

Элемент CD $q_p = 15,52 \text{ кН/м}; N = 71,04 + 115,07 = 186,11 \text{ кН};$

$$M_p = 15,52 \cdot 5,77^2/8 - 186,11 \cdot 0,2284 = 22,07 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Снеговая нагрузка по варианту 1 справа:

Элемент AC $q_p = 4,205 \text{ кН/м}; N = 78,07 + 66,86 = 144,93 \text{ кН};$

$$M_p = 4,205 \cdot 5,23^2/8 - 144,93 \cdot 0,2284 = -18,72 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Элемент CD $q_p = 4,205 \text{ кН/м}; N = 71,04 + 75,39 = 146,43 \text{ кН};$

$$M_p = 4,205 \cdot 5,77^2/8 - 146,43 \cdot 0,2284 = -15,95 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Снеговая нагрузка по варианту 2.

Расчет приближенный, поскольку максимальный момент от поперечной нагрузки действует не в центре элемента, а в сечениях, смещенных от его середины (см. рис. 16.10).

Элемент AC $N = 78,07 + 186 = 264,07 \text{ кН};$

$$q_A = 28,03 \text{ кН/м}; q_C = 14,84 \text{ кН/м}; g = 4,205 \text{ кН/м}.$$

Опорные реакции

$$A = A_q + A_g = 62,27 + 10,996 = 73,266 \text{ кН};$$

$$C = C_q + C_g = 50,54 + 10,996 = 61,536 \text{ кН},$$

где $A_g = C_g = 4,205 \cdot 5,23/2 = 10,996 \text{ кН}.$

Изгибающий момент от поперечной нагрузки в середине пролета

$$M_q = 73,266 \cdot 5,23/2 - 25,775 \cdot 5,23^2/8 - 6,73 \cdot 5,23^2/6 = 72,781 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_p = M_q - M_N = 72,781 - 264,07 \cdot 0,2284 = 12,468 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Элемент CD $N = 71,04 + 153 = 224,04 \text{ кН};$

$$q_A = 14,84 \text{ кН/м}; q_C = 0 \text{ кН/м}; g = 4,205 \text{ кН/м}.$$

Опорные реакции

$$C = 28,54 + 12,13 = 40,6 \text{ кН};$$

$$D = 14,27 + 12,13 = 26,40 \text{ кН},$$

где $C_g = D_g = 4,205 \cdot 5,77/2 = 12,13 \text{ кН}.$

$$M_q = 26,4 \cdot 5,77/2 - 4,205 \cdot 5,77^2/8 - 7,42 \cdot 5,77^2/12 = 38,08 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_p = M_q - M_N = 38,08 - 224,04 \cdot 0,2284 = -13,09 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Элемент DE $N = 71,04 + 129,5 = 200,54 \text{ кН};$

$$q_E = 7,42 \text{ кН/м}; q_D = 0 \text{ кН/м}; g = 4,205 \text{ кН/м}.$$

Опорные реакции

$$D = D_q + D_g = 7,135 + 12,13 = 19,265 \text{ кН};$$

$$E = E_q + E_g = 14,27 + 12,13 = 26,400 \text{ кН},$$

где $D_g = E_g = 4,205 \cdot 5,77/2 = 12,13 \text{ кН}.$

$$M_q = 19,265 \cdot 5,77/2 - 4,205 \cdot 5,77^2/8 - 3,71 \cdot 5,77^2/12 = 27,787 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_p = M_q - N \cdot C = 27,787 - 200,54 \cdot 0,2284 = -18,016 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Элемент EBN $N = 78,07 + 139,5 = 217,57 \text{ кН};$

$$q_E = 7,42 \text{ кН/м}; q_B = 14,15 \text{ кН/м}; g = 4,205 \text{ кН/м}.$$

Опорные реакции

$$E = E_q + E_g = 25,27 + 10,996 = 36,266 \text{ кН};$$

$$B = B_q + B_g = 30,875 + 10,996 = 41,871 \text{ кН}.$$

$$M_q = 41,871 \cdot 5,23/2 - 14,99 \cdot 5,23^2/8 - 3,365 \cdot 5,23^2/6 = 42,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_p = M_q - N \cdot C = 42,9 - 217,57 \cdot 0,2284 = -6,792 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Рассмотрев все возможные сочетания усилий в элементах верхнего пояса, принимаем сочетание с максимальным значением изгибающего момента.

Элемент CD . При варианте снеговой нагрузки 1 слева

$$N = 186,11 \text{ кН и } M = 22,07 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Зададимся шириной верхнего пояса $b = 15 \text{ см}$ и при расчетном сопротивлении для древесины второго сорта $R_c = R_n = 15 \text{ кН/см}^2$ получим ориентировочное значение высоты поперечного сечения h . За основную величину силового воздействия берем максимальную величину изгибающего момента $M = 22,07 \text{ кН} \cdot \text{м}$, а влияние продольного усилия и гибкости на поперечное сечение учтем введением производного коэффициента меньше 1, например 0,5.

$$h \geq \sqrt{\frac{6M_{\max}}{0,5 R_c b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 22,07 \cdot 10^2}{0,5 \cdot 15 \cdot 15}} = 36,853 \text{ см}.$$

Изготовление сечения такой высоты из досок толщиной 34 мм требует их количество $36,853/3,4 = 10,8$ штук.

Зададимся высотой сечения, набранного из 11 досок $h = 3,4 \cdot 11 = 37,4 \text{ см}$ и шириной $b = 15 \text{ см}$. При этом $A = 15 \cdot 37,4 = 561 \text{ см}^2$ и $W = 15 \cdot 37,4^2/6 = 3497 \text{ см}^3$.

Уточняем величину расчетного сопротивления древесины второго сорта принятого сечения второй степени ответственности сооружения $\gamma_n = 0,95$ [27].

$$R_c = R_n = 1,5 m_b m_g m_{\text{тн}} / \gamma_n = 1,58 \text{ кН/см}^2,$$

где при $B1$ $m_b = 1$; при $h < 50 \text{ см}$ $m_g = 1$; при $\delta_{\text{сн}} = 3,4 \text{ мм}$ $m_{\text{тн}} = 1$; при $R/\delta_n = 558 > 250$, $m_{\text{тн}} = 1$.

Гибкость элемента в плоскости изгиба

$$\lambda = S_1/0,289h = 586,1/0,289 \cdot 37,4 = 54,22.$$

Условие прочности

$$\sigma = N/A + M_p/\xi W_p = 186,11/561 + 2207/0,795 \cdot 3497 = 0,332 + 0,807 = 1,139 \text{ кН/см}^2 < R_c,$$

где $\xi = 1 - 186,11 \cdot 54,22^2/3000 \cdot 561 \cdot 1,58 = 0,795$.

Проверим сечение $b = 140$ мм, $h = 374$ мм

$$A = 14 \cdot 37,4 = 523,6 \text{ см}^2, W = 14 \cdot 37,4^2/6 = 3263,7 \text{ см}^3;$$

$$\xi = 1 - 186,11 \cdot 54,22^2/3000 \cdot 523,6 \cdot 1,58 = 0,78;$$

$$\sigma = 186,11/523,6 + 2207/0,78 \cdot 3263,7 = 1,222 \text{ кН/см}^2 < R_c$$

Проверим сечение $b = 140$ мм, $h = 340$ мм

$$A = 14 \cdot 34 = 476 \text{ см}^2, W = 14 \cdot 34^2/6 = 2697 \text{ см}^3;$$

$$\lambda = 586,1/0,289 \cdot 3,4 = 59,65;$$

$$\xi = 1 - 186,11 \cdot 59,65^2/3000 \cdot 476 \cdot 1,58 = 0,707;$$

$$\sigma = 186,11/476 + 2207/0,707 \cdot 2697 = 1,548 \text{ кН/см}^2 \approx R_c$$

Принимаем окончательно сечение $b = 140$ мм, $h = 340$ мм.

Нижний пояс. Подбираем сечение из двух уголков стали ВСт3кп2 ($\delta = 4-20$ мм) [32] $R_y = 22,5$ кН/см². Расчетное усилие $N_p = 260,48$ кН.

Требуемая площадь сечения

$$A_{tr} \geq N_p/R_y = 260,48/22,5 = 11,58 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 L 70x5 $A_1 = 6,86$ см²; $I_x = 2,16$ см⁴; $Z_0 = 19$ мм; $t = 5$ мм. Масса 1 пог. м 5,38 кг/м.

Гибкость нижнего пояса $\lambda_x = 733/2,16 = 339 < 400$.

Раскосы

СК $l = 3,348$ м, $N_p = 25,46$ кН, $N_c = 26,42$ кН.

КД $l = 5,069$ м, $N_p = 32,12$ кН, $N_c = 28,87$ кН.

Один из размеров раскосов принимаем равным 140 мм по ширине верхнего пояса.

Гибкость $\lambda = \frac{l_{кл}}{0,289 \cdot b} = \frac{506,9}{0,289 \cdot 14} = 125,3 < 150$.

Проверим сечение раскосов 14x14 см²

$$A = 14 \cdot 14 = 196 \text{ см}^2; \varphi = \frac{3000}{x^2} = \frac{3000}{125,3^2} = 0,19;$$

$$\frac{N_c}{\varphi \cdot A} = \frac{28,87}{0,19 \cdot 196} = 0,775 \text{ кН/см}^2 < R_c = 1,5 \text{ кН/см}^2.$$

Проверим принятое сечение на растяжение

$$\alpha_p = \frac{N_p}{A_{нт}} = \frac{32,12}{0,8 \cdot 196} = 0,2 \text{ кН/см}^2 < R_p \cdot m_p = 0,7 \cdot 0,8 = 0,56 \text{ кН/см}^2.$$

Расчет узлов фермы

Опорный узел А – вариант 1 (рис. 16.11)

Усилие сжатия в верхнем поясе передаем внутри опорного башмака над опорой на вертикальную, упорную и горизонтальную опорную плиты.

Горизонтальная составляющая усилия в верхнем поясе, равная усилию растяжения в нижнем поясе фермы $N = 258,33$ кН (табл. 16.14), воспринимается вертикальной ребристой упорной плитой высотой 22 см, площадью $A = 22 \cdot 14 = 308$ см² под углом $\alpha/2$ к направлению волокон древесины с расчетным сопротивлением

$$R_{см}^{\alpha/2} = R_{см}^0/[1 + (R_{см}^0/R_{см}^{90} - 1)\sin^2 \alpha/2] = 15/[1 + (15/3 - 1) \cdot 0,5786^2] = 8,45 \text{ МПа} = 0,845 \text{ кН/см}^2,$$

где $R_{см}^0 = 15$ МПа; $R_{см}^{90} = 3$ МПа [24]; $\sin \alpha/2 = 0,5786$ (см. табл. 16.12).

Напряжение смятия

$$\sigma = N/A = 258,33/308 = 0,839 \text{ кН/см}^2 < R_{см}^{\alpha/2}.$$

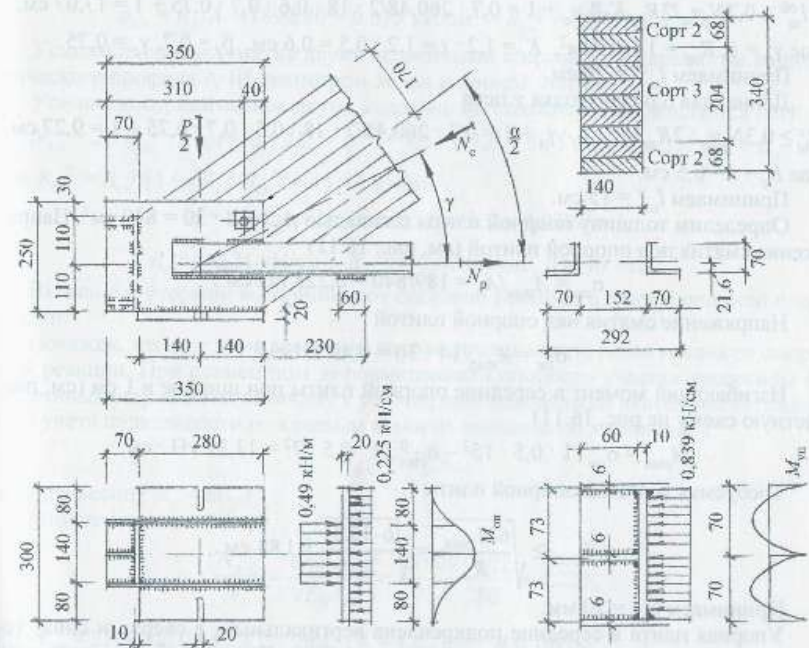


Рис. 16.11. Опорный узел фермы и сварной башмак. Вариант 1

Опорная реакция передается на горизонтальную опорную плиту шириной $b = 14$ см с расчетным сопротивлением под углом $90 - \alpha/2 = \beta$ к волокнам древесины

$$R_{cm}^{\beta} = 15 / [1 + (15/3 - 1) \cdot 0,816^2] = 4,73 \text{ МПа} = 0,473 \text{ кН/см}^2,$$

где $\sin(90 - \alpha/2) = \sin \beta = \sin 54,7^{\circ} = 0,8161$.

Требуемая длина площадки смятия

$$l = A_{max} / b R_{cm}^{\beta} = 189 / 14 \cdot 0,473 = 28,54 \text{ см},$$

где $A_{max} = 2 \cdot 23,2 + 142,6 = 189 \text{ кН}$ – максимальное значение опорной реакции (от собственного веса и снега по варианту 2).

Принимаем длину площадки смятия 28 см.

Принимаем «печки» башмака из листовой стали толщиной 6 мм, монтажный болт диаметром 16 мм.

