

4329



Министерство образования
Республики Беларусь

БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра «Металлические и деревянные конструкции»

КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

*Методические указания
к практическим занятиям*

Минск
БНТУ
2012

Министерство образования Республики Беларусь
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра «Металлические и деревянные конструкции»

КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Методические указания
к практическим занятиям
для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»

Минск
БНТУ
2012

УДК 624.011.1 (076.5) (075.8)

ББК 38.55я7

К 65

Составители:

А.И. Згировский, А.В. Оковитый

Рецензенты:

В.Н. Головач, В.В. Саяпин

Методические указания содержат основные задачи для решения их на практических занятиях по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс». Все задачи даны с примерами решения, включая краткие указания по методике их решения.

Приведены наиболее необходимые справочные данные.

Издание предназначено для студентов специальности 1-70 02 01 дневной и заочной форм обучения.

ВВЕДЕНИЕ

Настоящие методические указания представляют собой сборник задач, составляющих основу расчета деревянных конструкций. Типы задач подобраны таким образом, чтобы при относительно небольшом объеме пособия охватить наиболее характерные и часто встречающиеся в проектировании расчеты. Примерам расчета предшествуют краткие теоретические положения.

Методические указания рекомендуется использовать не только для практических занятий, но и для подготовки к экзаменам.

Основные теоретические положения и принципы расчета и проектирования конструкций излагаются в рекомендуемой литературе.

Методические указания предназначены для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство».

1. СОЕДИНЕНИЯ

Соединения в большинстве случаев определяют прочность и деформативность всей конструкции.

Из узловых соединений наиболее характерными в отношении конструкции и расчета являются узлы ферм. В пособии рассмотрены следующие узловые соединения:

– опорный узел брусчатой фермы в виде лобовой врубки с одним зубом;

– опорный узел брусчатой фермы в виде лобового упора, применяемого в случае, когда лобовая врубка не выдерживает расчетную нагрузку.

В связи с ограниченными размерами деревянных элементов возникает необходимость сращивать их по длине. В пособии рассмотрены следующие стыковые соединения:

– стык нижнего дощатого пояса фермы на гвоздях;
– стык нижнего дощатого пояса фермы на цилиндрических нагелях.

1.1. Опорный узел брусчатой фермы на лобовой врубке

Врубка может быть выполнена с одним или двумя зубьями. С двумя зубьями врубки применяют редко из-за сложности их изготовления.

Расчет опорного узла фермы в виде врубки с одним зубом сводится к определению следующих величин:

– площади и размеров поперечного сечения нижнего пояса из условия прочности на растяжение

$$A_{\text{inf}} \geq N_t / (f_{t.0.d} k_{\text{mod}} k_0); \quad h_{\text{inf}} \geq A_{\text{inf}} / b; \quad h \geq 1,5 h_{\text{inf}}$$

(с учетом величины глубины врубки $h_1 \leq h/3$);

– глубины врубки из условия прочности на смятие нижнего пояса

$$h_1 \geq N_c k_1 / (f_{cm,\alpha,d} k_{\text{mod}} b),$$

где k_1 – коэффициент, учитывающий концентрацию местных напряжений на проверяемом участке;

– длины площадки скалывания из условия прочности на скалывание нижнего пояса

$$l_v \geq N_t k_1 / (f_{v,0,d} k_{\text{mod}} b - \beta N_t k_1 / e),$$

где β – коэффициент, равный 0,25 без обжатия площадки скалывания;

e – плечо сил скалывания, принимаемое равным $0,5h$.

1.1.1. Пример расчета опорного узла фермы на врубке с одним зубом

Рассчитать опорный узел на врубке с одним зубом. Угол наклона верхнего пояса $\alpha = 22^\circ$ (рис. 1.1). Расчетное усилие в нижнем поясе от постоянной и кратковременной снеговой на-

грузок $N_t = 63$ кН. Материал нижнего пояса – сосна или ель 1 сорта. Класс условий эксплуатации конструкций – 2. Класс ответственности зданий – II.

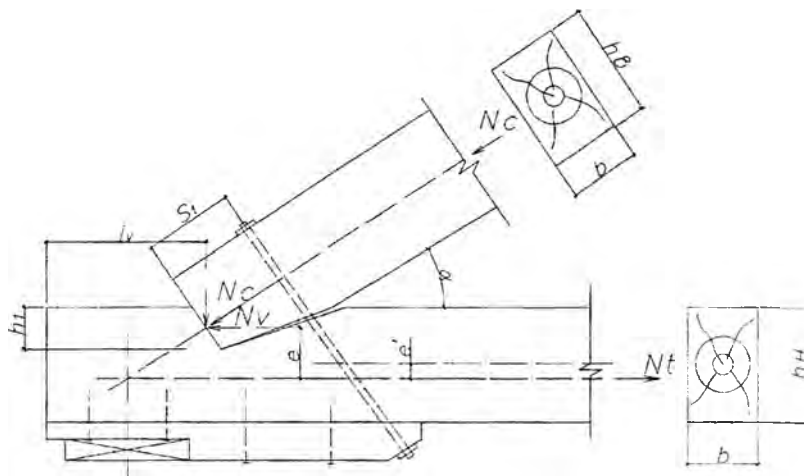


Рис. 1.1. Опорный узел брусчатой фермы на лобовой врубке с одним зубом

Сечение верхнего пояса определяется расчетным путем, в данном примере принято $b \times h_b = 150 \times 150$ мм. Ширина обоих поясов принимается одинаковой.

Требуемая площадь ослабленного врубкой сечения нижнего пояса из условия прочности на центральное растяжение

$$A_{inf} \geq N_t / (f_{t,0,d} k_{mod} k_0 / \gamma_n) = 63 \cdot 10^3 / 8,84 = 71,3 \cdot 10^4 \text{ м}^2,$$

где $f_{t,0,d} k_{mod} k_0 / \gamma_n$ – расчетное сопротивление растяжению с коэффициентами.

$$f_{t,0,d} k_{mod} k_0 / \gamma_n = 10 \times 1,05 \times 0,8 / 0,95 = 8,84 \text{ МПа};$$

$$f_{t,0,d} = 10 \text{ МПа}; k_{mod} = 1,05; k_0 = 0,8; \gamma_n = 0,95.$$

Требуемая высота сечения нижнего пояса

$$h_{\text{inf}} \geq \frac{A_{\text{inf}}}{b} = \frac{71,3 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 0,048 \text{ м};$$

$h_n \geq 1,5h_{\text{inf}} = 1,5 \times 48 = 72$ мм. Принимаем $h_n = 75$ мм (предварительно).

Требуемая глубина врубки и высота сечения нижнего пояса из условия прочности на смятие под углом $\alpha = 22^\circ$.

$$\begin{aligned} h_l &\geq N_l k_1 / (\cos \alpha \cdot f_{cm,22.d} k_{\text{mod}} / \gamma_n b) = \\ &= 63 \cdot 10^{-3} \times 1,30 / (0,927 \times 10,9 \times 0,15) = 0,054 \text{ м}, \end{aligned}$$

где k_1 – коэффициент, учитывающий концентрацию местных напряжений на проверяемом участке. Предварительно при $A_{cm} = bh_l / \cos \alpha = bh_n / (3 \cdot \cos 22^\circ) = 0,15 \times 0,075 / (3 \times 0,927) = 0,004 \text{ м}^2 < 0,01 \text{ м}^2$; $k_1 = 1,5 - 50 A_{cm} = 1,5 - 50 \times 0,004 = 1,30$;

$f_{cm,22.d} k_{\text{mod}} / \gamma_n$ – расчетное сопротивление смятию под углом $\alpha = 22^\circ$ с коэффициентами.

$$f_{cm,22.d} k_{\text{mod}} / \gamma_n = 9,9 \times 1,05 / 0,95 = 10,9 \text{ МПа};$$

$$f_{cm,22.d} = f_{cm,0.d} / (f_{cm,0.d} \sin^2 22^\circ / f_{cm,90.d} + \cos^2 22^\circ) = 16 / (16 \times 0,375^2 / 3 + 0,927^2) = 9,9 \text{ МПа}; f_{cm,0.d} = 16 \text{ МПа}; f_{cm,90.d} = 3 \text{ МПа}.$$

Принимаем $h_n = 150$ мм, тогда $h_l = h_n / 3 = 50$ мм.

Проверяем напряжение смятия во врулке

$$\begin{aligned} \sigma_{cm,22.d} &= N_l k_1 / (\cos \alpha \cdot bh_l) = 63,0 \cdot 10^{-3} \times 1,09 / (0,927 \cdot 0,15 \times 0,05) = \\ &= 9,9 \text{ МПа} < f_{cm,22.d} \cdot k_{\text{mod}} / \gamma_n = 10,9 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

где при $A_{cm} = bh_l / \cos 22^\circ = 0,15 \times 0,05 / 0,927 = 0,0081 \text{ м}^2 < 0,01 \text{ м}^2$.

$$k_1 = 1,5 - 50 \cdot A_{cm} = 1,5 - 50 \times 0,0081 = 1,09.$$

Условие прочности на смятие выполняется. Из условия работы на смятие принимаем $h_n = 150$ мм.

Требуемая длина площадки скалывания из условия прочности на скалывание

$$l_v \geq \frac{N_t k_1}{f_{v.0.d} k_{\text{mod}} b / \gamma_n - \beta N_t k_1 / e} =$$

$$= \frac{63 \cdot 10^{-3} \times 1}{2,65 \times 0,15 - 0,25 \times 63 \cdot 10^{-3} \times 1 / 0,075} = 0,336 \text{ м,}$$

где при $A_v = b l_v = 0,15 \times 0,4 = 0,06 \text{ м}^2 > 0,01 \text{ м}^2$ ($l_v \leq 10 h_1 = 10 \times 0,05 = 0,5 \text{ м}$, предварительно $l_v = 0,4 \text{ м}$) $k_1 = 1$,

$f_{v.0.d} k_{\text{mod}} / \gamma_n$ – расчетное сопротивление скалыванию в лобовых врубках с коэффициентами. $f_{v.0.d} k_{\text{mod}} / \gamma_n = 2,4 \times 1,05 / 0,95 = 2,65 \text{ МПа}$; $f_{v.0.d} = 2,4 \text{ МПа}$.

β – коэффициент, равный 0,25;

e – плечо сил скалывания. $e = h_n / 2 = 150 / 2 = 75 \text{ мм}$.

Длина площади скалывания должна находиться в пределах: $l_v \geq 1,5 h_n = 1,5 \times 150 = 225 \text{ мм}$; $l_v \leq 10 h_1 = 10 \times 50 = 500 \text{ мм}$. Принимаем $l_v = 340 \text{ мм}$.

Уточняем величину коэффициента, учитывающего концентрацию местных напряжений. При $A_v = b l_v = 0,15 \times 0,34 = 0,051 \text{ м}^2 > 0,01 \text{ м}^2$ $k_1 = 1$.

Так как величина коэффициента k_1 не изменилась, то выполнять проверку напряжений скалывания не требуется, и оставляем принятое значение l_v .

1.2. Опорный узел брусчатой фермы в виде лобового упора

Если при расчете опорного узла фермы на лобовой врубке окажется, что требуемая длина площадки скалывания $l_v > 10 h_1$, а сечение нижнего пояса увеличить невозможно или нецелесообразно, то такой узел конструируют в виде лобового упора.

Расчет опорного узла в виде лобового упора сводится к следующему:

– определению площади и размеров поперечного сечения нижнего пояса с учетом размещения цилиндрических нагелей

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{N_t}{f_{t,0,d} k_{\text{mod}} k_0}; \quad h_{\text{inf}} \geq A_{\text{inf}} / b; \quad h \geq h_{\text{inf}} + n_n d,$$

где n_n – количество рядов болтов (четное) диаметром d по высоте сечения;

– проверки напряжения смятия торца упорной бобышки под углом α

$$\sigma_{\text{см.}\alpha,d} = N_c / A_{\text{см}} \leq f_{\text{см.}\alpha,d} k_{\text{mod}};$$

– определению диаметра тяжей из арматурной стали из условия прочности на растяжение

$$A_n \geq \frac{N_t}{f_{s,t,d} m_a m},$$

где m_a , m – коэффициенты, учитывающие соответственно ослабление сечения нарезкой и неравномерность усилий в двойных тяжах;

– определению толщины деревянных накладок из условия равнопрочности их на смятие с поясом $t_1 \approx 5b/8$;

– определению количества цилиндрических нагелей, соединяющих пояс и накладки

$$n_n \geq \frac{N_t}{R_{1d,\text{min}} n_s},$$

где $R_{ld.min}$ – расчетная несущая способность одного условного среза нагеля, определяемая из условия смятия деревянных элементов и изгиба нагеля;

n_s – количество швов в соединении для одного нагеля.

1.2.1. Пример расчета опорного узла фермы в виде лобового упора

Рассчитать опорный узел в виде лобового упора. Угол наклона верхнего пояса $\alpha = 25^\circ$ (рис. 1.2). Расчетные усилия от постоянной и кратковременной снеговой нагрузок: в верхнем поясе $N_c = 180$ кН, в нижнем – $N_t = N_c \cdot \cos 25^\circ = 163,1$ кН. Материал деревянных элементов – сосна или ель: верхнего пояса – 2 сорта, нижнего пояса – 1 сорта; тяжей – арматурная сталь класса S400, уголков – сталь С235. Класс условий эксплуатации конструкций – 2. Класс ответственности зданий – II.

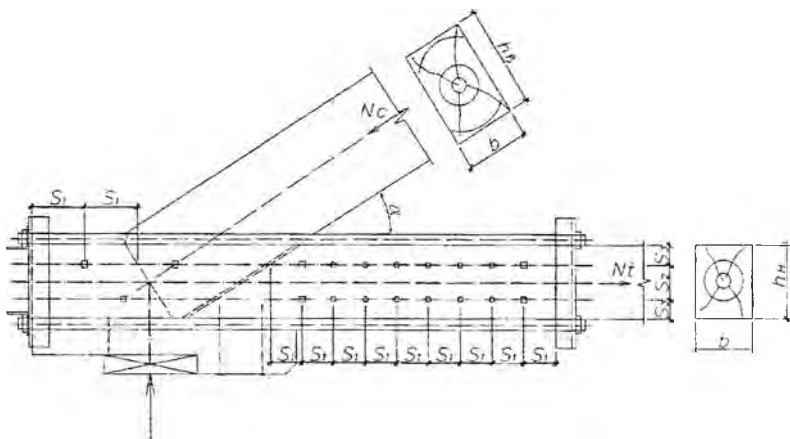


Рис. 1.2. Опорный узел брусчатой фермы в виде лобового упора

Сечение верхнего пояса определяется расчетным путем, в данном примере принято $b \times h_b = 15 \times 17,5$ см (табл. П1). Ширина обоих поясов принимается одинаковой.

Требуемая площадь и высота ослабленного отверстиями под нагели нижнего пояса из условия работы на центральное растяжение

$$A_{\text{inf}} \geq N_t / (f_{t,0,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_0 / \gamma_n) = 163,1 \cdot 10^{-3} / 8,84 = 184,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2,$$

где $f_{t,0,d} k_{\text{mod}} k_0 / \gamma_n$ – расчетное сопротивление растяжению с коэффициентами $f_{t,0,d} k_{\text{mod}} k_0 / \gamma_n = 10 \times 1,05 \times 0,8 / 0,95 = 8,84$ МПа; $f_{t,0,d} = 10$ МПа; $k_{\text{mod}} = 1,05$; $k_0 = 0,8$; $\gamma_n = 0,95$.

$$h_{\text{inf}} \geq A_{\text{inf}} / b = 184,5 \cdot 10^{-4} / 0,15 = 0,123 \text{ м.}$$

Принимаем предварительно цилиндрические стальные нагели $d = 16$ мм в предположении расстановки их в 2 ряда по высоте пояса. Тогда

$$h_n \geq h_{\text{inf}} + n_h d_0 = 123 + 2 \times 16 = 155 \text{ мм,}$$

где n_h – количество рядов нагелей по высоте пояса, $n_h = 2$;

d_0 – диаметр отверстия под нагель, $d_0 = d$.

Принимаем $h_n = 175$ мм и проверяем возможность размещения нагелей по высоте пояса из условия

$$\begin{aligned} (n_h - 1)s_2 + 2s_3 &= (2 - 1) \times 3,5d + 3d = 9,5d = \\ &= 9,5 \times 16 = 152 \text{ мм} < h_n = 175 \text{ мм,} \end{aligned}$$

где s_2, s_3 – минимальные расстояния соответственно между нагелями и до кромки пояса. $s_2 \geq 3,5d$; $s_3 \geq 3d$.

Условие расстановки нагелей по высоте пояса выполняется.

Проверяем упорную бобышку на смятие под углом α торцом верхнего пояса. Наибольший размер наклонной поверхности бобышки при ее высоте, равной $h_n = 175$ мм составляет $175 / \cos 25^\circ = 182$ мм $> h_g = 175$ мм. Тогда

$$\sigma_{cm,25.d} = N_c / A_{cm} = 180 \cdot 10^{-3} / 262,5 \cdot 10^{-4} = 6,86 \text{ МПа} <$$

$$< f_{cm,25.d} \cdot k_{mod} / \gamma_n = 9,95 \text{ МПа},$$

где A_{cm} – площадь смятия наклонной поверхности бобышки

$$A_{cm} = b \cdot h_g = 0,15 \cdot 0,175 = 262,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

$f_{cm,25.d} \cdot k_{mod} / \gamma_n$ – расчетное сопротивление смятию под углом $\alpha = 25^\circ$ с коэффициентами. $f_{cm,25.d} k_{mod} / \gamma_n = 9,0 \times 1,05 / 0,95 = 9,95$ МПа;

$$f_{cm,25.d} = f_{cm,0.d} / (f_{cm,0.d} \sin^2 25^\circ / f_{cm,90.d} + \cos^2 25^\circ) = 16 / (16 \times 0,423^2 / 3 + 0,906^2) = 9,0 \text{ МПа}.$$

Условия прочности на смятие выполняется.

Требуемая площадь сечения тяжей из условия прочности на растяжение

$$A_n \geq N_t / (f_{s,t,d} m_a m / \gamma_n) =$$

$$= 163,1 \cdot 10^{-3} / (375 \times 0,8 \times 0,85 / 0,95) = 6,08 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2,$$

где $f_{s,t,d}$ – расчетное сопротивление арматурной стали класса S 400, $f_{s,t,d} = 375$ МПа;

m_a, m – коэффициенты, учитывающие соответственно концентрацию напряжений в нарезанной части стержней и неравномерность распределения усилий в параллельно работающих тяжах. $m_a = 0,8$; $m = 0,85$.

Принимаем 4 тяжа $d_T = 16$ мм ($A_n = 4 \times 1,57 = 6,28 \text{ см}^2 > 6,08 \text{ см}^2$).

Для закрепления тяжей у торца упорной бобышки предусматриваем траверсу из двух вертикальных уголков $\perp 100 \times 63 \times 7$, к которым приварены два горизонтальных уголка $\perp 100 \times 7$ (возможный вариант – вместо всех уголков поставить торцовую стальную плиту).

Горизонтальные уголки рассчитываем как балку на двух опорах пролетом l_{Γ} , равным расстоянию между осями тяжей по ширине пояса (ширина пояса плюс 50 мм на каждую сторону до оси тяжа).

$$\sigma = \frac{M_{\Gamma}}{W_{n,\min}} = \frac{3,43 \cdot 10^{-3}}{17,9 \cdot 10^{-6}} = 191,6 \text{ МПа} < R_y \gamma_c / \gamma_n =$$

$$= 230 \times 1/0,95 = 242,1 \text{ МПа},$$

где M_{Γ} – изгибающий момент в горизонтальном уголке

$$M_{\Gamma} = N_t / 4 (l_{\Gamma} / 2 - b_{\Gamma} / 4) = 163,1 / 4 \times$$

$$\times (0,25 / 2 - 0,164 / 4) = 3,43 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

l_{Γ} – пролет горизонтальных уголков. $l_{\Gamma} = b + 2 \cdot 50 =$
 $= 150 + 2 \cdot 50 = 250 \text{ мм};$

b_{Γ} – площадка приложения равномерно распределенной нагрузки с учетом толщины полок вертикальных уголков:
 $b_{\Gamma} = b + 2t_f = 150 + 2 \times 7 = 164 \text{ мм};$

$$W_{n,\min} = \frac{I_x}{b_f - z_0} = \frac{130,6 \cdot 10^{-8}}{(10 - 2,71) \cdot 10^{-2}} = 17,9 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3;$$

$I_x = 130,6 \text{ см}^4$; $b_f = 10 \text{ см}$; $z_0 = 2,71 \text{ см}$ – геометрические характеристики уголка; $R_y = 230 \text{ МПа}$; $\gamma_c = 1$.

Проверяем вертикальные уголки как балку на двух опорах пролетом l_{δ} , равным расстоянию между осями тяжей по высоте пояса (высота пояса плюс $0,5 d_T$ на каждую сторону от пояса)

$$\sigma = \frac{M_B}{W_{n.\min}} = \frac{2,11 \cdot 10^{-3}}{16,8 \cdot 10^{-6}} = 125,6 \text{ МПа} < R_y \gamma_c / \gamma_n =$$

$$= 230 \times 1/0,95 = 242,1 \text{ МПа}$$

где M_B – изгибающий момент в вертикальном уголке.

$$M_B = N_t / 4 (l_B / 2 - b_B / 4) = 163,1 / 4 \times$$

$$\times (0,191 / 2 - 0,15 / 4) = 2,36 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

l_B – пролет вертикальных уголков: $l_B = h_n + d_t =$
 $= 175 + 16 = 191 \text{ мм};$

b_B – площадка приложения равномерно распределенной нагрузки. $b_B = h_n = 175 \text{ мм};$

$W_{n.\min}$ – наименьший момент сопротивления уголка $L 100 \times 63 \times 7$ относительно оси, параллельной меньшей полке

$$W_{n.\min} = \frac{I_x}{b_{f.\max} - y_0} = \frac{113 \cdot 10^{-8}}{(10 - 3,28) \cdot 10^{-2}} = 16,8 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3;$$

$I_x = 113 \text{ см}^4$; $b_{f.\max} = 10 \text{ см}$; $y_0 = 3,28 \text{ см}$ – геометрические характеристики уголка.

Определяем сечение боковых деревянных накладок, принимая высоту их равной высоте пояса. Толщину t_1 назначают из условия равнопрочности их на смятие с поясом под нагелем $t_1 \approx 5b/8 = 5 \times 150/8 = 94 \text{ мм}$. Принимаем $t_1 = 100 \text{ мм}$.

