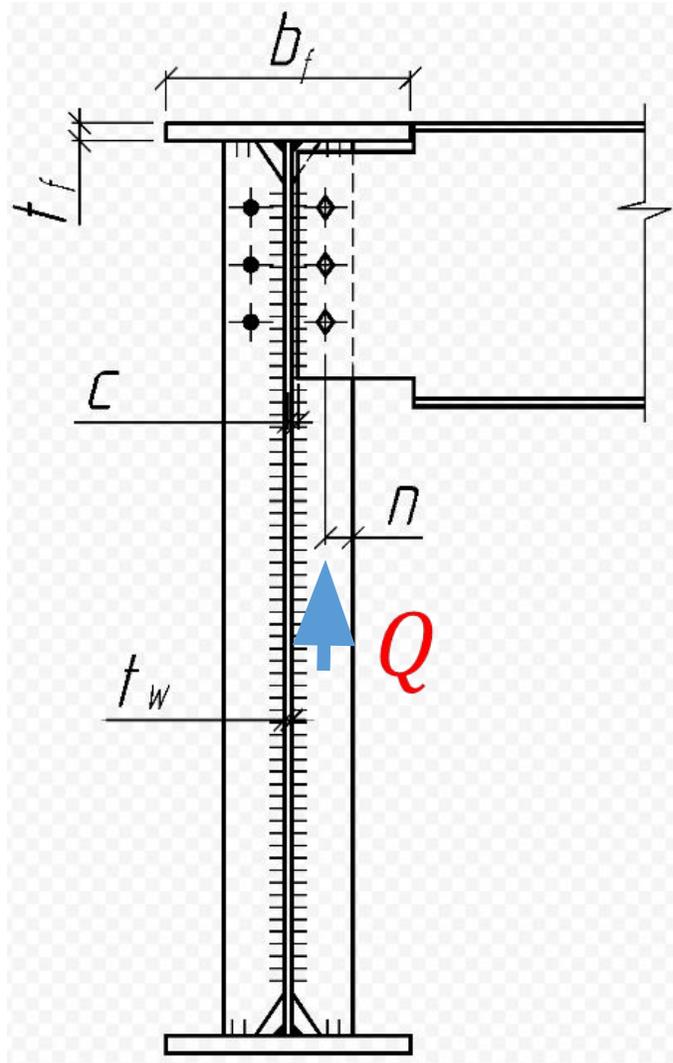
На наиболее нагруженный болт действует равнодействующая усилий

$$S = \sqrt{N_1^2 + V^2}$$

Проверка прочности

$$S \leq Q_{bh}$$

Сопряжение балок в одном уровне



требуемое количество болтов

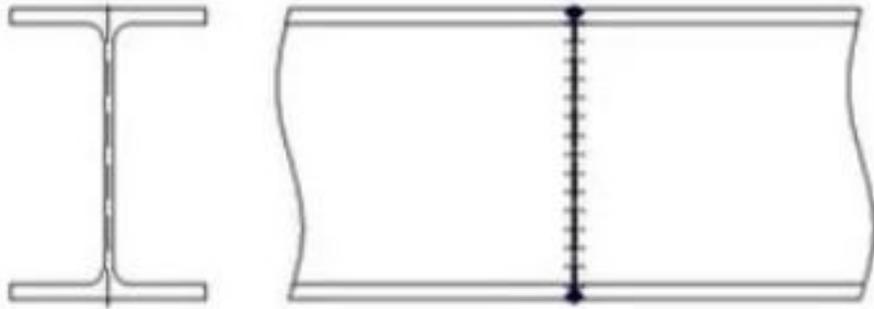
$$n \geq \frac{1,2 \cdot Q}{N_b^{min}}$$

проверка прочности ослабленного сечения

$$\tau = \frac{1,5 \cdot Q}{A_{\text{нетто}}} \leq \gamma_c \cdot R_s$$

Сварные стыки балок

Заводской стык прокатных балок с полным проваром

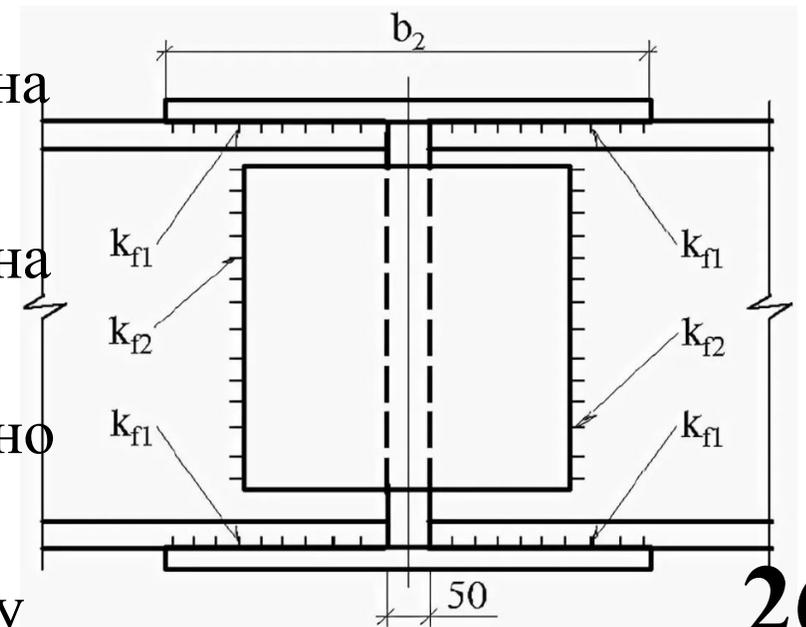


- выполнить разделку кромок
- проверить прочность сечения по металлу шва

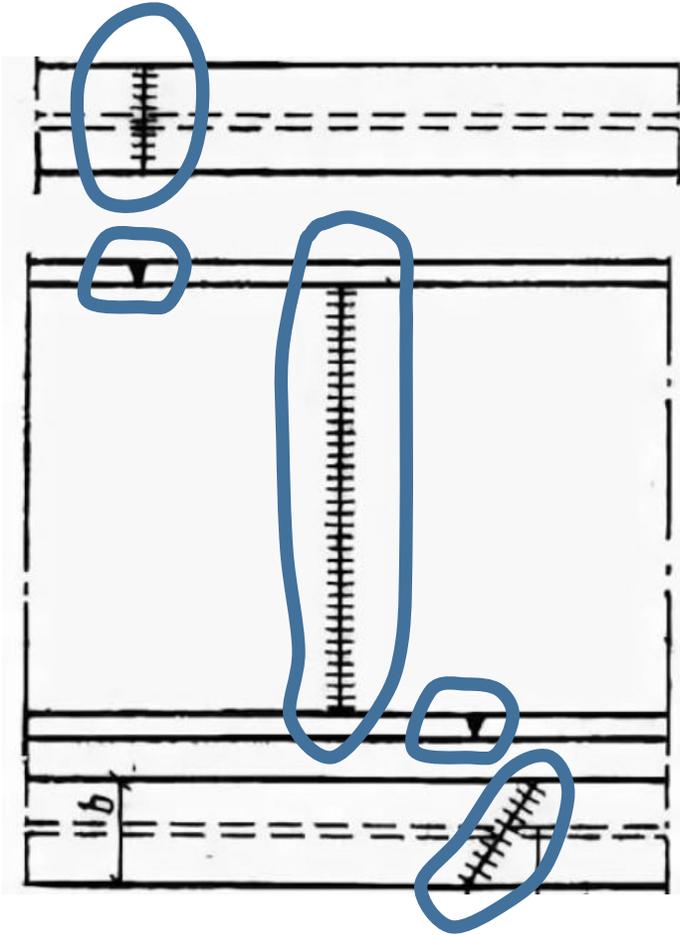
$$\frac{M}{W_w} \leq \gamma_c \cdot R_{wy}$$

Монтажный стык прокатных балок на накладках

- угловые сварные швы по стенке рассчитываются на полную поперечную силу
- угловые сварные швы по поясам рассчитываются на продольную силу $N=M/h$
- накладки по поясам рассчитываются как центрально растянутые элементы на прочность
- накладки по стенке рассчитываются на поперечную силу

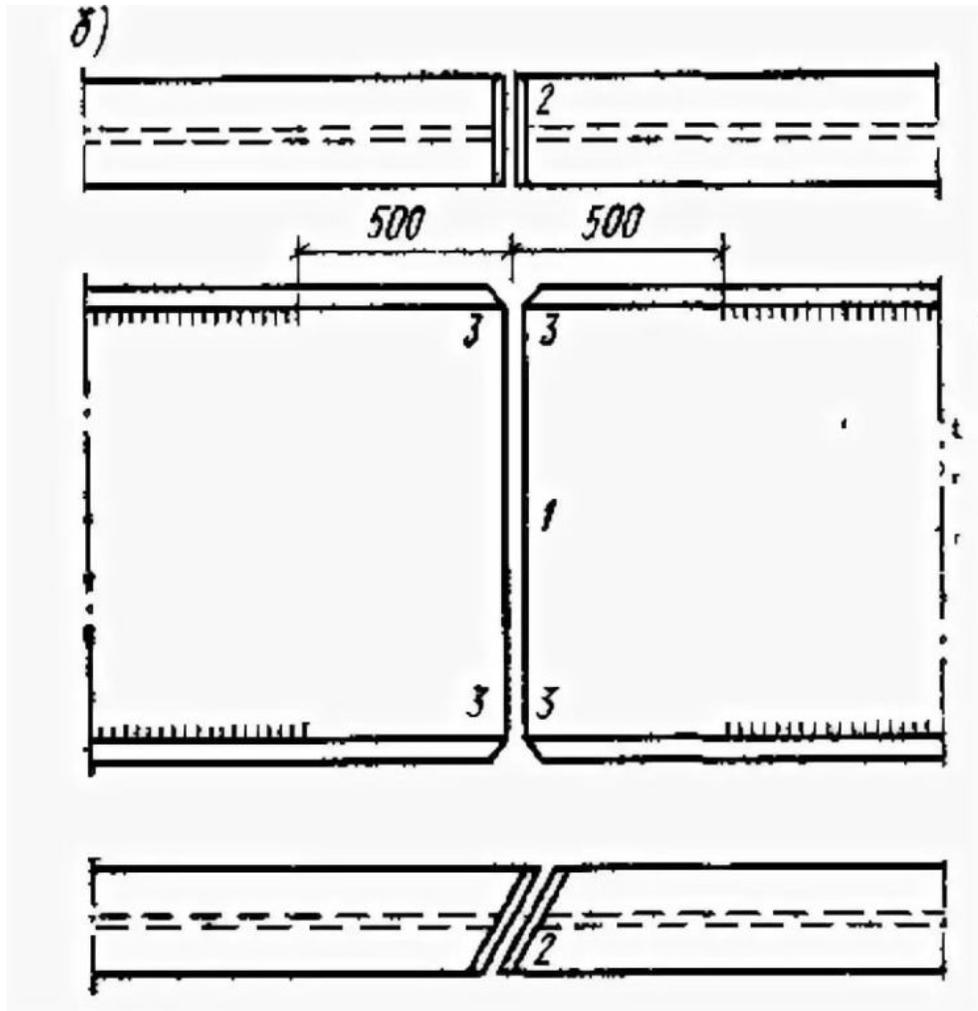


Заводской стык составных балок



- выполнить разделку кромок
- проверить прочность сечения по металлу шва
- стык растянутого пояса может быть косым под углом менее 65 градусов (равнопрочный стык)
- стыки поясов и стенки разносятся для снижения концентрации сварочных напряжений