Определим длину сварных швов уголков из стали ВСт3кп2 электродами типа Э-42 по максимальному усилию растяжения в нижнем поясе $N_p = 260,48 \text{ кН}$ (см. табл. 16.14).

Длина шва одного уголка у обушка

$$l_{ш}^{об} \geq 0,7 N_p \gamma_n / 2 R_{шф} K_f \beta_f \gamma_c + 1 = 0,7 \cdot 260,48 / 2 \cdot 18 \cdot 0,6 \cdot 0,7 \cdot 0,75 + 1 = 17,07 \text{ см},$$

где $\gamma_n = 1$, $R_{шф} = 18 \text{ кН/см}^2$, $K_f = 1,2$, $t = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ см}$, $\beta_f = 0,7$, $\gamma_c = 0,75$.

Принимаем $l_{ш}^{об} = 20 \text{ см}$.

Длина шва одного уголка у пера

$$l_{ш}^{\perp} \geq 0,3 N_p \gamma_n / 2 R_{шф} K_f \beta_f \gamma_a + 1 = 0,3 \cdot 260,48 / 2 \cdot 18 \cdot 0,5 \cdot 0,7 \cdot 0,75 + 1 = 9,27 \text{ см},$$

где $K_f = t = 0,5 \text{ см}$.

Принимаем $l_{ш}^{\perp} = 15 \text{ см}$.

Определим толщину опорной плиты площадью $A_n = 28 \cdot 30 = 840 \text{ см}^2$. Напряжение смятия под опорной плитой (см. рис. 16.11)

$$\sigma_{cm} = A_{max} / A_n = 189 / 840 = 0,225 \text{ кН/см}^2.$$

Напряжение смятия над опорной плитой

$$\sigma_{cm} = A_{max} / 14 \cdot 30 = 0,49 \text{ кН/см}^2.$$

Изгибающий момент в середине опорной плиты при ширине в 1 см (см. расчетную схему на рис. 16.11)

$$M_{max} = \sigma_{cm} \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 15^2 - \sigma_{cm}^{\beta} \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 7^2 = 13,31 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемая толщина опорной плиты

$$\delta_{o.п} \geq \sqrt{\frac{6 M_{max}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 13,31}{22,5}} = 1,88 \text{ см}.$$

Принимаем $\delta_{o.п} = 20 \text{ мм}$.

Упорная плита в середине подкреплена вертикальным, а сверху и снизу горизонтальными ребрами жесткости толщиной 6 мм. Плита с ребрами жесткости соединены со «щеками» опорного башмака сварными швами $K_f = 5 \text{ мм}$.

Представим упорную плиту (с запасом) в горизонтальной плоскости как двухпролетную балку с защемленными опорами (рис. 16.12).

Изгибающий момент в упорной плите от напряжений смятия $\sigma_{cm}^{\alpha/2}$ при ширине 1 см

$$M_{y.п} = \sigma_{cm}^{\alpha/2} \cdot 1 \cdot 7,0^2 / 12 = 0,839 \cdot 7,0^2 / 12 = 3,43 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемая толщина упорной плиты

$$\delta_{y.п} \geq \sqrt{\frac{6 M_{y.п}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 3,43}{22,5}} = 0,96 \text{ см}.$$

Принимаем $\delta_{y.п} = 10 \text{ мм}$.

Опорный узел. Вариант 2 (см. рис. 16.12).

Сохранив конструктивное решение узла по варианту 1, уменьшим только ширину опорной плиты до размера 200 мм. При этом напряжение смятия в древесине на опорном участке верхнего пояса будет

$$\sigma_{cm} = R_A / A = 189 / 280 = 0,675 \text{ кН/см}^2 > R_{cm}^{\beta} = 0,473 \text{ кН/см}^2.$$

Усилим площадку смятия двумя вклеенными стержнями из арматуры периодического профиля А-III диаметром 16 мм и длиной 160 мм.

Усилие, воспринимаемое двумя вклеенными стержнями, определяется [24]:

$$N_{в.с} = 2 \cdot R_{ск}^{\beta} \cdot \pi \cdot (d + 0,5) K_c = 2 \cdot 1 \cdot 3,14 \cdot (1,6 + 0,5) \cdot 16 \cdot 1 = 211 \text{ кН} > R_A,$$

где $R_{ск}^{\beta} = R_{ск}^{\alpha} / [1 + (R_{ск}^{\alpha} / R_{ск}^{\beta} - 1) \sin^2 \beta] = 1 \text{ кН/см}^2$,

$$d = 1,6 \text{ см}; l = 16 \text{ см}; K_c = 1,2 - 0,02l/d = 1,$$

$$R_{ск}^{\alpha} = 0,21 \text{ кН/см}^2; R_{ск}^{\beta} = 0,07 \text{ кН/см}^2, \beta = 90 - \alpha/2.$$

Вклеенные стержни воспринимают опорную реакцию в центре опорной площадки.

Покажем, что при этом древесина воспринимает малую долю усилия от опорной реакции. При совместном деформировании опорного участка древесины и вклеенных стержней на величину ϵ усилие, приходящееся на вклеенные стержни (без учета податливости по клеявым швам на эпоксидном компаунде):

$$N_{в.с} = \epsilon E_{ст} A_{в.с}$$

и на древесину $N_d = \epsilon E_{др} A_{см}$.

Запишем отношение

$$\frac{N_{в.с}}{N_d} = \frac{\epsilon E_{ст} A_{в.с}}{\epsilon E_{др} A_{см}} = \frac{21000 \cdot 4,02}{71,4 \cdot 280} = 4,223,$$

где $E_{ст} = 21000 \text{ кН/см}^2$; $A_{в.с} = 2\pi d^2 / 4 = 4,02 \text{ см}^2$; $d = 1,6 \text{ см}$;

$$E_{др} = E_0 / [1 + (E_0 / E_{90} - 1) \sin^2 \beta] = 71,4 \text{ кН/см}^2;$$

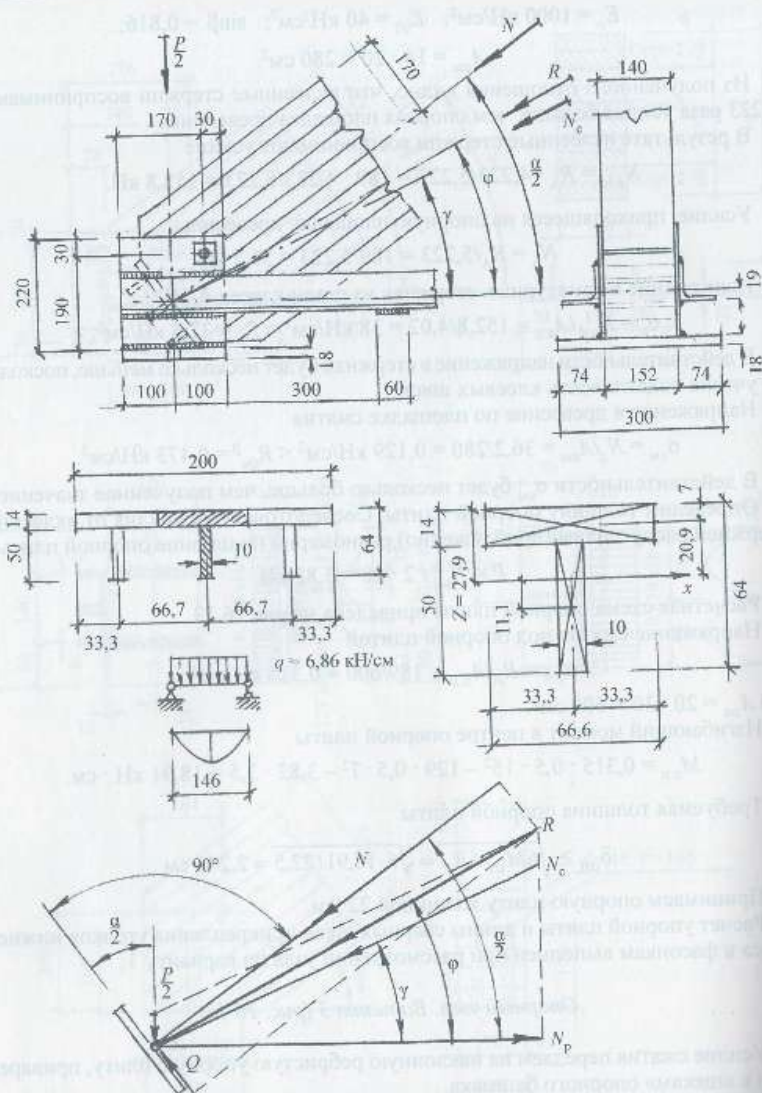


Рис. 16.13. Опорный узел фермы. Вариант 3

С некоторым приближением $P/2$ имеет значение

$$P/2 = (P_n + P_{сое})/2 = (2,32 + 6,22)/2 = 4,27 \text{ кН.}$$

Вычислим значение угла φ с горизонталью, под которым равнодействующая R действует на упорную плиту

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi &= (N_c \sin \gamma + P/2) / N_c \cos \gamma = (N_p \operatorname{tg} \gamma + P/2) / N_p = \\ &= (287,37 \cdot 0,446 + 4,27) / 287,37 \cdot 0,895 = 0,515; \end{aligned}$$

$$\varphi = 27,25^\circ; \quad \sin \varphi = 0,458; \quad \cos \varphi = 0,889,$$

где $\sin \gamma = 0,446$; $\cos \gamma = 0,895$ (см. табл. 16.12).

Значение равнодействующей R

$$R = N_p / \cos \varphi = 258,33 / 0,889 = 290,57 \text{ кН,}$$

где $N_p = 258,33$ кН.

Усилие, действующее перпендикулярно на упорную плиту, имеет значение:

$$N = R \cos (\alpha/2 - \varphi) = R \cos (35,3^\circ - 27,25^\circ) = R \cos 8,05^\circ = 287,7 \text{ кН,}$$

где $\cos 8,05^\circ = 0,99$; $\sin 8,05^\circ = 0,14$.

Схема действия усилий на упорную плиту приведена на рис. 16.13.

Выполненные вычисления преследуют, прежде всего, методологическую цель, поскольку полученное усилие N практически равно усилию сжатия N_c в панели верхнего пояса.

Следует отметить, что кроме силы сжатия N в плоскости упорной плиты действует сдвигающая сила Q , которая должна быть воспринята болтом под углом 90° к волокнам древесины панели верхнего пояса фермы

$$Q = R \sin (\alpha/2 - \varphi) = 290,57 \cdot 0,14 = 40,68 \text{ кН.}$$

Напряжение в древесине под торцом верхнего пояса

$$\sigma_{см} = N/A \cdot K_N = 287,7/280 \cdot 0,875 = 1,17 \text{ кН/см}^2 < R_{см}^0$$

где $A = 20 \cdot 14 = 280 \text{ см}^2$ – площадь упорной плиты,

$K_N = 0,875$ при $h_n/h = 20/34 = 0,588 > 0,5$ (рис. 19 пособия [21] – учет концентрации напряжений).

Напряжение, действующее на упорную плиту,

$$\sigma = N/A = 287,7/280 = 1,03 \text{ кН/см}^2.$$

Конструкция упорной плиты приведена на рис. 16.13. За расчетное сечение плиты принимаем ее часть с ребром шириной 66,6 мм.

Изгибающий момент в плите у ребра в плоскости фермы при ширине 1 см

$$M = \sigma \cdot 1 \cdot 3,33^2/2 = 1,03 \cdot 3,33^2/2 = 5,71 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Напряжение в упорной плите толщиной 14 мм при расчетной ширине полосы в 1 см

$$\sigma_1 = M/W = 5,71/0,326 = 17,5 \text{ кН/см}^2,$$

где $W = 1 \cdot 1,4^2/6 = 0,326 \text{ см}^3$.

Геометрические характеристики расчетного сечения упорной плиты (см. рис. 16.13) вычисляются после определения его центра тяжести

$$\Sigma Si_{a-a} = A \cdot Z; \quad Z = \Sigma Si_{a-a} / A;$$

$$\Sigma Si_{a-a} = 1,4 \cdot 6,66 \cdot 0,7 + 5 \cdot 1 \cdot 3,9 = 26,0268 \text{ см}^2;$$

$$A = 1,4 \cdot 6,66 + 5 \cdot 1 = 9,324 \text{ см}^2; \quad Z = 26,0268 / 9,324 = 2,79 \text{ см};$$

$$J_x = 6,66 \cdot 1,4^3 / 12 + 1,4 \cdot 6,66 \cdot 2,09^2 + 1,5^3 / 12 + 1 \cdot 5 \cdot 1,11^2 = 47,196 \text{ см}^4;$$

$$W = J_x / (6,4 - 2,79) = 47,196 / 3,61 = 13,07 \text{ см}^3.$$

Нагрузка на единицу длины ребристой упорной плиты

$$q = \sigma \cdot 6,66 = 1,03 \cdot 6,66 = 6,86 \text{ кН/см}.$$

Изгибающий момент в середине упорной плиты пролетом $l = 14,6$ см

$$M = ql^2 / 8 = 6,86 \cdot 14,6^2 / 8 = 182,78 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Составляющая напряжения σ_2 в середине упорной плиты

$$\sigma_2 = M / W = 182,78 / 13,07 = 13,98 \text{ кН/см}^2.$$

Суммарное напряжение в упорной плите от σ_1 и σ_2 (приблизительно)

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} = \sqrt{17,5^2 + 13,98^2} = 22,4 \text{ кН/см}^2 < R_y.$$

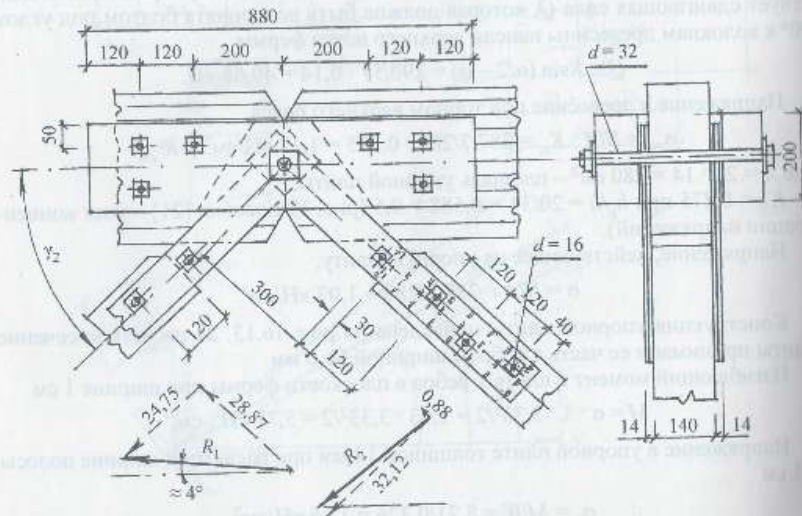


Рис.16.14. Узел D. Вариант 1

Верхний пояс закрепляется в опорном башмаке болтом, который должен воспринимать сдвигающее усилие $Q = 40,68$ кН.