Требуемое количество стальных цилиндрических нагелей $d = 16 \text{ мм}$, соединяющих пояс с накладками

$$n_n \geq \frac{N_t}{R_{1d.\min} \cdot n_s} = \frac{163,1}{6,71 \times 2} = 12,12,$$

где $R_{1d.\min}$ – минимальная несущая способность одного условного среза нагеля, определяемая из условия смятия деревян-

ных элементов и изгиба нагеля, для двухсрезного симметричного соединения

$$R_{d,\min} = \min \left[\begin{array}{l} f_{h,1,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_{\alpha} / \gamma_n \cdot t_1 \cdot d = 8,0 \cdot 10^3 \times 1,05 \times 0,9 / 0,95 \times 0,1 \times 0,016 = 127 \text{ кН} \\ f_{h,2,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_{\alpha} / \gamma_n \cdot t_2 \cdot d = 5,0 \cdot 10^3 \times 1,05 \times 0,9 / 0,95 \times 0,15 \times 0,016 = 119 \text{ кН} \\ f_{n,d} \cdot \sqrt{k_{\text{mod}} \cdot k_{\alpha} / \gamma_n} \cdot d^2 (1 + \beta_n^2) = \\ = 18 \cdot 10^3 \times \sqrt{1,05 \cdot 0,9 / 0,95} \times 0,016^2 \times (1 + 0,6236^2) = 6,71 \text{ кН} \end{array} \right]$$

$f_{h,1,d}$, $f_{h,2,d}$, $f_{n,d}$ – расчетные сопротивления соответственно смятию древесины в нагельном гнезде накладок и пояса и изгибу нагеля.

$$f_{h,1,d} = 8,0 \text{ МПа}; f_{h,2,d} = 5,0 \text{ МПа}; f_{n,d} = 18,0 \text{ МПа};$$

k_{α} – коэффициент, учитывающий угол между усилием и направлением волокон древесины.

$$\text{При } \alpha = 0^{\circ} \quad k_{\alpha} = 0,9 \text{ [1, табл. 9.5];}$$

β_n – коэффициент, зависящий от отношения толщины более тонкого элемента к диаметру нагеля.

$$\beta_n = k_n \frac{t_1}{d} \leq \beta_{n,\max}; \quad k_n = 0,1054; \quad \beta_{n,\max} = 0,6236;$$

$$\beta_n = 0,1054 \times 0,1 / 0,016 = 0,6588 > 0,6236.$$

$$\text{Принимаем } \beta_n = \beta_{n,\max} = 0,6236; \quad R_{1d,\min} = 6,71 \text{ кН.}$$

$$n_s - \text{ количество швов в соединении, } n_s = 2.$$

Принимаем предварительно 14 нагелей, размещая в каждом ряду по 7 нагелей. Если количество нагелей в ряду по направлению действия усилия более 6, то несущую способность дополнительных нагелей следует уменьшить на 1/3. Тогда расчетное количество нагелей будет

$$n_{ef} \geq 12 + 3 \cdot (n_n - 12) / 2 = 12 + 3 \times (14 - 12) / 2 = 15.$$

Увеличиваем количество нагелей до 16 шт. Из общего количества нагелей в соединении необходимо предусмотреть поста-

новку взамен нагелей не менее трех болтов того же диаметра. Минимальные расстояния между нагелями (болтами) вдоль пояса: $s_1 \geq 7d = 7 \cdot 16 = 112$ мм. Принимаем $s_1 = 120$ мм.

1.3. Стыки поясов ферм на гвоздях и на цилиндрических нагелях

Стыки одинаковых брусчатых поясов выполняют с деревянными или стальными накладками, спаренных дощатых поясов – с деревянными накладками и прокладкой. Для спаренных дощатых поясов при толщине прокладки (т.е. зазору между досками), равной толщине досок, стык конструируют с одинаковыми по длине прокладкой и накладками. Если же толщина прокладки меньше толщины досок пояса, то стык конструируют с удлиненными накладками. Соединяемые элементы работают на центральное (чаще всего) или внецентренное растяжение, а также все элементы – на смятие в нагельных гнездах, а гвозди и нагели – на изгиб.

Расчет стыковых соединений сводится к следующему:

– определению площади и размеров сечения стыкуемых элементов из условия прочности на центральное или внецентренное растяжение;

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{N_t}{f_{t,0,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_0}; \quad h_{\text{inf}} \geq \frac{A_{\text{inf}}}{\sum t_2} -$$

– для случая центрального растяжения;

$$h \geq h_{\text{inf}} + n_n \cdot d_0,$$

где k_0 – коэффициент, учитывающий ослабление растянутых элементов;

$\sum t_2$ – суммарная толщина стыкуемых элементов;

n_h – количество связей по высоте сечения пояса;

d_0 – диаметр отверстий под связи, при этом k_0 и d_0 применяются при расчете соединений на нагелях, а также на гвоздях, если они забиваются в предварительно просверленные отверстия (при $d_{ГВ} \geq 6$ мм);

– определению толщины накладок и прокладки из условия равнопрочности их и стыкуемых элементов на смятие или из конструктивных соображений (при высоте сечения их, равной высоте стыкуемых элементов);

– определению количества связей (гвоздей, нагелей):

$$n_n \geq \frac{N_t}{R_{td.min} \cdot n_s},$$

где $R_{td.min}$ – минимальная несущая способность одного условного среза связи, определяемая из условия смятия деревянных элементов и изгиба связи;

n_s – количество швов в соединении для одной связи;

– определению длины накладок и прокладок из условия расстановки в них связей.

1.3.1. Пример расчета стыка нижнего пояса фермы из спаренных досок на гвоздях (вариант с накладками и прокладкой одинаковой длины)

Расчитать стык нижнего дощатого пояса фермы на гвоздях (рис. 1.3). Расчетное растягивающее усилие, действующее по оси элемента, от постоянной и кратковременной снеговой нагрузок $N_t = 96$ кН. Материал – сосна или ель 1 сорта. Класс условий эксплуатации конструкции – 2. Класс ответственности зданий – II.

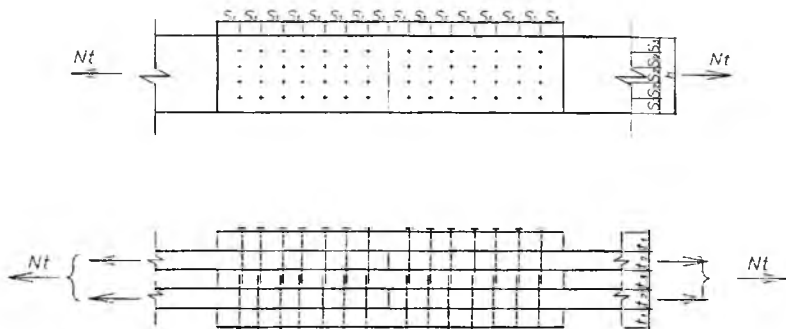


Рис. 1.3. Стык нижнего дощатого пояса на гвоздях

Конструируем стык с прокладкой, равной по толщине доскам пояса и с накладками и прокладкой одинаковой длины.

Требуемая площадь сечения спаренных досок из условия прочности на центральное растяжение в предположении, что диаметр гвоздей не превышает 5 мм и гвозди забиваются без предварительного сверления отверстий:

$$A_{\text{inf}} \geq N_t / (f_{t,0,d} \cdot k_{\text{mod}} / \gamma_n) = 96 \cdot 10^{-3} / 11,05 = 86,9 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2,$$

где $f_{t,0,d} k_{\text{mod}} / \gamma_n$ – расчетное сопротивление растяжению с коэффициентами.

$$f_{t,0,d} k_{\text{mod}} / \gamma_n = 10 \times 1,05 / 0,95 = 11,05 \text{ МПа}; f_{t,0,d} = 10 \text{ МПа};$$

$$k_{\text{mod}} = 1,05; \gamma_n = 0,95.$$

Назначаем толщину досок пояса и прокладки $t_2 = t_3 = 50$ мм (табл. П1). Толщину накладок назначают из условия равнопрочности их на смятие с досками пояса $t_1 \cong 5 \cdot t_2 / 8 = 5 \cdot 50 / 8 = 31,3$ мм. Принимаем $t_1 = 40$ мм.

Конструируем стык с забивкой гвоздей с обеих сторон пояса, в этом случае гвозди, при отсутствии предварительно про-

сверленных отверстий, могут перехлестываться в прокладке. Предварительная длина гвоздей $l = t_1 + t_2 + t_3 + 2t_s = 40 + 50 + 50 + 2 \times 2 = 144$ мм, где $t_s = 2$ мм – толщина шва между элементами. Принимаем гвозди $d \times l = 5 \times 150$ мм (табл. П4). Глубина защемления цилиндрической части гвоздя в прокладке должна быть не менее $4d$.

$$l_{d1} = l - (t_1 + t_2 + 2 \cdot t_s + 1,5 \cdot d) = 150 - (40 + 50 + 2 \cdot 2 + 7,5) = 48,5 \text{ мм} > 4 \cdot d = 4 \cdot 5 = 20 \text{ мм},$$

где $1,5 \cdot d$ – длина заостренной части гвоздя.

Требуемая высота сечения стыкуемых досок

$$h_{\text{inf}} = h_{\text{sup}} \geq A_{\text{inf}} / (2t_2) = 86,9 \cdot 10^{-4} / (2 \times 0,05) = 0,087 \text{ м}.$$

Принимаем высоту сечения досок пояса, прокладки и накладок $h = 100$ мм.

Требуемое количество гвоздей, забиваемых с каждой стороны пояса на половине стыка

$$n_n \geq 0,5 \cdot N_t / (R_{1d.\text{min}} \cdot n_s) = 0,5 \cdot 96 / (0,85 \cdot 2) = 28,$$

где $0,5 \cdot N_t$ – расчетное усилие, приходящееся на одну доску пояса;

$R_{1d.\text{min}}$ – минимальная несущая способность одного условного среза гвоздя, определяемая из условия смятия одной накладке (t_1) и прокладке ($t_{3,d} = l_{d1}$) (крайние элементы), стыкуемой доски (средний элемент) и изгиба гвоздя как для двухсрезного несимметричного соединения, так как $t_1 \neq t_{3,d}$

$$R_{1d.min} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h.1.d} k_{mod} t_1 d / \gamma_n = 3,9 \cdot 10^3 \times 1,05 \times 0,04 \times 0,005 / 0,95 = 0,86 \text{ кН}; \\ f_{h.2.d} k_{mod} t_2 d / \gamma_n = 3,1 \cdot 10^3 \times 1,05 \times 0,05 \times 0,005 / 0,95 = 0,86 \text{ кН}; \\ f_{n.d} \cdot \sqrt{k_{mod}} / \gamma_n \cdot d^2 \cdot (1 + \beta_n^2) = \\ = 25 \cdot 10^3 \times \sqrt{1,05} / 0,95 \times 0,005^2 \times (1 + 0,506^2) = 0,85 \text{ кН} \end{array} \right.$$

$f_{h.1.d}$, $f_{h.2.d}$, $f_{n.d}$ – расчетные сопротивления соответственно смятию древесины в нагельном гнезде крайних и среднего элемента и изгиба гвоздя.

$$f_{h.1.d} = 3,9 \text{ МПа} \quad (\text{при } \frac{t_1}{t_3} = \frac{40}{50} = 0,8);$$

$$f_{h.2.d} = 3,10 \text{ МПа} ; f_{n.d} = 25 \text{ МПа} ;$$

β_n – коэффициент, зависящий от отношения толщины более тонкого элемента к диаметру гвоздя.

$$\beta_n = \frac{k_n \cdot t_1}{d} \leq \beta_{n.max}; k_n = 0,0632; \beta_{n.max} = 0,7746 [1, \text{ табл. 9.4}];$$

$$\beta_n = 0,0632 \cdot 40 / 5 = 0,506 < 0,7746.$$

$$R_{1d.min} = 0,85 \text{ кН}$$

n_s – количество швов в соединении (накладка – стыкуемая доска – прокладка) для одной связи. $n_s = 2$.

Количество рядов гвоздей n_h по высоте пояса назначают из условия размещения их поперек волокон

$$(n_h - 1) \cdot s_2 + 2 \cdot s_3 \leq h,$$

где s_2 и s_3 – минимальные расстояния поперек волокон соответственно между осями гвоздей и до кромки элемента $s_2 = s_3 \geq 4 \cdot d = 4 \cdot 5 = 20 \text{ мм}$.

Требуемое количество рядов гвоздей по высоте пояса

$$n_h \leq (h - 2 \cdot s_3) / s_2 + 1 = (100 - 2 \times 20) / 20 + 1 = 4.$$

Принимаем четное количество рядов $n_h = 4$.

При прямой расстановке гвоздей в каждом ряду можно разместить $n_l = n_n / n_h = 28 / 4 = 7$ гвоздей. Тогда общее количество гвоздей на стык, забиваемых с обеих сторон пояса $4 \cdot n_h \cdot n_l = 4 \cdot 4 \cdot 7 = 112$.

Требуемая длина накладок и прокладки при прямой расстановке гвоздей

$$l_H \geq 2 \cdot ((n_l - 1) \cdot s_1 + 2 \cdot s_{1,T}) = 2 \cdot ((7 - 1) \cdot 90 + 2 \cdot 75) = 1380 \text{ мм},$$

где $s_1, s_{1,T}$ – минимальное расстояние вдоль волокон соответственно между осями гвоздей и до торца элемента; $s_1 \geq 18 \cdot d = 18 \cdot 5 = 90$ мм, при $t_{\min} = t_1 = 40 \text{ мм} = 8 \cdot d$ [1, табл. 9.7]); $s_{1,T} \geq 15 \cdot d = 15 \cdot 5 = 75$ мм – [1, табл. 9.7]. Принимаем $s_1 = 90$ мм и $s_{1,T} = 75$ мм.

Принимаем $l_H = 1400$ мм.

1.3.2. Пример расчета стыка нижнего пояса фермы из спаренных досок на цилиндрических нагелях (вариант с удлиненными накладками)

Рассчитать стык нижнего дощатого пояса фермы на стальных цилиндрических нагелях по данным примера 1.3.1 (рис. 1.4).

Конструируем стык с прокладкой, меньшей по толщине, чем доски пояса, в этом случае накладки должны быть длиннее прокладки.

Требуемая площадь сечения спаренных досок из условия расчета на центральное растяжение

$$A_{\text{inf}} \geq N_t / (f_{t,0,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_0 / \gamma_n) = 96 \cdot 10^{-3} / 8,84 = 108,6 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2,$$

где $f_{t,0,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_0 / \gamma_n$ – расчетное сопротивление растяжению с коэффициентами.

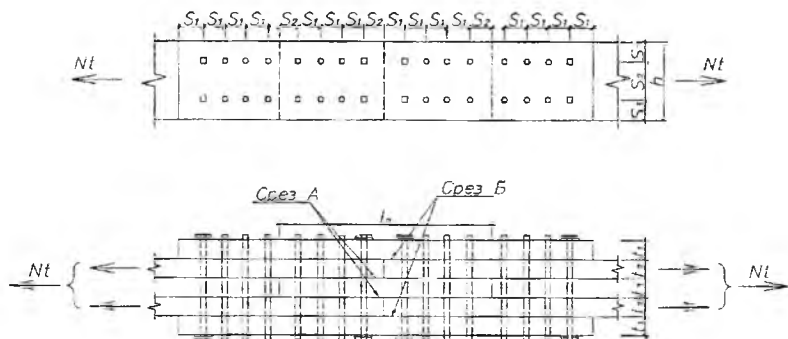


Рис. 1.4. Стык нижнего дощатого пояса фермы на цилиндрических нагелях с удлиненными накладками

$$f_{t,0,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_0 / \gamma_n = 10 \times 1,05 \times 0,8 / 0,95 = 8,84 \text{ МПа};$$

$$f_{t,0,d} = 10 \text{ МПа}; k_{\text{mod}} = 1,05; \gamma_n = 0,95; k_0 = 0,8;$$

Назначаем толщину досок пояса $t_2 = 50$ мм, прокладки $t_3 = 40$ мм < 50 мм (из конструктивных соображений).

Требуемая высота сечения стыкуемых досок

$$h_{\text{inf}} \geq A_{\text{inf}} / (2 \cdot t_2) = 108,6 \cdot 10^{-4} / (2 \times 0,05) = 0,109 \text{ м}.$$

В предположении, что диаметр цилиндрических нагелей $d = 14$ мм (предварительно) и при условии размещения их в 2 ряда (четное число) по высоте пояса $h_{\text{sup}} \geq h_{\text{inf}} + 2 \cdot d_0 = 109 + 2 \cdot 14 = 137$ мм, где $d_0 = d$ – диаметр отверстия под нагель.

Принимаем высоту сечения досок пояса, накладок и прокладки $h = 150$ мм.

Проверяем возможность размещения двух рядов нагелей $d = 14$ мм по высоте пояса из условия

$$(n_h - 1) \cdot s_2 + 2 \cdot s_3 \leq h,$$

где n_h – количество рядов нагелей, $n_h = 2$;

s_2, s_3 – минимальные расстояния поперек волокон соответственно между осями нагелей и до кромки элемента.

$$s_2 \geq 3,5d; \quad s_3 \geq 3d;$$

$$(2 - 1) \times 3,5d + 2 \times 3d = 9,5d = 9,5 \times 14 = 133 \text{ мм} < 150 \text{ мм}$$

– условие выполняется.

Несущая способность прокладки из условия прочности на центральное растяжение

$$R_{d,3} = A_{\text{inf},3} \cdot f_{t,0,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_0 / \gamma_n = 48,8 \cdot 10^{-4} \times 8,84 \cdot 10^3 = 43,1 \text{ кН},$$

где $A_{\text{inf},3} = t_3 \cdot (h - 2 \cdot d_0) = 0,04 \cdot (0,150 - 2 \cdot 0,014) = 48,8 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$.

Оставшаяся часть усилия N_t , воспринимаемая накладками

$$N_{d,1} = N_t - R_{d,3} = 96 - 43,1 = 52,9 \text{ кН}.$$

Толщину одной накладки определяем из условий:

– прочности на центральное растяжение

$$A_{\text{inf},1} \geq N_{d,1} / (2 \cdot f_{t,0,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_0 / \gamma_n) =$$

$$= 52,9 \cdot 10^{-3} / (2 \times 8,84) = 29,9 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2,$$

$$t_1 \geq \frac{A_{\text{inf},1}}{h_{\text{inf},1}} = \frac{A_{\text{inf},1}}{h - 2 \cdot d_0} = \frac{29,9 \cdot 10^{-4}}{0,150 - 2 \times 0,014} = 0,025 \text{ м};$$

– равнопрочности с доской пояса на смятие в нагельном

гнезде $t_1 \approx \frac{5t_2}{8} = 5 \times \frac{50}{8} = 31,3 \text{ мм}$. Принимаем $t_1 = 40 \text{ мм}$.

Требуемое количество нагелей с одной стороны от стыка, проходящих через прокладку, как для двухсрезного (срезы А)

симметричного соединения (доска пояса – прокладка – доска пояса) от усилия $N_{d,3} = R_{d,3} = 43,1 \text{ кН}$

$$n_{n,3} \geq N_{d,3} / (R_{1d,\text{min } A} \cdot n_{s,A}) = 43,1 / (2,86 \times 2) = 7,5 (\approx 8),$$

где $R_{1d,\text{min } A}$ – минимальная несущая способность одного условного среза А нагеля, определяемая из условия смятия стыкуемых досок пояса и прокладки и изгиба нагеля.

$$R_{1d,\text{min } A} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,d} k_{\text{mod}} t_2 d k_a / \gamma_n = 8,0 \cdot 10^3 \times 1,05 \times 0,05 \times 0,014 \times 0,925 / 0,95 = 5,73 \text{ кН}; \\ f_{h,2,d} k_{\text{mod}} t_3 d k_a / \gamma_n = 5,0 \cdot 10^3 \times 1,05 \times 0,04 \times 0,014 \times 0,925 / 0,95 = 2,86 \text{ кН}; \\ f_{n,d} \cdot \sqrt{k_{\text{mod}} k_a} / \gamma_n \cdot d^2 \cdot (1 + \beta_n^2) = 18 \cdot 10^3 \times \sqrt{1,05 \times 0,925} / 0,95 \times 0,014^2 \times \\ \times (1 + 0,301^2) = 6,19 \text{ кН} \end{array} \right.$$

$f_{h,1,d}$, $f_{h,2,d}$, $f_{n,d}$ – расчетные сопротивления соответственно смятию древесины в нагельном гнезде досок пояса t_2 и прокладки t_3 и изгиба нагеля.

$$f_{h,1,d} = 8,0 \text{ МПа}; \quad f_{h,2,d} = 5,0 \text{ МПа}; \quad f_{n,d} = 18,0 \text{ МПа};$$

k_a – коэффициент, учитывающий угол между усилием и направлением волокон. При $a = 0^\circ$ $k_a = 0,925$; β_n – коэффициент, зависящий от отношения толщины более тонкого элемента к диаметру нагеля.

$$\beta_n \leq k_n \cdot t_3 / d \leq \beta_{n,\text{max}}; \quad k_n = 0,1054;$$

$$\beta_{n,\text{max}} = 0,6236; \quad \beta_n = 0,1054 \times 40 / 14 = 0,301 < 0,6236;$$

$$R_{1d,\text{min } A} = 2,86 \text{ кН};$$

$n_{s,A}$ – количество швов (срезов А) в соединении для одного нагеля, $n_{s,A} = 2$.

Принимаем $n_{n,3} = 8$ нагелей, по 4 нагеля в каждом ряду. Несущая способность восьми нагелей, соединяющих стыковой пакет (накладки, спаренные доски и прокладка).

$$R_{d,8} = n_{n,3}(R_{1d,\min A} \cdot n_{s,A} + R_{1d,\min B} \cdot n_{s,B}) = \\ = 8 \cdot (2,86 \cdot 2 + 2,0 \cdot 2) = 77,76 \text{ кН},$$

где $R_{1d,\min B}$ – минимальная несущая способность одного условного среза Б нагеля для односрезного несимметричного соединения (накладка – стыкуемая доска), определяемая из условия смятия древесины элементов и изгиба нагеля.

$$R_{1d,\min B} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,d} k_{\text{mod}} t_2 d k_n / \gamma_n = 3,9 \cdot 10^3 \times 1,05 \times 0,05 \times 0,014 \times 0,925 / 0,95 = 2,79 \text{ кН}; \\ f_{h,2,d} k_{\text{mod}} t_3 d k_n / \gamma_n = 3,5 \cdot 10^3 \times 1,05 \times 0,04 \times 0,014 \times 0,925 / 0,95 = 2,00 \text{ кН}; \\ f_{n,d} \cdot \sqrt{k_{\text{mod}} k_n} / \gamma_n \cdot d^2 \cdot (1 + \beta_n^2) = 18 \cdot 10^3 \times \sqrt{1,05 \times 0,925} / 0,95 \times 0,014^2 \times \\ \times (1 + 0,301^2) = 6,19 \text{ кН} \end{array} \right.$$

$$f_{h,1,d} = 3,9 \text{ МПа (при } \frac{t_1}{t_2} = \frac{40}{50} = 0,8); f_{h,2,d} = 3,5 \text{ МПа};$$

$$f_{n,d} = 18 \text{ МПа}; \beta_n = k_n t_1 / d \leq \beta_{n,\max}; k_n = 0,1054;$$

$$\beta_{n,\max} = 0,6236; \beta_n = 0,1054 \times 40 / 14 = 0,301 < 0,6236; .$$

$n_{s,B}$ – количество швов (срезов Б) в соединении для одного нагеля, $n_{s,B} = 2$.

Оставшаяся часть усилия N_t , равная $N_{d,1} = N_t - R_{d,8} = 96 - 77,76 = 18,24 \text{ кН}$, будет передаваться через двухсрезные нагели (срезы Б), соединяющие накладки и доски пояса за пределами прокладки. Требуемое количество таких нагелей с одной стороны от стыка

$$n_{n,1} \geq N_{d,1} / (R_{1d,\min B} \cdot n_{s,B}) = 18,24 / (2,0 \times 2) = 4,56 (\approx 5).$$

Принимаем предварительно 6 нагелей, размещая в каждом ряду по 3 нагеля. Так общее количество нагелей в ряду с одной стороны стыка, равное $4+3=7$, более 6, то несущую способность дополнительных нагелей следует уменьшить на 1/3. Тогда общее расчетное количество нагелей с одной стороны от стыка будет:

$$n_{ef} \geq 12 + 3(n_{n,3} + n_{n,1} - 12) / 2 = 12 + 3 \cdot (8 + 6 - 12) / 2 = 15 .$$

Принимаем по 16 нагелей с каждой стороны от стыка (по 8 нагелей в ряду), из них 8 нагелей (4 нагеля в ряду) размещаются в пределах длины прокладки, а 8 (4 нагеля в ряду) – за ее пределами.