Монтажный стык составных балок



Последовательность сварки

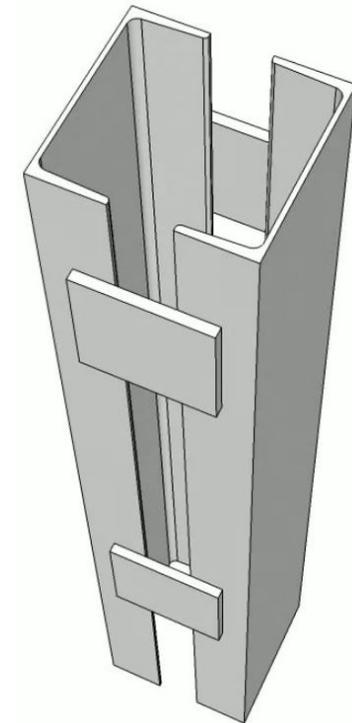
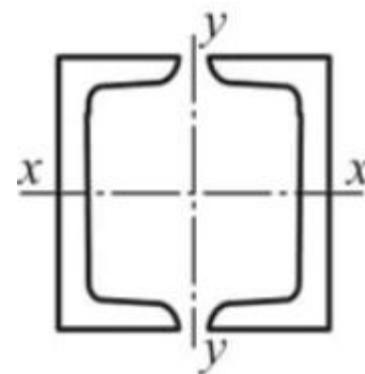
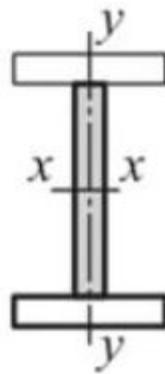
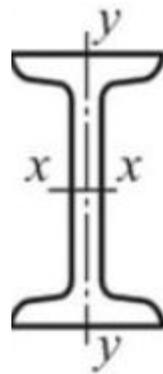
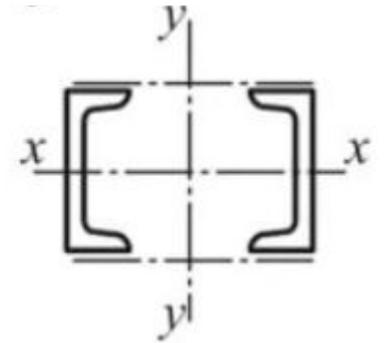
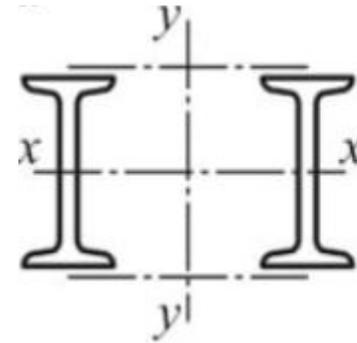
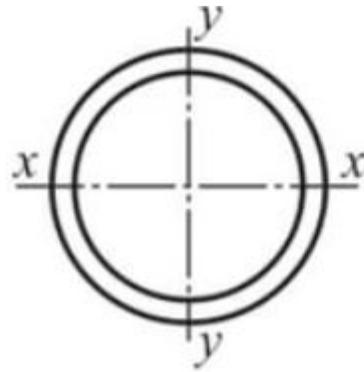
- стенка (1)
- пояса (2)
- недоваренные поясные швы (3)
- стык верхнего пояса всегда прямой
- стык нижнего пояса всегда косой под углом 60 градусов

Центрально-сжатые колонны

Сечения

СПЛОШНОСТЕНЧАТЫЕ

СКВОЗНЫЕ



Оголовок служит для опирания и крепления вышележащих конструкций.

База выполняет две функции:

- распределяет усилие, передаваемое колонной на фундамент, снижая напряжения в нем до расчетного сопротивления бетона,
- обеспечивает крепление к фундаменту колонны с помощью фундаментных болтов

Расчет на прочность производится только в случае наличия ослабления сечения (например, отверстиями под болты)

$$\frac{N}{A_{\text{нетто}} \cdot \gamma_c \cdot R_y} \leq 1$$

При отсутствии ослаблений расчет производится только на устойчивость

$$\frac{N}{\varphi \cdot A_{\text{брутто}} \cdot \gamma_c \cdot R_y} \leq 1$$

См. раздел предельные состояния и расчет сжатых элементов

Принцип равноустойчивости

Наиболее экономичное сечение будет в том случае, когда вероятность потери устойчивости в обеих главных плоскостях будет одинаковой

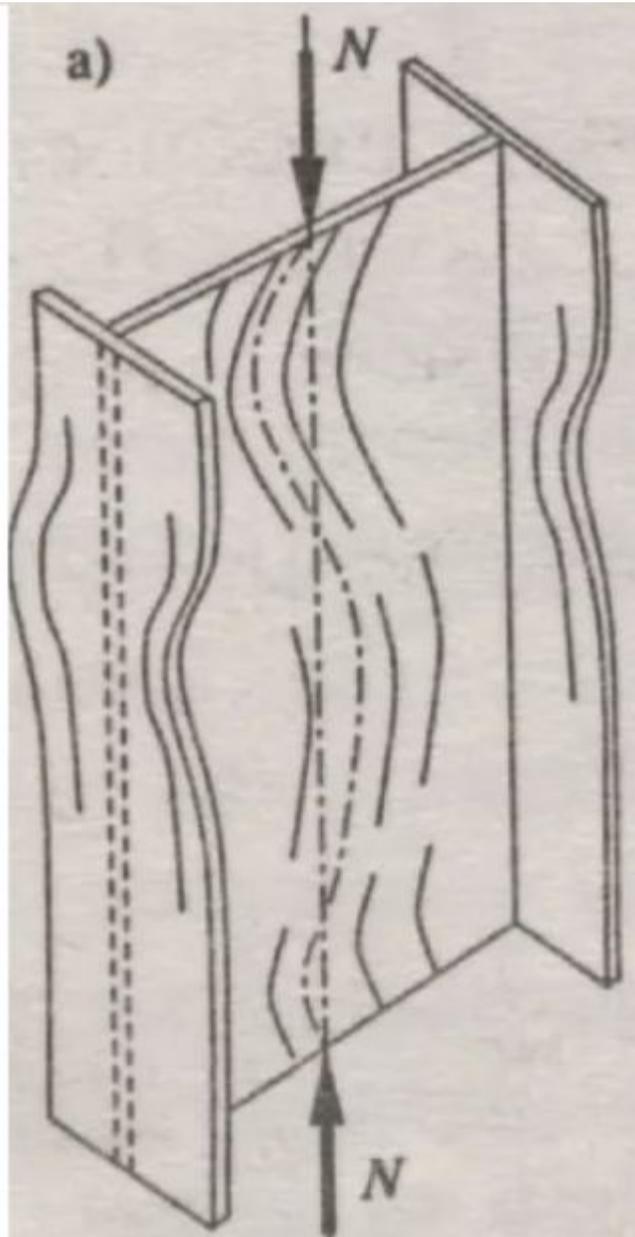
$$\sigma_x = \sigma_y \quad \longrightarrow \quad \varphi_x = \varphi_y \quad \longrightarrow \quad \lambda_x = \lambda_y$$

Так же, как и для изгибаемых элементов, в случае центрально-сжатых элементов могут потерять местную устойчивость сжатые пластины (пояса и стенка)

Обобщенный принцип равноустойчивости

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_{cr,ст} = \sigma_{cr,п}$$

Местная устойчивость поясов



$$\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf}$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}$$