С учетом сил трения, например $K_{тр} = 0,1$, между торцом верхнего пояса и упорной плитой усилие на болт будет меньше

$$Q_{тр} = Q - N_{тр} = Q - N \cdot K_{тр} = 40,68 - 287,7 \cdot 0,1 = 11,91 \text{ кН}.$$

При диаметре болта $d = 20$ мм

$$T_c = 2 \cdot 0,5bdK_\alpha = 2 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 14 \cdot 0,55 = 15,4 \text{ кН};$$

$$T_n = 2 \cdot 2,5 \cdot d^2 \sqrt{K_\alpha} = 2 \cdot 2,5 \cdot 2^2 \sqrt{0,55} = 14,84 \text{ кН}.$$

$$T_{\min} > Q_{тр}$$

где $\alpha = 90^\circ$; $K_\alpha = 0,55$ (см. СНиП [24]).

Ширину опорной плиты принимаем 200 мм общей площадью $A_n = 20 \cdot 30 = 600 \text{ см}^2$.

Напряжение смятия под опорной плитой

$$\sigma_{o,n} = A_{\max}^2 / A_n = 189 / 600 = 0,315 \text{ кН/см}^2.$$

Изгибающий момент в опорной плите под «щекой» башмака при вылете консоли $l = 8,0$ см и ширине 1 см

$$M_{o,n} = \sigma_{см} \cdot l \cdot b^2 / 2 = 0,315 \cdot 8^2 / 2 = 10,08 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемая толщина опорной плиты

$$\delta_{o,n} \geq \sqrt{\frac{6M_{o,n}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 10,08}{22,5}} = 1,54 \text{ см}.$$

Принимаем $\delta_{o,n} = 18$ мм.

Расчет сварных швов крепления уголков нижнего пояса к «щекам» башмака выполнен при рассмотрении опорного узла варианта 1.

Элементы решетки, снабженные стальными планками, прикрепленными болтами к деревянным стержням, передают усилия в узле на центральный болт (рис. 16.14). В результате болт воспринимает равнодействующую двух сил и передает ее на торцы верхнего пояса под некоторым углом α к волокнам древесины.

Расчетные усилия в элементах решетки получаем при несимметричных нагрузках. Из табл. 16.14 выделим возможные сочетания усилий в элементах узла.

1. Собственный вес и снег по варианту 1 слева

$$N_{2,3} = -0,88 + 25,63 = 24,75 \text{ кН};$$

$$N_{2,3} = -0,88 - 27,99 = -28,87 \text{ кН}.$$

Равнодействующую получаем или аналитически, или графически

$$R_1 = 38,8 \text{ кН}, \quad \alpha \approx 0.$$

2. Собственный вес и снег по варианту 2

$$N_{2,3} = -0,88 + 33,0 = 32,12 \text{ кН};$$

$$N_{2,3} = -0,88 + 0 = -0,88 \text{ кН}.$$

Таблица 16.14

Результаты статистического расчета фермы

Элементы фермы	Объединение элементов	Усилия от P-1			Постоянная нагрузка 23,2 кН	Усилия от снеговых нагрузок, кН				Расчетные усилия, кН		
		слева	справа	полная		Вариант 1. P = 62,2 кН		Вариант 2		+	-	
						слева	справа	полная	слева			справа
Верхний пояс	В-1	-2,29	-1,075	-3,365	-78,07	-142,44	-66,86	-209,30	-186,00	-139,50	264,07	287,37
	В-2	-1,85	-1,212	-3,062	-71,04	-115,07	-75,39	-190,46	-133,00	-129,50	224,04	261,50
Нижний пояс	1-И	2,075	0,950	3,025	70,18	129,06	59,09	188,18	168,00	127,50	238,18	258,33
	3-И	1,525	1,525	3,050	70,76	94,86	94,86	189,72	126,00	126,00	196,76	260,48
Раскосы	1-2	0,375	0,400	0,025	0,58	-23,32	24,88	1,56	-27,00	0,00	25,46	2,14
	2-3	0,412	-0,450	-0,038	-0,88	25,63	-27,99	-2,36	33,00	0,00	32,12	28,87

Равнодействующая $R_2 \approx 32,2$ кН под углом к волокнам $\alpha \approx \gamma_c = 43,7^\circ$.
 Получим диаметр центрального болта из условия его работы на изгиб при сочетании усилий 1.

$$d \geq \sqrt{R_1 / 2,5 \cdot 2} = \sqrt{38,8 / 2,5 \cdot 2} = 2,78 \text{ см.}$$

Проверим диаметр болта 28 мм на изгиб при сочетании усилий б).

$$2 \cdot 2,5 \cdot d^2 \sqrt{K_\alpha} = 2 \cdot 2,5 \cdot 2,8^2 \sqrt{0,75} = 33,95 \text{ кН} > R_2,$$

где $K_\alpha \approx 0,75$ принято приближенно.

При работе болта $d = 28$ мм на смятие по торцу верхнего пояса $c = 140$ мм при сочетании усилий 2.

$$2 \cdot 0,5cd = 2 \cdot 0,5 \cdot 14 \cdot 2,8 = 39,2 \text{ кН} > R_1,$$

При сочетании усилий 2.

$$2 \cdot 0,5cdK_0 = 2 \cdot 0,5 \cdot 14 \cdot 2,8 \cdot 0,75 = 29,4 \text{ кН} < R_2,$$

Проверим болт $d = 30$ мм

$$2 \cdot 0,5cdK_0 = 2 \cdot 0,5 \cdot 14 \cdot 3 \cdot 0,75 = 31,5 \text{ кН} < R_2,$$

Проверим болт $d = 32$ мм

$$2 \cdot 0,5cdK_0 = 2 \cdot 0,5 \cdot 14 \cdot 3,2 \cdot 0,75 = 33,6 \text{ кН} > R_2,$$

Принимаем окончательно болт $d = 32$ мм.

Проверим сечение 100×7 стальных соединительных планок элементов раскосов с учетом ослаблений отверстиями диаметром 35 мм для болтов $d = 32$ мм.

Площадь нетто одной планки

$$A_{\text{нт}} = (10 - 3,5) \cdot 0,7 = 4,55 \text{ см}^2.$$

Условие прочности

$$2A_{\text{нт}} R_y \gamma_c \cdot 0,8 = 2 \cdot 4,55 \cdot 22,5 \cdot 0,8 = 163,8 \text{ кН} \gg N_p,$$

где $N_p = 32,12$ кН – максимальное усилие в раскосах из таблицы расчетных усилий (см. табл. 16.14); 0,8 – учитывает возможность неравномерного распределения усилий между пластинами; $\gamma_c = 1$.

Проверим устойчивость стальных пластин при расчетной длине 300 мм, равной расстоянию между центральным болтом и болтом, объединяющим пластины у торцов раскосов.

Усилие сжатия $N_c = 28,87$ кН.

$$\text{Гибкость пластин } \lambda = 30 / 0,289 \cdot 0,7 = 130 < 150 = [\lambda].$$

$$2A_{\text{бр}} R_y \gamma_c \cdot 0,8 = 2 \cdot 7 \cdot 22,5 \cdot 0,276 \cdot 0,8 = 69,55 \text{ кН} > N_c,$$

где $A_{\text{бр}} = 10 \cdot 0,7 = 7 \text{ см}^2$, $\phi = 0,276$ [32].

Устойчивость обеспечена.

Максимальное усилие растяжения $N_p = 32,12 \text{ кН} > N_c$ должно быть воспринято связями (болтами или глухарями), передающими усилие с пластин на деревянные раскосы.

Вариант крепления болтами $d = 16$ мм

$$T_{cm} = 0,5cd = 0,5 \cdot 14 \cdot 1,6 = 11,2 \text{ кН};$$

$$T_n = 2,5d^2 = 2,5 \cdot 1,6^2 = 6,4 \text{ кН}.$$

Требуемое количество болтов

$$n \geq N_p / 2T_{min} = 32,12 / 2 \cdot 6,4 = 2,5.$$

Принимаем три болта диаметром 16 мм.

Рассмотрим вариант прикрепления пластин к раскосам глухарями $d = 12$ мм длиной $l = 100$ мм (рис. 16.15).

Пластины стыкуются на центральном болте одна над другой, что привело к установке прокладок толщиной 7 мм в местах их крепления к одному из раскосов.

Вычислим величину c глухаря, принимающую участие в работе древесины на смятие (см. рис. 16.15)

$$c = l - 0,8d - 2\delta_n - 1,5d - 0,1 = 10 - 0,8 \cdot 1,2 - 2 \cdot 7 - 0,1 = 5,74 \text{ см}.$$

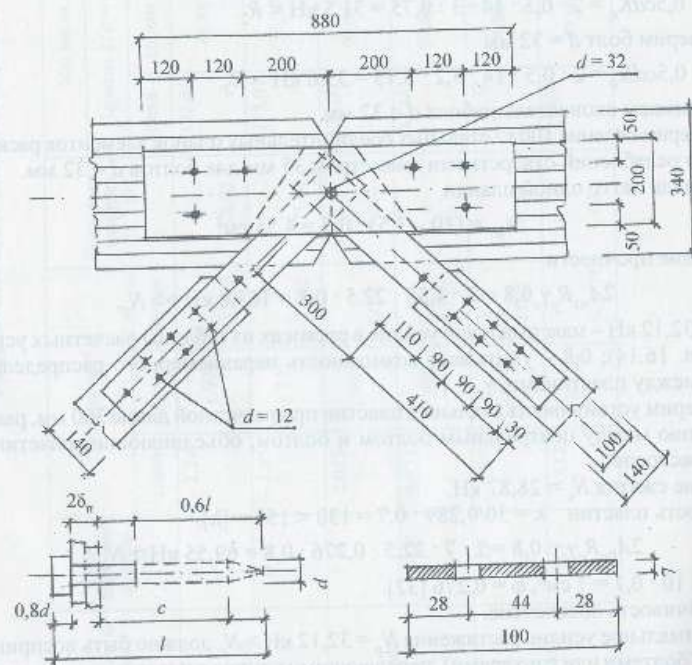


Рис. 16.15. Узел D. Вариант 2

Усилия, воспринимаемое одним глухарем,

$$T_c = 0,35cd = 0,35 \cdot 5,74 \cdot 1,2 = 2,41 \text{ кН};$$

$$T_n = 2,5d^2 = 2,5 \cdot 1,2^2 = 3,6 \text{ кН}.$$

Требуемое количество глухарей с двух сторон раскосов для восприятия усилия N_p

$$n \geq N_p / T_{min} = 32,12 / 2,41 = 13,3.$$

Принимаем 14 глухарей $d = 12$ мм по семь штук со стороны каждой пластины (см. рис. 16.15).

Промежуточный узел нижнего пояса $K(L)$ (рис. 16.16)

Стык уголков нижнего пояса выполняем на двух массивных фанонках толщиной 6 мм. Для обеспечения строительного подъема фермы $f_{стр} = l/200 = 110$ мм в месте стыка осуществляем перелом оси нижнего пояса.

Раскосы прикрепляем к фанонкам болтами диаметром 16 мм.

Центральный подкос прикрепляем тремя болтами $d = 16$ мм с несущей способностью на один условный срез $T_{min} = 6,4$ кН.

Максимальное усилие в крайних подкосах $N_c = 26,42$ кН, для восприятия которого необходимо количество болтов

$$n \geq N_c / 2T_{min} = 26,42 / 2 \cdot 6,4 = 2,06.$$

Принимаем два болта диаметром 16 мм.

Перегрузка $(2,06 - 2) \cdot 100 / 2,06 \approx 3\% < 5\%$, что допускается.

Для унификации соединений можно было принять одинаковое количество болтов, как и для прикрепления центрального раскоса – 3 шт., но при этом требуется увеличение размера фанонки, что нежелательно.

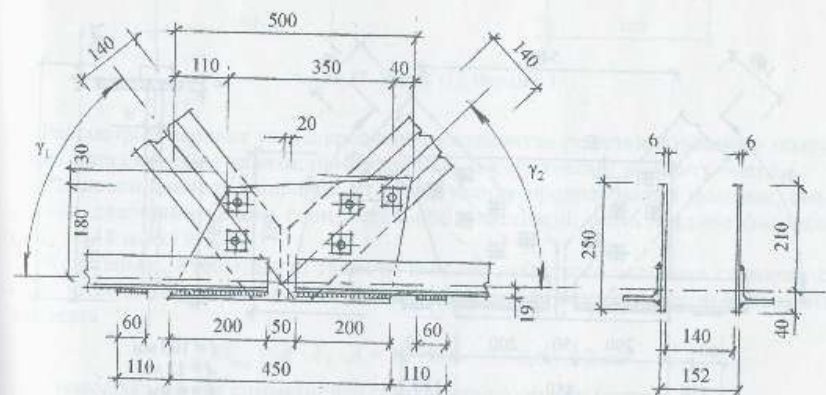


Рис. 16.16. Промежуточный узел нижнего пояса. Вариант 1

Размеры фасонок принимаются из конструктивных соображений с учетом конкретной геометрии (углов примыкания раскосов), норм расстановки болтов по металлу и древесине, необходимой длины сварных швов для крепления уголков нижнего пояса фермы.