Определяем длины прокладки и накладок из условия расстановки нагелей вдоль волокон

$$l_0 \geq 2 \cdot ((4-1) \cdot s_1 + 2 \cdot s_1) = 2 \times ((4-1) \times 100 + 2 \times 100) = 1000 \text{ мм};$$

$$l_H \geq 2 \cdot ((8-1) \cdot s_1 + 2 \cdot s_1) = 2 \times ((8-1) \times 100 + 2 \cdot 100) = 1800 \text{ мм},$$

где s_1 – минимальные расстояния вдоль волокон соответственно между осями нагелей и до торца элемента: $s_1 \geq 7 \cdot d = 7 \cdot 14 = 98 \text{ мм}$. Принимаем $s_1 = 100 \text{ мм}$.

Принимаем длину: прокладки – 1000 мм, накладок – 1800 мм.

Из принятого количества нагелей с каждой стороны от стыка следует поставить взамен нагелей не менее трех стальных болтов того же диаметра.

2. ПРОГОНЫ И БАЛКИ

В зависимости от применяемых материалов и конструктивного решения наиболее распространены:

- прогоны – однопролетные разрезные, многопролетные неразрезные спаренные и консольно-балочные;
- балки однопролетные – брусчатые цельного и составного сечений, дощатоклеевые и клефанерные.

Прогоны и балки работают на поперечный изгиб (прогоны – на прямой или косой изгиб) и их рассчитывают:

- на прочность по нормальным напряжениям:

$$\frac{\sigma_{m.x.d}}{f_{m.d}k_i/\gamma_n} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.d}k_i/\gamma_n} \leq 1,$$

где $\sigma_{m.x.d} = \frac{M_{x.d}}{W_{y.d}}$; $\sigma_{m.y.d} = \frac{M_{y.d}}{W_{z.d}}$ – нормальные напряжения при изгибе;

– на прочность по скалывающим напряжениям:

$$\tau_{v.0.d} = \frac{V_d S_{\text{sup}}}{I_{\text{sup}} b_d} \leq f_{v.0.d} \frac{k_i}{\gamma_n};$$

– на жесткость по прогибам

$$\frac{U_{\text{max}}}{l_d} \leq \frac{f_u}{l},$$

где $U_{\text{max}} = U_0 / k_{hl} \left[1 + k_v \left(\frac{h}{l_d} \right)^2 \right]$ – расчетный прогиб;

– на устойчивость плоской формы деформирования (для клееных балок, у которых высота поперечного сечения намного больше ширины, и не имеющих постоянного подкрепления сжатой кромки из плоскости изгиба):

$$\sigma_{c.0.d} \leq k_{inst} f_{m.d} k_i / \gamma_n,$$

где $k_{inst} = 140b^2 / (l_m h) k_f$ – коэффициент устойчивости.

При расчете составных балок и прогонов податливость соединений учитывают введением понижающих коэффициентов: k_w к моменту сопротивления при расчете на прочность

по нормальным напряжениям и k_j к моменту инерции при расчете по прогибам.

У составных балок с соединениями на податливых связях необходимое количество связей в одном шве на участке с однозначной эпюрой поперечных сил должно удовлетворять условию:

$$n \geq \frac{1,5M_{d,\max} S_{\text{sup}}}{I_{\text{sup}} R_{1d} k_{\text{mod}} / \gamma_n},$$

где R_{1d} – несущая способность одного среза связи в соединении.

2.1. Пример расчета неразрезного спаренного прогона

Подобрать сечение неразрезного прогона, стыкуемого на опорах внахлестку, расположенного в плоскости крыши при её уклоне $\alpha = 15^\circ$ (рис. 2.1) под вертикальную равномерную нагрузку: постоянную от покрытия, включая собственную массу прогона, и кратковременную от снега – нормативную $g_k + q_k = 0,32 + 0,64 = 0,96$ кН/м ; расчетную $g_d + q_d = 0,36 + 0,90 = 1,26$ кН/м. Расчетные пролеты $l_1 = l_2 = 5$ м. Материал прогона – сосна или ель 2 сорта. Класс условий эксплуатации конструкций – 2. Класс ответственности зданий – II.

Определяем изгибающие моменты от вертикальной нагрузки с учетом различной жесткости прогона в пролете и в месте стыка на опорах:

– в крайних пролетах

$$M_1 = 0,0712(g_d + q_d)l_1^2 = 0,0712 \times 1,26 \times 5^2 = 2,243 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– в средних пролетах

$$M_2 = 0,0593(g_d + q_d)l_2^2 = 0,0593 \times 1,26 \times 5^2 = 1,853 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– на первой от торца опоре

$$M_B = -0,1226(g_d + q_d)l_1^2 = -0,1226 \times 1,26 \times 5^2 = -3,862 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– на промежуточных опорах

$$M_c = -0,1187(g_d + q_d)l_2^2 = -0,1187 \times 1,26 \times 5^2 = -3,739 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Принимаем предварительно сечение прогона: для крайних пролетов $b_1 \times h = 75 \times 150 \text{ мм}$, для средних пролетов $b \times h = 60 \times 150 \text{ мм}$.

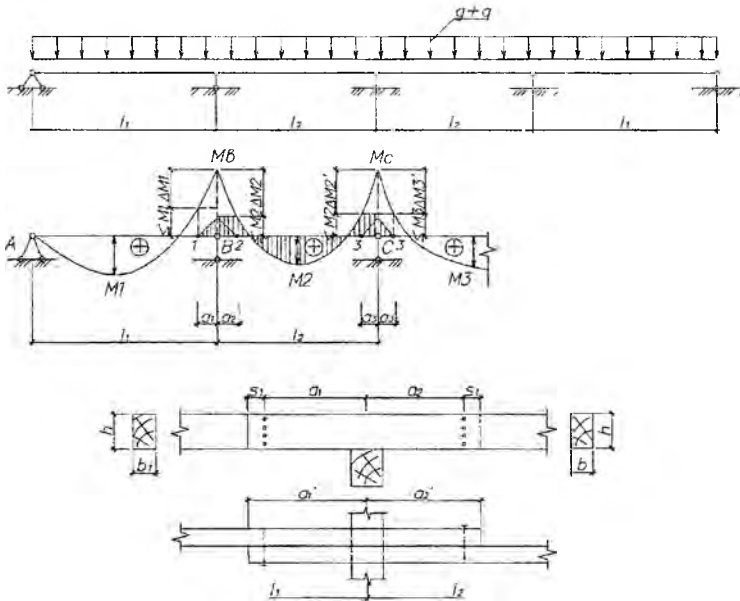


Рис. 2.1. Неразрезной прогон: расчетная схема (а); эпюра изгибающих моментов (б); стыкование прогона на опоре (в)

Проверяем принятое сечение на прочность по нормальным напряжениям в пролетах.

В крайних пролетах

$$\frac{\sigma_{m.x.d1}}{f_{m.d}k_{mod}/\gamma_n} + \frac{\sigma_{m.y.d1}}{f_{m.d}k_{mod}/\gamma_n} =$$

$$= \frac{7,71}{14,4} + \frac{4,13}{14,4} = 0,54 + 0,29 = 0,83 < 1,$$

где $\sigma_{m.x.d1}$, $\sigma_{m.y.d1}$ – расчетные напряжения изгиба от нагрузок в плоскостях соответственно перпендикулярно и вдоль ската (относительно осей X и Y).

$$\sigma_{m.x.d1} = M_1 \cos \alpha / W_{x1} = 2,243 \cdot 10^{-3} \times \cos 15^\circ / 281,25 \cdot 10^{-6} =$$

$$= 2,167 \cdot 10^{-3} / 281,25 \cdot 10^{-6} = 7,71 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{m.y.d1} = M_1 \sin \alpha / W_{y1} = 2,243 \cdot 10^{-3} \times \sin 15^\circ / 140,63 \cdot 10^{-6} =$$

$$= 0,581 \cdot 10^{-3} / 140,63 \cdot 10^{-6} = 4,13 \text{ МПа};$$

$$W_{x1} = b_1 h^2 / 6 = 0,075 \times 0,15^2 / 6 = 281,25 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3;$$

$$W_{y1} = b^2 h / 6 = 0,075^2 \times 0,15 / 6 = 140,63 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

$f_{m.d}k_{mod}/\gamma_n$ – расчетное сопротивление изгибу с коэффициентами.

$$f_{m.d}k_{mod}/\gamma_n = 13 \cdot 1,05 / 0,95 = 14,4 \text{ МПа}; \quad f_{m.d} = 13 \text{ МПа};$$

$$k_{mod} = 1,05; \quad \gamma_n = 0,95.$$

В средних пролетах

$$\frac{\sigma_{m.x.d2}}{f_{m.d}k_{mod}/\gamma_n} + \frac{\sigma_{m.y.d2}}{f_{m.d}k_{mod}/\gamma_n} = \frac{7,96}{14,4} + \frac{5,33}{14,4} =$$

$$= 0,55 + 0,37 = 0,92 < 1,$$

где

$$\sigma_{m.x.d2} = M_2 \cos \alpha / W_{x2} = 1,853 \cdot 10^{-3} \times \cos 15^\circ / 225 \cdot 10^{-6} =$$

$$= 1,790 \cdot 10^{-3} / 225 \cdot 10^{-6} = 7,96 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{m.y.d2} = M_2 \sin \alpha / W_{y2} = 1,853 \cdot 10^{-3} \times \sin 15^\circ / 90 \cdot 10^{-6} =$$

$$= 0,480 \cdot 10^{-3} / 90 \cdot 10^{-6} = 5,33 \text{ МПа};$$

$$W_{x,2} = bh^2 / 6 = 0,06 \times 0,15^2 / 6 = 225 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3;$$

$$W_{y,2} = b^2h / 6 = 0,06^2 \times 0,15 / 6 = 90 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Проверяем прогиб прогона исходя из эстетико-психологических требований от постоянной нагрузки в предположении, что прогоны открыты для обзора.

Расчетный прогиб прогона:

– в крайних пролетах

$$U_{\max 1} = U_{01} / k_{h1} [1 + k_v (h / l_1)^2] = \\ = 0,0106 / [1 + 19,2(0,15/5)^2] = 0,011 \text{ м},$$

где U_{01} – прогиб прогона постоянного сечения без учета деформаций сдвига.

$$U_{01} = \sqrt{U_{0,x1}^2 + U_{0,y1}^2} = \sqrt{0,0072^2 + 0,0078^2} = 0,0106 \text{ м}.$$

Прогибы прогона от нагрузок в плоскостях соответственно перпендикулярно скату и вдоль ската (относительно осей X и Y).

$$U_{0,x1} = k_l g_{x,k} l_1^4 / (E_0 k_{\text{mod}} / \gamma_n I_{x1}) = \\ = 0,005286 \times 0,32 \cdot 10^{-3} \times \cos 15^\circ \times 5^4 / (0,67 \cdot 10^4 \times 2109 \cdot 10^{-8}) = 0,0072 \text{ м};$$

$$U_{0,y1} = k_l g_{y,k} l_1^4 / (E_0 k_{\text{mod}} / \gamma_n I_{y1}) = \\ = 0,005286 \times 0,32 \cdot 10^{-3} \times \sin 15^\circ \times 5^4 / (0,67 \cdot 10^4 \times 527 \cdot 10^{-8}) = 0,0078 \text{ м};$$

$$E_0 k_{\text{mod}} / \gamma_n = 0,85 \cdot 10^4 \cdot 0,75 / 0,95 = 0,67 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

$$E_0 = 0,85 \cdot 10^4 \text{ МПа}; \quad k_{\text{mod}} = 0,75;$$

$$I_{x1} = b_l h^3 / 12 = 0,075 \times 0,15^3 / 12 = 2109 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4;$$

$$I_{y1} = b_l^3 h / 12 = 0,075^3 \times 0,15 / 12 = 527 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4;$$

k_{h1} , k_v – коэффициенты, учитывающие влияние соответствен-

но переменности высоты сечения и деформаций сдвига от поперечной силы;

$k_{h1} = 1$ – при постоянной высоте сечения;

$$k_v = 15,4 + 3,8\beta = 15,4 + 3,8h_0 / h = 15,4 + 3,8 \times 1 = 19,2;$$

– в средних пролетах

$$\begin{aligned} U_{\max 2} &= U_{02} / k_{h1} [1 + k_v (h/l_2)^2] = \\ &= 0,0176 / 1 \cdot [1 + 19,2(0,15/5)^2] = 0,018 \text{ м}, \end{aligned}$$

где $U_{02} = \sqrt{U_{0,x2}^2 + U_{0,y2}^2} = \sqrt{0,0091^2 + 0,0151^2} = 0,0176 \text{ м};$

$$\begin{aligned} U_{0,x2} &= k_1 g_{x1k} l_2^4 / (E_0 k_{\text{mod}} / \gamma_n I_{x2}) = 0,005286 \times 0,32 \cdot 10^{-3} \times \cos 15^\circ \times 5^4 / \\ & \quad / (0,67 \cdot 10^4 \times 1688 \cdot 10^{-8}) = 0,0091 \text{ м}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_{0,y2} &= k_1 g_{y,k} l_2^4 / (E_0 k_{\text{mod}} / \gamma_n I_{y2}) = 0,005286 \times 0,32 \cdot 10^{-3} \times \sin 15^\circ \times 5^4 / \\ & \quad / (0,67 \cdot 10^4 \times 270 \cdot 10^{-8}) = 0,0151 \text{ м}; \end{aligned}$$

$$I_{y2} = b^3 h / 12 = 0,06^3 \times 0,15 / 12 = 270 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4;$$

$$I_{x2} = b h^3 / 12 = 0,06 \times 0,15^3 / 12 = 1688 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

Предельный прогиб прогона во всех пролетах, исходя из эстетико-психологических требований, $f_u = l_u / 185 = 5,0 / 183 = 0,027 \text{ м}$ больше расчетного, следовательно, сечение прогона удовлетворяет требованиям по жесткости. Необходимо проверить прогиб прогона от полной нормативной нагрузки. В данном примере расчет не приводится.

Опорные изгибающие моменты воспринимаются двумя прогонами, стыкуемыми на опоре внахлестку. Так как опорные изгибающие моменты превышают пролетные (соответственно на опоре С и во 2-ом пролете), в $M_c / M_2 = 3,739 / 1,853 \approx 2,0$ раза, что составляет не более отношения моментов сопротивления тех же сечений $W_{x,c} / W_{x,2} = 450 \cdot 10^{-6} / 225 \cdot 10^{-6} = 2,0$ ($W_{x,c} = 2bh^2 / 6 = 2 \times 0,06 \times 0,15^2 / 6 = 450 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$), то

считаем, что принятое сечение в опорных участках удовлетворяет условию прочности.

Рассчитываем гвоздевое соединение прогонов в узлах 1 и 2 по обеим сторонам от первой от торца опоры В и в узлах 3 промежуточных опор С. Расстояния a_1, a_2, a_3 от опор до центров гвоздевых соединений соответственно в узлах 1, 2 и 3 определяем из квадратного уравнения:

$$M_{x,B1} \geq M_{x,B} - V_{x,B1}a_1 + 0,5(g_{x,d} + q_{x,d})a_1^2,$$

решив которое, находим

$$a_1 \geq 1/(g_{x,d} + q_{x,d})(V_{x,B1} \pm \sqrt{V_{x,B1}^2 - 2(g_{x,d} + q_{x,d})\Delta M_{x,1}}),$$

где $\Delta M_{x,1} = M_{x,B} - M_{x,1}$.

Тогда

$$\begin{aligned} a_1 &\geq 1/(g_{x,d} + q_{x,d})(V_{x,B1} \pm \sqrt{V_{x,B1}^2 - 2(g_{x,d} + q_{x,d})\Delta M_{x,1}}) = \\ &= 1/(1,26 \times \cos 15^\circ)(3,789 \pm \sqrt{3,789^2 - 2 \times 1,26 \times \cos 15^\circ \times 1,564}) = \\ &= 0,822 \times (3,789 \pm 3,248) = \begin{cases} 5,78 \\ 0,45 \end{cases} \text{ м,} \end{aligned}$$

где $V_{x,B1} = 0,6226(g_{x,d} + q_{x,d})l_1 = 0,6226 \times 1,26 \times \cos 15^\circ \times 5 = 3,789$ кН;

$$\begin{aligned} \Delta M_{x,B} &= M_{x,B} - M_{x,1} = (M_B - M_1) \cos \alpha = \\ &= (3,862 - 2,243) \times \cos 15^\circ = 1,564 \text{ кН} \cdot \text{м;} \end{aligned}$$

$$a_1 \geq 0,45 \text{ м.}$$

Аналогично находим $a_2 \geq 0,56$ м ; $a_3 \geq 0,54$ м .

Принимаем расстояние до центров гвоздевых соединений $a_1 = 0,5$ м; $a_2 = a_3 = 0,6$ м .

Определяем поперечные силы в узлах 1, 2 и 3.

$$V_1 = \frac{M_2}{a_1} = \frac{1,853}{0,5} = 3,706 \text{ кН};$$

$$V_2 = \frac{M_1}{a_2} = \frac{2,243}{0,6} = 3,738 \text{ кН};$$

$$V_3 = \frac{M_2}{a_3} = \frac{1,853}{0,6} = 3,088 \text{ кН}.$$

Принимаем гвозди $d \times l = 5 \times 120$ мм. В узлах 1 и 2 гвозди забиваются со стороны более тонкого элемента. Тогда глубина защемления цилиндрической части гвоздя в более толстом элементе, $t_0 = l - b - 2 - 1,5d = 120 - 60 - 2 - 1,5 \times 5 = 50,5$ мм $<$ $< b_1 = 75$ мм (где 2 мм – толщина шва; $1,5d$ – длина заостренной части гвоздя). От составляющей поперечной силы в плоскости, перпендикулярной скату, гвозди работают на изгиб, вдоль ската – на выдергивание, при этом величина t_0 должна быть не менее $4d = 4 \times 5 = 20$ мм – при работе на изгиб, $10d = 10 \times 5 = 50$ мм – при работе на выдергивание.

Расчетная несущая способность одного гвоздя (для соединения двух прогонов толщиной 60 мм и 75 мм):

– на поперечный изгиб

$$R_{d1} = R_{1d, \min} n_5 = 1,066 \times 1 = 1,066 \text{ кН},$$

где $R_{1d, \min}$ – минимальное значение несущей способности гвоздя в односрезном соединении ($t_1 = t_0 = 50,5$ мм; $t_2 = b = 60$ мм).

$$R_{1d} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1d} k_{\text{mod}} k_a l \gamma_n t_1 d = 3,82 \cdot 10^3 \times 1,05 \times 1 / 0,95 \times 0,0505 \times 0,005 = 1,066 \text{ кН} \\ f_{n,d} \sqrt{k_{\text{mod}} k_d / \gamma_n d^2 (1 + \beta_n^2)} = 25 \cdot 10^3 \times \sqrt{1,05 \times 1 / 0,95 \times 0,005^2} \times \\ \times (1 + 0,6383^2) = 1,105 \text{ кН} \end{array} \right\}$$

$$f_{h1,d} = 3,82 \text{ МПа}; f_{n,d} = 25 \text{ МПа};$$

$$\beta_n = k_n t_1 / d = 0,0632 \times 50,5 / 5 = 0,6383 < \beta_{n \text{ max}} = 0,7746; k_\alpha = 1,0;$$

$$R_{1d, \text{ min}} = 1,066 \text{ кН.}$$

n_s – количество швов; $n_s = 1$.

– на выдергивание

$$R_{d2} = f_{v1,d} \pi d l_{d1} k_{\text{mod}} / \gamma_n = 0,3 \cdot 10^3 \times 3,14 \times \\ \times 0,005 \times 0,0505 \times 1,05 / 0,95 = 0,263 \text{ кН,}$$

где $f_{v1,d}$ – расчетная несущая способность гладкого гвоздя на выдергивание.

Определяем требуемое количество гвоздей для каждого узла:

– от максимальной составляющей поперечной силы в плоскости, перпендикулярной скату

$$n_n \geq V_{x, \text{ max}} / R_{d1} = V_2 \cos \alpha / R_{d1} = 3,789 \times \cos 15^\circ / 1,066 = 3,4;$$

– от максимальной составляющей поперечной силы в плоскости ската

$$n_n \geq V_{y, \text{ max}} / R_{d2} = V_2 \sin \alpha / R_{d2} = 3,789 \times \sin 15^\circ / 0,263 = 3,7.$$

Принимаем $n_n = 4$ гвоздя и расставляем их в один ряд по высоте прогона с шагом $s_2 = s_3 = h / (n_n + 1) = 150 / (4 + 1) = 30 \text{ мм} > 4d = 4 \times 5 = 20 \text{ мм}$. Тогда расстояния от центра гвоздей до торцов прогона $s_{1,T} \geq 15d = 15 \times 5 = 75 \text{ мм}$ и длина концевых участков прогонов равны $a'_1 = a_1 + s_1 = 0,5 + 0,075 + 0,575 \text{ м}$; аналогично $a'_2 = a'_3 = 0,6 + 0,075 = 0,675 \text{ м}$.

2.2. Клефанерная двускатная балка переменной высоты с плоскими стенками

2.2.1. Конструктивное решение балок

Клефанерные балки покрытия – однопролетные, нагруженные равномерно-распределенной нагрузкой: постоянной от конструкций кровли и временной снеговой.

Пролет балок – $l_B = 9...18$ м, уклон верхней грани – $i = 0,25...0,1$. Поперечное сечение – двутавровое (предпочтительнее при пролете не более 12 м) или коробчатое (предпочтительнее при пролете более 12 м). Высота сечения h назначается в пределах $1/12...1/10$ пролета, но не более 1,5 м с учетом размера фанерных листов 1525×1525 мм (рис. 2.2).

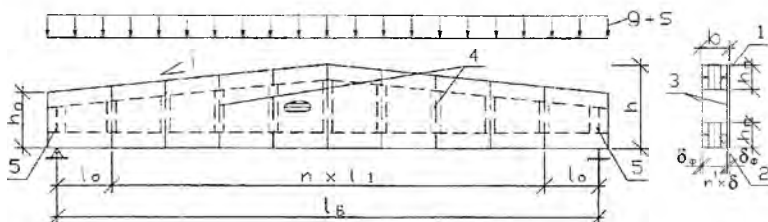


Рис. 2.2. Клефанерная двускатная балка:
1 – верхний пояс; 2 – нижний пояс; 3 – фанерные стенки;
4 – ребра жесткости; 5 – опорные ребра

Пояса – клеодошчатые с вертикальным расположением слоев оптимальной толщиной $\delta = 33$ мм, полученных фрезерованием досок толщиной $t_d = 40$ мм и шириной $B_d = 100, 125, 150, 175$ или 200 мм. Пояса – симметричные высотой $h_{п} = B_d - \Delta_{фрез}$, где $\Delta_{фрез} = 10$ мм при $B_d \leq 150$ мм и $\Delta_{фрез} = 10...15$ мм при $B_d > 150$ мм. Для верхнего пояса применяют древесину 2 сорта, для нижнего – 2 или 1 сорта.

Стенки изготавливают из березовой или лиственничной фанеры марки ФСФ сорта не ниже соответственно III/IV или IIIх/IVх толщиной 8, 9, 10 или 12 мм. Направление волокон наружных слоев фанеры – вдоль длины балки. Стык листов фанеры – «на ус» или на зубчатый шип.

Ширина балки с учетом опирания на нее панелей покрытия – не менее 130 мм (минимальная площадка опирания панели – 55 мм, плюс зазор 20 мм между панелями).