Через гибкость общая и местная устойчивость связаны

Местная устойчивость стенки

$$\overline{\lambda}_w \leq \overline{\lambda}_{uw}$$

Условная гибкость стенки

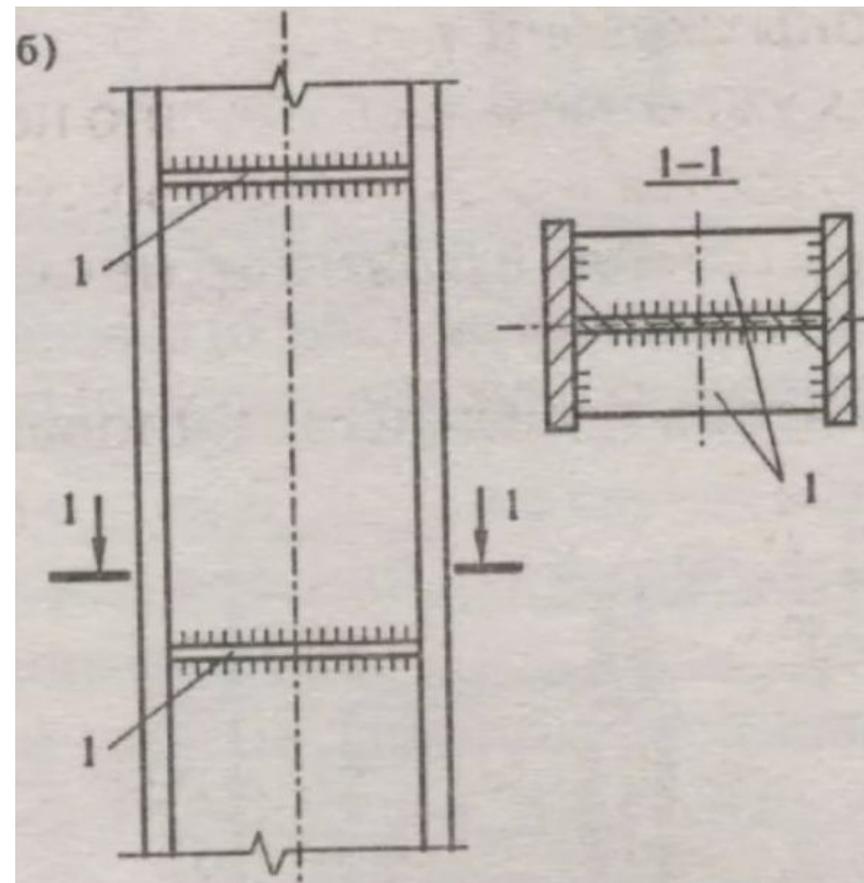
$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

$$\overline{\lambda} \leq 2 \quad \overline{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \cdot \overline{\lambda}^2$$

$$\overline{\lambda} > 2 \quad \overline{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \cdot \overline{\lambda}^2$$



Через гибкость общая и местная
устойчивость связаны



$$\overline{\lambda}_w > 2,3$$

устраиваются поперечные ребра
с шагом $2,5h_w \dots 3h_w$

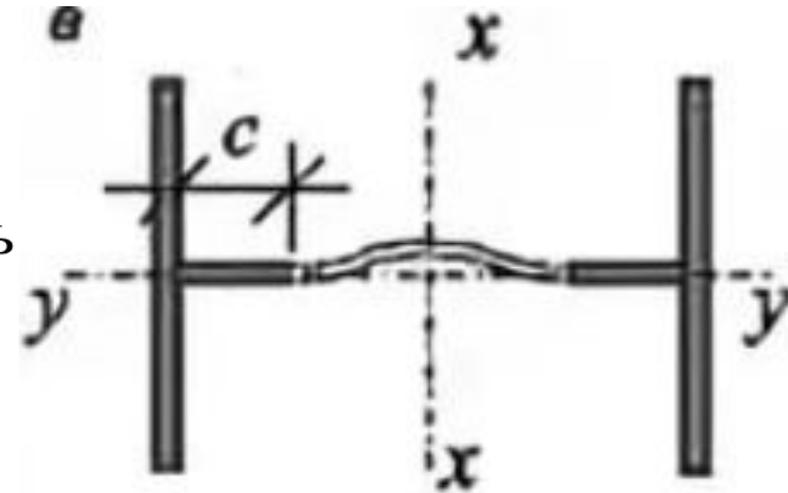
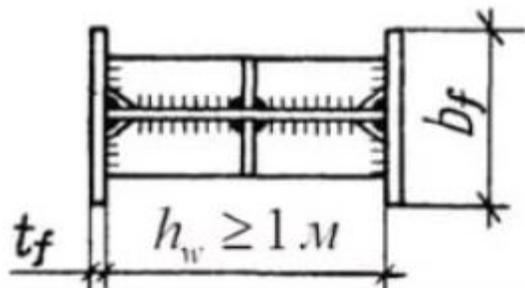
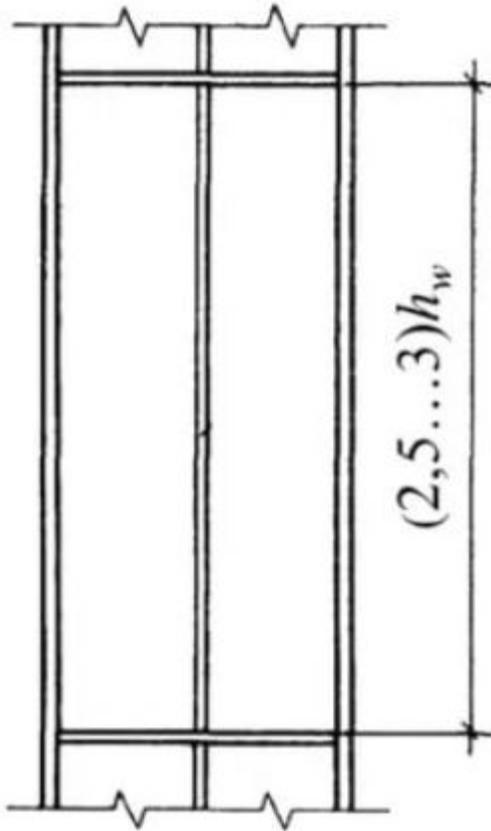
Если устойчивость стенки не обеспечена устраивается продольное ребро

$$\beta = 1 + 0,4 \cdot \frac{I_{rl}}{h_w \cdot t_w^3} \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{I_{rl}}{h_w \cdot t_w^3}\right)$$

$$\overline{\lambda}_w \leq \overline{\lambda}_{uw} \cdot \beta$$

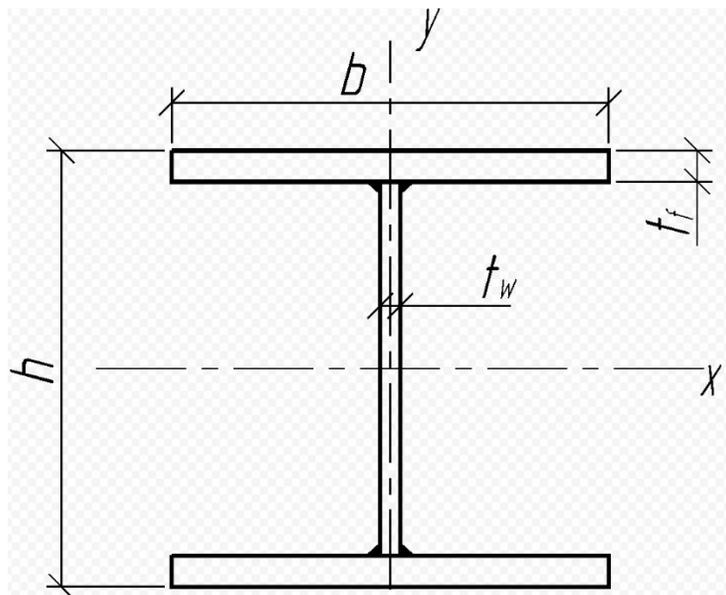
Если $\overline{\lambda}_w > \overline{\lambda}_{uw}$, проверку устойчивости допускается выполнять с учетом уменьшенной (редуцированной площади сечения)

$$\frac{N}{\varphi \cdot A_d \cdot \gamma_c \cdot R_y} \leq 1$$



Подбор сечения сплошностенчатых центрально-сжатых колонн

Подбор сечения сплошностенчатых центрально-сжатых колонн выполняется расчетом на устойчивость в двух плоскостях с учетом принципа равноустойчивости



Исходные данные:

- продольная сила N
- расчетные длины $l_{ef,x}$, $l_{ef,y}$
- класс стали

Задаемся гибкостью $\lambda^3 = \lambda_x^3 = \lambda_y^3$

Определяем коэффициент φ (по условной гибкости $\bar{\lambda}$ и типу сечения)

Определяем требуемую площадь расчетом на устойчивость

$$A^{тр} = \frac{N}{\varphi^3 \cdot \gamma_c \cdot R_y}$$

Определяем требуемые радиусы инерции

$$i_x^{\text{тр}} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda^3} \quad i_y^{\text{тр}} = \frac{l_{ef,y}}{\lambda^3}$$

Определяем размеры сечения

$$h^{\text{тр}} = \frac{i_x^{\text{тр}}}{0,41} \quad b^{\text{тр}} = \frac{i_y^{\text{тр}}}{0,24}$$

Определяем толщину стенки исходя из
ненаступления потери местной устойчивости

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \overline{\lambda}_{uw}$$

Определяем толщину поясов

$$t_f^{\text{тр}} = \frac{A^{\text{тр}} - h_w \cdot t_w}{2 \cdot b^{\text{тр}}}$$

Проверки принятого сечения

1. Устойчивость в обеих плоскостях

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot A \cdot \gamma_c \cdot R_y} \leq 1$$

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot A \cdot \gamma_c \cdot R_y} \leq 1$$

2. Местная устойчивость стенки и полок

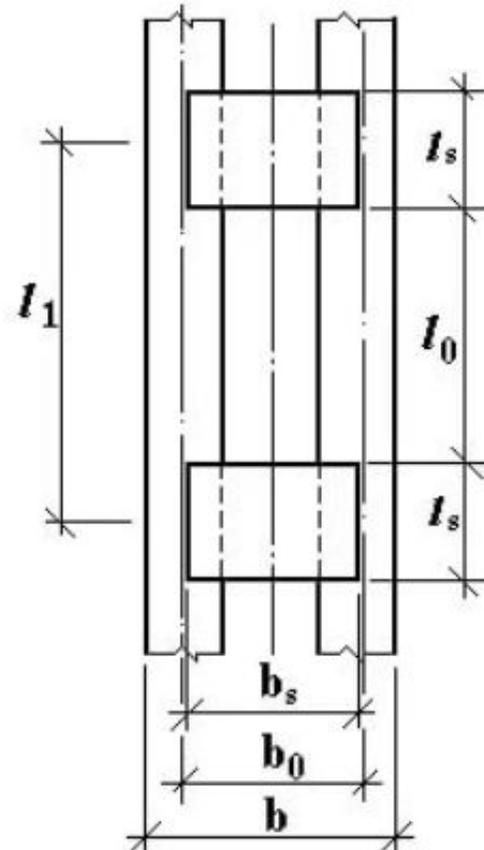
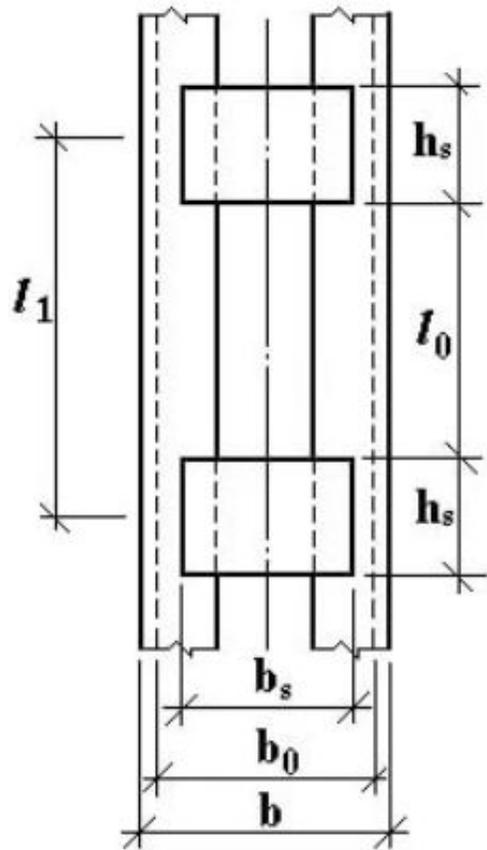
3. Гибкости