Требуемая длина сварных швов для крепления уголков нижнего пояса получена при рассмотрении опорного узла.

Рассмотрим вариант прикрепления раскосов к фасонкам с помощью глухарей диаметром 12 мм, длиной 100 мм (рис. 16.17).

Несущая способность одного односрезного глухаря

$$T_c = 0,35cd = 0,35 \cdot 6,54 \cdot 1,2 = 2,75 \text{ кН};$$

$$T_u = 2,5d^2 = 2,5 \cdot 1,2^2 = 3,6 \text{ кН},$$

где $c = l - 0,8d - \delta_{\text{ф}} - 1,5d - 0,1 = 6,54 \text{ см};$

$$l = 10 \text{ см}, d = 1,2 \text{ см}, \delta_{\text{ф}} = 0,6;$$

0,1 см — возможный зазор.

Максимальные усилия в раскосах (см. табл. 16.14)

в крайнем раскосе $N_c = 26,42 \text{ кН};$

в среднем раскосе $N_p = 32,12 \text{ кН}.$

Требуемое количество глухарей с двух сторон

в крайнем раскосе $n \geq 26,42/2,75 = 9,6;$

в среднем раскосе $n \geq 32,12/2,75 = 11,7.$

Принимаем 12 штук.

Следует заметить, что при рассмотрении узла D для прикрепления центрального раскоса потребовалось 14 глухарей такого же размера. Это объясняется различной величиной c — «активного» закрепления глухаря в древесине (рис. 16.17).

В варианте 2 узла требовались фасонки значительных размеров (он может быть рекомендован в фермах меньших пролетов).

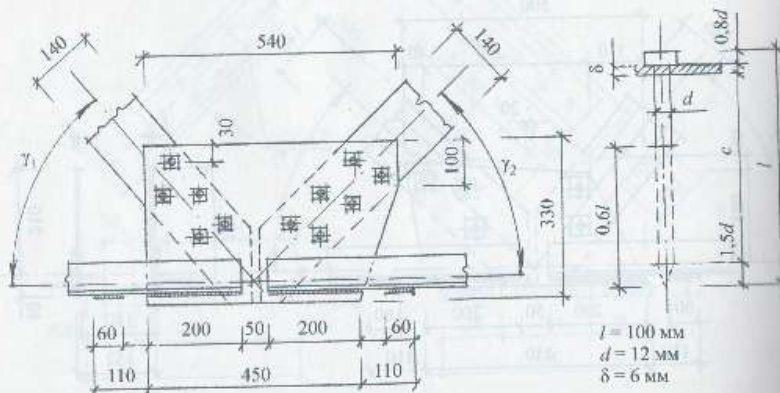


Рис. 16.17. Промежуточный узел нижнего пояса фермы. Вариант 2

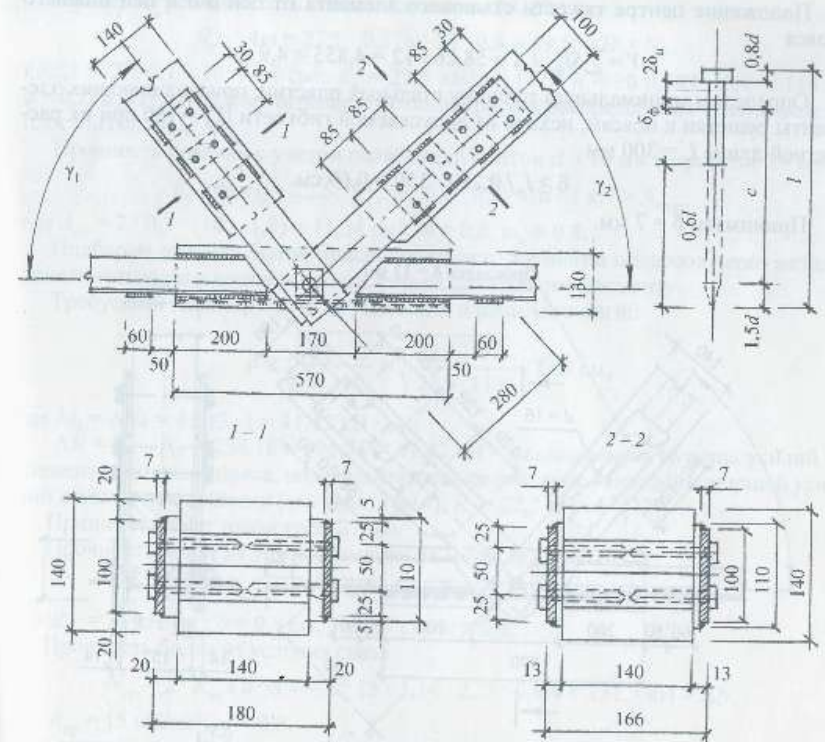


Рис. 16.18. Узел K (L). Вариант 3

Рассмотрим вариант узла с креплением элементов решетки к нижнему поясу через металлические планки, присоединенные к стыковому элементу болтом.

Стыковой элемент выполнен из двух «узких» продолговатых фасонок, связанных сварными швами горизонтальной пластиной, равной длине фасонок (рис. 16.18 и 16.19).

Желательно, чтобы центр тяжести сечения стыкового элемента совпал с осью уголков нижнего пояса. Определим положение центра тяжести стыкового элемента

$$\sum S_{i-a} = A \cdot Y; A = 13 \cdot 0,6 + 7 \cdot 0,6 = 12 \text{ см}^2.$$

Стыковой элемент симметричен относительно оси Y и поэтому

$$\sum S_{i-a} = 13 \cdot 0,6 \cdot 6,5 + 7 \cdot 0,6 \cdot 1,8 = 58,26 \text{ см}^3.$$

$$T_n = 2 \cdot 2,5d^2 \sqrt{K_\alpha} = 2 \cdot 2,5 \cdot 3,2^2 \cdot \sqrt{0,6} = 39,66 \text{ кН} > N_c,$$

где $K_\alpha = 0,6$ – принято приближенно.

Стальные накладки сечением 100×7 с учетом ослаблений приняты при расчете узла D . В узле C расчетная длина накладок $l_p = 220 < 300$ мм.

Для крепления раскосов со стальными накладками требуются два болта диаметром 16 мм.

При варианте крепления накладок к раскосу глухарями $d = 12$ мм, $l = 100$ мм требуются 10 глухарей – с двух сторон по пять (расчет выполнен при рассмотрении узла K) (см. рис. 16.20, б).

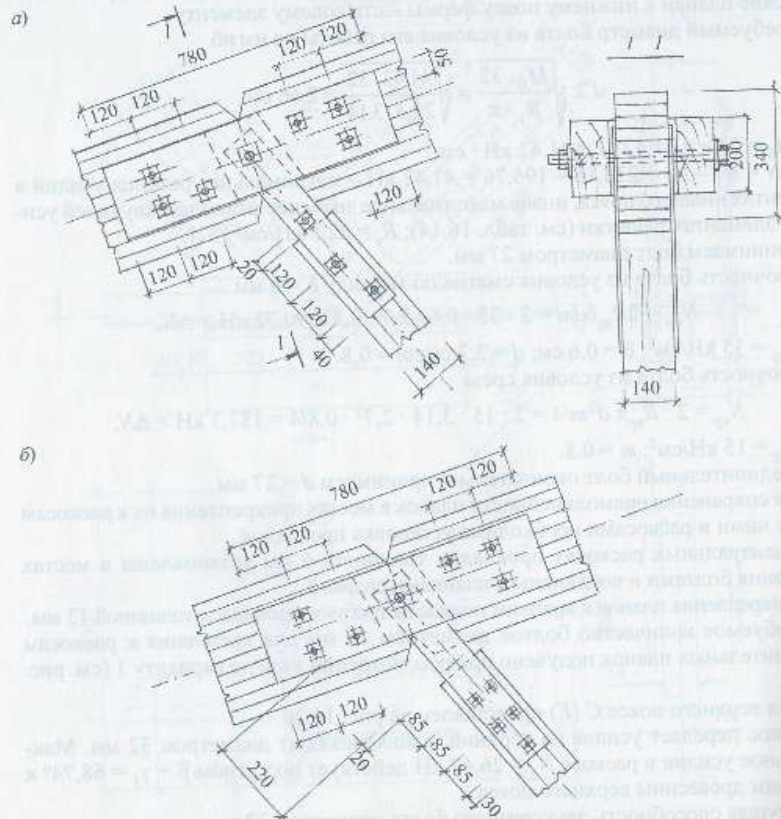


Рис. 16.20. Варианты узла C верхнего пояса: а – с присоединением раскоса болтами; б – то же, глухими винтами

Пример 33. Все исходные данные проектирования покрытия – схема и статический расчет – соответствуют примеру 32.

Во многих учебниках и пособиях [5, 6, 8 и др.] нижний пояс сегментных ферм запроектирован из уголков полками внутрь, занимающих пространство между «щеками» опорного башмака. Возможные решения опорных и промежуточных узлов нижнего пояса приведены на рис. 16.21 и 16.22.

За базисную основу принят вариант 1 опорного узла (см. пример 32).

Требуемая площадь стыковых накладок (по максимальному усилению в нижнем поясе $N_p = 260,48$ кН)

$$A_{ст} \geq N_p \gamma_n / R_y \gamma_c = 260,48 / 22,5 \cdot 0,95 = 12,19 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 22,5$ кН/см², $\gamma_n = 1$, $\gamma_c = 0,95$.

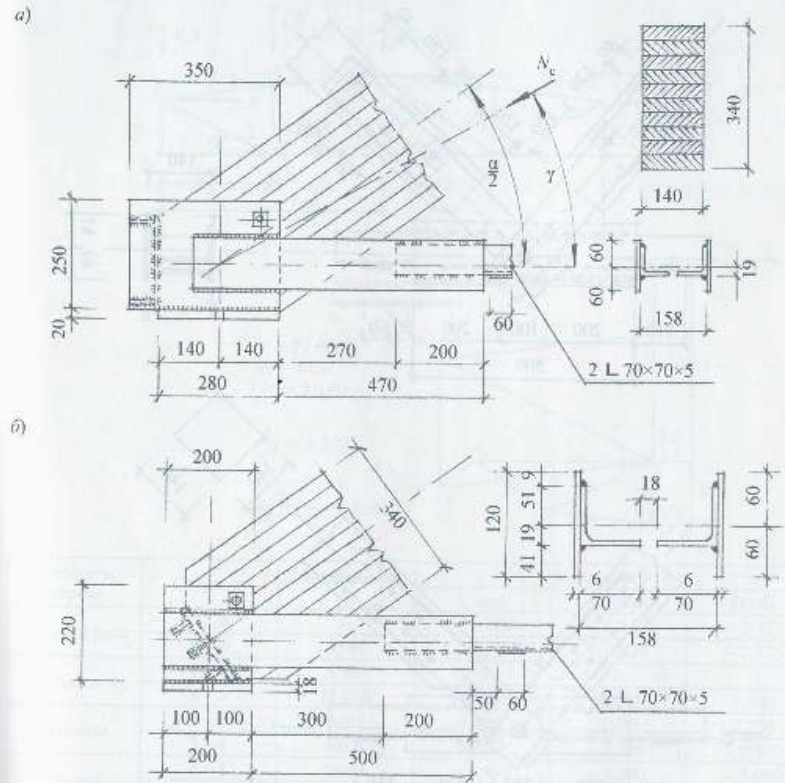


Рис. 16.21. Варианты компактных опорных узлов ферм с переходными накладками: а – с раздельной передачей опорных реакций; б – с лобовым упором верхнего пояса

Принимаем две накладки сечением 120х6 площадью

$$A = 2 \cdot 12 \cdot 0,6 = 14,4 \text{ см}^2 > A_{\text{тр}}$$

Определим требуемую длину одного сварного шва высотой 4 мм, соединяющего накладку со «щеками» опорного башмака

$$l_{\text{ш}} \geq N_p \gamma_n / 4R_{\text{сш}} \cdot K_f \beta_f \gamma_c + 1 = 260,48 / 4 \cdot 18 \cdot 0,4 \cdot 0,7 + 1 = 18,22 \text{ см,}$$

где $\gamma_n = 1$; $R_{\text{сш}} = 18 \text{ кН/см}^2$; $\beta_f = 0,7$; $K_f = 0,4$; $\gamma_c = 0,75$.

Принимаем длину сварного шва 200 мм.

Определение толщины опорной и упорной плит, длины сварных швов крепления уголков нижнего пояса фермы, их сечения, сечения верхнего пояса и промежуточных узлов выполнено в примере 32.