Для обеспечения устойчивости фанерных стенок в месте стыка фанерных листов размещают ребра жесткости шириной 100 мм из фрезерованных по толщине досок толщиной 33 мм или брусчатые. Опорные ребра – спаренные шириной 2×100 мм. В опорных панелях рекомендуемый шаг ребер не более высоты стенки между поясами, но не менее половины шага остальных ребер.

Для уменьшения внутренних напряжений в клеевых швах, соединяющих пояса со стенками, в слоях, примыкающих к стенкам, при высоте пояса свыше 100 мм устраивают пропилы по всей длине толщиной 5 мм и глубиной 30 мм.

2.2.2. Основные положения расчета балок

Назначаются предварительные размеры поперечного сечения балки из условия прочности нижнего пояса на растяжение (площадь поясов) и устойчивости стенок в опорной панели (толщина фанерных стенок).

Требуемая площадь сечения пояса

$$A_{н.тр} \geq N_{t,d} / f_{t,0,d} \cdot k_{mod} / \gamma_n,$$

где $N_{t,d} = M_{d,x} / h'_x$ – усилие растяжения в нижнем поясе от изгибающего момента $M_{d,x}$ в сечении на расстоянии x от

опоры с максимальным нормальным напряжением.
 $x = \left[\sqrt{\gamma \cdot (1 + \gamma)} - \gamma \right] \cdot l_B$. $\gamma = h'_0 / (i \cdot l_B)$. h'_0 и h'_x – высота сечения балки между центрами поясов соответственно в опорном сечении и сечении x .

Толщина фанерной стенки

$$\delta_\phi \cong h'_0 / 50.$$

Проверяется принятое сечение.

1. По нормальным напряжениям в поясах в сечении на расстоянии x от опоры:

Устойчивость верхнего сжатого пояса

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{M_{d,x}}{k_c \cdot W_{ef,др,x}} \leq f_{c,0,d} \cdot k_{mod} \cdot k_\delta / \gamma_n.$$

Прочность нижнего растянутого пояса

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{M_{d,x}}{W_{ef,др,x}} \leq f_{t,0,d} \cdot k_{mod} / \gamma_n,$$

где $M_{d,x}$ – изгибающий момент в сечении x ;

$W_{ef,др,x}$ – момент сопротивления сечения, приведенный к древесине пояса;

k_c – коэффициент продольного изгиба верхнего пояса из плоскости балки, определяемый как для центрально сжатого элемента при гибкости $\lambda = l_d / i$ на участке длиной, равной ширине или шагу ограждающих конструкций покрытия (панели или прогона).

2. По сдвигающим напряжениям в фанерных стенках в опорном сечении:

Напряжения скалывания по швам между поясами и стенками

$$\tau_{pv.0.d} = \frac{V_d \cdot S_n \cdot E_{0.nom} / E_{p.nom}}{I_{ef.фан} \cdot n \cdot h_n} \leq f_{pv.0.d} \cdot k_{mod} / \gamma_n$$

Напряжения среза

$$\tau_{pv.90.d} = \frac{V_d \cdot S_{ef.фан}}{I_{ef.фан} \cdot \sum \delta_\phi} \leq f_{pv.90.d} \cdot k_{mod} / \gamma_n$$

где V_d – расчетная поперечная сила;

$S_n \cdot E_{0.nom} / E_{p.nom}$, $S_{ef.фан}$ – приведенные к фанере статические моменты соответственно пояса и половины сечения относительно нейтральной оси;

$I_{ef.фан}$ – приведенный к фанере момент инерции сечения относительно нейтральной оси;

n, h_n – количество вертикальных швов стенок с поясами и высота пояса;

$\sum \delta_\phi$ – сумма толщин фанерных стенок.

3. По главным растягивающим напряжения в фанерных стенках в месте первого от опоры стыка на расстоянии $x_1 = l_0$

$$\sigma_{pl.a.d} = \sigma_{ct} / 2 + \sqrt{\left(\sigma_{ct} / 2\right)^2 + \tau_{ct}^2} \leq f_{pl.a.d} \cdot k_p \cdot k_{mod} / \gamma_n$$

где σ_{ct} и τ_{ct} – нормальные и касательные напряжения в фанерной стенке на уровне внутренней кромки поясов;

k_p – коэффициент, учитывающий снижение прочности фанеры, состыкованной на «ус»;

a – угол, определяемый из зависимости $\tan 2a = 2 \cdot \tau_{ct} / \sigma_{ct}$.

4. На устойчивость фанерной стенки на действие касательных и нормальных напряжений в середине опорной панели (на расстоянии $x_2 = l_0 / 2$ при условии $h_{ct,x2} / \delta_\phi > 50$) и в сечении x с максимальным напряжением изгиба

$$\frac{\sigma_{ct}}{k_\sigma} \cdot (100 \cdot \delta_\phi / h_{ct})^2 + \frac{\tau_{ct}}{k_\tau} \cdot (100 \cdot \delta_\phi / h_d)^2 \leq 1,$$

где k_σ и k_τ – коэффициенты для критических напряжений, определяемые по графикам.

5. По прогибам

$$u = \frac{u_0}{k_{h1}} \cdot [1 + k_v \cdot (h/l_B)^2] \leq f_u,$$

где $u_0 = 5/384 \cdot q_k \cdot l_B^4 / [(E_0 \cdot I_n + E_p \cdot I_{ct}) \cdot k_{mod} / \gamma_n]$ – прогиб балки постоянной высоты без учета деформаций сдвига;

k_{h1} и k_v – коэффициенты, учитывающие влияние соответственно переменности высоты сечения и деформаций сдвига от поперечной силы.

2.3. Примеры расчета балок

2.3.1. Пример расчета клефанерной двускатной балки с плоскими стенками

Подобрать сечение клефанерной балки (см. рис. 2.2) по следующим данным: пролет $l_B = 14,7$ м; равномерно распределенная нагрузка (постоянная, включая собственную массу балки, и снеговая): нормативная $q_k = 7,0$ кН/м, расчетная $q_d =$

=10,0 кН/м. Уклон верхней грани $i = 0,05$. Материал: поясов – сосна или ель: верхнего – 2 сорта, нижнего – 1 сорта; стенок – фанера березовая марки ФСФ сорта не ниже III/IV. Класс условий эксплуатации – 2. Класс ответственности здания – II.

♦ Назначаем предварительные размеры поперечного сечения балки. Сечение – коробчатое. Высота сечения $h = 1350$ мм находится в пределах $(1/12 \dots 1/10) \cdot l_B$, $h_o = h - i \cdot l_B / 2 = 1350 - 0,05 \times 7350 = 983$ мм. Направление волокон наружных слоев фанеры – вдоль длины балки. Стык листов фанеры – на «ус». Слои клеодошчатых поясов $\delta \times h_n = 33 \times 165$ мм получены фрезерованием досок 40×175 мм.

Требуемая площадь сечения поясов

$$A_{н.тр} \geq \frac{N_{i,d}}{f_{i,0,d}} \cdot k_{mod} / \gamma_n = 263,3 \cdot 10^3 / 13,3 = 0,0176 \text{ м}^2,$$

где $N_{i,d} = M_{d,x} / h'_x = 263,6 / 1,127 = 233,6$ кН – усилие растяжения в нижнем поясе от изгибающего момента $M_{d,x}$ в сечении на расстоянии x от опоры с максимальным нормальным напряжением.

$$x = \left[\sqrt{\gamma \cdot (1 + \gamma)} - \gamma \right] \cdot l_B = \left[\sqrt{1,11 \times (1 + 1,11)} - 1,11 \right] \times 14,7 = 6,18 \text{ м.}$$

$$\gamma = h'_0 / (i \cdot l_B) = 818 / (0,05 \times 14700) = 1,11.$$

$$M_{d,x} = 0,5 \cdot q_d \cdot x \cdot (l_B - x) = 0,5 \times 10,0 \times 6,18 \times (14,7 - 6,18) = 263,3 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad h_x = h_o + i \cdot x = 983 + 0,05 \times 6180 = 1292 \text{ мм.}$$

$$h'_0 = h_o - h_n = 983 - 165 = 818 \text{ мм.} \quad h'_x = h_x - h_n = 1292 - 165 = 1127 \text{ мм;}$$

$f_{i,0,d} \cdot k_{mod} / \gamma_n = 12 \times 1,05 / 0,95 = 13,3$ МПа – расчетное сопротивление древесины растяжению с коэффициентами.

$$f_{i,0,d} = 12 \text{ МПа.} \quad k_{mod} = 1,05. \quad \gamma_n = 0,95.$$

Принимаем площадь сечения поясов из четырех слоев. Тогда $A_{sup} = 4 \times 3,3 \times 16,5 = 217,8 \text{ см}^2 (\geq 176 \text{ см}^2)$.

Толщина фанерной стенки

$\delta_{\phi} \cong h'_0 / 50 = 818/50 = 16,4$ мм. Принимаем $\delta_{\phi} = 9$ мм.

Ширина балки $b = 4 \cdot \delta + 2 \cdot \delta_{\phi} = 4 \times 3,3 + 2 \times 0,9 = 15$ см (≥ 13 см).

В слоях, примыкающих к стенкам, предусматриваем пропилы толщиной и глубиной $t_{\text{пр}} \times h_{\text{пр}} = 5 \times 30$ мм.

Проверяем принятое сечение.

♦ По нормальным напряжениям в поясах в сечении на расстоянии x от опоры:

Устойчивость верхнего сжатого пояса

$$\begin{aligned} \sigma_{c.0.d} &= \frac{M_{d,x}}{k_c \cdot W_{ef,дp,x}} = 263,3 \cdot 10^{-3} / (0,904 \times 23581 \cdot 10^{-6}) = \\ &= 12,4 \text{ МПа} < f_{c.0.d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_{\delta} / \gamma_n = 16,6 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

где $W_{ef,дp,x}$ – момент сопротивления сечения, приведенный к древесине пояса. $W_{ef,дp,x} = 2 \cdot I_{ef,дp,x} / h_x = 2 \times 1523310 / 129,2 = 23581 \text{ см}^3$. $I_{ef,дp,x} = I_{n.infr} + I_{ст,x} \cdot E_{p,nom} / E_{0,nom} = 1374001 + 323503 \times 3000 / 6500 = 1523310 \text{ см}^4$.

$I_{n.infr} = I_{n.supx} - I_{n.np,x} = 4 \cdot \delta \cdot [h_x^3 - (h_x - 2 \cdot h_{\text{п}})^3] / 12 - 2 \cdot 2 \cdot t_{\text{пр}} \cdot h_{\text{пр}} \cdot (h_x / 2)^2 = 4 \times 3,3 \times [129,2^3 - (129,2 - 2 \times 16,5)^3] / 12 - 2 \times 2 \times 0,5 \times 3,0 \times (112,7 / 2)^2 = 1393053 - 19052 = 1374001 \text{ см}^4$.

$I_{ст,x} = 2 \cdot \delta_{\phi} \cdot h_x^3 / 12 = 2 \times 0,9 \times 129,2^3 / 12 = 323503 \text{ см}^4$.

$E_{p,nom} = 250 \cdot f_{pc.0.d} = 250 \times 12 = 3000$ МПа. $E_{0,nom} = 6500$ МПа;

k_c – коэффициент продольного изгиба верхнего пояса из плоскости балки. $k_c = 1 - 0,8 \cdot (\lambda / 100)^2 = 1 - 0,8 \times (34,6 / 100)^2 = 0,904$. $\lambda = B_{\text{п}} / i = B_{\text{п}} / (0,289 \cdot b) = 150 / (0,289 \times 15,0) = 34,6$, где $B_{\text{п}} = 1,5$ м – ширина панели покрытия или шаг прогонов. $b = 15$ см – ширина балки;

$f_{c.0.d} \cdot k_{mod} \cdot k_{\delta} / \gamma_n = 15 \times 1,05 \times 1,0 / 0,95 = 16,6$ МПа – расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон с коэффициентами.

Недонапряжение $(16,6 - 12,4) \times 100 / 16,6 = 25,3$ %.

Прочность нижнего растянутого пояса

$$\sigma_{t.0.d} = \frac{M_{d.x}}{W_{d.ef.дp.x}} = 263,3 \cdot 10^{-3} / 23581 \cdot 10^{-6} = 11,2 \text{ МПа} < f_{t.0.d} \cdot k_{mod} / \gamma_n = 13,3 \text{ МПа},$$

где $f_{t.0.d} \cdot k_{mod} / \gamma_n = 12 \times 1,05 / 0,95 = 13,3$ МПа – расчетное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон с коэффициентами.

Недонапряжение $(13,3 - 11,2) \times 100 / 13,3 = 15,8$ %.

♦ По сдвигающим напряжениям в фанерных стенках в опорном сечении:

Напряжения скалывания по швам между поясами и стенками

$$\tau_{pv.0.d} = \frac{V_d \cdot S_n \cdot E_{0,nom} / E_{p,nom}}{I_{ef.фан.0} \cdot n \cdot h_n} = 73,5 \cdot 10^{-3} \times 18061 \cdot 10^{-6} / (1720943 \cdot 10^{-8} \times 2 \times 0,165) = 0,23 \text{ МПа} < f_{pv.0.d} \cdot k_{mod} / \gamma_n = 0,88 \text{ МПа},$$

где $V_d = q_d \cdot l_B / 2 = 10,0 \times 14,7 / 2 = 73,5$ кН – расчетная поперечная сила;

$S_n \cdot E_{0,nom} / E_{p,nom} = (4 \cdot \delta \cdot h_n - 2 \cdot t_{пр} \cdot h_{пр}) \cdot h_0 / 2 \cdot E_{0,nom} / E_{p,nom} = (4 \times 3,3 \times 16,5 - 2 \times 0,5 \times 3,0) \times 81,8 / 2 \times 6500 / 3000 = 18061 \text{ см}^3$ – приведенный к фанере статический момент пояса;

$I_{ef.фан.0} = I_{п.инф.0} \cdot E_{0,nom} / E_{p,nom} + I_{ст.0} = 728522 \times 6500 / 3000 + 142479 = 1720943 \text{ см}^4$ – приведенный к фанере момент инерции сечения.

$$I_{n.inf.0} = I_{n.sup.0} - I_{n.mp.0} = 4 \cdot \delta \cdot [h_0^3 - (h_0 - 2 \cdot h_n)^3] / 12 - 2 \cdot t_{mp} \cdot h_{mp} \cdot (h_0/2)^2 =$$

$$= 4 \times 3,3 \times [98,3^3 - (98,3 - 2 \times 16,5)^3] / 12 - 2 \times 2 \times 0,5 \times 3,0 \times$$

$$\times (81,8/2)^2 = 738559 - 10037 = 728522 \text{ см}^4. \quad I_{ст.0} = 2 \cdot \delta_\phi \cdot h_0^3 / 12 =$$

$$= 2 \times 0,9 \times 98,3^3 / 12 = 142479 \text{ см}^4;$$

$n = 2$ – количество вертикальных швов стенок с поясами;

$f_{pv.0.d} \cdot k_{mod} / \gamma_n = 0,8 \times 1,05 / 0,95 = 0,88 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление фанеры скалыванию в плоскости листа с коэффициентами.

Недонапряжение $(0,88 - 0,23) \times 100 / 0,88 = 73,9 \%$.

Напряжения среза

$$\tau_{pv.90.d} = \frac{V_d \cdot S_{ef.фан.0}}{I_{ef.фан.0} \cdot \sum \delta_\phi} = 73,5 \cdot 10^{-3} \times 21475 \cdot 10^{-6}$$

$$/ (1720943 \cdot 10^{-8} \times 2 \times 0,009) = 5,2 \text{ МПа} < f_{pv.90.d} \cdot k_{mod} / \gamma_n = 6,6 \text{ МПа},$$

где $S_{ef.фан.0} = S_n \cdot E_{0,ном} / E_{p,ном} + S_{ст} = S_n \cdot E_{0,ном} / E_{p,ном} + 2 \cdot \delta_\phi \cdot h_0^3 / 12 =$
 $= 18061 + 2 \times 0,9 \times 98,3^2 / 12 = 21035 \text{ см}^3$ – приведенный к фанере статический момент половины сечения относительно нейтральной оси;

$\sum \delta_\phi$ – сумма толщин фанерных стенок;

$f_{pv.90.d} \cdot k_{mod} / \gamma_n = 6,0 \times 1,05 / 0,95 = 6,6 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление фанеры срезу перпендикулярно плоскости листа с коэффициентами.

Недонапряжение $(6,6 - 5,2) \times 100 / 6,6 = 21,2 \%$.

♦ По главным растягивающим напряжениям в фанерных стенках в месте первого от опоры стыка на расстоянии $x_1 =$
 $= l_0 = 1,05 \text{ м.} \quad h_{x_1} = h_0 + i \cdot x_1 = 983 + 0,05 \times 1050 = 1036 \text{ мм.}$

$$h'_{x_1} = h_{x_1} - h_n = 1036 - 165 = 871 \text{ мм.}$$

$$\sigma_{p1.a.d} = \sigma_{ct} / 2 + \sqrt{(\sigma_{ct} / 2)^2 + \tau_{ct}^2} = 1,30 / 2 + \sqrt{(1,30 / 2)^2 + 3,88^2} = 4,6 \text{ МПа} > f_{p1.a.d} \cdot k_p \cdot k_{mod} / \gamma_n = 4,2 \text{ МПа},$$

где $\sigma_{ct} = M_{d,x1} / W_{ef,фан,x1} = 71,7 \cdot 10^{-3} / 55342 \cdot 10^{-6} = 1,30 \text{ МПа}$ –

нормальные напряжения в фанерной стенке на уровне внутренней кромки поясов. $M_{d,x1} = 0,5 \cdot q_d \cdot x_1 \cdot (l_B - x_1) = 0,5 \times 10,0 \times 1,05 \times (14,7 - 1,05) = 71,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

$W_{ef,фан,x1} = 2 \cdot I_{ef,фан,x1} / h_{ct,x1} = 2 \times 1953560 \cdot 10^{-6} / (103,6 - 2 \times 16,5) = 55342 \text{ см}^3$. $I_{ef,фан,x1} = I_{n,inf,x1} \cdot E_{0,nom} / E_{p,nom} + I_{ct,x1} = 824663 \times 6500 / 3000 + 166790 = 1953560 \text{ см}^4$.

$I_{n,inf,x1} = I_{n,sup,x1} - I_{n,np,x1} = 4 \cdot \delta \cdot [h_{x1}^3 - (h_{x1} - 2 \cdot h_n)^3] / 12 - 2 \cdot 2 \cdot t_{np} \cdot h_{np} \cdot (h_{x1} / 2)^2 = 4 \times 3,3 \times [103,6^3 - (103,6 - 2 \times 16,5)^3] / 12 - 2 \times 2 \times 0,5 \times 3,0 \times (87,81 / 2)^2 = 836043 - 11380 = 824663 \text{ см}^4$.

$I_{ct,x1} = 2 \cdot \delta_\phi \cdot h_{x1}^3 / 12 = 2 \times 0,9 \times 103,6^3 / 12 = 166790 \text{ см}^4$;

$\tau_{ct} = V_{d,x1} \cdot S_{ef,фан,x1} / (I_{ef,фан,x1} \cdot 2 \cdot \delta_\phi) = 63,0 \cdot 10^{-3} \times 21652 \cdot 10^{-6} / (1953560 \cdot 10^{-8} \times 2 \times 0,009) = 3,88 \text{ МПа}$ – касательные напряжения в фанерной стенке. $V_{d,x1} = V_d \cdot (l_B / 2 - x_1) / (l_B / 2) = 73,5 \times (7,35 - 1,05) / 7,35 = 63,0 \text{ кН}$.

$S_{ef,фан,x1} = S_n \cdot E_{0,nom} / E_{p,nom} + S_{ct} = (4 \cdot \delta \cdot h_n - 2 \cdot t_{np} \cdot h_{np}) \cdot (h_{x1} - h_n) / 2 \cdot E_{0,nom} / E_{p,nom} + 2 \cdot \delta_\phi \cdot h_n \cdot (h_{x1} - h_n) / 2 = (4 \times 3,3 \times 16,5 - 2 \times 0,5 \times 3) \times 87,1 / 2 \times 6500 / 3000 + 2 \times 0,9 \times 16,5 \times 87,1 / 2 = 21562 \text{ см}^3$;

$f_{p1.a.d} \cdot k_p \cdot k_{mod} / \gamma_n = 4,7 \times 0,8 \times 1,05 / 0,95 = 4,2 \text{ МПа}$. $f_{p1.a.d} = 4,7 \text{ МПа}$ при $\alpha = 40,25^\circ$ [1, прилож. Б]. $\tan 2 \cdot \alpha = 2\tau_{cm} / \sigma_{cm} = 2 \times 3,88 / 1,30 = 5,969$. $k_p = 0,8$.

Главные растягивающие напряжения в фанерных стенках превышают расчетное сопротивление, потому увеличиваем толщину фанерных стенок до $\delta_\phi = 10 \text{ мм}$. При такой толщине

$$\sigma_{pt,\alpha,d} = \sigma_{cr} / 2 + \sqrt{(\sigma_{cr} / 2)^2 + \tau_{cr}^2} = 1,28 / 2 + \sqrt{(1,28 / 2)^2 + 3,47^2} = 4,2 \text{ МПа} = f_{pt,\alpha,d} \cdot k_p \cdot k_{mod} / \gamma_n = 4,2 \text{ МПа}, \text{ где } \alpha = 39,8^\circ.$$

Проверка по главным растягивающим напряжениям в фанерных стенках в месте максимальных нормальных напряжений на расстоянии $x = 6,18$ м от опоры выполняется аналогично.

♦ На устойчивость фанерной стенки на действие касательных и нормальных напряжений в середине опорной панели (на расстоянии $x_2 = l_0 / 2 = 525$ мм), так как $h_{cr,x2} / \delta_\phi = 679 / 10 = 67,9 > 50$). $h_{x2} = h_0 + i \cdot x_2 = 983 + 0,05 \times 525 = 1009$ мм. $h_{cr,x2} = h_{x2} - 2 \cdot h_n = 1009 - 2 \times 165 = 679$ мм.

$$\frac{\sigma_{cr}}{k_\sigma} \cdot (100 \cdot \delta_\phi / h_{cr,x2})^2 + \frac{\tau_{cr}}{k_\tau} \cdot (100 \cdot \delta_\phi / h_d)^2 = 0,67 / [17 \times (100 \times 0,01 / 0,679)^2] + 3,88 / [2,8 \times (100 \times 0,01 / 0,679)^2] = 0,66 < 1,$$

где $\sigma_{cr} = M_{d,x1} / W_{ef,фан,x1} = 37,2 \cdot 10^3 / 55181 \cdot 10^{-6} = 0,67$ МПа – нормальные напряжения в фанерной стенке. $M_{d,x2} = 0,5 \cdot q_d \cdot x_2 \cdot (l_B - x_2) = 0,5 \times 10,0 \times 0,525 \times (14,7 - 0,525) = 37,2$ кН·м. $W_{ef,фан,x2} = 2 \cdot I_{ef,фан,x2} / h_{cr,x2} = 2 \times 1873377 \cdot 10^{-6} / 67,9 = 55181 \text{ см}^3$. $I_{ef,фан,x2} = I_{n,sup,x2} \cdot E_{0,nom} / E_{p,nom} + I_{cr,x2} = 785617 \times 6500 / 3000 + 171207 = 1873377 \text{ см}^4$. $I_{n,sup,x2} = 4 \cdot \delta \cdot [h_{x2}^3 - (h_{x2} - 2 \cdot h_n)^3] / 12 = 4 \times 3,3 \times [100,9^3 - (100,9 - 2 \times 16,5)^3] / 12 = 785617 \text{ см}^4$. $I_{cr,x2} = 2 \cdot \delta_\phi \cdot h_{x2}^3 / 12 = 2 \times 1,0 \times 100,9^3 / 12 = 171207 \text{ см}^4$;

$\tau_{\text{ст}} = V_{d,x2} \cdot S_{\text{ef,фан,x2}} / (I_{\text{ef,фан,x2}} \cdot 2 \cdot \delta_{\phi}) = 68,25 \cdot 10^{-3} \times 21307 \cdot 10^{-6} / (1873377 \cdot 10^{-8} \times 2 \times 0,01) = 3,88 \text{ МПа}$ – касательные напряжения в фанерной стенке. $V_{d,x2} = V_d \cdot (l_B / 2 - x_2) / (l_B / 2) = 73,5 \times (7,35 - 0,525) / 7,35 = 68,25 \text{ кН}$.

$$S_{\text{ef,фан,x2}} = S_n \cdot E_{0,\text{ном}} / E_{p,\text{ном}} + S_{\text{ст}} =$$

$$= 4 \cdot \delta \cdot h_n \cdot (h_{x2} - h_n) / 2 \cdot E_{0,\text{ном}} / E_{p,\text{ном}} + 2 \cdot \delta_{\phi} \cdot h_n \cdot (h_{x2} - h_n) / 2 =$$

$$= 4 \times 3,3 \times 16,5 \times 84,4 / 2 \times 6500 / 3000 + 2 \times 0,9 \times 16,5 \times 84,4 / 2 =$$

$$= 21307 \text{ см}^3;$$

$k_{\sigma} = 17$ при $\gamma = l_0 / h_{\text{ст,x2}} = 1050 / 679 = 1,55$ и $k_{\tau} = 2,8$ при $\gamma = l_0 / h_d = 1050 / 679 = 1,55$ ($h_d = h_{\text{ст}}$, если $l_0 \geq h_{\text{ст,x2}}$) – коэффициенты для критических напряжений, определяемые по графикам [1, прилож. Б].