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \leq [\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \leq [\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{x(y)} \cdot A \cdot \gamma_c \cdot R_y}$$

Подбор сечения сквозных центрально-сжатых колонн



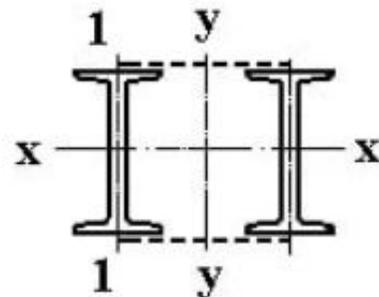
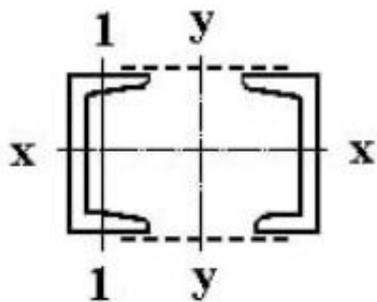
Ось X – материальная ось (в любом сечении пересекает материал)

Ось Y – свободная ось (пересекает материал только в сечении с планками)

Приведенная гибкость

$$\lambda_{ef,y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{y,ветви}^2}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \quad \lambda_{y,B} = \frac{l_{ef,B}}{i_1}$$



Подбор начинают по расчету на устойчивость относительно материальной оси

Исходные данные:

- продольная сила N
- расчетные длины $l_{ef,x}$, $l_{ef,y}$
- класс стали

Задаемся гибкостью λ_x^3 определяем φ_x^3

$$A^{тр} = \frac{N}{2 \cdot \varphi_x^3 \cdot \gamma_c \cdot R_y} \quad i_x^{тр} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_x^3}$$

По сортаменту определяем номер профиля

Проверяем подобранное сечение (расчет на устойчивость и предельная гибкость)

По $b^{тр}$ назначают b , учитывая, что $b_0 \geq 80\text{мм}$

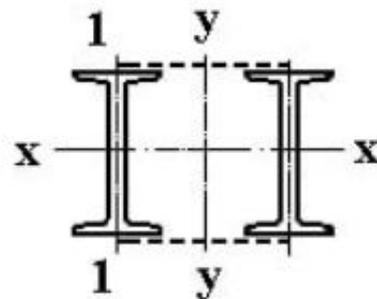
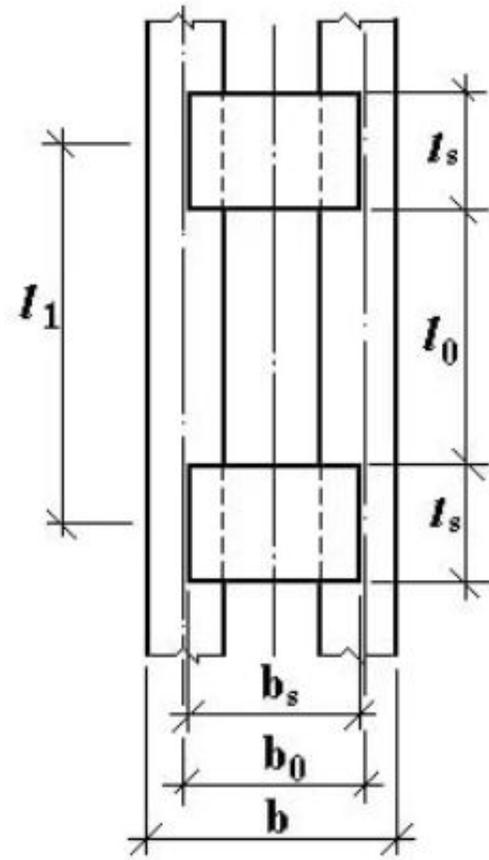
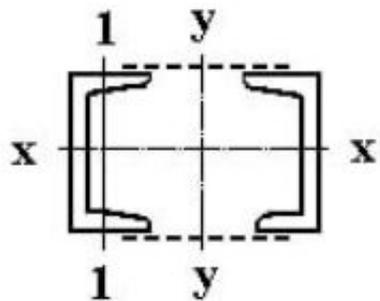
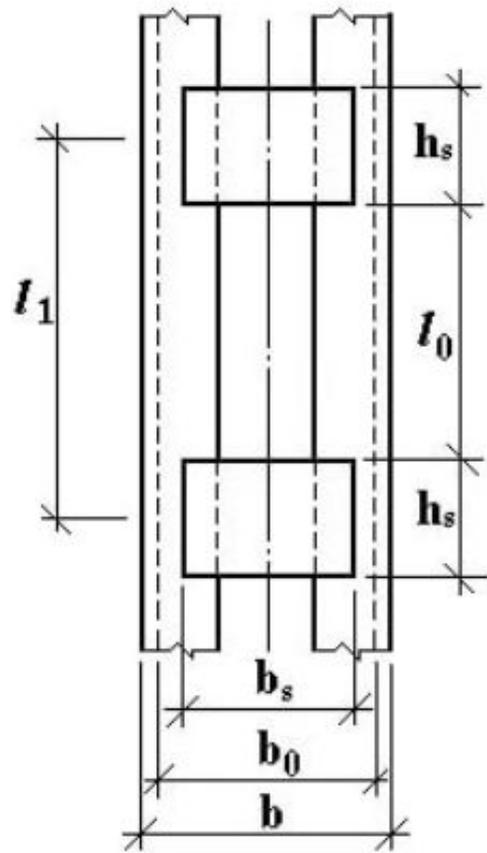
Определяем момент инерции относительно оси y

$$I_y = 2 \cdot \left(I_{y,в} + A_{в} \cdot \left(\frac{c_0}{2} \right)^2 \right) \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad \lambda_y = \sqrt{\frac{l_{ef,y}}{i_y}}$$

$$\lambda_{ef,y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{y,ветви}^2} \quad \frac{N}{\varphi_y \cdot A \cdot \gamma_c \cdot R_y} \leq 1$$

Проверка гибкости относительно оси y

Конструирование и расчет соединительных планок

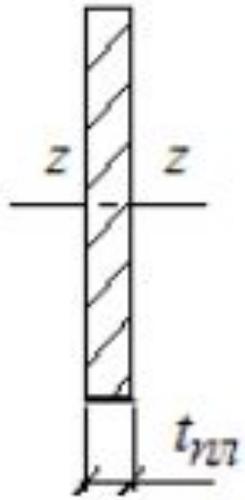


Планки объединяют ветви колонны в совместную работу.

$$b_s = b_0 + 2 \cdot (20 \dots 30) \text{ мм}$$

$$h_s = (0,5 \dots 0,75) \cdot b_{\text{ПЛ}}$$

$$t_{\text{ПЛ}} = \left(\frac{1}{15} \dots \frac{1}{25} \right) \cdot h_s$$



$$I_{z, \text{планки}} = \frac{t_{\text{пл}} \cdot h_s^3}{12}$$

Определяют соотношение погонных жесткостей ветви и планки

$$n = \frac{I_B \cdot b_S}{l_1 \cdot I_{z, \text{планки}}}$$

При $n \geq 0,2$ $\lambda_{ef, y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{y, \text{ветви}}^2}$

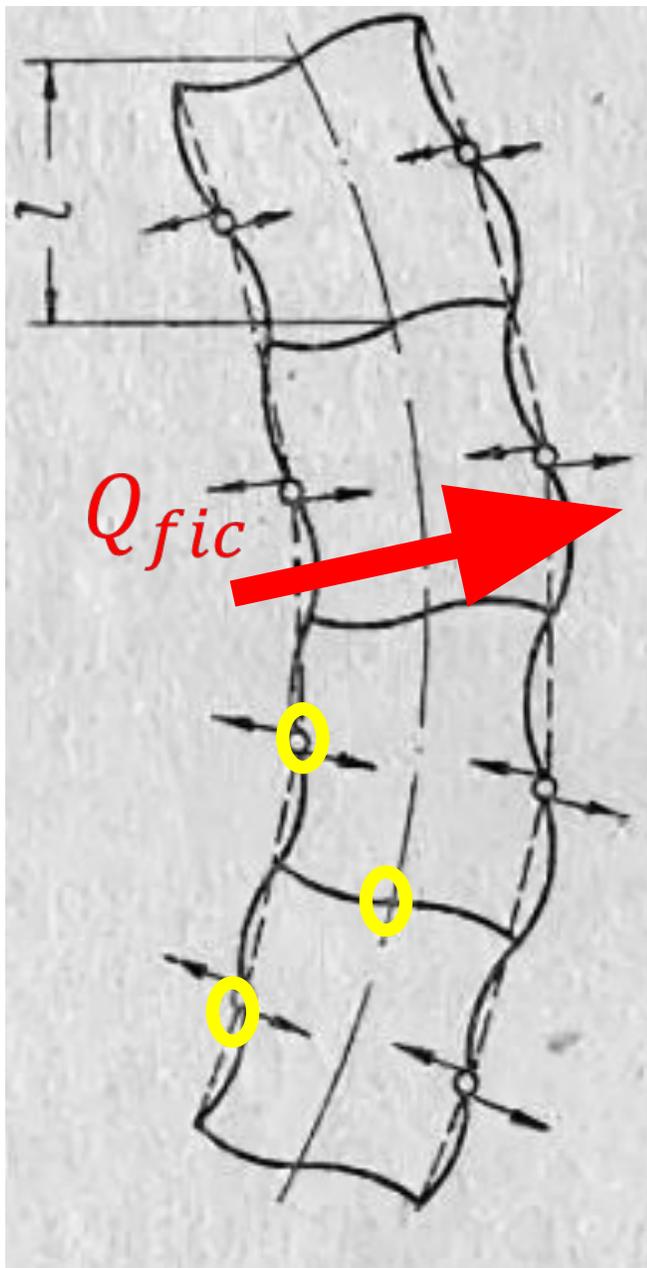
При $n < 0,2$ $\lambda_{ef, y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \cdot \lambda_{y, \text{ветви}}^2 \cdot (1 + n)}$