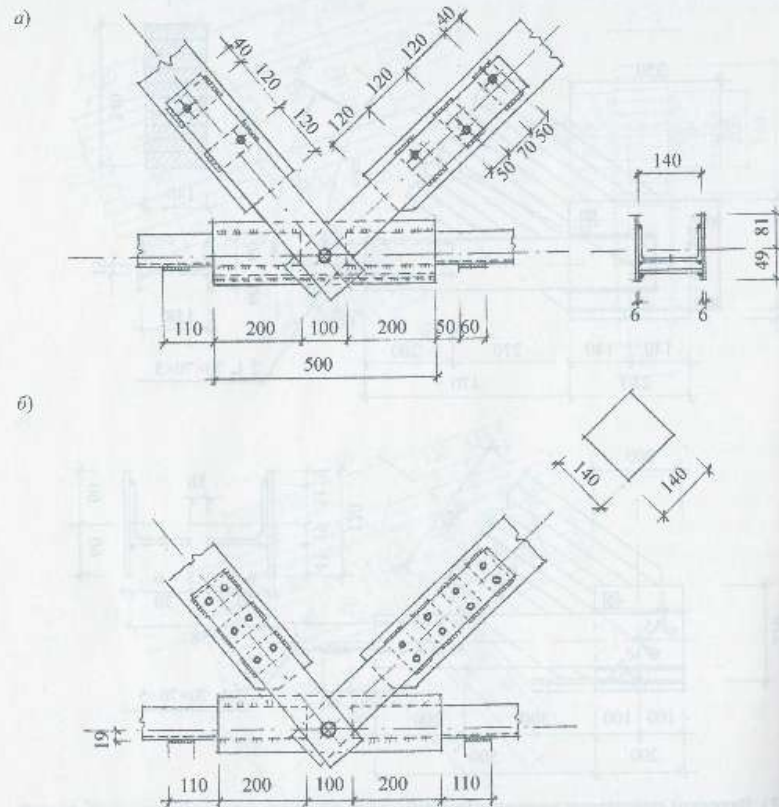
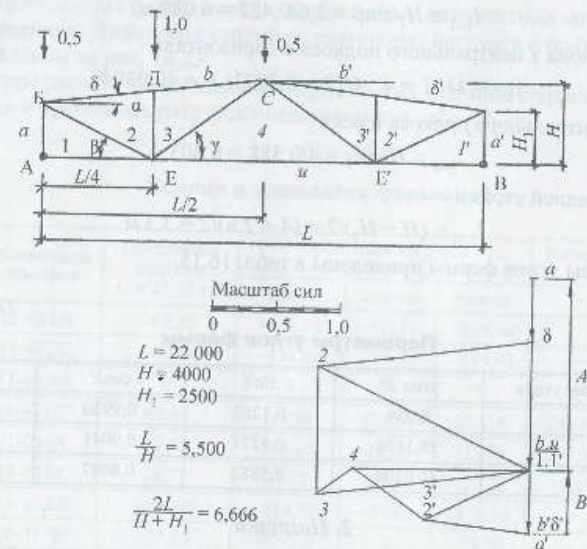


Рис. 16.22. Варианты промежуточных узлов нижнего пояса с переходными накладками

Узлы верхнего пояса аналогичны конструкциям в примере 32 и могут быть решены с металлическими (стальными) вкладышами.

Пример 34. Спроектировать покрытие по металлодеревянному фермам с верхним поясом из прямолинейных клеёных блоков. Пролет ферм, длина здания, место строительства, условия эксплуатации и конструкция крыши приняты по примеру 32.

1. Геометрические параметры фермы (рис. 16.23)



Элементы фермы	Стержни	Длина стержня, мм	Усилия от $P=1$		Полн.
			Слева	Справа	
Верхний пояс	2 - 8	-	-1,700	-0,825	-2,525
	3 - б	5544	-1,700	-0,825	-2,525
Нижний пояс	1 - и	5500	0	0	0
	4 - и	11 000	1,390	1,390	3,780
Раскосы	1 - 2	6089	1,850	0,925	2,775
	3 - 4	6803	0,350	-0,700	-0,350
Стойки	а - 1	2600	-1,500	-0,500	-2,000
	2 - 3	3300	-1,000	0	-1,000

Рис. 16.23. Расчетная схема фермы и усилия в стержнях от единичных нагрузок

Расчетный пролет фермы $L = 22$ м, высота фермы в середине $H = 4$ м, что составляет $L/5,5$, высота на опоре $H_1 = 2,6$ м, угол наклона α верхнего пояса к горизонтали составляет

$$\operatorname{tg} \alpha = 2(H + H_1)/L = 2(4 + 2,6)/22 = 0,1273; \alpha = 8,059^\circ.$$

Верхний пояс состоит из четырех клеёных блоков длиной в осях

$$l_1 = L/4 \cos \alpha = 22/4 \cdot 0,992 = 5,544 \text{ м.}$$

Угол наклона β опорного подкоса к горизонтали определяется

$$\operatorname{tg} \beta = 4H_1/L = 4 \cdot 2,6/22 = 0,4727; \beta = 28,1126^\circ.$$

Длина опорного подкоса в осях

$$l_{1-2} = H_1/\sin \beta = 2,6/0,427 = 6,089 \text{ м.}$$

Угол наклона γ центрального подкоса к горизонтали

$$\operatorname{tg} \gamma = 4H/L = 4 \cdot 4/22 = 0,7273; \gamma = 40,0304^\circ.$$

Длина центрального подкоса в осях

$$l_{3-4} = H/\sin \gamma = 4/0,588 = 6,803 \text{ м.}$$

Длина средней стойки

$$l_{2-4} = (H + H_1)/2 = (4 + 2,6)/2 = 3,3 \text{ м.}$$

Параметры углов фермы приведены в табл. 16.15.

Параметры углов фермы

Обозначение углов	угол λ°	$\sin \lambda$	$\cos \lambda$	$\operatorname{tg} \lambda$
α	8,059	0,1263	0,9920	0,1273
β	28,1126	0,4274	0,9041	0,4727
γ	40,0304	0,5882	0,8087	0,7273

2. Нагрузки

Постоянная расчетная нагрузка от веса конструкций крыши подсчитана в примере 32, табл. 16.13.

$$g_p^{c,n} = 54,89 \text{ кгс/м}^2 = 0,5489 \text{ кН/м}^2.$$

Временная снеговая нормативная нагрузка [27] $S_0 = 1,5 \text{ кН/м}^2$; $\mu = 1$; при $g_n^{c,n}/S_0 < 0,8$; $\gamma_f = 1,6$, где $g_n^{c,n} = 0,4772 \text{ кН/м}^2$ (см. табл. 16.13).

Нормативная нагрузка от собственного веса фермы (передается на верхний пояс – приближенно)

$$g_n^{\phi} = (g_n^{c,n} + S_0)/(1000/K_{св}L - 1) = 0,191 \text{ кН/м}^2,$$

где $K_{св} = 4$ (см. табл. 14.1).

Расчетные погонные постоянная и временная нагрузки на верхний пояс

$$g_p = (g_p^{c,n} + g_n^{\phi}) \cdot 6 = (0,5489 + 0,191 \cdot 1,1) \cdot 6 = 4,554 \text{ кН/м};$$

$$q_p = S_0 \cdot \gamma_{\mu} \cdot 6 = 1,5 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 6 = 14,4 \text{ кН/м}.$$

Расчетные нагрузки на промежуточные узлы

$$\text{постоянная } G = g_p L/4 = 4,55 \cdot 22/4 = 25,047 \text{ кН};$$

$$\text{временная } P = q_p L/4 = 14,4 \cdot 22/4 = 79,200 \text{ кН}.$$

Статический расчет фермы

Усилия в элементах фермы определяются любым из известных методов строительной механики. Диаграмма усилий от единичных нагрузок и полученные значения приведены на рис. 16.23.

Результаты расчета по определению продольных усилий в стержнях фермы от постоянных и временных нагрузок представлены в табл. 16.16.

Таблица 16.16

Усилия в элементах фермы

Элементы	Обозначение элементов	Постоянная нагрузка $G = 25,05 \text{ кН}$	Временная нагрузка $P = 79,20 \text{ кН}$			Расчетные усилия кН	
			слева	справа	полная	+	-
ВП	(2-6) ВД	-63,25	-134,64	-65,34	-199,98		263,23
	(3-в) ДС	-63,25	-134,64	-65,34	-199,98		263,23
НП	(1-в) АЕ	0	0	0	0	0	0
	(4-в) ЕВ	69,64	110,09	110,09	220,18	289,82	
Р	(1-2) БЕ	69,58	146,52	73,26	219,78	289,36	
	(3-4) ВС	-8,77	27,72	-55,44	-27,72	18,95	64,21
С	(1-в) АВ	-50,10	-118,80	-39,60	-158,40		208,50
	(2-3) ДЕ	-25,05	-79,20	0	-79,20		104,25

3. Подбор сечений элементов фермы

Верхний пояс является сжато-изогнутым элементом. В предположении, что постоянная нагрузка от собственного веса фермы приложена к верхнему поясу, как от снега и веса крыши, расчетная погонная нагрузка на верхний пояс фермы имеет значение

$$q = g_p + q_p = 4,554 + 14,4 = 18,954 \text{ кН/м}.$$

Расчетная длина панели верхнего пояса в горизонтальной проекции

$$l_p = L/4 = 22/4 = 5,5 \text{ м}.$$

Верхний пояс состоит из четырех прямолинейных клеёных блоков из досок толщиной 42 мм (после острожки) с продольным пропилом и шириной 170 мм (175 мм до острожки). Расчетная схема одного элемента приведена на рис. 16.24. На блок, кроме поперечной нагрузки, приложена с эксцентриситетом e продольная сила, уменьшающая изгибающий момент от поперечной нагрузки.

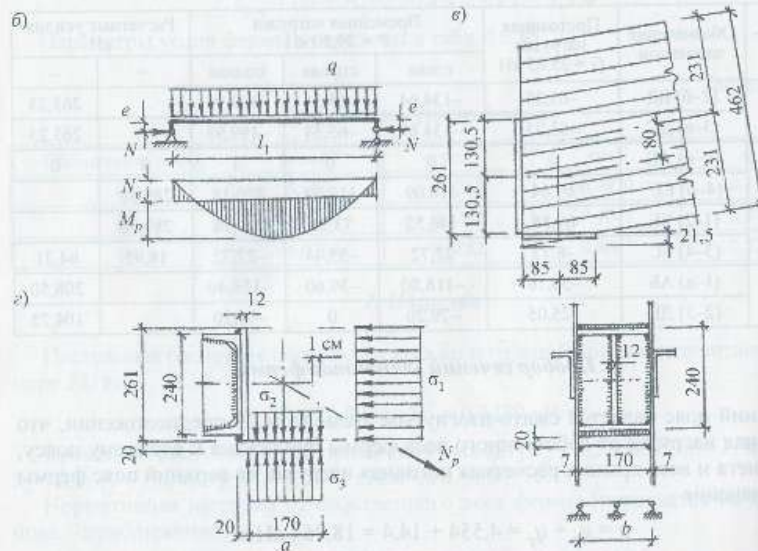
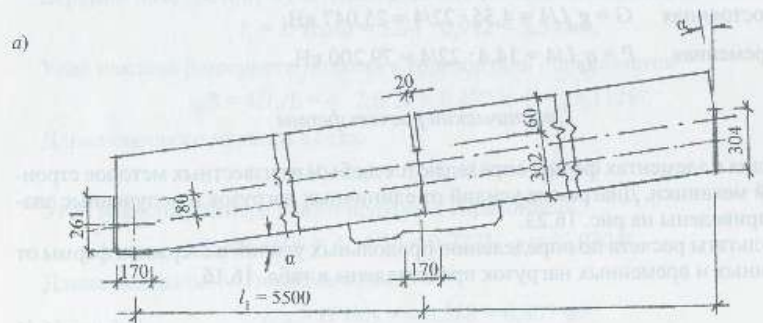


Рис. 16.24. Элемент верхнего пояса фермы: а – общий вид; б – расчетная схема; в – фрагмент элемента у опорного узла; г – эпюры напряжений смятия древесины у сварного опорного башмака

Изгибающий момент в элементе от поперечной постоянной и временной нагрузок

$$M = ql_p^2/8 = 18,954 \cdot 5,5^2/8 = 71,67 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетное сопротивление древесины принимаем по второму сорту $R_c = R_n = 1,5 \text{ кН/см}^2$.

Задаемся шириной поперечного сечения верхнего пояса фермы $b = 17 \text{ см}$.

Получим ориентировочное значение высоты поперечного сечения из условия

$$\sigma = \frac{N_c}{bh} + \frac{M_p}{\xi W_p} = \frac{N_c}{bh} + \frac{M_p}{\xi bh^2} \leq R_c.$$

Неизвестными являются M_p , ξ , h .

При $M_p = 0,65M$, $\xi = 0,8$ и получим h .

При полной нагрузке $N_c = 263,23 \text{ кН}$ (см. табл. 16.16)

$$\frac{263,23}{17h} + \frac{0,65 \cdot 71,67 \cdot 10^2 \cdot 6}{0,8 \cdot 17 \cdot h^2} = 1,5.$$

Решив квадратное уравнение, получим высоту поперечного сечения $h = 42,26 \text{ см}$.

При толщине доски после острожки 4,2 см проверим сечение, выполненное из 11 досок.

$$h = 4,2 \cdot 11 = 46,2 \text{ см}, b = 17 \text{ см};$$

$$A = 46,2 \cdot 17 = 785,4 \text{ см}^2; W = 17 \cdot 46,2^2/6 = 6047,58 \text{ см}^3;$$

$$\lambda = l_p/0,289 \cdot h = 554/0,289 \cdot 46,2 = 41,5;$$

$$\xi = 1 - \frac{263,23 \cdot 41,5^2}{3000 \cdot 785,4 \cdot 1,5} = 0,872.$$

Получим «оптимальное» значение эксцентриситета продольного усилия N_c из условия

$$e = M/2N_c = 71,67/2 \cdot 263,23 = 0,136 \text{ м} \approx h/4.$$

При $e = 13 \text{ см}$: $M_p = 0,5M < 0,65M$ и $\xi = 0,872 > 0,8$ сечение будет удовлетворять условию прочности при сжатии с изгибом.