Устойчивость фанерных стенок обеспечена.

♦ По прогибам от полной нормативной нагрузки

$$u = \frac{u_0}{k_{h1}} \cdot [1 + k_v \cdot (h/l_B)^2] = 23,5 / 0,619 \times [1 + (1350 / 14700)^2] =$$

$$= 62,4 \text{ мм} < f_u = l_B / 150 = 14700 / 150 = 98,0 \text{ мм},$$

где $u_0 = 5 / 384 \cdot q_k \cdot l_B^4 / [(E_0 \cdot I_n + E_p \cdot I_{\text{ст}}) \cdot k_{\text{mod}} / \gamma_n] = 5 / 384 \times 7,0 \cdot 10^{-3} \times 14,7^4 / [(8500 \times 1539084 \cdot 10^{-8} + 9000 \times 369056 \cdot 10^{-8}) \times 1,05 / 0,95] = 0,0235 \text{ м}$ – прогиб балки постоянной высоты без учета деформаций сдвига. $I_n = 4 \cdot \delta \cdot [h^3 - (h - 2 \cdot h_n)^3] / 12 = 4 \times 3,3 \times [135^3 - (135 - 2 \times 16,5)^3] / 12 = 1539084 \text{ см}^4$. $I_{\text{ст}} = 2 \cdot \delta_{\phi} \cdot h^3 / 12 = 2 \times 1,0 \times 135^3 / 12 = 369056 \text{ см}^4$;

$k_{h1} = 0,15 + 0,85 \cdot \beta = 0,15 + 0,85 \times 983 / 1350 = 0,619$ и $k_v = 15,4 + 3,8 \cdot \beta = 15,4 + 3,8 \times 983 / 1350 = 18,17$ – коэффициенты, учитывающие влияние переменности высоты сечения и деформаций сдвига от поперечной силы;

$E_0 = 8500 \text{ МПа}$; $E_p = 9000 \text{ МПа}$.

Запас по прогибам $(98,0 - 62,4) \times 100 / 98,0 = 36,3\%$.

Оставляем принятое сечение с фанерными стенками толщиной 10 мм.

Прогиб по эстетико-психологическим требованиям определяется аналогично.

2.3.2. Пример расчета дощатоклееной двускатной трапециевидной балки

Подобрать сечение дощатоклееной двускатной трапециевидной балки покрытия прямоугольного сечения пролетом $l = 17,7$ м с уклоном ската $tg\alpha = 0,05$ ($\alpha = 2,86^\circ$) под утепленную кровлю из панелей покрытия шириной $B_p = 1,5$ м (рис. 2.3) под вертикальную равномерную нагрузку: постоянную от покрытия, включая собственную массу балки, и кратковременную от снега – нормативную $g_k + q_k = 3 + 3,6 = 6,6$ кН/м и расчетную $g_k + q_k = 3,5 + 6 = 9,5$ кН/м. Материал доски – пихта 2 сорта. Класс эксплуатации конструкций – 2. Класс ответственности зданий – II.

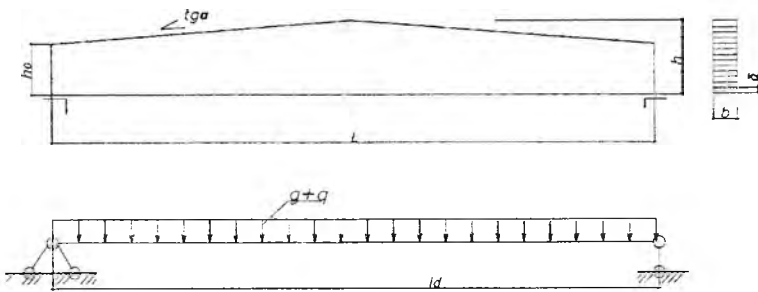


Рис. 2.3. Двускатная дощатоклееная балка (а); расчетная схема балки (б)

Наименьшую ширину сечения балки определяем из условия смятия на опоре. В данном примере для склеивания балки

принимая доски 200×40 мм (табл. П1). Тогда толщина слоев с учетом фрезерования пластей перед склеиванием $\delta = 40 - 7 = 33$ мм (7 мм – припуск на фрезерование пластей с обеих сторон), а ширина балки – $b = 200 - 20 = 180$ мм (20 мм – припуск на фрезерование пластей клееного блока с обеих сторон после запрессовки). Слои по высоте сечения располагаются параллельно нижней кромке балки.

Высоту сечения балки на опоре определяем из условия прочности при сдвиге

$$\tau_{v.0.d} \leq f_{v.0.d} k_x k_{mod} k_\delta / \gamma_n,$$

где $\tau_{v.0.d} = V_d \cdot S_{0,sup} / (I_{0,sup} b)$.

Для прямоугольного сечения статический момент половины сечения и момент инерции сечения относительно нейтральной оси определяют из выражений соответственно $S_{0,sup} = bh_0^2 / 8$ и $I_{0,sup} = bh_0^3 / 12$, после подстановки, которых в формулу напряжений скалывания и последующего преобразования находим требуемую высоту опорного сечения

$$h_0 \geq \frac{1,5V_d}{bf_{v.0.d}k_xk_{mod}k_\delta/\gamma_n} = \frac{1,5 \times 84,1 \cdot 10^{-3}}{0,18 \times 1,33} = 0,527 \text{ м},$$

где V_d – поперечная сила. $V_d = (g_d + q_d)l/2 = 9,5 \times 17,7/2 = 84,1$ кН;

$f_{v.0.d}k_xk_{mod}k_\delta/\gamma_n$ – расчетное скалывающее напряжение вдоль волокон древесины с коэффициентами.

$$f_{v.0.d}k_xk_{mod}k_\delta/\gamma_n = 1,5 \times 0,8 \times 1,05 \times 1/0,95 = 1,33 \text{ МПа};$$

$$f_{v.0.d} = 1,5 \text{ МПа}; k_x = 0,8; k_{mod} = 1,05; k_\delta = 1,0; \gamma_n = 0,95.$$

Тогда требуемая высота сечения в середине пролета

$$h \geq h_0 + ltg\alpha/2 = 0,527 + 17,7 \times 0,05/2 = 0,969 \text{ м}.$$

Принимаем предварительно $h = 36\delta = 36 \times 33 = 1190$ мм (36 слоев толщиной 33 мм) > 969 мм. Отношение находится в рекомендуемых пределах $\max h/b = 5...7$. Высота сечения на опоре

$$h_0 = h - l \cdot \operatorname{tg} \alpha / 2 = 1190 - 17700 \times 0,05 / 2 = 748 \text{ мм}.$$

Проверяем прочность двускатной балки принимаемого сечения по нормальным напряжениям при изгибе в расчетном сечении $l_1 = l \cdot h_0 / (2h) = 17,7 \times 0,748 / (2 \times 1,19) = 5,56$ м $< l/2 = 8,85$ м.

Высота балки в расчетном сечении l_1

$$h_1 = h_0 + l_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha = 748 + 560 \times 0,05 = 1026 \text{ мм}.$$

Прочность по нормальным напряжениям в расчетном сечении l_1 для двух случаев при угле ската $\alpha \leq 10^0$:

а) в крайних волокнах растянутой нижней кромки, параллельных поверхности

$$\begin{aligned} \sigma_{m,d} &= \frac{M_1 \cdot (1 + 4 \operatorname{tg}^2 \alpha)}{W_1} = \frac{320,6 \cdot 10^{-3} \cdot (1 + 4 \times 0,05^2)}{31580 \cdot 10^{-6}} = \\ &= 10,3 \text{ МПа} < \frac{f_{m,d} k_x k_{\text{mod}} k_{\delta} k_h}{\gamma_n} = 11,3 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

где M_1 – расчетный изгибающий момент в сечении l_1 .

$$\begin{aligned} M_1 &= 0,5 \cdot l_1 (g_d + q_d) (l - l_1) = 0,5 \times 5,56 \times 9,5 \times (17,7 - 5,56) = \\ &= 320,6 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

W_1 – момент сопротивления расчетного сечения h_1 .

$$W_1 = bh_1^2 / 6 = 0,18 \times 1,026^2 / 6 = 31580 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3;$$

$f_{m,d} k_x k_{\text{mod}} k_{\delta} k_h / \gamma_n$ – расчетное сопротивление изгибу волокон, параллельных поверхности.

$$f_{m,d} k_x k_{\text{mod}} k_{\delta} k_h / \gamma_n = 15 \times 0,8 \times 1,05 \times 1 \times 0,85 / 0,95 = 11,3 \text{ МПа};$$

$$f_{m,d} = 15 \text{ МПа}; k_h = 0,85;$$

б) в крайних волокнах сжатой верхней кромки, направленных под углом α к скату

$$\sigma_{c.a.d} = \frac{M_1 \cdot (1 - 4tg^2 a)}{W_{x1}} = \frac{320,6 \cdot 10^{-3} \cdot (1 - 4 \times 0,05^2)}{31580 \cdot 10^{-6}} =$$

$$= 10,1 \text{ МПа} < f_{c.a.d} k_x k_{\text{mod}} k_{\delta} k_h / \gamma_n = 10,4 \text{ МПа},$$

$f_{c.a.d} k_x k_{\text{mod}} k_{\delta} k_h / \gamma_n$ – расчетное сопротивление сжатия волокон, расположенных под углом α к поверхности, с коэффициентами. $f_{c.a.d} k_x k_{\text{mod}} k_{\delta} k_h / \gamma_n = 13,9 \times 0,8 \times 1,05 \times 1 \times 0,85 / 0,95 = 10,4 \text{ МПа}$;

$$f_{c.0.d} = \frac{f_{m.d}}{f_{c.0.d} \sin^2 a / f_{c.90.d} + \cos^2 a} = \frac{15}{15 \cdot \sin^2 2,86^\circ / 1,8 + \cos^2 2,86^\circ} =$$

$$= 13,9 \text{ МПа}; f_{c.0.d} = 15 \text{ МПа}; f_{c.90.d} = 1,8 \text{ МПа}.$$

Проверяем прогиб балки в середине пролета, исходя из эстетико-психологических требований от постоянной нагрузки в предположении, что балка открыта для обзора.

Расчетный прогиб балки

$$U_{\max} = U_0 / k_{hl} [1 + k_v (h/l)^2] =$$

$$= 0,027 / 0,684 \times [1 + 17,79 \times (1,19 / 17,7)^2] = 0,043 \text{ м},$$

где U_0 – прогиб балки постоянного сечения без учета деформаций сдвига.

$$U_0 = 5 / 384 g_k l^4 / (E_0 k_x k_{\text{mod}} / \gamma_n I_d) =$$

$$= 5 / 384 \times 3 \cdot 10^{-3} \times 17,7^4 / (0,57 \cdot 10^4 \times 2527739 \cdot 10^{-8}) = 0,027 \text{ м}$$

$$I_d = I_{\text{sup}} = bh^3 / 12 = 0,18 \times 1,19^3 / 12 = 2527739 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Модуль упругости вдоль волокон с коэффициентами

$$E_0 \cdot k_x \cdot k_{\text{mod}} / \gamma_n = 0,85 \cdot 10^4 \cdot 0,8 \times 0,08 / 0,95 = 0,57 \cdot 10^4 \text{ МПа}$$

$$E_0 = 0,85 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

k_{hl}, k_v – коэффициенты, учитывающие влияние соответственно переменной высоты сечения и деформаций сдвига от поперечной силы.

$$k_{hl} = 0,15 + 0,85 \cdot \beta = 0,15 + 0,85 \cdot h_0 / h = 0,15 + 0,85 \times 0,748 / 1,19 = 0,684;$$

$$k_v = 15,4 + 3,8 \cdot \beta = 15,4 + 3,8 \cdot h_0 / h = 15,4 + 3,8 \times 0,748 / 1,19 = 17,79.$$

Строительный подъем не должен превышать

$$l / 300 = 17,7 / 300 = 0,059 \text{ м.}$$

Предельный прогиб исходя из эстетико-психологических требований

$$f_u = l / 250 = 17,7 / 250 = 0,071 \text{ м.}$$

Так как расчетный прогиб балки $U_{\max} = 43$ мм меньше строительного подъема 59 мм и предельного прогиба 71 мм, то сечение балки удовлетворяет жесткости.

В предположении, что прикрепленные к верхней кромке балки панели покрытий шириной 1,5 м подкрепляет ее из плоскости изгиба, то считаем, что имеет место постоянное подкрепление сжатой кромки и проверку балки на устойчивость плоской формы деформирования не производим.

Оставляем принятое сечение балки.

3. КОЛОННЫ ДВУХШАРНИРНЫХ РАМ

По виду материала колонны могут быть цельнобрусчатыми, составными брусчатыми (без прокладок и с прокладками) с соединением на болтах (шпильках), клеодошатыми постоянной или переменной высоты сечения. Поперечное сечение – прямоугольное.

3.1. Статический расчет колонн поперечной рамы

На защемленные в основании колонны в плоскости рамы (при отсутствии грузоподъемного оборудования) действуют

нагрузки: вертикальная – постоянная от покрытия, собственной массы колонн, стенового ограждения (при навесных стенах) и временная снеговая, горизонтальная – временная ветровая от действия на колонны и вертикальную часть ригеля.

Расчетная схема колонн в плоскости рамы и из плоскости представлена на рис. 3.1.

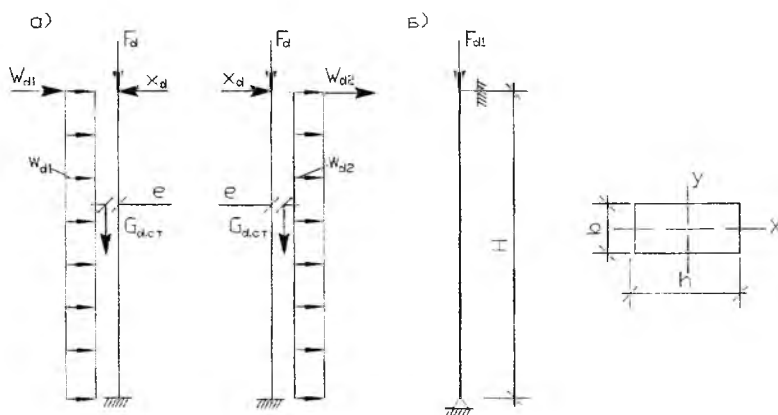


Рис. 3.1 Расчетная схема колонн рамы:
а – в плоскости рамы; б – из плоскости рамы

Поперечная рама представляет собой статически неопределимую систему с одним неизвестным горизонтальным усилием в ригеле x_d : от ветровой нагрузки $x_{d,вет}$ и стенового ограждения (для навесных стен) $x_{d,ст}$.

$$x_{d,вет} = 3 \cdot H \cdot (w_{d1} - w_{d2}) / 16 + (W_{d1} - W_{d2}) / 2;$$

$$x_{d,ст} = 9 \cdot M_{d,ст} / (8H),$$

где w_{d1} , w_{d2} – погонные горизонтальные ветровые нагрузки на колонну со стороны напора и отсоса;

W_{d1} , W_{d2} – сосредоточенные горизонтальные ветровые нагрузки со стороны напора и отсоса, действующие на вертикальную часть ригеля, приложенные на уровне верха колонны;

$M_{d.ст}$ – изгибающий момент от навесного стенового ограждения, приложенного с эксцентриситетом e .

Расчетная продольная сила

$$N_{d1} = F_{d.покр} + 0,5 \cdot F_{d.ст} + 0,5 \cdot G_{d.кол.} + F_{d.сн} \cdot \psi_2,$$

где $F_{d.покр}$ – нагрузка от покрытия;

$F_{d.ст}$ – нагрузка от навесного стенового ограждения;

$G_{d.кол.}$ – собственная масса колонны;

$F_{d.сн}$ – снеговая нагрузка;

ψ_2 – коэффициент сочетания, учитывающий действие двух временных нагрузок (снеговой и ветровой).

Расчетный изгибающий момент в основании колонны (максимальный со стороны давления или отсоса ветра)

$$M_d = M_{d.вр} \cdot \psi_2 \pm M_{d.пост} ,$$

где $M_{d.вр}$, $M_{d.пост}$ – изгибающие моменты соответственно от временной (ветровой) и постоянной нагрузок.

Расчетная схема из плоскости рамы (рис. 3.1, в) – центрально-сжатый шарнирно-закрепленный по концам элемент с расчетной продольной силой

$$N_d = F_{d.покр} + 0,5 \cdot F_{d.ст} + 0,5 \cdot G_{d.кол.} + F_{d.сн} ,$$

3.2. Основные положения расчета колонн

Минимальное поперечное сечение колонн подбирается из условия предельной гибкости:

– в плоскости рамы.

Для цельнобрусчатых и клеодошчатых колонн постоянного сечения гибкость

$$\lambda_y = l_{d,y} / i_y \leq \lambda_{\max},$$

Для клеодошчатых колонн переменной высоты сечения гибкость определяют для сечения с максимальными размерами, при этом λ_{\max} умножается на коэффициент $\sqrt{k_g}$.

Для составных брусчатых колонн приведенная гибкость

$$\lambda_{ef} = \sqrt{(k_\lambda \cdot \lambda_y)^2 + \lambda_1^2} \leq \lambda_{\max} \text{ и } \leq \lambda_B,$$

где λ_y – гибкость всего элемента относительно оси y без учета податливости при расчетной длине $l_{d,y} = \mu_{0y} \cdot H$ ($\mu_{0y} = 2,2$);

λ_1 – гибкость отдельной ветви относительно собственной оси, параллельной y при расчетной длине l_1 (l_1 – шаг болтов по длине колонны); k_λ – коэффициент приведения гибкости;

λ_{\max} – предельная гибкость;

λ_B – гибкость отдельных ветвей при расчетной длине $l_{d,y}$.

– из плоскости рамы.

Гибкость

$$\lambda_x = l_{d,x} / i_x \leq \lambda_{\max},$$

где $l_{d,x} = \mu_{0x} \cdot H$ ($\mu_{0x} = 1$).

Расчет на прочность в плоскости рамы

$$\sigma_{c.0.d} = \frac{N_d}{A_{\text{inf}}} + \frac{M_d}{k_{m.c} \cdot W_d} \leq f_{c.0.d} \cdot \frac{k_t}{\gamma_n},$$

где A_{inf} – площадь поперечного сечения нетто; W_d – расчетный момент сопротивления поперечного сечения. Для составных брусчатых колонн $W_d = W_{inf} \cdot k_w$, где W_{inf} – момент сопротивления сечения нетто. k_w – коэффициент, учитывающий податливость связей. Для остальных колонн $W_d = W_{inf}$;

$k_{m.c}$ – коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента. $k_{m.c} = 1 - N_d / (k_{c.y} \cdot A_{sup} \cdot f_{c.0.d} \cdot k_i / \gamma_n)$. Коэффициент продольного изгиба при любом значении гибкости определяется из выражения $k_{c.y} = 3000 / \lambda_y^2$. Для клеодощатых колонн переменной высоты сечения $A_{sup} = A_{max}$, а коэффициент $k_{c.y}$ следует умножить на коэффициент $k_{g.n}$;

k_i – коэффициенты условий работы;

γ_n – коэффициент надежности по назначению, зависящий от класса ответственности здания.

Расчет на устойчивость из плоскости рамы

$$\sigma_{c.0.d} = N_{d1} / k_{c.x} \cdot A_d \leq f_{c.0.d} \cdot k_i / \gamma_n,$$

где $k_{c.x}$ – коэффициент продольного изгиба из плоскости рамы. $k_{c.x} = 3000 / \lambda_x^2$ при $\lambda_x > \lambda_{rel} = 70$, $k_{c.x} = 1 - 0,8 \cdot (\lambda / 100)^2$ при $\lambda_x \leq \lambda_{rel} = 70$.

Для клеодощатых колонн переменной высоты сечения $A_{sup} = A_{max}$, а коэффициент $k_{c.x}$ следует умножить на коэффициент $k_{g.n}$.

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования

$$\frac{N_d}{k_{c1.x} \cdot A_{sup} \cdot f_{c.0.d} \cdot k_i / \gamma_n} + \left(\frac{M_d}{k_{m.c} \cdot k_{ins1} \cdot W_{sup} \cdot f_{m.d} \cdot k_i / \gamma} \right)^n \leq 1,$$

где $k_{c1.x}$ – коэффициент продольного изгиба из плоскости деформирования для участка элемента длиной l_m между закреплениями сжатой кромки от потери устойчивости, определяемый при любом значении гибкости из выражения $k_{c1.x} = 3000 / \lambda_x^2$;

k_{inst} – коэффициент устойчивости изгибаемого элемента.
 $k_{inst} = 140 \cdot b^2 \cdot k_f / (l_m \cdot h)$;

n – показатель степени, учитывающий отсутствие или наличие закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой кромки.

При наличии в элементе на участке l_m закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой кромки коэффициент $k_{c1.x}$ следует умножать на коэффициент $k_{r.c}$, а k_{inst} – на коэффициент $k_{r.m}$.

Для клеодоцатых колонн переменной высоты сечения, не имеющих закреплений из плоскости по растянутой от момента кромке или при количестве промежуточных подкрепленных точек менее 4, коэффициенты $k_{c1.x}$ и k_{inst} следует дополнительно умножать соответственно на коэффициенты $k_{g.n}$ и $k_{g.m}$.

Для составных колонн следует проверять устойчивость наиболее напряженной ветви, если расчетная длина ее превышает 7 толщин ветви h_1

$$\frac{N_d}{A_{sup}} + \frac{M_d}{k_{m.c} \cdot W_{sup}} \leq k_{c1} \cdot f_{c.0.d} \cdot k_1 / \gamma_n,$$

где k_{c1} – коэффициент продольного изгиба для отдельной ветви, определенный по расчетной длине l_1 .