Определение расстояния между планками

$$l_0^{nh} \geq \lambda_{y,ветви}^3 \cdot i_{y,ветви}$$

В двухветвевой колонне каждая ветвь сжата силой $N_B = N/2$. При $N_B > N_{B,cr}$ происходит потеря устойчивости ветвей, сопровождаемая изгибом. При этом ветви при отсутствии планок стремятся потерять устойчивость независимо друг от друга. Планки препятствуют этому и обеспечивают совместную работу при потере устойчивости относительно свободной оси.

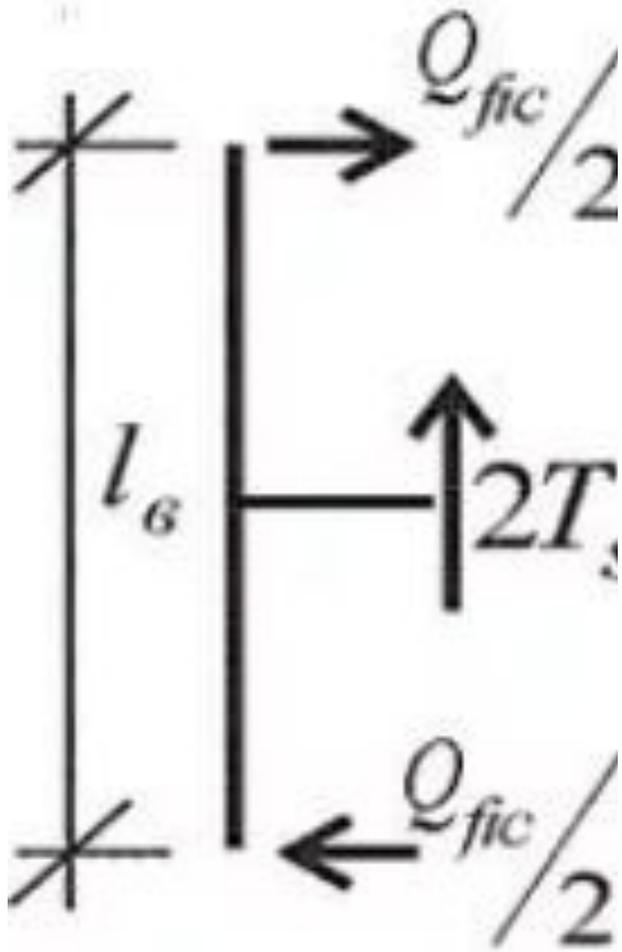
Планки начинают работать в момент потери устойчивости.



Фиктивная поперечная сила возникает при изгибе стержня вследствие потери устойчивости

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 \cdot \frac{R_y}{E} - 1 \right) \cdot \frac{N}{\varphi_y}$$

Планки присоединены к ветвям колонны жестко, поэтому прямой угол между ними сохраняется. Из деформированной схемы можно выделить общий изгиб колонны и местный изгиб ветвей и планок. В точках перегиба момент равен нулю.



$$\sum X = 0$$

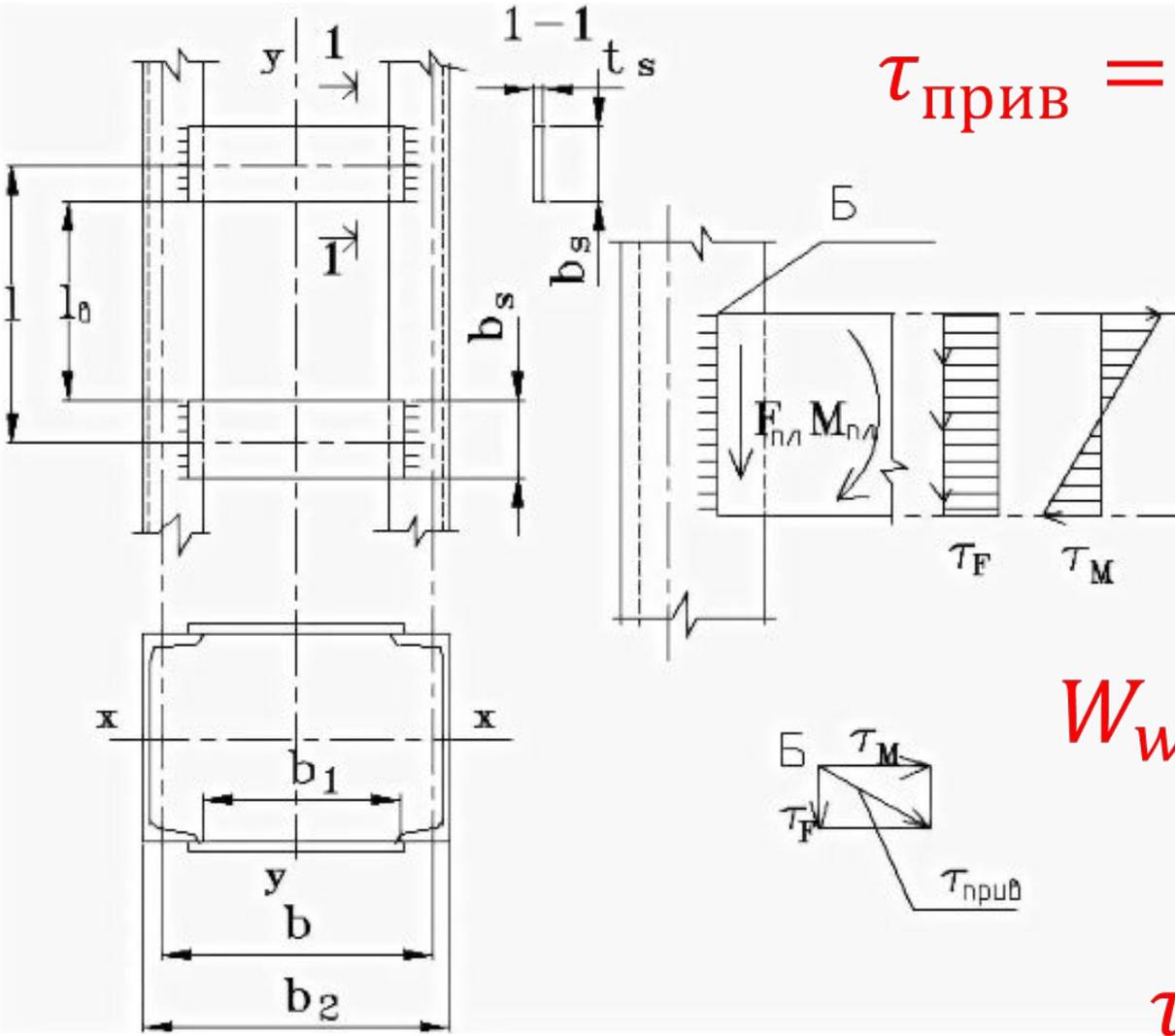
$$-\frac{Q_{fic}}{2} + \frac{Q_{fic}}{2} - V = 0$$