Проверим опорный участок – сечения на скалывание

$$\tau = \frac{1,5QK_{ск}}{A} = \frac{1,5 \cdot 52,206 \cdot 2,287}{785,4} = 0,228 \text{ кН/см}^2 > R_c / \gamma_n,$$

где $Q = ql/2 = 18,984 \cdot 5,5/2 = 52,206 \text{ кН}$;

$$K_{ск} = h/(h - 2e) = 46,2/(46,2 - 2 \cdot 13) = 2,287;$$

$R_c = 0,15 \text{ кН/см}^2$; $\gamma_n = 0,95$ (II степень ответственности сооружения).

Можно увеличить высоту поперечного сечения h . Однако поступим иначе и уменьшим эксцентриситет $e = 8 \text{ см}$ и этим самым уменьшим значение $K_{ск}$. При этом $M_p = M - N_c e = 71,67 - 263,23 \cdot 8 = 5061 \text{ кН} \cdot \text{см}$.

Проверим прочность сечения верхнего пояса

$$\frac{N_c + M_p}{A_p} + \frac{M_p}{\xi W_p} = \frac{263,23}{785,4} + \frac{5061}{0,872 \cdot 6047,58} = 1,295 \text{ кН/см}^2 < 1,5 \text{ кН/см}^2,$$

Напряжение скалывания в опорном сечении

$$\tau = \frac{1,5 Q K_{ск}}{A} = \frac{1,5 \cdot 52,206 \cdot 1,53}{785,4} = 0,153 \text{ кН/см}^2 \approx R_{ск} / \gamma_n,$$

где $K_{ск} = 46,2 / (46,2 - 2 \cdot 8) = 1,53$; $R_{ск} / \gamma_n = 0,15 / 0,95 = 0,158 \text{ кН/см}^2$.

Проверим поперечное сечение верхнего пояса при односторонней снеговой нагрузке слева $N_c = 63,25 + 134,64 = 197,89 \text{ кН}$ (см. табл. 16.16).

$$M_p = 7167 - 197,89 \cdot 8 = 5583,88 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\xi = 1 - \frac{197,89 \cdot 41,5^2}{3000 \cdot 785,4 \cdot 1,5} = 0,904.$$

Прочность сечения

$$\sigma = \frac{197,89}{785,4} + \frac{3583,88}{0,904 \cdot 6047,58} = 1,273 \text{ кН/см}^2 < R_c m_b m_{cl} / \gamma_n,$$

где $m_b = 1$; $m_{cl} = 0,95$ [24]; $\gamma_n = 0,95$ [27].

Принимается сечение верхнего пояса $b = 17 \text{ см}$, $h = 46,2 \text{ см}$, $e = 8 \text{ см}$.

Нижний пояс

Расчетное усилие $N_p = 289,82 \text{ кН}$ (см. табл. 16.16).

Необходимая площадь сечения пояса из уголков из стали ВСт3кп2

$$A_{тр} \geq N_p / R_y = 289,82 / 22,5 = 12,88 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 22,5 \text{ кН/см}^2$.

Принимаем 2 $\angle 75 \times 50 \times 6$

$A_1 = 7,25 \text{ см}^2$; $A_{тр} = 12,88 \text{ см}^2 < 7,25 \cdot 2 = 14,5 \text{ см}^2$; $y_0 = 2,44 \text{ см}$; $I_x = 2,38 \text{ см}^4$.

Гибкость нижнего пояса в плоскости фермы $\lambda_x = l_p / I_x = 1100 / 2,38 = 462 > 400$. Требуется подвеска в центре. Принимаем стержень диаметром 12 мм.

Опорная стойка. Усилие сжатия $N_c = 208,5 \text{ кН}$ (см. табл. 16.16), длина $l = 2,6 \text{ м}$.

Проверим сечение 170×140 площадью $A = 17 \times 14 = 238 \text{ см}^2$, с гибкостью $\lambda = l_p / r = 260 / 0,289 \times 14 = 64,26 < 70$ и коэффициентом продольного изгиба

$$\phi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left(\frac{64,26}{100} \right)^2 = 0,67.$$

По условию $AR_c \phi = 238 \cdot 1,5 \cdot 0,67 = 239,19 \text{ кН} > N_c$.

Устойчивость обеспечена.

Промежуточные – средние стойки принимаем сечением 140×170 .

Центральные раскосы. Расчетные усилия $N_c = -64,21 \text{ кН}$, $N_p = 18,95 \text{ кН}$.

Длина центрального подкоса в осях фермы $l = 680,3 \text{ см}$. Сечение подкоса подбираем по усилию сжатия. Проверим сечение 170×170 .

$$\lambda = 680,3 / 0,289 \cdot 17 = 138,47 < 150;$$

$$\phi = 3000 / 138,47^2 = 0,156; \quad A = 289 \text{ см}^2;$$

$$R_c \phi A = 1,5 \cdot 0,156 \cdot 289 = 67,63 \text{ кН} > N_c = 64,21 \text{ кН}.$$

Сечение подкоса принимаем $170 \times 170 \text{ мм}$.

Карнизный узел Б представлен на рис. 16.25.

Горизонтальная составляющая усилия в верхнем поясе $N_c = 263,23 \text{ кН}$ (см. табл. 16.16) воспринимается швеллером, работающим на изгиб пролетом $b + \delta_\phi$ с изгибающим моментом

$$M = \frac{q_1 l^2}{8} = 14,573 \cdot 17,7^2 / 8 = 577,75 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где $q_1 = N_c \cos \alpha / (b + \delta_\phi) = 14,753 \text{ кН/см}$;

$$b = 17 \text{ см}; \quad \delta_\phi = 0,7 \text{ см}; \quad \cos \alpha = 0,992;$$

$$l = b + \delta_\phi = 17 + 0,7 = 17,7 \text{ см}.$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{тр} \geq M / R_y = 577,74 / 22,5 = 25,68 \text{ см}^3,$$

где $R_y = 22,5 \text{ кН/см}^2$ (сталь ВСт3кп2 [32]).

Принимаем $W_y = 31,6 \text{ см}^3$; $S = 5,6 \text{ мм}$; $b = 90 \text{ мм}$ и усиливаем его вертикальным ребром $220 \times 85 \times 12 \text{ мм}$.

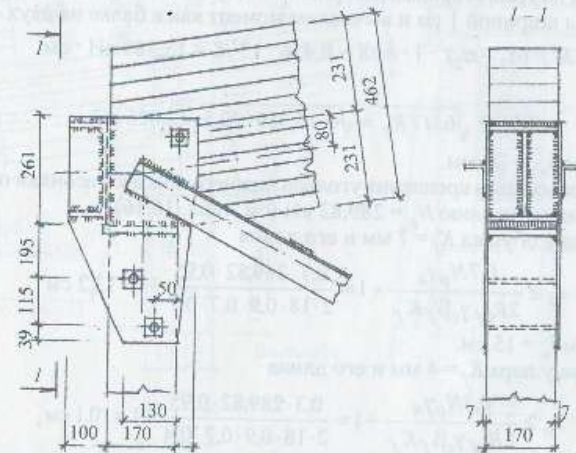


Рис. 16.25. Карнизный узел фермы

Для сохранения эксцентриситета продольного усилия, равного 80 мм, требуется высота площади смятия под торцом верхнего пояса 261 мм, а не 240 мм.

Привариваем на стенку швеллера лист высотой 261 мм, шириной 170 мм, на который действует напряжение от торца верхнего пояса

$$\sigma_1 = q_1/26,1 = 14,753/26,1 = 0,565 \text{ кН/см}^2.$$

Вертикальный лист можно представить как двухпролетную балку с пролетами $b/2 = 85$ мм, выделив 1 см ее ширины и изгибающим моментом

$$M = |\sigma_1| \cdot 8,5^2/8 = 0,565 \cdot 8,5^2/8 = 5,102 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Откуда требуемая толщина плиты (без учета работы стенки швеллера)

$$\delta \geq \sqrt{6M/R_y} = \sqrt{6 \cdot 5,102/22,5} = 1,17 \text{ см}.$$

Принимаем $\delta = 12$ мм.

Рассмотрим работу горизонтальной плиты-опоры верхнего пояса фермы.

Напряжения на плите от вертикальной реакции опорного участка панели верхнего пояса

$$\sigma_2 = \frac{0,5P + N_c \cdot \sin \alpha}{a \cdot b} = \frac{0,5 \cdot 104,25 + 263,23 \cdot 0,1263}{17 \cdot 17} = 0,295 \text{ кН/см}^2 \approx R_{cm}^{90} = 0,3 \text{ кН/см}^2.$$

Напряжения на плите от опорной реакции фермы

$$\sigma_3 = A/a \cdot b = 208,5/17 \cdot 17 = 0,721 \text{ кН/см}^2.$$

Горизонтальная плита работает на изгиб от силовых воздействий $\sigma_3 - \sigma_2$ — как плита, опертая по трем сторонам (см. рис. 16.24, з). С некоторым запасом выделим полоску плиты шириной 1 см и вычислим момент как в балке на двух опорах.

$$M = (\sigma_3 - \sigma_2) \cdot 1 \cdot b^2/8 = 0,426 \cdot 17^2/8 = 15,389 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Откуда

$$\delta_{пл} \geq \sqrt{6M/R_y} = \sqrt{6 \cdot 15,389/22,5} = 2,025 \text{ см}.$$

Принимаем $\delta_{пл} = 20$ мм.

Длину сварных швов крепления уголков нижнего пояса к фасонкам определяем по максимальному усилию $N_p = 289,82$ кН (см. табл. 16.16).

Высота шва у обуха $K_f = 7$ мм и его длина

$$l_o \geq \frac{0,7N_p \gamma_n}{2R_{сф} \gamma_c \beta_f K_f} + 1 = \frac{0,7 \cdot 289,82 \cdot 0,95}{2 \cdot 18 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 0,7} + 1 = 13,2 \text{ см}.$$

Принимаем $l_o = 15$ см.

Высота шва у пера $K_f = 4$ мм и его длина

$$l_{II} \geq \frac{0,3N_p \gamma_n}{2R_{сф} \gamma_c \beta_f K_f} + 1 = \frac{0,3 \cdot 289,82 \cdot 0,95}{2 \cdot 18 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 0,4} + 1 = 10,1 \text{ см},$$

где $\gamma_n = 0,95$; $R_{сф} = 18 \text{ кН/см}^2$ (электроды типа Э-42); $\gamma_c = 0,9$; $\beta_f = 0,7$.

Принимаем $l_n = 12$ см.

Промежуточный узел D верхнего пояса представлен на рис. 16.26.

Элементы верхнего пояса стыкуются в узле. Сжимающие усилия $N_c = 263,23$ кН воспринимаются частью торцов элементов высотой $h - 2l = 462 - 160 = 302$ мм с напряжениями

$$\sigma = 263,23/302 \cdot 17 = 0,51 \text{ кН/см}^2 < R_c.$$

Усилие сжатия в стойке $N_c = 104,25$ кН.

Напряжение смятия под торцом стойки сечением 170×170 мм в месте примыкания к верхнему поясу под углом $\theta = 90 - 8,059 = 81,941^\circ$ к волокнам.

$$\sigma_{cm} = 104,25/17 \cdot 17 = 0,36 \text{ кН/см}^2 > R_{cm}^{81,9^\circ};$$

$$R_{cm}^{81,9^\circ} = 1 + \frac{1,50}{\left(\frac{15,0}{3,0} - 1\right) \sin^3 81,9} = 0,33 \text{ кН/см}^2$$

Принимаем промежуточный элемент из лиственницы с расчетным сопротивлением

$$R_{cm} = R_{cm}^{81,9^\circ} m_{II} = 0,33 \cdot 1,2 = 0,396 \text{ кН/см}^2 > \sigma_{cm}^0,$$

где $m_{II} = 1,2$ (см. [24], табл. 4).

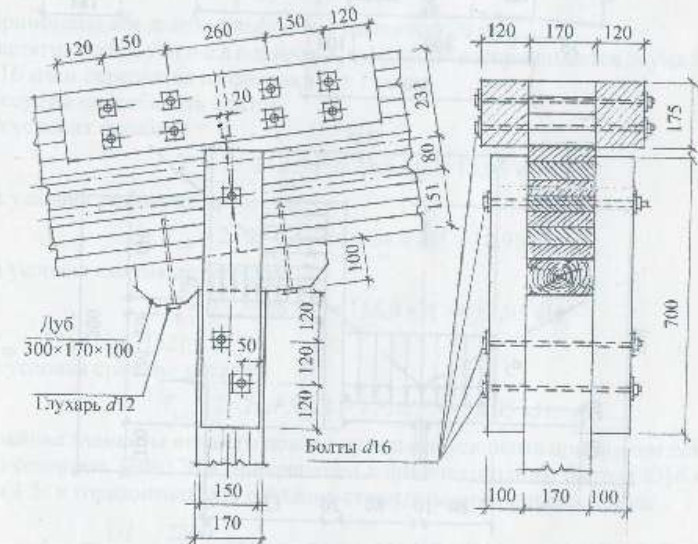


Рис. 16.26. Промежуточный узел D верхнего пояса

Таким образом, промежуточный элемент передает усилие от стойки на верхний пояс с напряжением меньше расчетного сопротивления сосны и ели поперек волокон.

Промежуточный узел *E* нижнего пояса представлен на рис. 16.27.

Приопорный подкос прикреплен к фанонкам сварными швами: у обушка $K_f = 7$ мм, $I_0 = 150$ мм; у пера $K_f = 4$ мм, $I_0 = 120$ мм.