В составных колоннах проверяют количество срезов связей (болтов) в шве, которое на участке с однозначной эпюрой поперечных сил должно удовлетворять условию

$$n_c \geq 1,5 \cdot (M_{d,max} - M_{d,min}) \cdot S_{sup} / (k_{m,c} \cdot I_{sup} \cdot R_{1,d}) \leq n_{c,пр},$$

где $M_{d,max}$, $M_{d,min}$ – изгибающие моменты соответственно максимальный и минимальный на участке с однозначной эпюрой поперечных сил;

$R_{1,d}$ – минимальная несущая способность одного условного среза связи, определяемая из условия смятия древесины в нагельном гнезде и изгиба болта.

3.3. Примеры расчета колонн

Пример 3.3.1. Расчет составной брусчатой колонны без прокладок

Подобрать сечение колонны двухшарнирной рамы (см. рис. 3.1) по следующим данным: высота $H = 4$ м, высота вертикальной части ригеля на опоре $h_0 = 0,5$ м, расчетные нагрузки – вертикальные сосредоточенные: от покрытия $F_{d,покp} = 25$ кН, от снега $F_{d,сн} = 50$ кН, собственная масса колонны $G_{кол} = 1,0$ кН (предварительно); горизонтальные распределенные: от ветра со стороны напора и отсоса $w_{d1} = 0,58$ кН/м, $w_{d2} = 0,44$ кН/м. Стеновое ограждение – навесное, нагрузка от него $g_{d,ст} = 1,50$ кН/м приложена с эксцентриситетом $e = 25$ см. Материал колонн – сосна или ель 2 сорта. Класс условий эксплуатации – 2. Класс ответственности здания – II.

♦ Определяем предварительные размеры поперечного сечения колонны и расставляем болты (рис. 3.2).

Минимальные размеры поперечного сечения определяем из условия предельной гибкости.

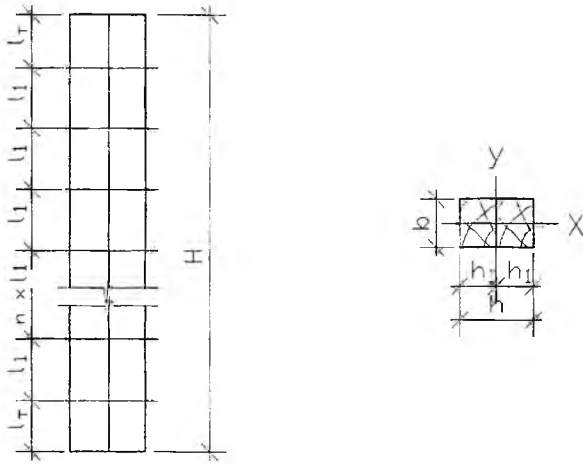


Рис. 3.2 Составная брусчатая колонна без прокладок

Относительно оси x (без учета податливости связей)

$$\lambda_x = \frac{l_{d,x}}{i_x} = \mu_{0x} \cdot \frac{H}{0,289 \cdot b} \leq \lambda_{\max}.$$

Откуда $b \geq \mu_{0x} \cdot H / (0,289 \cdot \lambda_{\max}) = 1 \times 400 / (0,289 \times 120) = 11,5$ см, где $\mu_{0x} = 1$ – коэффициент приведения расчетной длины относительно оси x ; $\lambda_{\max} = 120$ – предельная гибкость.

Относительно оси y (как составной элемент на податливых связях)

$$\lambda_{ef} = \sqrt{(k_{\lambda} \cdot \lambda_y)^2 + \lambda_1^2} \leq \lambda_{\max}.$$

Предварительную высоту сечения определяем по гибкости всего элемента λ_y без учета податливости, принимая во внимание, что приведенная гибкость $\lambda_{ef} > \lambda_y$. $\lambda_y = l_{d,y} / i_y =$

$= \mu_{0y} \cdot H / (0,289 \cdot h) < \lambda_{\max}$. Откуда $h > \mu_{0y} \cdot H / (0,289 \cdot \lambda_{\max}) = 2,2 \times 400 / (0,289 \times 120) = 25,4$ см, где $\mu_{0y} = 2,2$ – коэффициент приведения расчетной длины относительно оси y .

Принимаем по сортаменту $b = 12,5$ см, $h = 2 \cdot h_1 = 2 \times 17,5 = 35$ см (толщину ветви h_1 принимают минимальной 75 мм из условия расстановки в ней болтов $d_{\min} = 12$ мм. $h_1 \geq 2 \times 3 \times d_{\min} = 6 \times 12 = 72$ мм).

Принимаем болты $d = 12$ мм (обычно $d = 12 \dots 20$ мм). В одном сечении размещаем по 2 болта, в этом случае условия расстановки болтов по ширине сечения выполняются $S_2 + 2 \cdot S_3 = 3,5 \cdot d + 2 \cdot 3d = 9,5 \times 12 = 114$ мм $\leq b = 125$ мм. По высоте колонны размещаем 9 рядов болтов с основным шагом $l_1 = 40$ см и у торцов $l_T = 40$ см ($l_T \leq l_1$), при этом l_1 и $l_T \geq 7 \cdot d = 8,4$ см. Тогда $8 \cdot l_1 + 2 \cdot l_T = 8 \times 40 + 2 \times 40 = H = 400$ см.

♦ Проверяем принятое сечение на прочность в плоскости рамы как сжато-изгибаемый элемент на податливых связях от расчетных усилий:

$$N_d = F_{d,\text{покp}} + 0,5 \cdot F_{d,\text{ст}} + 0,5 \cdot G_{d,\text{кол}} + F_{d,\text{сн}} \times \psi_2 = 25 + 0,5 \times 1,5 \times 4 + 0,5 \times 1 + 50 \times 0,9 = 73,5 \text{ кН};$$

$$M_d = M_{d,\text{max}} = 5,54 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $M_{d,\text{max}}$ – максимальный изгибающий момент в колонне со стороны напора M_{d1} или отсоса M_{d2} ветра.

$$M_{d1} = M_{d1,\text{вр}} \cdot \psi_2 - M_{d,\text{пост}} = [w_{d1} \cdot H^2 / 2 + (W_{d1} - x_{d,\text{вет}}) \cdot H] \cdot \psi_2 - [M_{d,\text{ст}} - x_{d,\text{ст}} \cdot H] = [0,58 \times 4^2 / 2 + (0,29 - 0,14) \times 4] \times 0,9 - [1,5 - 0,42] = 5,24 \times 0,9 - 1,08 = 3,64 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{d2} = M_{d2,\text{вр}} \cdot \psi_2 + M_{d,\text{пост}} = [w_{d2} \cdot H^2 / 2 + (W_{d2} + x_{d,\text{вет}}) \cdot H] \cdot \psi_2 + [M_{d,\text{ст}} - x_{d,\text{ст}} \cdot H] = [0,44 \times 4^2 / 2 + (0,22 + 0,14) \times 4] \times 0,9 + [1,5 - 0,42] = 4,96 \times 0,9 + 1,08 = 5,54 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$x_{d,\text{вет}}$, $x_{d,\text{ст}}$ – горизонтальные усилия в ригеле соответственно от ветра и стенового ограждения.

$$x_{d,\text{вет}} = 3 \cdot H \cdot (w_{d1} - w_{d2}) / 16 + (W_{d1} - W_{d2}) / 2 = 3 \times 4 \times (0,58 - 0,44) / 16 + (0,29 - 0,22) / 2 = 0,14 \text{ кН}.$$

$$x_{d,\text{ст}} = 9 \cdot M_{d,\text{ст}} / (8 \cdot H) = 9 \times 1,5 / (8 \times 4) = 0,42 \text{ кН}.$$

$M_{d_{ст}} = F_{d_{ст}} \cdot e = g_{d_{ст}} \cdot H \cdot e = 1,5 \times 4 \times 0,25 = 1,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$ – изгибающий момент от стеновых панелей. W_{d1} и W_{d2} – сосредоточенные горизонтальные ветровые нагрузки со стороны напора и отсоса, действующие на вертикальную часть ригеля. $W_{d1} = w_{d1} \cdot h_o = 0,58 \times 0,5 = 0,29 \text{ кН}$; $W_{d2} = w_{d2} \cdot h_o = 0,44 \times 0,5 = 0,22 \text{ кН}$;

ψ_2 – коэффициент сочетания, учитывающий действие двух временных нагрузок (снеговой и ветровой). $\psi_2 = 0,9$.

Приведенная гибкость колонны

$$\lambda_{ef} = \sqrt{(k_\lambda \cdot \lambda_y)^2 + \lambda_1^2} = 1,16 \times 87,0 = 100,9,$$

где λ_y – гибкость колонны без учета податливости связей.

$$\lambda_y = l_{d,y} / i_y = \mu_{0y} \cdot H / \sqrt{l_{y,\text{sup}} / A_{\text{sup}}} = \mu_{0y} \cdot H / (0,289 \cdot h) = 2,2 \times 4 / (0,289 \times 0,35) = 87,0;$$

λ_1 – гибкость отдельной ветви относительно собственной оси при расчетной длине $l_1 = 40 \text{ см}$. $\lambda_1 = l_1 / i_1 = l_1 / (0,289 \cdot h_1)$. При $l_1 = 40 \text{ см} < 7h_1 = 122,5 \text{ см}$ принимают $\lambda_1 = 0$;

k_λ – коэффициент приведения гибкости.

$$k_\lambda = \sqrt{1 + k_k \cdot b \cdot h \cdot 10^4 \cdot n_1 / (l_{d,y}^2 \cdot n_2)} = \\ = \sqrt{1 + 0,277 \times 0,125 \times 0,35 \cdot 10^4 \cdot 1 / (8,8^2 \times 4,5)} = 1,16.$$

При $d = 12 \text{ мм}$ ($\leq h_1 / 7 = 175 / 7 = 25 \text{ мм}$) коэффициент податливости соединения $k_k = 1 / (2,5 \cdot d^2) = 1 / (2,5 \times 1,2^2) = 0,277$. n_1 – количество швов сдвига в элементе. $n_1 = 1$; n_2 – расчетное среднее количество связей в одном шве на 1 м элемента. $n_2 = 2 \times 9 / 4 = 4,5$ (2 – количество болтов в одном сечении, 9 – количество сечений с болтами на длине колонны 4 м).

Приведенная гибкость $\lambda_{ef}=100,9$ не должна превышать: предельную гибкость $\lambda_{max}=120$ и гибкость отдельных ветвей λ_B при расчетной длине $l_{d,y}$

$$\lambda_B = l_{d,y} / \sqrt{\sum l_{i,sup} / A_{sup}} = \mu_{0,y} \cdot H / \sqrt{2 \cdot b \cdot h_1^3 / (12 \cdot 2 \cdot b \cdot h_1)} = \\ = \mu_{0,y} \cdot H / (0,289 \cdot h_1) = 2,2 \times 4 / (0,289 \times 0,175) = 174.$$

Нормальные напряжения

$$\sigma_{c.0.d} = N_d / A_{inf} + M_d / k_{m.c} \cdot W_d = \\ = 73,5 \cdot 10^{-3} / 353,5 \cdot 10^{-4} + 5,54 \cdot 10^{-3} / (0,633 \times 1753 \cdot 10^{-6}) = 7,1 \text{ МПа} < \\ < f_{c.0.d} \cdot k_{mod} / \gamma_n = 14 \times 1,05 / 0,95 = 15,5 \text{ МПа},$$

где A_{inf} – площадь поперечного сечения нетто. $A_{inf} = (b - 2 \cdot d) \times h = (12,5 - 2 \times 1,2) \times 35 = 353,5 \text{ см}^2$;

W_d – расчетный момент сопротивления поперечного сечения. $W_d = W_{inf} \cdot k_w = 2062 \times 0,85 = 1753 \text{ см}^3$. $W_{inf} = (b - 2 \cdot d) \times h^2 / 6 = (12,5 - 2 \times 1,2) \times 35^2 / 6 = 2062 \text{ см}^3$ – момент сопротивления сечения нетто. $k_w = 0,85$ – коэффициент, учитывающий податливость связей;

$k_{m.c}$ – коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента. $k_{m.c} = 1 - N_d / (k_{c,y} \cdot A_{sup} \cdot f_{c.0.d} \cdot k_{mod} / \gamma_n) = 1 - 73,5 \cdot 10^{-3} / (0,295 \times 437,7 \cdot 10^{-4} \times 15,5) = 0,633$. Коэффициент продольного изгиба $k_{c,y} = 3000 / \lambda_{ef}^2 = 3000 / 100,9^2 = 0,295$. $A_{sup} = b \cdot h = 12,5 \times 35 = 437,5 \text{ см}^2$ – площадь поперечного сечения брутто;

$k_{mod} = 1,05$ – коэффициент условий работы для учета продолжительности действия нагрузок и условий эксплуатации;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению (для II класса ответственности здания).

Недонапряжение $(15,5 - 7,1) \times 100 / 15,5 = 54,2 \%$.

♦ Проверяем принятое сечение на устойчивость из плоскости рамы как центрально сжатый элемент без учета податливости связей от расчетного продольного усилия

$N_{dl} = F_{d,покр} + 0,5 \cdot F_{d,ст} + 0,5 \cdot G_{d,кол} + F_{d,сн} = 25 + 0,5 \times 1,5 \times 4 + 0,5 \times 1 + 50 = 78,5$ кН.

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{dl}}{k_{c,x} \cdot A_d} = 78,5 \cdot 10^{-3} / (0,245 \times 353,5 \cdot 10^{-4}) = 9,1 \text{ МПа} < < f_{c,0,d} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_n} = 15,5 \text{ МПа},$$

где $k_{c,x}$ – коэффициент продольного изгиба из плоскости рамы. $k_{c,x} = 3000 / \lambda_x^2 = 3000 / 110,7^2 = 0,245$ при $\lambda_x = l_{dx} / i_x = \mu_{0x} \cdot H / (0,289 \cdot b) = 1 \times 4 / (0,289 \times 0,125) = 110,7$;

$$A_d = A_{inf} = 353,5 \text{ см}^2.$$

Недонапряжение $(15,5 - 9,1) \times 100 / 15,5 = 41,3 \%$.

♦ Расчет на устойчивость плоской формы деформирования выполняем для колонны со стороны напора ветра, так как у нее потеря устойчивости сжатой кромки возможна на всей длине ($l_m = H$).

$$\frac{N_d}{k_{cl,x} \cdot k_{r,c} \cdot A_{sup} \cdot f_{c,0,d} \cdot k_{mod} / \gamma_n} + \left(\frac{M_d}{k_{m,c} \cdot k_{inst} \cdot k_{r,m} \cdot W_{sup} \cdot f_{m,d} \cdot k_{mod} / \gamma_n^n} \right)^n \leq 1,$$

где $k_{cl,x}$ – коэффициент продольного изгиба из плоскости деформирования для участка элемента длиной $l_m = H$ между закреплениями сжатой кромки от потери устойчивости. $k_{cl,x} = 3000 / \lambda_x^2 = 3000 / 110,7^2 = 0,245$. $\lambda_x = l_m / i_x = H / (0,289 \cdot b) = 400 / (0,289 \times 12,5) = 110,7$;

k_{inst} – коэффициент устойчивости изгибаемого элемента.
 $k_{inst} = 140 \cdot b^2 \cdot k_f / (l_m \cdot h) = 140 \times 12,5^2 \times 2,32 / (400 \times 35) = 7,25 (\leq 1)$.
 $k_f = 2,32$ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_m . $k_{inst} = 1$;

$n = 2$ – для элементов при наличии закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой кромки стеновыми панелями шириной $B_n = 1,5$ м;

При наличии в элементе на участке l_m закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой кромки коэффициент $k_{cl.x}$ следует умножить на коэффициент $k_{r.c}$ – $k_{cl.x} \cdot k_{r.c} = 0,245 \times 7,07 = 1,73$, а k_{inst} – на коэффициент $k_{r.m}$ – $k_{inst} \cdot k_{r.m} = 1 \times 1,62 = 1,62$,

где $k_{r.c} = 1 + [0,75 + 0,06 \cdot (l_m / h)^2 + 0,6 \cdot a \cdot l_m / h - 1] \cdot m^2 / (m^2 + 1) =$
 $= 1 + [0,75 + 0,06 \times (400 / 35)^2 + 0,6 \times 0 \times 400 / 35 - 1] \times 2^2 /$
 $/(2^2 + 1) = 7,07$;

$k_{r.m} = 1 + [0,142 \cdot l_m / h + 1,76 \cdot h / l_m + 1,4 \cdot a - 1] \cdot m^2 / (m^2 + 1) =$
 $= 1 + [0,142 \times 400 / 35 + 1,76 \times 35 / 400 + 1,4 \times 0 - 1] \times 2^2 /$
 $/(2^2 + 1) = 1,62$;

$\alpha = 0^\circ$ – для прямолинейных элементов; $m = 2$ – количество промежуточных подкрепленных точек растянутой кромки на участке l_m . $m = l_m / B_n = 4 / 1,5 - 1 = 2$.

Так как произведение коэффициентов $k_{cl.x} \cdot k_{r.c} \geq 1$ и $k_{inst} \cdot k_{r.m} \geq 1$, то устойчивость плоской формы деформирования колонны обеспечена.

♦ Устойчивость наиболее напряженной ветви колонны не проверяется, так как расчетная длина ветви $l_1 = 50$ см не превышает $7 \cdot h_1 = 7 \times 17,5 = 122,5$ см.

♦ Проверяем количество срезов связей (болтов) в шве, которое на участке с однозначной эпюрой поперечных сил $H_v \approx$

$\approx H$ (для колонны со стороны отсоса ветра с $M_{d2.max} H_v = 3,86$ м) должно удовлетворять условию

$$n_c \geq 1,5 \cdot (M_{d2.max} - M_{d2.min}) \cdot S_{sup} / (k_{m.c} \cdot I_{sup} \cdot R_{1d}) = 1,5 \times (5,54 - 0) \times \\ \times 1914 \cdot 10^{-6} / (0,633 \times 44662 \cdot 10^{-8} \times 3,70) = 15,2 \leq n_{c.пр} = \\ = 2 \times 9 = 18,$$

где $M_{d2.max} = 5,54$ кН·м, $M_{d2.min} = 0$ – изгибающие моменты соответственно максимальный и минимальный на участке с однозначной эпюрой поперечных сил;

$S_{sup} = b \cdot h_1^2 / 2 = 12,5 \times 17,5^2 / 2 = 1914$ см³ – статический момент сопротивления сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;

$I_{sup} = b \cdot h^3 / 12 = 12,5 \times 35^3 / 12 = 44662$ см⁴ – момент инерции сечения брутто относительно нейтральной оси;

$R_{1d} = 3,70$ кН – минимальная несущая способность одного условного среза связи, определяемая из условия смятия древесины в нагельном гнезде и изгиба болта.

$$R_{1,d} = \min \begin{cases} f_{h1,d} / \gamma_n \cdot h_1 \cdot d \cdot k_a = \\ f_{n,d} / \gamma_n \cdot d^2 \cdot (1 + \beta_n^2) \cdot \sqrt{k_a} = \end{cases} \\ = \min \begin{cases} 3,5 \cdot 10^3 / 0,95 \times 0,175 \times 0,012 \times 0,95 = 7,35 \text{ кН}; \\ 18 \cdot 10^3 / 0,95 \times 0,012 \times (1 + 0,624^2) \times \sqrt{0,95} = 3,70 \text{ кН}. \end{cases}$$

$f_{h1,d} = 3,5$ МПа, $f_{n,d} = 18$ МПа – расчетные сопротивления соответственно древесины смятию в нагельном гнезде и нагеля изгибу. Коэффициент $\beta = 0,624$; $\beta = k_n \cdot h_1 / d = 0,105 \times 17,5 / 1,2 = 1,531 \leq \beta_{n,max} = 0,624$ ($k_n = 0,105$). Коэффициент $k_a = 0,95$;

$n_{c.пр} = 2 \times 9 = 18$ – количество запроектированных срезов связей (болтов) в шве (по 2 болта в 9 сечениях).

Наименьшее недонапряжение при расчете на прочность в плоскости рамы и на устойчивость из плоскости рамы состав-

ляет 41,3% (рекомендуемое – не более 25%), однако размеры сечения уменьшить невозможно, так как оно принято минимальным по предельной гибкости.

Пример 3.3.2. Расчет составной брусчатой колонны с прокладками

Подобрать сечение колонны двухшарнирной рамы (см. рис.3.1) по данным примера 3.3.1.

♦ Определяем предварительные размеры поперечного сечения колонны и расставляем болты (рис. 3.3).

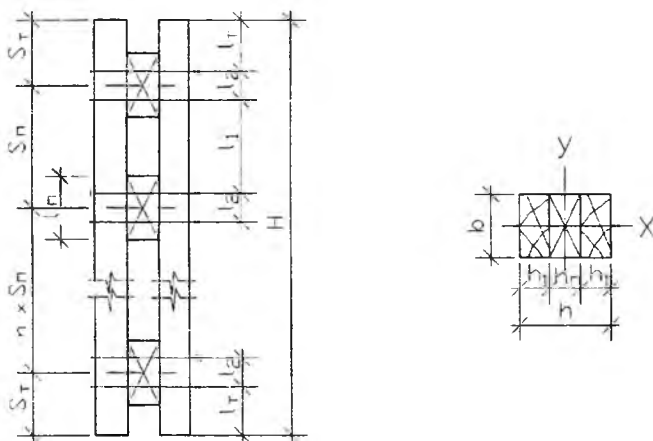


Рис. 3.3 Составная брусчатая колонна с прокладками

Минимальные размеры поперечного сечения из условия предельной гибкости (из примера 3.3.1): относительно оси x (без учета податливости связей) $b \geq 11,5$ см, относительно оси y (как составной элемент на податливых связях) $h > 25,4$ см.

Принимаем по сортаменту $b = 12,5$ см, $h = 2 \cdot h_1 + h_n = 2 \times 12,5 + 12,5 = 37,5$ см (толщину ветви h_1 принимают минимальной 75 мм из условия расстановки в ней болтов

$d_{\min} = 12 \text{ мм} - h_1 \geq 2 \times 3 \cdot d_{\min} = 6 \times 12 = 72 \text{ мм}$, толщину прокладки $h_{\text{п}}$ принимают равной толщине ветви (h_1).

Принимаем болты $d = 16 \text{ мм}$ (рекомендуемые $d = 12 \dots 20 \text{ мм}$). По высоте колонны размещаем 5 прокладок с основным шагом $S_{\text{п}} = 75 \text{ см}$ и у торцов $S_{\text{т}} = 50 \text{ см}$ ($S_{\text{т}} \leq S_{\text{п}}$), тогда $4 \cdot S_{\text{п}} + 2 \cdot S_{\text{т}} = 4 \times 75 + 2 \times 50 = H = 400 \text{ см}$. В каждой прокладке по длине размещаем по 2 ряда болтов с расстоянием между болтами и до торцов прокладки $l_2 = 12,5 \text{ см}$, тогда расстояние между рядами болтов в смежных прокладках $l_1 = S_{\text{п}} - 2 \cdot l_2 = 75 - 2 \times 12,5 = 50 \text{ см}$ и у торцов $l_{\text{т}} = S_{\text{т}} - l_2 = 50 - 12,5 = 37,5 \text{ см}$, при этом l_1, l_2 и $l_{\text{т}} \geq 7 \cdot d = 11,2 \text{ см}$ и $l_{\text{т}} \leq l_1$. В одном сечении размещаем по 1 болту, в этом случае условия расстановки болтов по ширине сечения выполняются $- 2 \cdot S_3 = 2 \cdot 3 \cdot d = 6 \times 16 = 96 \text{ мм} \leq b = 125 \text{ мм}$.