$$\sum M = 0$$

$$\frac{Q_{fic}}{2} \cdot l_B - 2 \cdot T_s \cdot \frac{b}{2} = 0$$

$$T_s = \frac{Q_{fic} \cdot l_B}{2 \cdot b}$$

Расчет сварных швов крепления планок



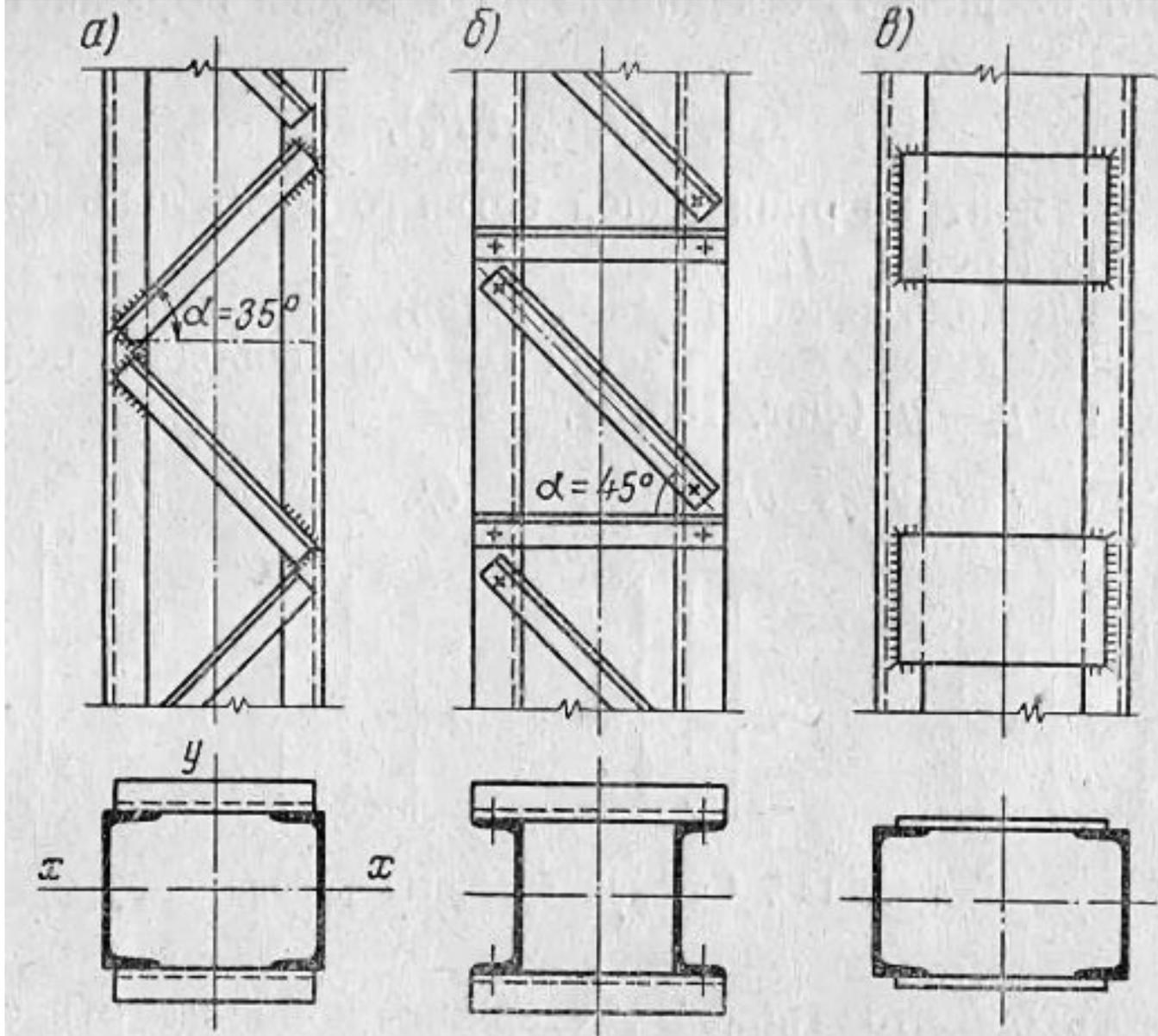
$$\tau_{прив} = \sqrt{\sigma_{wf(z)}^2 + \tau_{wf(z)}^2} \leq \gamma_c \cdot R_{wf(z)}$$

$$\sigma_{wf(z)} = \frac{M}{W_{wf(z)}}$$

$$W_{wf(z)} = \frac{\beta_{f(z)} \cdot k_f \cdot (b_s - 1\text{см})^2}{W_{wf(z)}}$$

$$\tau_{wf(z)} = \frac{F_{пл}}{\beta_{wf(z)} \cdot k_f \cdot (b_s - 1\text{см})}$$

Конструирование и расчет сквозных колонн с соединительной решеткой



Порядок расчета аналогичен расчету колонн с планками. Расчетом на устойчивость относительно материальной оси определяем площадь ветвей.

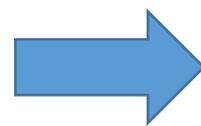
Расчет на устойчивость относительно свободной оси. По принципу равноустойчивости

$$\lambda_x = \lambda_{ef,y}$$

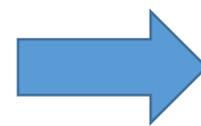
$$\lambda_{ef,y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_d}}$$

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_d}}$$


$$\lambda_y \rightarrow i_y^{тр} = \frac{l_{ef,y}}{\lambda_y^{тр}}$$



$$b^{тр} = \frac{i_y^{тр}}{0,44}$$



Проверка
принятого
сечения

α_1 - коэффициент, учитывающий податливость решетки, зависит от схемы решетки и ее геометрических размеров

A - площадь сечения двух ветвей

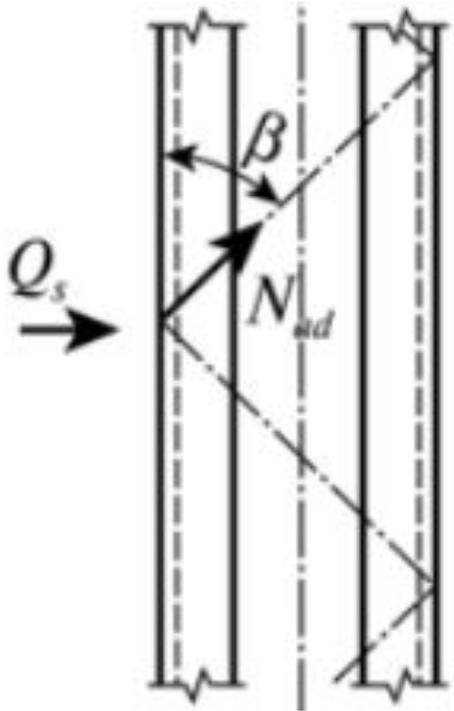
A_d - площадь сечения двух раскосов

Для определения площади сечения раскосов

$$\lambda_p = \frac{l_p}{i_{pmin}} \leq [\lambda] = 150$$

Расчет соединительной решетки

Так же как и планки, элементы решетки начинают работать в момент потери устойчивости. Усилия в элементах определяются на действие фиктивной поперечной силы



$$\sum X = 0 \quad -Q_{fic} + 2 \cdot N_d \cdot \sin \beta = 0$$

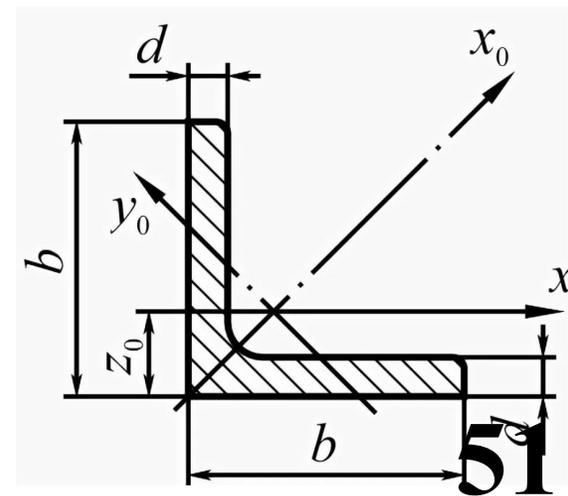
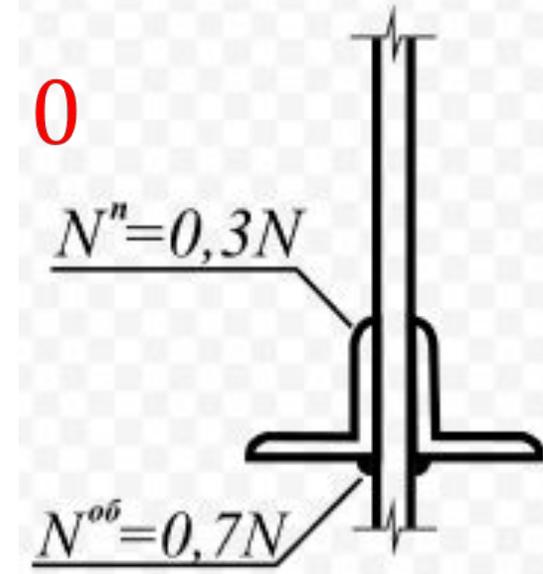
$$N_d = \frac{Q_{fic}}{2 \cdot \sin \beta}$$

Расчет раскосов ведется на центральное сжатие

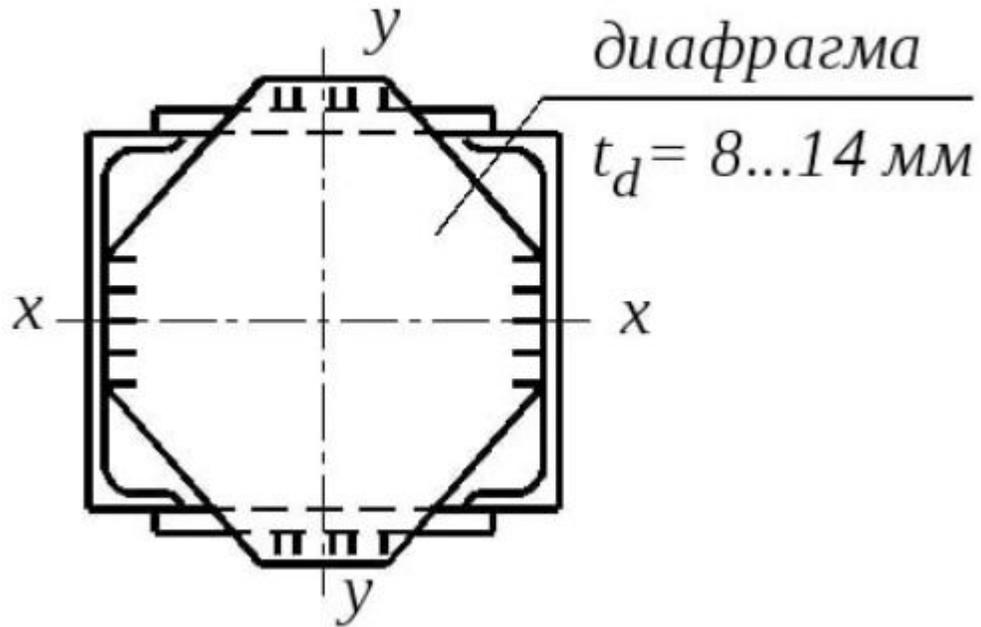
$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot \gamma_c \cdot R_y} \leq 1 \quad \gamma_c \leq 0,75$$

$$\overline{\lambda}_p = \frac{l_{ef,p}}{i_{min}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