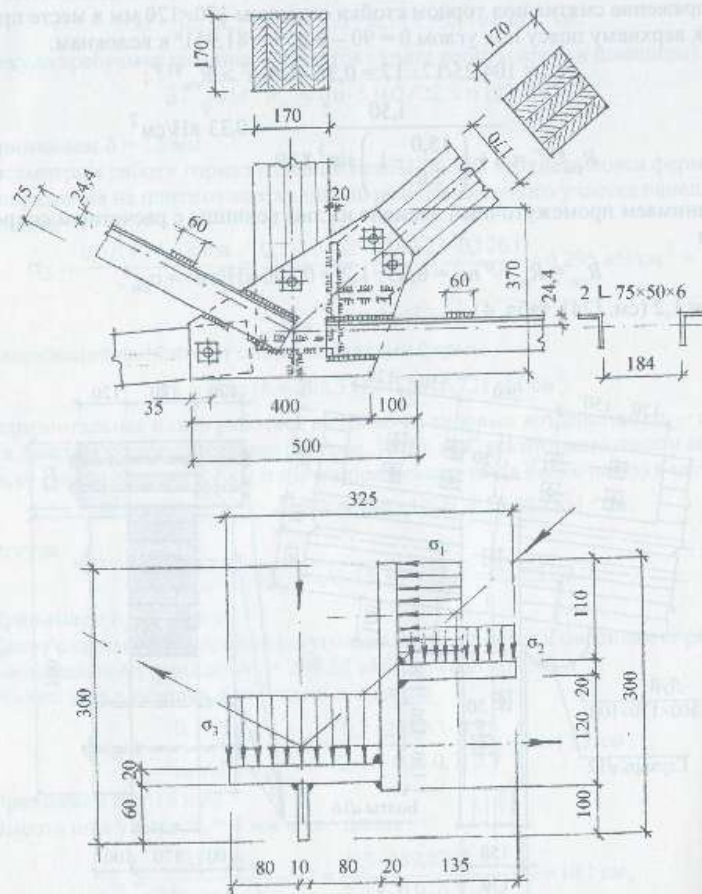


Рис. 16.27. Промежуточный узел *E* нижнего пояса

Расчетные усилия в центральном подкосе: растяжение $N_p = 18,95$ кН; сжатие $N_c = -64,21$ кН.

Усилие сжатия воспринимается вертикальной и горизонтальной диафрагмами между боковыми фанонками.

Нормальные напряжения на вертикальный лист

$$\sigma_1 = 2N_c \cos^2 \gamma / b^2 = 0,291 \text{ кН/см}^2.$$

Напряжение, действующее на горизонтальный лист,

$$\sigma_2 = 2N_c \sin^2 \gamma / b^2 = 0,154 \text{ кН/см}^2,$$

где $b = 17$ см; $\sin \gamma = 0,588$; $\cos \gamma = 0,809$.

Расчетное усилие в стойке $N_c = 104,25$ кН.

Напряжение на опорной плите-диафрагме

$$\sigma_3 = 104,25 / 17 \cdot 17 = 0,36 \text{ кН/см}^2.$$

Все три площадки, воспринимающие усилия от стойки и центрального полкоса, работают как плиты, опертые по трем сторонам.

Поскольку $\sigma_3 > \sigma_1 > \sigma_2$, определим приблизительно толщину плит-диафрагм, выделив 1 см ширины плиты по максимальному напряжению σ_3 , как балки на двух опорах.

$$\sigma \geq \sqrt{\frac{6M}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,36 \cdot 17^2}{8 \cdot 22,5}} = 1,86 \text{ см}.$$

Принимаем все плиты-диафрагмы толщиной 20 мм.

Растягивающее усилие в подкосе $N_p = 18,95$ кН воспринимается двумя болтами $\varnothing = 16$ мм и передается на фанонки $\delta = 7$ мм.

Несущая способность болтов:

из условия изгиба

$$T_{из} = 2 \cdot 2 \cdot 2,5d^2 = 25,6 \text{ кН} > 18,95 \text{ кН};$$

из условия смятия по древесине

$$T_{см} = 2 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot bd = 54,4 \text{ кН} > 18,95 \text{ кН};$$

из условия смятия по металлу

$$T_{см} = 2 \cdot 2 \cdot d\delta R_{вр} = 156,8 \text{ кН} \gg 18,95 \text{ кН},$$

где $R_{вр} = 35$ кН/см² [32];

из условия среза по металлу

$$T_{ср} = 2 \cdot 2 \cdot \pi d^2 R_{ск} / 4 = 120,57 \gg 18,95 \text{ кН}.$$

Крайние элементы нижнего пояса с нулевыми усилиями принимаем конструктивно сечением 120×170 и прикрепляем к фанонкам одним болтом $\varnothing 16$ мм под углом 1,5° к горизонтали для создания строительного подъема фермы

$$f_{стр} = \frac{1 \cdot l}{200} = \frac{2200}{200} = 11 \text{ см}; \quad \operatorname{tg} \alpha_1 = 11 / 550 = 0,02; \quad \alpha_1 = 1,27^\circ \approx 1,5^\circ.$$

Рассмотрим работу узла при нагрузке от собственного веса и односторонней снеговой (рис. 16.28).

Для обеспечения эксцентриситета усилий, действующих в верхнем поясе фермы, требуется высота упорной плиты между торцами панелей

$$h_n = 2(0,5h - e) / \cos \alpha = 2(23,1 - 8) / 0,992 = 30,4 \text{ см.}$$

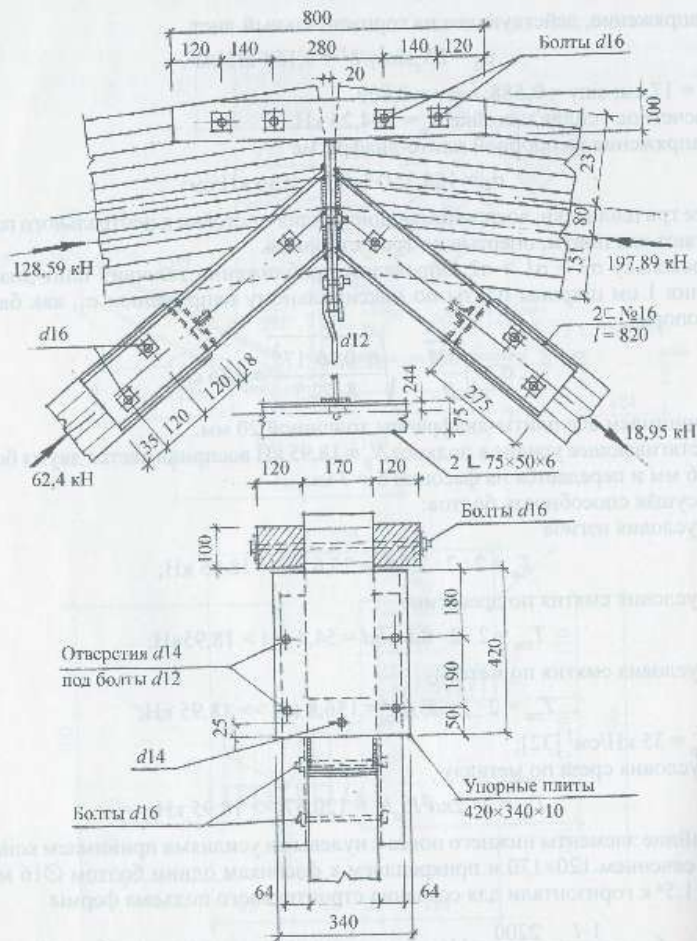


Рис. 16.28. Верхний средний узел С фермы

Упорная плита должна воспринять изгибающий момент от напряжений, действующих в горизонтальной плоскости при неравномерной нагрузке на ферму

$$\Delta \sigma = (N_n - N_f) \cos \alpha / h_p b = (197,89 - 128,59) \cdot 0,992 / 30,4 \cdot 17 = 0,133 \text{ кН/см}^2.$$

Изгибающий момент при ширине плиты 1 см

$$M = \frac{|\Delta \sigma| b^2}{8} = 0,133 \cdot 17^2 / 8 = 5,084 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Изгибающий момент воспринимается двумя вертикальными плитами толщиной каждая

$$\delta \geq \sqrt{\frac{3M}{R_y}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 5 \cdot 0,87}{22,5}} = 0,82 \text{ см.}$$

Принимаем $\delta = 10 \text{ мм}$.

Усилия от подкосов с помощью парных накладок из швеллеров № 16 передаются на выступы упорных плит сварными швами.

Подкос прикрепляется к накладкам двумя болтами диаметром 16 мм, предназначенными воспринимать усилия растяжения.

Сжимающее усилие $N_c = -64,2 \text{ кН}$ передается торцом подкоса на упорную площадку из листового стали, приваренную между накладками из швеллеров.

Требуемая толщина пластины упора

$$\sigma = N_c / b \cdot 16 = 64,2 / 17 \cdot 16 = 0,24 \text{ кН/см}^2;$$

$$M = |\sigma| b^2 / 8 = 0,24 \cdot 17^2 / 8 = 8,67 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\delta \geq \sqrt{6M / R_y} = \sqrt{6 \cdot 8,67 / 22,5} = 1,52 \text{ см.}$$

Принимаем $\delta = 18 \text{ мм}$.

Конструктивно упор подкрепляем ребром толщиной 10 мм.

Накладки из швеллеров крепятся на сварке к фланцам упорных плит. Сварные швы высотой $K_f = 4 \text{ мм}$ и длиной

$$l_{ш} = \frac{(h - 2t)}{\cos \gamma} + (b - s) 2 = \frac{(16 - 2 \cdot 0,84)}{0,809} + (6,4 - 0,5) 2 = 29,5 \text{ см}$$

воспринимают одновременно нормальные и касательные напряжения.

Нормальные сжимающие напряжения:

$$\sigma_1 = N_c \cos \gamma / 2 \cdot l_{ш} K_f \beta_f \gamma_c = 64,2 \cdot 0,809 / 2 \cdot 29,5 \cdot 0,4 \cdot 0,7 \cdot 0,85 = 3,7 \text{ кН/см}^2.$$

Сдвигающие – касательные напряжения:

$$\sigma_2 = N_c \sin \gamma / 2 \cdot l_{ш} K_f \beta_f \gamma_c = 64,2 \cdot 0,588 / 2 \cdot 29,5 \cdot 0,4 \cdot 0,7 \cdot 0,85 = 2,7 \text{ кН/см}^2,$$

где швеллер № 16 по ГОСТ 8240–72: $h = 16 \text{ см}$, $b = 6,4 \text{ см}$, $t = 0,84 \text{ см}$, $s = 0,5 \text{ см}$, $\beta_f = 0,7$, $\gamma_c = 0,85$.

Суммарные напряжения

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} = \sqrt{3,7^2 + 2,7^2} = 4,59 \text{ кН/см}^2 < R_{сш} = 18 \text{ кН/см}^2.$$

При односторонней снеговой нагрузке между упорными плитами возникает сдвигающее усилие $Q = 39,6$ кН, которое воспринимается четырьмя болтами $\varnothing 16$ мм.

Усилие, воспринимаемое болтами на срез:

$$T_{ср} = 4R_{вс}\gamma_c \rho d^2/4 = 4 \cdot 15 \cdot 0,85 \cdot 3,14 \cdot 1,2^2/4 = 57,65 \text{ кН} > Q.$$

Усилие, воспринимаемое болтами на смятие:

$$T_{см} = 4R_{оп}\gamma_c d\delta = 4 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 1,2 \cdot 1 = 142,8 \text{ кН} \gg Q,$$

где $R_{вс} = 15$ кН/см²; $R_{оп} = 35$ кН/см²; $\gamma_c = 0,85$; $\delta = 1$ см.

Прочность обеспечена.

К нижним выступам упорных плит крепится подвеска из арматурной стали $\varnothing 12$ мм.

Расчетное усилие в стойке $N_c = 208,5$ кН передается на опорную плиту размерами 170×330 мм. Сечение стойки 170×170 мм (рис. 16.29).

Опорная плита покоится на железобетонной подушке с подливкой цементным раствором и крепится анкерными болтами $\varnothing 16$ мм.

Нормальные напряжения под опорной плитой

$$\sigma_1 = N_c/17 \cdot 33 = 208,5/17 \cdot 33 = 0,372 \text{ кН/см}^2.$$

Нормальные напряжения над опорной плитой

$$\sigma_2 = N_c/17 \cdot 17 = 208,5/17 \cdot 17 = 0,721 \text{ кН/см}^2.$$

Расчетный изгибающий момент в середине опорной плиты шириной 1 м

$$M = |\sigma_1| 0,5 \cdot 16,5^2 - |\sigma_2| 0,5 \cdot 8,5^2 = 24,6 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемая толщина опорной плиты

$$\delta \geq \sqrt{\frac{6M}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 24,6}{22,5}} = 2,56 \text{ см}.$$

Принимаем $\delta = 27$ мм.

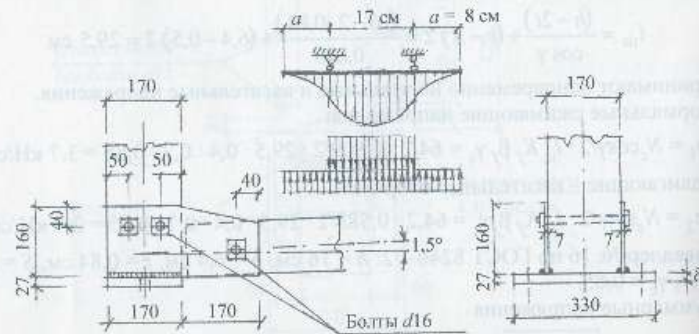


Рис. 16.29. Опорный узел А фермы

Пример 35. Назначить размеры элементов с проверкой их прочности в основных узлах безметаллической фермы по исходным данным примера 34.

Наиболее нагруженным и ответственным является карнизный узел В фермы (рис. 16.30).