♦ Проверяем принятое сечение на прочность в плоскости рамы как сжато-изгибаемый элемент на податливых связях от расчетных усилий (см. пример 3.1): $N_d = 73,5 \text{ кН}$; $M_d = M_{d,\max} = 5,54 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Приведенная гибкость колонны

$$\lambda_{ef} = \sqrt{(k_{\lambda} \cdot \lambda_y)^2 + \lambda_1^2} = 1,33 \times 67,6 = 89,9,$$

где λ_y – гибкость колонны без учета податливости связей.

$$\lambda_y = l_{d,y} / i_y = \mu_{0,y} \cdot H / \sqrt{I_{y,\text{sup}} / A_{\text{sup}}} = 2,2 \times 400 / \sqrt{47819 / 312,5} = 67,6.$$

$I_{y,\text{sup}} = 2 \cdot \{b \cdot h_1^3 / 12 + b \cdot h_1 \cdot [(h_1 + h_{\text{п}}) / 2]^2\} = 2 \times (12,5 \times 12,5^3 / 12 + 12,5 \times 12,5 \times 12,5^2) = 47819 \text{ см}^4$ – момент инерции сечения брутто ветвей относительно нейтральной оси.

$A_{\text{sup}} = 2 \cdot b \cdot h_1 = 2 \times 12,5 \times 12,5 = 312,5 \text{ см}^2$ – площадь сечения брутто ветвей;

λ_1 – гибкость отдельной ветви относительно собственной оси при расчетной длине $l_1 = 50 \text{ см}$. $\lambda_1 = l_1 / i_1 = l_1 / (0,289 \cdot h_1)$. При $l_1 = 50 \text{ см} < 7 \cdot h_1 = 87,5 \text{ см}$ принимают $\lambda_1 = 0$;

k_λ – коэффициент приведения гибкости.

$$k_\lambda = \sqrt{1 + k_k \cdot b \cdot h \cdot 10^4 \cdot n_1 / (l_{d,y}^2 \cdot n_2)} = \\ = \sqrt{1 + 0,156 \times 0,125 \times 0,375 \times 10^4 \times 2 / (8,8^2 \times 2,5)} = 1,33.$$

При $d = 16$ мм ($\leq h_1 / 7 = 125 / 7 = 17,9$ мм) коэффициент податливости соединения $k_k = 1 / (2,5 \cdot d^2) = 1 / (2,5 \times 1,6^2) = 0,156$. n_1 – количество швов сдвига в элементе. $n_1 = 2$; n_2 – расчетное среднее количество связей в одном шве на 1 м элемента. $n_2 = 1 \times 5 \times 2 / 4 = 2,5$ (1 – количество болтов в одном сечении, 5 – количество прокладок, 2 – количество сечений с болтами в прокладке).

Приведенная гибкость $\lambda_{ef} = 89,9$ не должна превышать: предельную гибкость $\lambda_{max} = 120$ и гибкость отдельных ветвей λ_B при расчетной длине $l_{d,y}$

$$\lambda_B = \lambda_{d,y} / \sqrt{\sum I_{i,sup} / A_{sup}} = \mu_{0,y} \cdot H / \sqrt{2 \cdot b \cdot h_1^3 / (12 \cdot 2bh_1)} = \\ = \mu_{0,y} \cdot H / (0,289 \cdot h_1) = 2,2 \times 4 / (0,289 \times 0,125) = 244.$$

Нормальные напряжения

$$\sigma_{c.0.d} = N_d / A_{inf} + M_d / k_{m.c} \cdot W_d = 73,5 \cdot 10^3 / 272,5 \cdot 10^4 + 5,54 \cdot 10^3 / \\ / (0,591 \times 2091 \cdot 10^{-6}) = 7,2 \text{ МПа} < f_{c.0.d} \cdot k_{mod} / \gamma_n = 14 \times 1,05 / 0,95 = \\ = 15,5 \text{ МПа},$$

где A_{inf} – площадь поперечного сечения нетто; $A_{inf} = 2 \cdot (b - d) \cdot h_1 = 2 \times (12,5 - 1,6) \times 12,5 = 272,5 \text{ см}^2$;

W_d – расчетный момент сопротивления поперечного сечения. $W_{inf} \cdot k_w = 2460 \times 0,85 = 2091 \text{ см}^3$. $W_{inf} = I_{y,inf} / (h / 2) = 46126 / (37,5 / 2) = 2460 \text{ см}^3$ – момент сопротивления сечения нетто. $I_{y,inf} = 2 \cdot \{(b - d) \cdot h_1^3 / 12 + (b - d) \cdot h_1 \cdot [(h_1 + h_n) / 2]^2\} = 2 \times [(12,5 - 1,6) \times 12,5^3 / 12 + (12,5 - 1,6) \times 12,5 \times 12,5^2] =$

$= 46126 \text{ см}^4$. $k_w = 0,85$ – коэффициент, учитывающий податливость связей;

$k_{m.c}$ – коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента. $k_{m.c} = 1 - N_d / (k_{c.y} \cdot A_{\text{sup}} \cdot f_{c.0.d} \cdot k_{\text{mod}} / \gamma_n) = 1 - 73,5 \cdot 10^{-3} / (0,371 \times 312,5 \cdot 10^{-4} \times 15,5) = 0,591$. Коэффициент продольного изгиба $k_{c.y} = 3000 / \lambda_{ef}^2 = 3000 / 89,9^2 = 0,371$;

$k_{\text{mod}} = 1,05$ – коэффициент условий работы для учета продолжительности действия нагрузок и условий эксплуатации;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению (для II класса ответственности здания).

Недонапряжение $(15,5 - 7,2) \times 100 / 15,5 = 53,6 \%$.

♦ Проверяем принятое сечение на устойчивость из плоскости рамы как центрально сжатый элемент без учета податливости связей от расчетного продольного усилия $N_{d1} = 78,5 \text{ кН}$ (см. пример 3.3.1).

$$\sigma_{c.0.d} = \frac{N_{d1}}{k_{c.x} \cdot A_d} = 78,5 \cdot 10^{-3} / (0,245 \times 272,5 \cdot 10^{-4}) = 11,8 \text{ МПа} < < f_{c.0.d} \cdot k_{\text{mod}} / \gamma_n = 15,5 \text{ МПа},$$

где $k_{c.x}$ – коэффициент продольного изгиба из плоскости рамы. $k_{c.x} = 3000 / \lambda_x^2 = 3000 / 110,7^2 = 0,245$ при $\lambda_x = l_{d.x} / i_x = \mu_{0x} \cdot H / (0,289 \cdot b) = 1 \times 4 / (0,289 \times 0,125) = 110,7$;

$$A_d = A_{\text{inf}} = 272,5 \text{ см}^2.$$

Недонапряжение $(15,5 - 11,8) \times 100 / 15,5 = 23,9 \%$.

♦ Расчет на устойчивость плоской формы деформирования – смотри пример 3.3.1.

♦ Устойчивость наиболее напряженной ветви колонны не проверяется, так как расчетная длина ветви $l_1 = 50 \text{ см}$ не превышает $7 \cdot h_1 = 7 \times 12,5 = 87,5 \text{ см}$.

♦ Проверяем количество срезов связей (болтов) в шве, которое на участке с однозначной эпюрой поперечных сил $H_v \approx \approx H$ (для колонны со стороны отсоса ветра с $M_{d2,max} H_v = 3,86$ м) должно удовлетворять условию

$$n_c \geq 1,5 \cdot (M_{d,max} - M_{d,min}) \cdot S_{sup} / k_{m,c} \cdot I_{sup} \cdot R_{1d} = 1,5 \times (5,54 - 0) \times 1953 \cdot 10^{-6} / (0,591 \times 52897 \cdot 10^{-8} \times 6,39) = 8,1 < n_{c,np} = 2 \times 5 = 10,$$

где $M_{d,max} = 5,54$ кН·м, $M_{d,min} = 0$ – изгибающие моменты соответственно максимальный и минимальный на участке с однозначной эпюрой поперечных сил;

$S_{sup} = b \cdot h_1 \cdot (h_1 + h_n) / 2 = 12,5 \times 12,5 \times 12,5 = 1953$ см³ – статический момент сопротивления сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;

$$I_{sup} = 52897 \text{ см}^4;$$

$R_{1d} = 6,39$ кН – минимальная несущая способность одного условного среза связи, определяемая из условия смятия древесины в нагельном гнезде и изгиба болта.

$$R_{1d} = \min \begin{cases} f_{h1,d} / \gamma_n \cdot h_1 \cdot d \cdot k_\alpha = \\ f_{n,d} / \gamma_n \cdot d^2 \cdot (1 + \beta_n^2) \cdot \sqrt{k_\alpha} = \end{cases}$$

$$= \min \begin{cases} 3,5 \cdot 10^3 / 0,95 \times 0,125 \times 0,016 \times 0,9 = 6,63 \text{ кН} \\ 18 \cdot 10^3 / 0,95 \times 0,016^2 \times (1 + 0,624^2) \times \sqrt{0,9} = 6,39 \text{ кН.} \end{cases}$$

$f_{h1,d} = 3,5$ МПа, $f_{n,d} = 18$ МПа – расчетные сопротивления соответственно древесины смятию в нагельном гнезде и нагеля изгибу. Коэффициент $\beta_n = 0,624$; $\beta_n = k_n \cdot h_1 / d = = 0,105 \times 12,5 / 1,6 = 0,820 \leq \beta_{n,max} = 0,624$ ($k_n = 0,105$).

Коэффициент $k_\alpha = 0,9$;

$n_{c,np} = 2 \times 5 = 10$ – количество запроектированных срезов связей (болтов) в шве (по 2 болта в 5 прокладках).

Наименьшее недонапряжение при расчете на прочность в плоскости рамы и на устойчивость из плоскости рамы составляет 23,9% (рекомендуемое – не более 25%).

Пример 3.3.3. Расчет клеudoшатай колонны постоянной высоты сечения

Подобрать сечение колонны двухшарнирной рамы (см. рис. 3.1) по следующим данным: высота $H = 6$ м, высота вертикальной части ригеля на опоре $h_0 = 0,6$ м, расчетные нагрузки – вертикальные сосредоточенные: от покрытия $F_{d,покр} = 30$ кН, от снега $F_{d,сн} = 60$ кН, собственная масса колонны $G_{кол} = 2,4$ кН (предварительно); горизонтальные распределенные: от ветра со стороны напора и отсоса $w_{d1} = 0,78$ кН/м, $w_{d2} = 0,58$ кН/м. Стеновое ограждение – самонесущее (опирается на цоколь). Материал колонн – сосна или ель 2 сорта. Класс условий эксплуатации – 2. Класс ответственности здания – II.

◆ Определяем предварительные размеры поперечного сечения колонны (рис. 3.4).

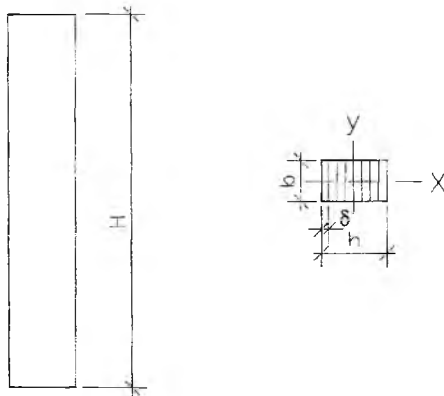


Рис. 3.4. Клеudoшатай колонна постоянной высоты сечения

Минимальные размеры поперечного сечения определяем из условия предельной гибкости.

Относительно оси x :

$$\lambda_x = l_{d,x} / i_x = \mu_{0x} \cdot H / (0,289 \cdot b) \leq \lambda_{\max}.$$

Откуда $b \geq \mu_{0x} \cdot H / (0,289 \cdot \lambda_{\max}) = 1 \times 600 / (0,289 \times 120) = 17,3$ см,

где $\mu_{0x} = 1$ – коэффициент приведения расчетной длины относительно оси x ; $\lambda_{\max} = 120$ – предельная гибкость.

Относительно оси y :

$$\lambda_y = l_{d,y} / i_y = \mu_{0y} \cdot H / (0,289 \cdot h) \leq \lambda_{\max}.$$

Откуда $h \geq \mu_{0y} \cdot H / (0,289 \cdot \lambda_{\max}) = 2,2 \times 600 / (0,289 \times 120) = 38,1$ см, где $\mu_{0y} = 2,2$ – коэффициент приведения расчетной длины относительно оси y .

Принимаем $b = 18,5$ см, $h = 12 \times 3,3 = 39,6$ см (12 слоев оптимальной толщиной 33 мм). Слои сечением 33×185 мм получены из стандартных досок 40×200 мм фрезерованием по толщине до 33 мм перед склеиванием пакета и фрезерованием боковых поверхностей склеенного пакета до 185 мм.

♦ Проверяем принятое сечение на прочность в плоскости рамы как сжато-изгибаемый элемент от расчетных усилий:

$$N_d = F_{d,\text{покp}} + 0,5 \cdot G_{d,\text{кол}} + F_{d,\text{сн}} \cdot \psi_2 = 30 + 0,5 \times 2,4 + 60 \times 0,9 = 85,2 \text{ кН};$$

$$M_d = M_{d,\text{max}} \cdot \psi_2 = 15,12 \times 0,9 = 13,6 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $M_{d,\text{max}}$ – максимальный изгибающий момент в колонне со стороны напора M_{d1} или отсоса M_{d2} ветра.

$$M_{d1} = w_{d1} \cdot H^2 / 2 + (w_{d1} - x_d) \cdot H = 0,78 \times 6^2 / 2 + (0,47 - 0,29) \times 6 = 15,12 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{d2} = w_{d2} \cdot H^2 / 2 + (w_{d2} + x_d) \cdot H = 0,58 \times 6^2 / 2 + (0,35 + 0,29) \times 6 = 14,28 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

x_d – горизонтальное усилие в ригеле от ветра. $x_d = 3 \times H \times (w_{d1} - w_{d2}) / 16 + (W_{d1} - W_{d2}) / 2 = 3 \times 6 (0,78 - 0,58) / 16 + (0,47 - 0,35) / 2 = 0,2 \text{ кН}$. W_{d1} и W_{d2} – сосредоточенные горизонтальные ветровые нагрузки со стороны напора и отсоса, действующие на вертикальную часть ригеля. $W_{d1} = w_{d1} \cdot h_0 = 0,78 \times 0,6 = 0,47 \text{ кН}$. $W_{d2} = w_{d2} \cdot h_0 = 0,58 \times 0,6 = 0,35 \text{ кН}$;

ψ_2 – коэффициент сочетания, учитывающий действие двух временных нагрузок (снеговой и ветровой). $\psi_2 = 0,9$.

Нормальные напряжения

$$\sigma_{c.0.d} = N_d / A_{\text{inf}} + M_d / k_{m.c} \cdot W_d = 85,2 \cdot 10^{-3} / 733 \cdot 10^{-4} + 13,6 \cdot 10^{-3} / (0,690 \times 4835 \cdot 10^{-6}) = 5,2 \text{ МПа} \leq f_{c.0.d} \cdot k_{\text{mod}} / \gamma_n = 15 \times 1,05 \times 1,0 / 0,95 = 16,6 \text{ МПа},$$

где $A_{\text{inf}} = A_{\text{sup}} = b \cdot h = 18,5 \times 39,6 = 733 \text{ см}^2$ – площадь поперечного сечения нетто;

$W_d = W_{d,\text{sup}} = b \cdot h^2 / 6 = 18,5 \times 39,6^2 / 6 = 4835 \text{ см}^3$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения;

$k_{m.c}$ – коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента. $k_{m.c} = 1 - N_d / (k_{c.y} \cdot A_{\text{sup}} \cdot f_{c.0.d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_{\delta} / \gamma_n) = 1 - 85,2 \cdot 10^{-3} / (0,226 \times 733 \cdot 10^{-4} \times 16,6) = 0,690$. Коэффициент продольного изгиба $k_{c.y} = 3000 / \lambda_y^2 = 3000 / 115,3^2 = 0,226$. $\lambda_y = \mu_{0y} \cdot H / (0,289 \cdot h) = 2,2 \times 600 / (0,289 \times 39,6) = 115,3$ – гибкость относительно оси y ;

$k_{\text{mod}} = 1,05$ – коэффициент условий работы для учета продолжительности действия нагрузок и условий эксплуатации;

$k_{\delta} = 1,0$ – коэффициент, учитывающий толщину слоев элемента;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению (для II класса ответственности здания).

Недонапряжение $(16,6 - 5,2) \times 100 / 16,6 = 68,7 \%$.

♦ Проверяем принятое сечение на устойчивость из плоскости рамы как центрально сжатый элемент от расчетного продольного усилия

$$N_{dl} = F_{d,\text{покр}} + 0,5 \cdot G_{d,\text{кол}} + F_{d,\text{сн}} = 30 + 0,5 \times 2,4 + 60 = 91,2 \text{ кН.}$$

$$\sigma_{c.0.d} = \frac{N_{dl}}{k_{c.x} \cdot A_d} = 91,2 \cdot 10^3 / (0,238 \times 733 \cdot 10^4) = 5,2 \text{ МПа} < < f_{c.0.d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_{\delta} / \gamma_n = 16,6 \text{ МПа,}$$

где $k_{c.x}$ – коэффициент продольного изгиба из плоскости рамы. $k_{c.x} = 3000 / \lambda_x^2 = 3000 / 112,2^2 = 0,238$ при $\lambda_x = l_{d,x} / i_x = = \mu_{0x} \cdot H / (0,289 \cdot b) = 1 \times 6 / (0,289 \times 0,185) = 112,2$;

$$A_d = A_{\text{sup}} = 733 \text{ см}^2.$$

Недонапряжение $(16,6 - 5,2) \times 100 / 16,6 = 68,7 \%$.

♦ Расчет на устойчивость плоской формы деформирования выполняем для колонны со стороны напора ветра, так как у нее потеря устойчивости сжатой кромки возможна на всей длине ($l_m = H$)

$$\frac{N_d}{k_{cl,x} \cdot k_{r,c} \cdot A_{\text{sup}} \cdot f_{c.0.d} \cdot k_{\text{mod}} / \gamma_n} + \left(\frac{M_d}{k_{mc} \cdot k_{\text{inst}} \cdot k_{r,m} \cdot W_{\text{sup}} \cdot f_{m,d} \cdot k_{\text{mod}} / \gamma_n} \right)^n \leq 1,$$

где $k_{cl,x}$ – коэффициент продольного изгиба из плоскости деформирования для участка элемента длиной $l_m = H$ между закреплениями сжатой кромки от потери устойчивости. $k_{cl,x} =$

$$= 3000 / \lambda_x^2 = 3000 / 112,2^2 = 0,238 \text{ при } \lambda_x = l_m / i_x = H / (0,289 \cdot b) = 6 / (0,289 \times 0,185) = 112,2 ;$$

k_{inst} – коэффициент устойчивости изгибаемого элемента.
 $k_{inst} = 140 \cdot b^2 \cdot k_f / (l_m \cdot h) = 140 \times [18,5^2 / (600 \times 39,6)] \times 2,32 = 4,68 (\leq 1)$. $k_f = 2,32$ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке $l_m = H$. $k_{inst} = 1$;

$n = 2$ – для элементов при наличии закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой кромки стеновыми панелями шириной $B_{\Pi} = 1,5$ м.

При наличии в элементе на участке l_m закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой кромки коэффициент $k_{cl,x}$ следует умножать на коэффициент $k_{r,c} - k_{cl,x} \cdot k_{r,c} = 0,238 \times 13,17 = 3,13$, а k_{inst} – на коэффициент $k_{r,m} - k_{inst} \cdot k_{r,m} = 1 \times 2,14 = 2,14$,

где $k_{r,c} = 1 + [0,75 + 0,06 \cdot (l_m / h)^2 + 0,6 \cdot \alpha \cdot l_m / h - 1] \cdot m^2 / (m^2 + 1) = 1 + [0,75 + 0,06 \times (600 / 39,6)^2 + 0,6 \times 0 \times 600 / 39,6 - 1] \times 3^2 / (3^2 + 1) = 13,17$;

$k_{r,m} = 1 + [0,142 \cdot l_m / h + 1,76 \cdot h / l_m + 1,4 \cdot \alpha - 1] \cdot m^2 / (m^2 + 1) = 1 + [0,142 \times 600 / 39,6 + 1,76 \times 39,6 / 600 + 1,4 \times 0 - 1] \times 3^2 / (3^2 + 1) = 2,14$;

$\alpha = 0^{\circ}$ – для прямолинейных элементов; $m = 3$ – количество промежуточных подкрепленных точек растянутой кромки на участке l_m . $m = l_m / B_{\Pi} = 6 / 1,5 - 1 = 3$.

Так как произведение коэффициентов $k_{cl,x} \cdot k_{r,c} \geq 1$ и $k_{inst} \cdot k_{r,m} \geq 1$, то устойчивость плоской формы деформирования колонны обеспечена.

Наименьшее недонапряжение при расчете на прочность в плоскости рамы и на устойчивость из плоскости рамы составляет 68,7% (рекомендуемое – не более 25%), однако размеры сечения уменьшить невозможно, так как оно принято минимальным по предельной гибкости.

4. СТОЙКИ ФАХВЕРКА

4.1. Статический расчет стоек фахверка

На стойки фахверка перпендикулярно стеновому ограждению действуют нагрузки: постоянная – вертикальная от стенового ограждения (при навесных стенах) и собственная масса стойки, и временная – горизонтальная ветровая. Расчетная схема стойки фахверка представлена на рис. 4.1, а.

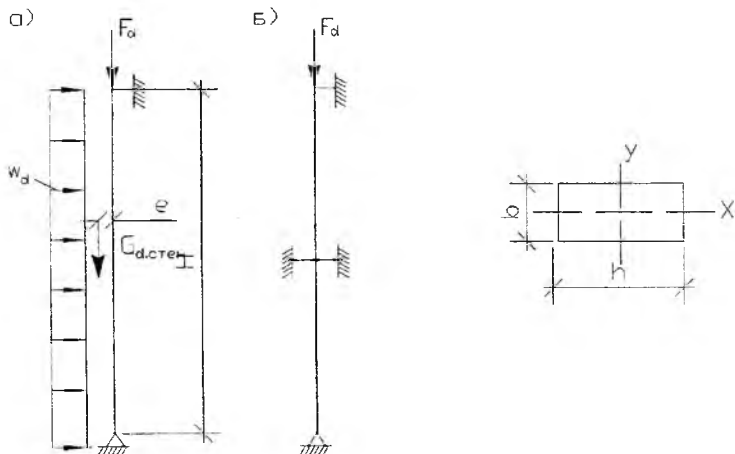


Рис. 4.1 – Расчетная схема стойки фахверка:
а – перпендикулярно стеновому ограждению;
б – параллельно стеновому ограждению

Расчетная продольная сила

$$N_d = 0,5 \cdot F_{d,стен} + 0,5 \cdot G_{d,ст} ,$$

где $F_{d,стен}$ – нагрузка от навесного стенового ограждения, $G_{d,ст}$ – собственная масса стойки.

Расчетный изгибающий момент посередине высоты стойки (максимальный со стороны давления или отсоса ветра)

$$M_d = M_{d \max} = M_{d \text{ветр}} \pm M_{d \text{стен}},$$

где $M_{d \text{ветр}} = w_d \cdot H^2 / 8$, $M_{d \text{стен}} = F_{d \text{стен}} \cdot e$ – изгибающие моменты соответственно от ветровой нагрузки со стороны напора w_{d1} и отсоса w_{d2} и навесного стенового ограждения $F_{d \text{стен}}$, приложенного с эксцентриситетом e .

Расчетная схема стойки параллельно стеновому ограждению (рис. 4.1, б) – центрально-сжатый элемент с расчетной продольной силой $N_d = 0,5 \cdot F_{d \text{стен}} + 0,5 \cdot G_{d \text{ст}}$.