Тип сечения с



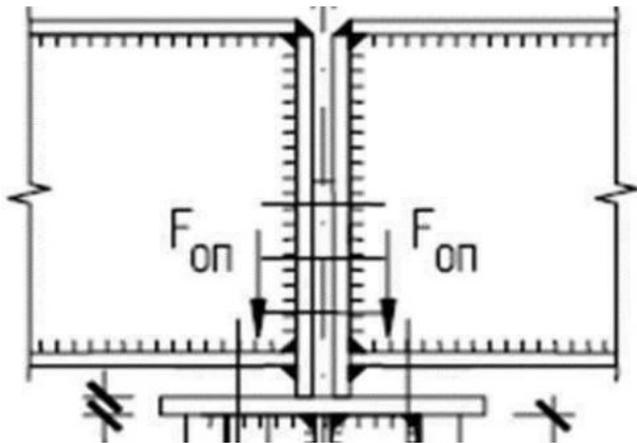
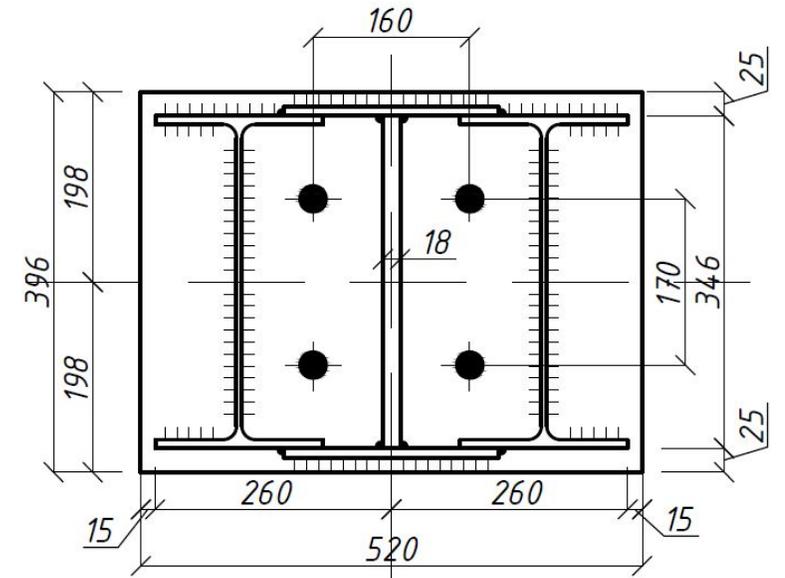
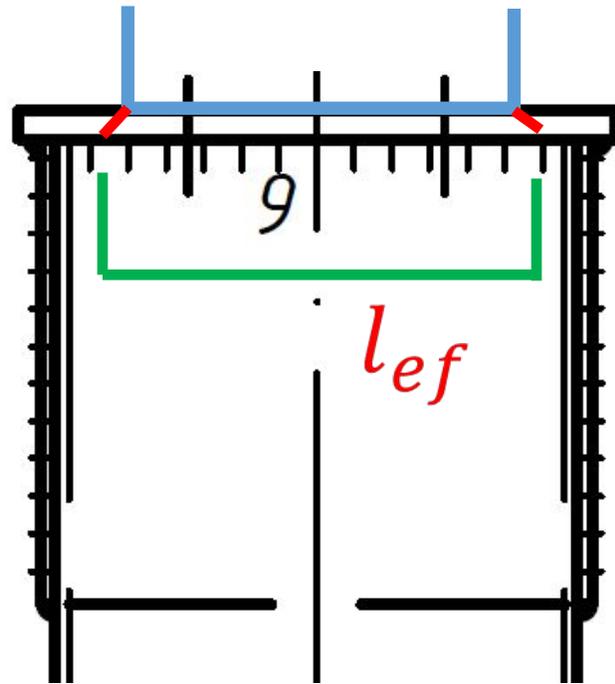
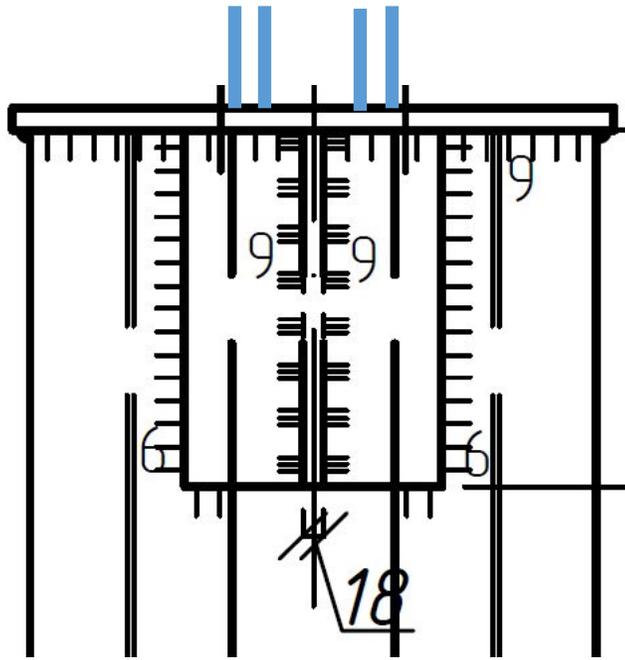
Горизонтальные диафрагмы



Сечение сквозной колонны по схеме закрепления ветвей является геометрически изменяемым. При появлении крутящих моментов, которые возникают при внецентренном сжатии, ветви будут закручиваться как независимые элементы.

Для того, чтобы крутящий момент воспринимался всей колонной как единым стержнем, необходимо обеспечить геометрическую неизменяемость сечения. С этой целью ставятся горизонтальные диафрагмы, шаг расстановки до 4 м

ОГОЛОВОК КОЛОННЫ



Толщина ребра определяется расчетом на смятие торца ребра

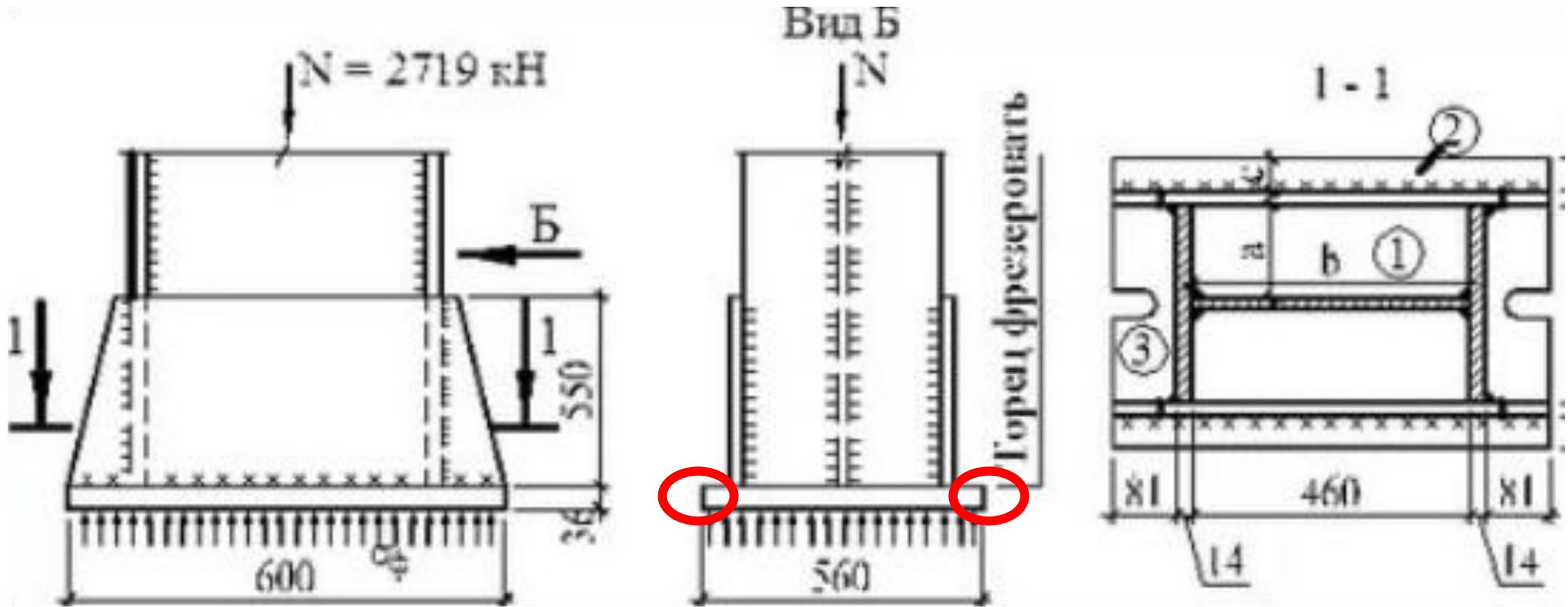
$$\sigma_p = \frac{D_{оп}}{l_{ef} \cdot t_p} \leq \gamma_c \cdot R_p \quad R_p = 1,5 \cdot R_y$$