4.2. Основные положения расчета стоек фахверка

Стойки с навесным стеновым ограждением

Минимальное поперечное сечение стоек подбирается из условия предельной гибкости перпендикулярно и параллельно стеновому ограждению:

$$\lambda_y = l_{d,y} / i_y \leq \lambda_{\max}, \quad \lambda_x = l_{d,x} / i_x \leq \lambda_{\max},$$

где $l_{d,y} = \mu_{0y} \cdot H$, $l_{d,x} = \mu_{0x} \cdot H$ – расчетная длина стойки ($\mu_{0y} = \mu_{0x} = 1$);

λ_{\max} – предельная гибкость.

Расчет на прочность

$$\sigma_{c.0.d} = N_d / A_{\text{inf}} + M_d / k_{m.c} \cdot W_d \leq f_{c.0.d} \cdot k_1 / \gamma_n,$$

где A_{inf} – площадь поперечного сечения нетто;

$W_d = W_{inf}$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения;

$k_{m.c}$ – коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента.

$k_{m.c} = 1 - N_d / (k_{c.y} \cdot A_{sup} \cdot f_{c.0.d} \cdot k_i / \gamma_n)$. Коэффициент продольного изгиба при любом значении гибкости определяется из выражения $k_{c.y} = 3000 / \lambda_y^2$;

k_i – коэффициенты условий работы;

γ_n – коэффициент надежности по назначению, зависящий от класса ответственности здания.

Расчет на устойчивость параллельно стеновому ограждению

$$\sigma_{c.0.d} = N_d / k_{c.x} \cdot A_d \leq f_{c.0.d} \cdot k_i / \gamma_n,$$

где $k_{c.x}$ – коэффициент продольного изгиба из плоскости рамы. $k_{c.x} = 3000 / \lambda_x^2$ при $\lambda_x > \lambda_{rel} = 70$, $k_{c.x} = 1 - 0,8 \cdot (\lambda_x / 100)^2$ при $\lambda_x \leq \lambda_{rel} = 70$.

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования

$$\frac{N_d}{k_{cl.x} \cdot A_{sup} \cdot f_{c.0.d} \cdot k_i / \gamma_n} + \left(\frac{M_d}{k_{m.c} \cdot k_{inst} \cdot W_{sup} \cdot f_{m.d} \cdot k_i / \gamma_n} \right)^n \leq 1,$$

где $k_{cl.x}$ – коэффициент продольного изгиба из плоскости деформирования для участка элемента длиной l_m между закреплениями сжатой кромки от потери устойчивости, определяемый при любом значении гибкости из выражения $k_{c.x} = 3000 / \lambda_x^2$;

k_{inst} – коэффициент устойчивости изгибаемого элемента. $k_{inst} = 140 \cdot b^2 \cdot k_f / (l_m \cdot h)$;

n – показатель степени, учитывающий отсутствие или наличие закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой кромки.

При наличии в элементе на участке l_m закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой кромки коэффициент $k_{cl,x}$ следует умножить на коэффициент $k_{r,c}$, а k_{inst} – на коэффициент $k_{r,m}$.

Стойки самонесущие

При опирании стоек на цоколь собственной массой стоек можно пренебречь, тогда они рассчитываются на поперечный изгиб от ветровой нагрузки со стороны давления. Расчетный изгибающий момент $M_d = M_{d,ветр}$.

Расчет на прочность

$$\sigma_{c.0.d} = M_d / W_d \leq f_{m.d} \cdot k_i / \gamma_n,$$

где $W_d = W_{inf}$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения.

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования

$$M_d / k_{inst} \cdot W_{sup} \cdot f_{m.d} \cdot k_i / \gamma_n \leq 1,$$

где k_{inst} – коэффициент устойчивости изгибаемого элемента для участка длиной l_m между закреплениями сжатой кромки от потери устойчивости.

4.3. Примеры расчета стоек фахверка

Пример 4.3.1. Расчет клеодощатой стойки фахверка с навесным стеновым ограждением

Подобрать сечение клеодощатой стойки фахверка (см. рис. 4.1) по следующим данным: высота $H = 8$ м. Собственная масса стойки $G_{ст} = 1,2$ кН (предварительно). Стеновое ограждение – навесное, нагрузка от него $g_{д.стен} = 1,50$ кН/м приложена с эксцентриситетом $e = 20$ см. Расчетные горизонтальные (усредненные) нагрузки от ветра со стороны напора и отсоса $w_{d1} = 0,65$ кН/м, $w_{d2} = 0,49$ кН/м. Материал стоек – сосна или ель 2 сорта. Класс условий эксплуатации – 2. Класс ответственности здания – II.

♦ Определяем предварительные размеры поперечного сечения стойки.

Минимальные размеры поперечного сечения определяем из условия предельной гибкости:

Относительно оси x , при этом для уменьшения ширины сечения стойки между ними посередине высоты вдоль торца здания предусматриваем один ряд горизонтальных распорок, тогда $l_{d,x} = \mu_{0x} \cdot H / 2$.

$$\lambda_x = l_{d,x} / i_x = \mu_{0x} \cdot H / 2 / 0,289 \cdot b \leq \lambda_{\max}.$$

Откуда $b \geq \mu_{0x} \cdot H / 2 / (0,289 \cdot \lambda_{\max}) = 1 \times 400 / (0,289 \times 120) = 11,5$ см,

где $\mu_{0x} = 1$ – коэффициент приведения расчетной длины относительно оси x ; $\lambda_{\max} = 120$ – предельная гибкость.

Относительно оси y

$$\lambda_y = l_{d,y} / i_y = \mu_{0y} \cdot H / 0,289 \cdot h \leq \lambda_{\max}.$$

$$\text{Откуда } h \geq \mu_{0y} \cdot H / (0,289 \cdot \lambda_{\max}) = 1,0 \times 800 / (0,289 \times 120) = 23,1 \text{ см,}$$

где $\mu_{0y} = 1,0$ – коэффициент приведения расчетной длины относительно оси y .

Принимаем $b = 14,0$ см, $h = 7 \times 3,3 = 23,1$ см (7 слоев оптимальной толщиной 33 мм). Слои сечением 33×140 мм получены из стандартных досок 40×150 мм фрезерованием по толщине до 33 мм перед склеиванием пакета и фрезерованием боковых поверхностей склеенного пакета до 140 мм.

♦ Проверяем принятое сечение на прочность в плоскости, перпендикулярной стеновому ограждению, как сжатый-изгибаемый элемент от расчетных усилий:

$$N_d = 0,5 \cdot F_{d,\text{стен}} + 0,5 \cdot G_{d,\text{ст}} = 0,5 \times (1,5 \times 8 + 1,2) = 6,6 \text{ кН;}$$

$$M_d = M_{d,\text{max}} = 6,32 \text{ кН}\cdot\text{м,}$$

где $M_{d,\text{max}}$ – максимальный изгибающий момент в стойке со стороны напора M_{d1} или отсоса M_{d2} ветра.

$$M_{d1} = M_{d1,\text{ветр}} - M_{d,\text{стен}} = w_{d1} \cdot H^2 / 8 - F_{d,\text{ст}} \cdot e = 0,65 \times 8^2 / 8 - 1,5 \times 8 \times 0,2 = 2,80 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$M_{d2} = M_{d2,\text{ветр}} + M_{d,\text{стен}} = w_{d2} \cdot H^2 / 8 + F_{d,\text{ст}} \cdot e = 0,49 \times 8^2 / 8 + 1,5 \times 8 \times 0,2 = 6,32 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Нормальные напряжения

$$\sigma_{c.0.d} = \frac{N_d}{A_{\text{inf}}} + \frac{M_d}{k_{m.c} \cdot W_d} = 6,6 \cdot 10^{-3} / 323 \cdot 10^{-4} + 6,32 \cdot 10^{-3} / (0,941 \times 1245 \cdot 10^{-6}) = 5,6 \text{ МПа} < f_{c.0.d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_{\delta} / \gamma_n = 15 \times 1,05 \times 1,0 / 0,95 = 16,6 \text{ МПа,}$$

где A_{inf} – площадь поперечного сечения нетто. $A_{\text{inf}} = A_{\text{sup}} = b \cdot h = 14 \times 23,1 = 323 \text{ см}^2$;

W_d – расчетный момент сопротивления поперечного сечения. $W_d = W_{\text{sup}} = b \cdot h^2 / 6 = 14 \times 23,1^2 / 6 = 1245 \text{ см}^3$;

$k_{m.c}$ – коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента. $k_{m.c} =$

$$= 1 - N_d / (k_{c,y} \cdot A_{\text{sup}} \cdot f_{c,0,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_{\delta} / \gamma_n) = 1 - 6,6 \cdot 10^{-3} / (0,209 \times 323 \cdot 10^{-4} \times 16,6) = 0,941. \text{ Коэффициент продольного изгиба } k_{c,y} = 3000 / \lambda_y^2 = 3000 / 119,8^2 = 0,209; \lambda_y = \mu_{0y} \cdot H / (0,289 \cdot h) = 1 \times 800 / (0,289 \times 23,1) = 119,8;$$

$k_{\text{mod}} = 1,05$ – коэффициент условий работы для учета продолжительности действия нагрузок и условий эксплуатации;

$k_{\delta} = 1,0$ – коэффициент, учитывающий толщину слоев;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению (для II класса ответственности здания).

Недонапряжение $(16,6 - 5,6) \times 100 / 16,6 = 66,3 \%$.

♦ Проверяем принятое сечение на устойчивость в плоскости, параллельной стеновому ограждению, как центрально сжатый элемент от расчетного продольного усилия $N_d = 0,5 \times F_{d,\text{стен}} + 0,5 \cdot G_{d\text{ст}} = 6,6$ кН.

$$\sigma_{c,0,d} = N_{d1} / k_{c,x} \cdot A_d = 6,6 \cdot 10^{-3} / (0,307 \times 323 \cdot 10^{-4}) = 0,7 \text{ МПа} < f_{c,0,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_{\delta} / \gamma_n = 16,6 \text{ МПа},$$

где $k_{c,x}$ – коэффициент продольного изгиба в плоскости, параллельной стеновому ограждению. $k_{c,x} = 3000 / \lambda_x^2 = 3000 / 98,9^2 = 0,307$ при $\lambda_x = l_{d,x} / i_x = \mu_{0x} \cdot H / 2 / (0,289 \cdot b) = 1 \times 4 / (0,289 \times 0,14) = 98,9$.

Недонапряжение $(16,6 - 0,7) \times 100 / 16,6 = 96,7 \%$.

♦ Расчет на устойчивость плоской формы деформирования выполняем для стойки со стороны отсоса ветра с максимальным значением M_d , потеря устойчивости сжатой кромки ее возможна на половине длины ($l_m = H / 2$)

$$\frac{N_d}{k_{cl,x} \cdot k_{r,c} \cdot A_{sup} \cdot f_{c,0,d} \cdot k_{mod} \cdot k_{\delta} / \gamma_n} + \left(\frac{M_d}{k_{m,c} \cdot k_{inst} \cdot k_{r,m} \cdot W_{sup} \cdot f_{m,d} \cdot k_{mod} \cdot k_{\delta} / \gamma_n} \right)^n \leq 1,$$

где $k_{cl,x}$ – коэффициент продольного изгиба из плоскости деформирования для участка элемента длиной $l_m = H / 2$ между закреплениями сжатой кромки от потери устойчивости. $k_{cl,x} = 3000 / \lambda_x^2 = 3000 / 98,9^2 = 0,307$. $\lambda_x = l_{d,x} / i_x = \mu_{0x} \cdot H / 2 / (0,289 \cdot b) = 400 / (0,289 \times 14) = 98,9$;

$k_{inst} = 1$ – коэффициент устойчивости изгибаемого элемента. $k_{inst} = 140 \cdot b^2 \cdot k_f / (l_m \cdot h) = 140 \times 14^2 \times 1,5 / (400 \times 23,1) = 4,45 (\leq 1)$. $k_f = 1,5$ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_m ;

$n = 2$ – для элементов при наличии закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой кромки стеновыми панелями шириной $B_n = 1,5$ м (прогонами с шагом 1,5 м).

При наличии в элементе на участке l_m закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой кромки коэффициент $k_{cl,x}$ следует умножать на коэффициент $k_{r,c}$ – $k_{cl,x} \cdot k_{r,c} = 0,307 \times 15,19 = 4,66$, а k_{inst} – на коэффициент $k_{r,m} = k_{inst} \cdot k_{r,m} = 1 \times 2,25 = 2,25$,

где $k_{r,c} = 1 + [0,75 + 0,06 \cdot (l_m / h)^2 + 0,6 \cdot \alpha \cdot l_m / h - 1] \cdot m^2 / (m^2 + 1) = 1 + [0,75 + 0,06 \times (400 / 23,1)^2 + 0,6 \times 0 \times 400 / 23,1 - 1] \times 2^2 / (2^2 + 1) = 15,19$;

$k_{r,m} = 1 + [0,142 \cdot l_m / h + 1,76 \cdot h / l_m + 1,4 \cdot \alpha - 1] \cdot m^2 / (m^2 + 1) = 1 + [0,142 \times 400 / 23,1 + 1,76 \times 23,1 / 400 + 1,4 \times 0 - 1] \times 2^2 / (2^2 + 1) = 2,25$;

$\alpha = 0^\circ$ – для прямолинейных элементов; $m = 2$ – количество промежуточных подкрепленных точек растянутой кромки на участке l_m . $m = l_m / B_{II} = 4 / 1,5 - 1 = 2$.

Так как произведение коэффициентов $k_{cl,x} \cdot k_{r,c} \geq 1$ и $k_{inst} \cdot k_{r,m} \geq 1$, то устойчивость плоской формы деформирования стойки обеспечена.

Наименьшее недонапряжение при расчете на прочность в плоскости, перпендикулярной стеновому ограждению, и на устойчивость в плоскости, параллельной стеновому ограждению, составляет 66,3% (рекомендуемое – не более 25%), однако размеры сечения уменьшить невозможно, так как оно принято минимальным по предельной гибкости.

Пример 4.3.2. Расчет клеодоцатой стойки фахверка с самонесущим стеновым ограждением

По данным примера 4.3.1 подобрать сечение клеодоцатой стойки фахверка (см. рис. 4.1) со стеновым ограждением, опирающимся на цоколь.

При опирании стоек на цоколь собственной массой стоек можно пренебречь, тогда они рассчитываются на поперечный изгиб от ветровой нагрузки со стороны давления.

- ◆ Расчет на прочность по нормальным напряжениям

$$\sigma_{c.0.d} = M_d / W_d \leq f_{m.d} \cdot k_{mod} \cdot k_{\delta} / \gamma_n,$$

где M_d – расчетный изгибающий момент. $M_d = M_{d1.ветр} = w_{d1} \cdot H^2 / 8 = 0,65 \times 8^2 / 8 = 5,20$ кН·м;

$W_d = W_{sup} = b \cdot h^2 / 6$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения;

$f_{m.d} \cdot k_{mod} \cdot k_{\delta} / \gamma_n$ – расчетное сопротивление изгибу с коэффициентами.

Задаемся шириной сечения $b = 140$ мм и толщиной слоя $\delta = 33$ мм (см. пример 4.3.1) и находим высоту сечения.

$$h \geq \sqrt{6M_d / (b \cdot f_{m,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_{\delta} / \gamma_n)} = \\ = \sqrt{6 \times 5,20 \cdot 10^{-3} / (0,14 \times 16,6)} = 0,116 \text{ м,}$$

где $f_{m,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_{\delta} / \gamma_n = 15 \times 1,05 \times 1,0 / 0,95 = 16,6$ МПа.

Принимаем $h = 4 \cdot \delta = 4 \times 3,3 = 13,2$ см.

♦ Расчет на устойчивость плоской формы деформирования

$$\frac{M_d}{k_{\text{inst}} \cdot k_{r,m} \cdot W_{\text{sup}} \cdot f_{m,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_{\delta} / \gamma_n} \leq 1,$$

где k_{inst} – коэффициент устойчивости изгибаемого элемента для участка длиной $l_m = H / 2$ между закреплениями сжатой кромки от потери устойчивости. $k_{\text{inst}} = 140 \cdot b^2 \cdot k_f / (l_m \cdot h) = 140 \times 14^2 \times 1,5 / (400 \times 13,2) = 7,80 (\leq 1)$. $k_f = 1,5$ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_m . $k_{\text{inst}} = 1$.

При наличии в элементе на участке l_m закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой кромки коэффициент k_{inst} следует умножать на коэффициент $k_{r,m} - k_{\text{inst}} \cdot k_{r,m} = 1 \times 3,69 = 3,69$, где $k_{r,m} = 1 + [0,142 \cdot l_m / h + 1,76 \cdot h / l_m + 1,4 \cdot \alpha - 1] \cdot m^2 / (m^2 + 1) = 1 + [0,142 \times 400 / 13,2 + 1,76 \times 13,2 / 400 + 1,4 \times 0 - 1] \times 2^2 / (2^2 + 1) = 3,69$. $\alpha = 0^\circ$ – для прямолинейных элементов. $m = 2$ – количество промежуточных подкрепленных точек растянутой кромки на участке l_m . $m = l_m / B_n = 4 / 1,5 - 1 = 2$; $B_n = 1,5$ м – ширина стеновых панелей.

Так как произведение коэффициентов $k_{\text{inst}} \cdot k_{r,m} \geq 1$, то устойчивость плоской формы деформирования стойки обеспечена.

ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП 45-5.05-146–2009. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск: РУП «Минск-типпроект», 2009. – 63 с.
2. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – Москва: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
3. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия. Дополнения. Разд. 10. Прогобы и перемещения. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 11 с.
4. Изменение №1 к СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004. – 7 с.
5. СНиП II-23–81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987.
6. Конструкции из дерева и пластмасс: учебник для вузов / Ю.В. Слицкоухов [и др.]; под ред. Г.Г. Карлсена и Ю.В. Слицкоухова. – 5-е изд. – М.: Стройиздат, 1986. – 543 с.
7. Конструкции из дерева и пластмасс: / учебник / Э.В. Филимонов [и др.]. – М.: Издательство АСВ, 2010. – 440 с.
8. Руководство по проектированию клееных деревянных конструкций / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1977. – 192 с.
9. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25–80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с.
10. Арленинов, Д.К. Деревянные конструкции. Примеры расчета и конструирования: учебное пособие / Д.К. Арленинов, Ю.Н. Буслаев, В.П. Игнатъев; под ред. Д.К. Арленинова. – М.: Издательство АСВ, 2006. – 246 с.
12. Проектирование деревянных конструкций: учебное пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н.Серова. – М.: Издательство АСВ, 2011. – 536 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица П1

Пиломатериалы хвойных пород (СТБ 1713)

Толщина, мм	Ширина, мм								
	75	100	125	150	-	-	-	-	-
16	75	100	125	150	-	-	-	-	-
19	75	100	125	150	175	-	-	-	-
22	75	100	125	150	175	200	225	-	-
25	75	100	125	150	175	200	225	250	275
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
100	-	100	125	150	175	200	225	250	275
125	-	-	125	150	175	200	225	250	-
150	-	-	-	150	175	200	225	250	-
175	-	-	-	-	175	200	225	250	-
200	-	-	-	-	-	200	225	250	-
250	-	-	-	-	-	-	-	250	-

Таблица П2

Сортамент и плотность фанеры

Вид фанеры	Размеры, мм			Плотность, кг/м ³	ГОСТ
	длина	ширина	толщина		
Марки ФСФ	<u>1525</u>	<u>1525</u>	6,7,8,9,	березовая – 700;	3916.1
		<u>1220</u>	10,12		
		<u>725</u>	15,18,19	листвен- ничная – 650	3916.2
	<u>1220</u>	<u>1220</u>			
	<u>725</u>				
	1500	1500	7		

Вид фанеры	Размеры, мм			Плотность, кг/м ³	ГОСТ
	длина	ширина	толщина		
Бакелизованная марки ФБС	4400	1500	10	1200	11539
	4900	1250	12		
	5000	1200	14		
	5600	1500	16		
	5600	1200	16		

Примечание: Подчеркнутые размеры – наиболее употребляемые.

Таблица П3

Рекомендуемый сортамент болтов (ГОСТ 15589)

Диаметр, мм		Площадь сечения, см ²		Размеры квадратных шайб стяжных болтов, мм	
по стержню	по нарезке	по стержню	по нарезке	Ширина	толщина
6	4,7	0,28	0,17	-	-
8	6,3	0,51	0,31	-	-
10	8,1	0,79	0,51	-	-
12	9,7	1,13	0,74	45	4
14	11,4	1,54	1,02	50	4
16	13,4	2,01	1,41	55	4
18	15,6	2,54	1,92	60	5
20	16,7	3,14	2,18	70	5
22	19,6	3,80	3,03	80	6
24	20,1	4,52	3,16	90	7

Таблица П4

Рекомендуемый сортамент гвоздей (ГОСТ 4028)

Диаметр, мм	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
Длина, мм	70, 80	90	100, 120	125	120, 150	175	150, 200

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	3
1. Соединения	3
1.1. Опорный узел брусчатой фермы на лобовой врубке.....	4
1.1.1. Пример расчета опорного узла фермы на врубке с одним зубом	4
1.2. Опорный узел брусчатой фермы в виде лобового упора	7
1.2.1. Пример расчета опорного узла фермы в виде лобового упора	9
1.3. Стыки поясов ферм на гвоздях и на цилиндрических нагелях.....	15
1.3.1. Пример расчета стыка нижнего пояса фермы из спаренных досок на гвоздях (вариант с накладками и прокладкой одинаковой длины)	16
1.3.2. Пример расчета стыка нижнего пояса фермы из спаренных досок на цилиндрических нагелях (вариант с удлиненными накладками).....	20
2. Прогонь и балки	25
2.1. Пример расчета неразрезного спаренного прогона	27
2.2. Клеефанерная двускатная балка переменной высоты сечения с плоскими стенками	35
2.2.1. Конструктивное решение балок	35
2.2.2. Основные положения расчета балок	36
2.3. Примеры расчета балок	39
2.3.1. Пример расчета клеефанерной двускатной балки с плоскими стенками	39
2.3.2. Пример расчета дощатоклееной двускатной трапецевидной балки	47

3. Колонны двухшарнирных рам.....	51
3.1. Статический расчет колонн поперечной рамы	51
3.2. Основные положения расчета колонн	53
3.3. Примеры расчета колонн	57
Пример 3.3.1. Расчет составной брусчатой колонны без прокладок	57
Пример 3.3.2. Расчет составной брусчатой колонны с прокладками	65
Пример 3.3.3. Расчет клеодощатой колонны постоянной высоты сечения	70
4. Стойки фахверка	75
4.1. Статический расчет стоек фахверка.....	75
4.2. Основные положения расчета стоек фахверка.....	76
4.3. Примеры расчета стоек фахверка.....	79
Пример 4.3.1 Расчет клеодощатой стойки фахверка с навесным стеновым ограждением.....	79
Пример 4.3.2 Расчет клеодощатой стойки фахверка с самонесущим стеновым ограждением	83
Литература.....	85
Приложение	86

Учебное издание

КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА
И ПЛАСТМАСС

Методические указания
к практическим занятиям
для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»

Составители:
ЗГИРОВСКИЙ Александр Игоревич
ОКОВИТЫЙ Анатолий Владимирович

Технический редактор О.В. Песенько

Подписано в печать 28.06.2012.

Формат 60×84¹/₁₆. Бумага офсетная.

Отпечатано на ризографе. Гарнитура Таймс.

Усл. печ. л. 5,23. Уч.-изд. л. 4,09. Тираж 300. Заказ 20.

Издатель и полиграфическое исполнение:

Белорусский национальный технический университет.

ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009.

Проспект Независимости, 65. 220013, Минск.