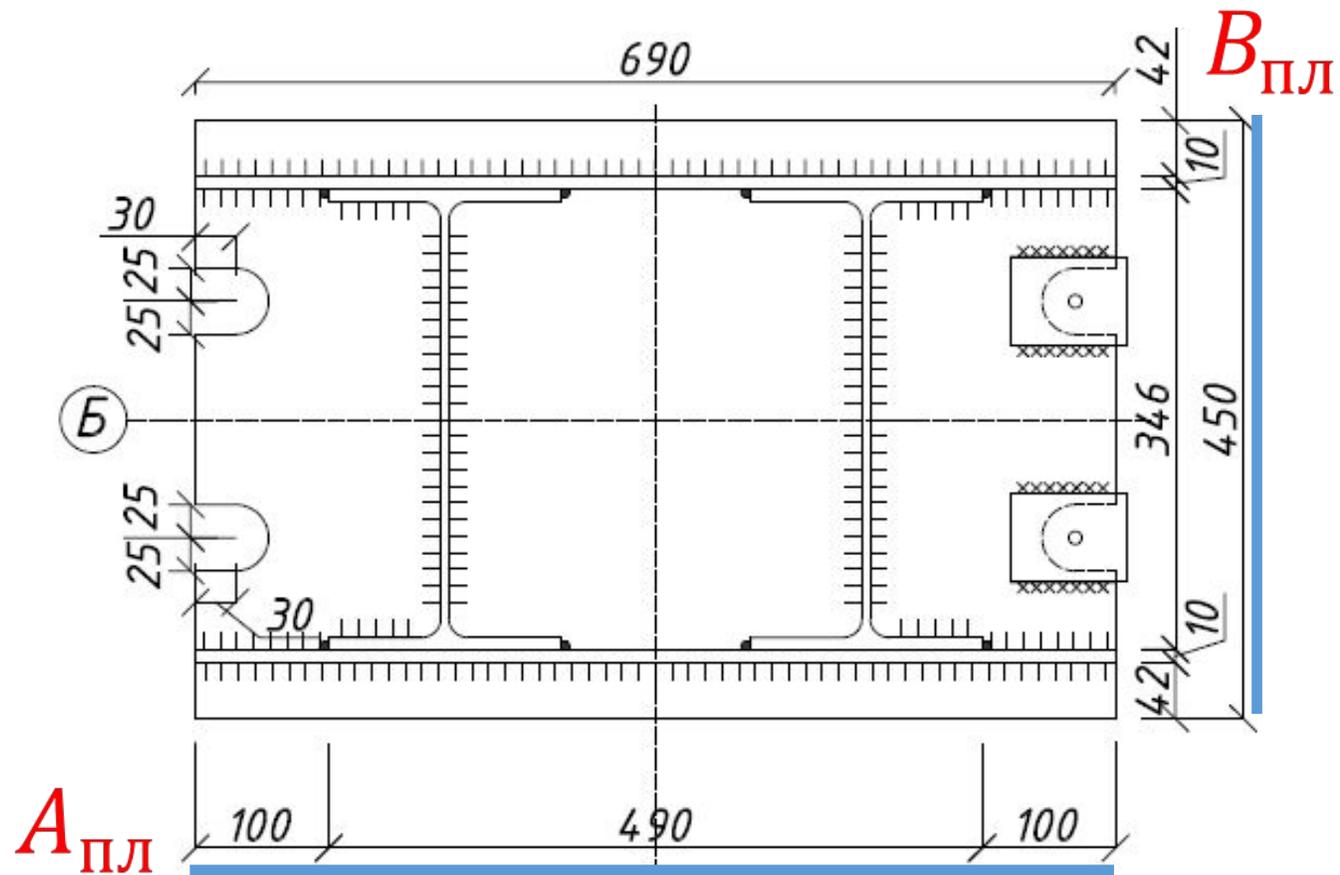
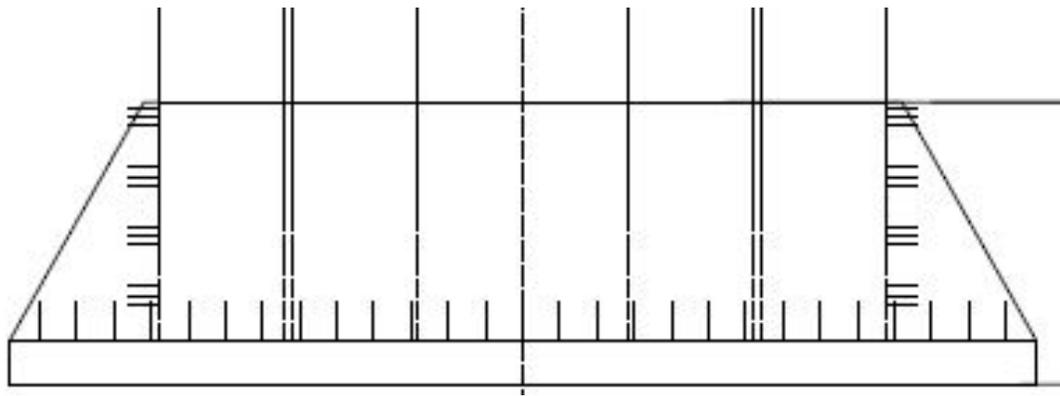
$$l_{ef} = b_p + 2 \cdot t_{пл}$$

Расчет сварных швов крепления ребра

$$l_w = \frac{D_{оп}}{4 \cdot k_f \cdot \beta_{f(z)} \cdot R_{wf(z)} \cdot \gamma_c} \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$$

База колонны





Плита базы распределяет давление от колонны на фундамент. Траверсы распределяют продольную силу на плиту для плавного перехода силовых потоков от стержня колонны на плиту и затем на фундамент. Колонна частично опирается торцом на плиту и частично висит на траверсах

Определение размеров плиты в плане

$$\sigma_b = \frac{N}{A_{\text{пл}} \cdot B_{\text{пл}}} < R_b$$

Задаются размером

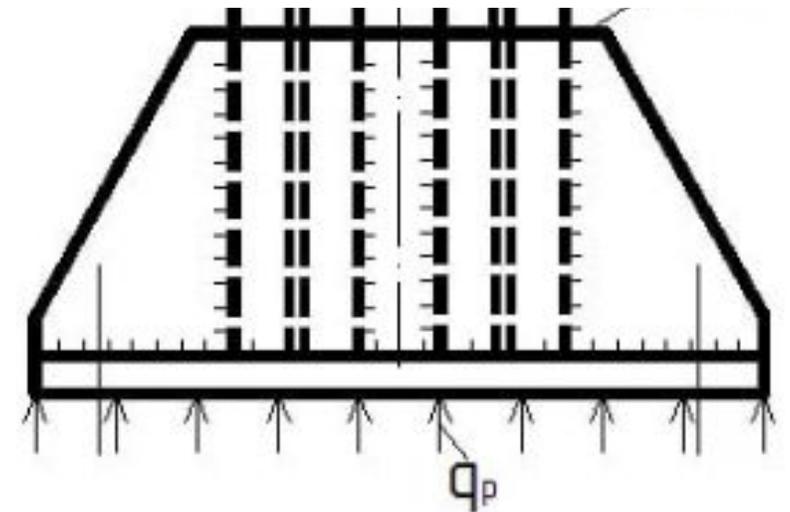
$$B_{\text{пл}} = h + 2 \cdot t_{\text{тр}} + 2 \cdot (60 \dots 100 \text{ мм})$$

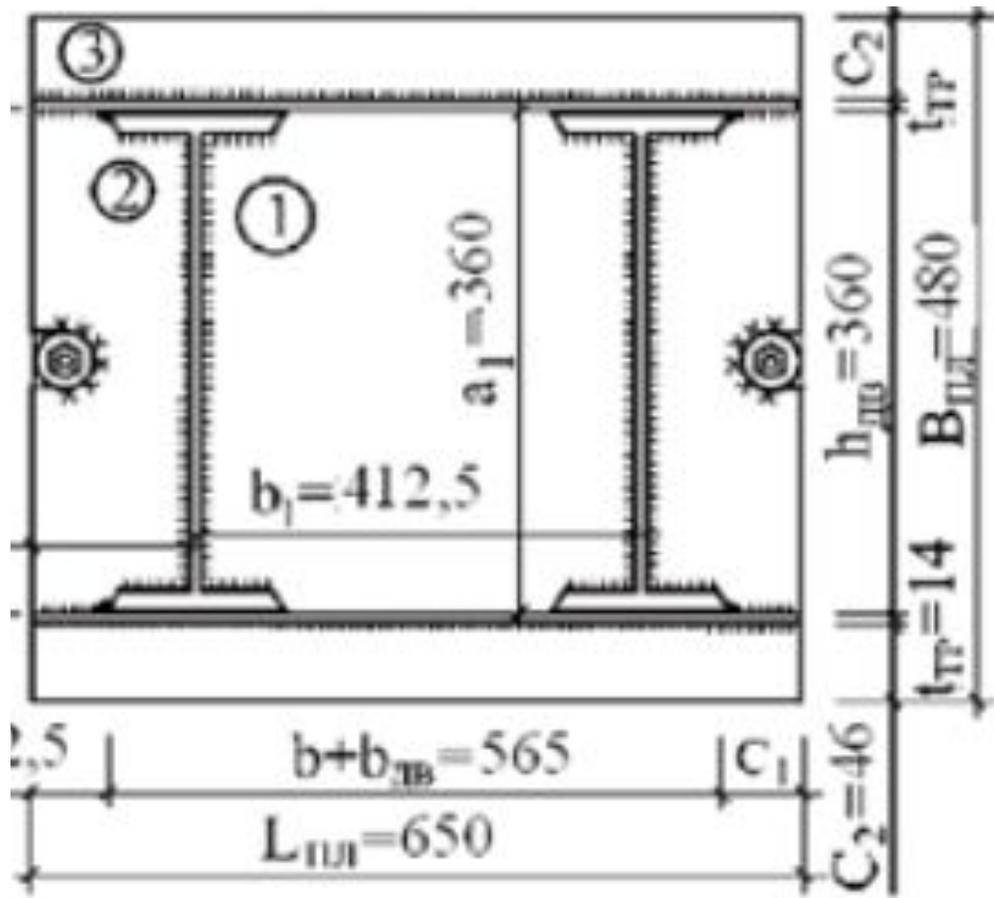
Определение толщины плиты

Плита работает на изгиб как пластина, опирающаяся на торец колонны и траверсы.

Плита подвержена давлению со стороны фундамента

$$q = \sigma_b = \frac{N}{A_{\text{пл}} \cdot B_{\text{пл}}}$$





I участок – опирание на четыре стороны

в направлении короткой стороны

$$M_{Ia} = \alpha_1 \cdot q \cdot a^2$$

в направлении длинной стороны

$$M_{Ib} = \alpha_2 \cdot q \cdot a^2$$

a – размер короткой стороны

α_1 и α_2 зависят от соотношения b/a

II участок – опирание на три стороны

$$M_{II} = \alpha_3 \cdot q \cdot d_1^2$$

III участок - консольный

$$M_{III} = \frac{q \cdot c_2^2}{2}$$

a_1 – длина стороны, перпендикулярная к свободной

d_1 – длина свободной стороны

Толщина плиты определяется расчетом на прочность изгибаемого элемента

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} \leq \gamma_c \cdot R_y \quad W = \frac{1 \text{ см} \cdot t_{пл}^2}{6}$$

Расчет траверсы

Толщина траверсы принимается конструктивно (как правило, 10...14 мм) так, чтобы

$$2 \cdot L_{пл} \cdot t_{тр} \geq A_{кол}$$

Высоту траверсы определяет длина сварных швов крепления к ветвям. При этом предполагается в запас, что торцы ветвей не опираются на плиту и ветви «висят» на траверсах

$$l_w = \frac{D_{оп}}{4(8) \cdot k_f \cdot \beta_{f(z)} \cdot R_{wf(z)} \cdot \gamma_c} \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$$