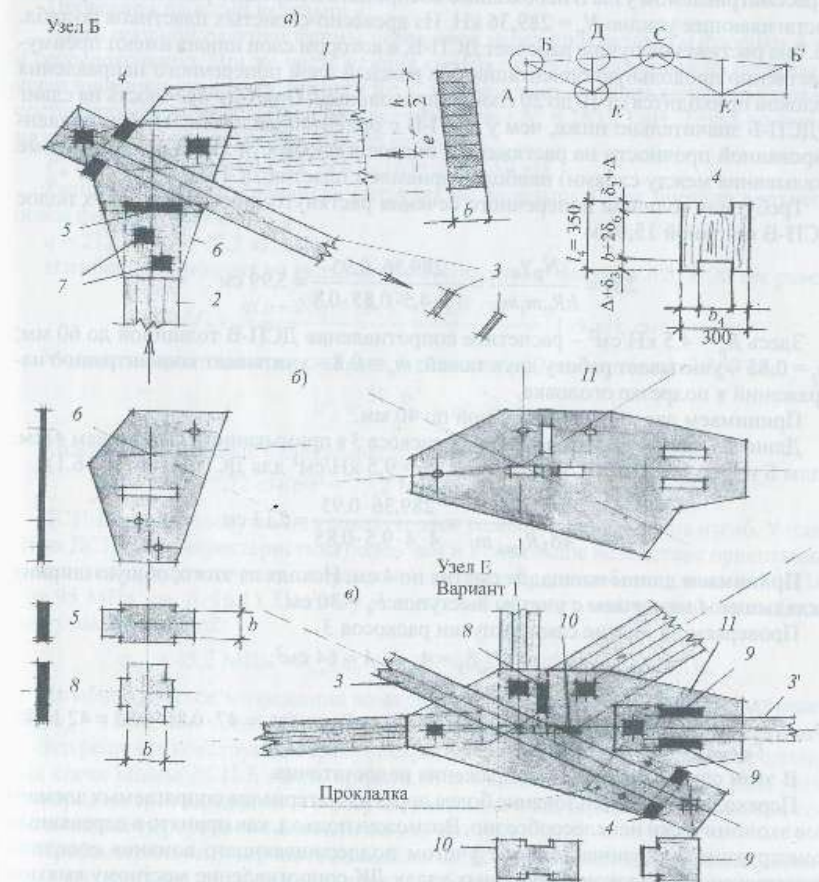


Рис. 16.30. Безметаллическая крупноблочная ферма из прямолинейных элементов: а – схема фермы и узел В; б – детали узлов В и Е из высокопрочных слоистых пластинок; в – узел Е с дополнительными деталями; 1 и 2 – клецоватые элементы фермы – сжато-изогнутые и сжатые; 3 – растянутый опорный раскос из высокопрочных пластинок; 4 и 10 – пластинчатые упорные вкладыши; 5 – опорная прокладка; 6 и 11 – узловые фасонки; 7 – стяжные болты; 8 – упорная прокладка; 9 – упорный вкладыш.

Усилия в элементах, примыкающих к узлу Б, из табл. 16.16 равны:
 в верхнем поясе $N_c = 263,63$ кН;
 в опорном растянутом раскосе $N_p = 289,36$ кН;
 в опорной стойке $N_c = 208,50$ кН.

Поперечные сечения верхнего пояса и опорной стойки приняты в примере 34. В рассматриваемом узле Б необходимо воспринять и передать равнодействующее растягивающее усилие $N_p = 289,36$ кН. Из древесно-слоистых пластиков по табл. 16.7 на растяжение лучше работает ДСП-Б, в котором слои шпона имеют преимущественно продольную ориентацию: на каждый слой поперечного направления волокон приходится от 10 до 20 слоев с продольным. Поэтому прочность на сдвиг у ДСП-Б значительно ниже, чем у ДСП-В с ориентацией слоев 1:1. Для сбалансированной прочности на растяжение, смятие в плоскости листа и сдвиг (кроме скальвания между слоями) наиболее приемлем пластик ДСП-В.

Требуемая толщина поперечного сечения растянутого раскоса из двух полос ДСП-В шириной 15,0 см

$$2\delta_3 = \frac{N_p \gamma_n}{b R_{ct} m_i m_0} = \frac{289,36 \cdot 0,95}{15 \cdot 4,5 \cdot 0,85 \cdot 0,8} = 5,99 \text{ см.}$$

Здесь $R_p = 4,5$ кН/см² – расчетное сопротивление ДСП-В толщиной до 60 мм; $m_i = 0,85$ – учитывает работу двух тяжей; $m_0 = 0,8$ – учитывает концентрацию напряжений в подрезке оголовка.

Принимаем две полосы толщиной по 40 мм.

Длина площадок смятия выпусков у раскоса 3 в примыкании к вкладышам 4 (см. узлы Б и Е на рис. 16.30), исходя из $R_{cm\perp} = 9,5$ кН/см² для ДСП-В (см. п. 16.1)

$$l_{cm} = \frac{N_p \gamma_n}{4\delta_3 R_{cm\perp} m_i} = \frac{289,36 \cdot 0,95}{4 \cdot 4 \cdot 9,5 \cdot 0,85} = 2,13 \text{ см.}$$

Принимаем длины площадок смятия по 4 см. Исходя из этого, общую ширину вкладышей 4 назначаем с учетом выступов $b_4 = 30$ мм.

Проверяем на смятие сами выпуски раскосов 3

$$F_{cm} = 4l_{cm} \delta_3 = 4 \cdot 4 \cdot 4 = 64 \text{ см}^2;$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_p}{F_{cm}} = \frac{289,36}{64} = 4,52 \text{ кН/см}^2 = 45,2 \text{ МПа} > R_{cm} m_i / \gamma_n = 47 \cdot 0,85 / 0,95 = 42 \text{ МПа.}$$

В этом случае прочность сопряжения недостаточна.

Переходить на использование более дорогих материалов сопрягаемых элементов экономически нецелесообразно. Возможен подход, как принято в деревянных конструкциях, увеличение R_{cm} с учетом поддерживающего влияния соседних незагруженных волокон. В опорных узлах ДК сопротивление местному смятию древесины поперек волокон принимается выше, чем смятию всей поверхности. В немодифицированной древесине обсуждаемая характеристика в 1,7 раз больше поперечного смятия по всей поверхности. В ДСП-В практически половина слоев здесь работает на смятие поперек волокон, именно эти шпоны и окажут под-

держивающее влияние. Переходной коэффициент в первом приближении можно принять равным 1,3. Тогда

$$\sigma_{cm} = 45,2 \text{ МПа} < R_{cm} m_i / \gamma_n = 47 \cdot 0,85 \cdot 1,3 / 0,95 = 54,7 \text{ МПа.}$$

Конечно, для получения обсуждаемой величины R_{cm} и включения ее в нормативную литературу целесообразны дополнительные исследования.

Проверяем на изгиб вкладыш 4.

Часть опорной реакции фермы передается через прокладку 5 и фасонки 6 на 4 сосредоточенно. Эта же часть усилия смятия будет передаваться на раскосы 3 через взаимную площадку смятия 4 и 6. Следовательно, изгибать вкладыш 4 может составляющая нормальной силы в верхнем поясе $N_c = 263,23$ кН. Тогда по схеме на рис. 16.24 и аналогии с рис. 16.25 получим

$$P_4 = N_c \cos(\alpha + \beta) = 263,23 \cdot \cos 36,163^\circ = 212,52 \text{ кН.}$$

Распределенная изгибающая нагрузка на вкладыш 4 при ширине верхнего пояса фермы $b = 17$ см

$$q = 212,52 / 17 = 12,5 \text{ кН/см.}$$

Изгибающий момент во вкладыше 4 при толщине фасонки $b \delta_6 = 30$ мм равен

$$M_4 = \frac{q(b + 2\delta_6 + \delta_3)^2}{8} = \frac{12,5 \cdot 27^2}{8} = 1139 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Момент сопротивления вкладыша 4 толщиной 60 мм и шириной 300 мм

$$W_4 = \frac{30 \cdot 6^2}{6} = 180 \text{ см}^3.$$

Краевые нормальные напряжения

$$1139 / 180 = 7,72 \text{ кН/см}^2 = 77,2 \text{ МПа} > R_{ct} / \gamma_n = 60 / 0,95 = 63,2 \text{ МПа.}$$

ДСП-В в данном случае не удовлетворяет условию прочности на изгиб. У пластика ДСП-Б эта характеристика более чем в 2 раза выше вследствие ориентации большинства слоев в одном направлении, однако $R_{cm\perp}$, наоборот, ниже (45 МПа, а не 95 МПа, см. п. 16.1). Поэтому необходимо оценить смятие вкладыша 4 под выступами раскоса 3:

$$\sigma_{cm} = 45,2 \text{ МПа} < R_{cm\perp} m_i / \gamma_n = 45 \cdot 0,85 \cdot 1,3 / 0,95 = 52,3 \text{ МПа.}$$

Изгибное красное напряжение во вкладыше 4 из ДСП-Б 77,2 МПа (см. выше) $< R_{ct} / \gamma_n = 130 / 0,95 = 136,8 \text{ МПа.}$

Это решение конструкции требует строгого соблюдения ориентации продольных слоев шпона ДСП-Б вдоль пролета, т. е. вдоль ширины фермы b . При этом проверка на срез вкладыша 4 в рассматриваемом узле теряет смысл, так как сопротивление перерезанию волокон выше, чем R_{cm} .

В рассматриваемом варианте вкладыша из ДСП-Б имеется возможность уменьшить его толщину до 50 мм, а ширину, учитывая меньшую прочность на изгиб поперек волокон рубашки, до 250 мм. Тогда $W_4 = \frac{25 \cdot 5^2}{6} = 104,2 \text{ см}^3$. При этом краевые напряжения

$$1139 / 104,2 = 10,93 \text{ кН/см}^2 = 109,3 \text{ МПа} < R_{ct} / \gamma_n = 136,8 \text{ МПа.}$$

Проверяем на смятие фасонку 6 из ДСП-В толщиной 3 см в совместной с 4 контактной площадке.

Суммарная площадь смятия

$$F_{см} = 2 \cdot 3 \cdot 25 = 150 \text{ см}^2.$$

Усилие смятия

$$N_{см} = N_3 - P_{II} = 289,36 - 212,52 = 76,84 \text{ кН};$$

$$\sigma_{см} = \frac{76,84}{150} = 0,512 \text{ кН/см}^2 = 5,12 \text{ МПа} \ll R_{см} m_1 / \gamma_n = 45 \cdot 0,85 / 0,95 = 40,2 \text{ МПа}.$$

Проверяем на смятие фасонки 6 у опорной стойки с вкладышем 5. Усилие смятия равно опорной реакции за вычетом давления блока ригеля (см. пример 34).

$$N_{см} = N_c - 0,5P = 208,5 - 0,5 \cdot (25,05 + 79,20) = 156,4 \text{ кН}.$$

Суммарная площадь смятия

$$F_{см} = b \cdot 2\delta_6 = 17 \cdot 2 \cdot 2 = 68 \text{ см}^2;$$

$$\sigma_{см} = 156,4/68 = 2,3 \text{ кН/см}^2 = 23 \text{ МПа} < 42 \text{ МПа} < 54,7 \text{ МПа}.$$

В узле Е изгиба пластины 4 практически не будет. На срез она проходит с западом (см. выше). А так как усилия в сжатом раскосе и стойке значительно меньше, прокладки 8 и 10 на срез проверять нет необходимости.

В нижнем поясе усилие растяжения $N_p = 289,82 \text{ кН}$ (см. табл. 16.16). Здесь использован иной прием передачи усилия: материал работает на смятие и срез в плоскости листа, а не перпендикулярно к ней.

Приняв толщину фасонки 11 по аналогии с 6–30 мм, проверим их приблизительно на смятие в контакте с 9, задавшись толщиной этого вкладыша 50 мм.

Суммарная площадь смятия

$$F_{см} = 4\delta_9\delta_{11} = 4 \cdot 5 \cdot 3 = 60 \text{ см}^2.$$

Прочность на смятие

$$289,82/60 = 4,83 \text{ кН/см}^2 = 48,3 \text{ МПа} < 54,7 \text{ МПа}.$$

Усилие растяжения в нижнем поясе незначительно больше растяжения в раскосе

$$\sigma_p = \frac{289,82}{2 \cdot 15 \cdot 4} = 2,42 \text{ кН/см}^2 = 24,2 \text{ МПа} < R_{\sigma} m_1 / \gamma_n = 45 \cdot 0,85 \cdot 0,8 / 0,95 = 32,2 \text{ МПа}.$$

Все остальные вкладыши и детали узлов являются центрирующими или распределяющими давление прокладками. Толщину их принимаем равной 30 мм из ДСП-В. Стяжные (конструктивные) болты диаметром 20 мм выполняются либо из стеклопластика АГ-4С, либо из древесно-слоистого ДСП-Б с соответствующими шайбами и гайками (см. рис. 16.1 и [42, 44]).

Итак, в узлах безметаллической фермы В, Е, Е' и Б' используются четыре пары расчетных фасонки двух типоразмеров из ДСП-В толщиной 30 мм. Растянутые раскосы — из того же материала толщиной 40 мм, шириной 150 мм с выступами оголовков по

40 мм. Вкладыши 4 выполняются из ДСП-Б толщиной 50 мм, упорные вкладыши и 9 — из ДСП-В толщиной 50 мм. Остальные листовые детали выпиливаются из плиты ДСП-В толщиной 30 мм. На рис. 16.31 предложен вариант решения узла Е (Е') Остальные узлы (рис. 16.32) конструируются аналогично основным по требованиям нормативной документации [21, 24 и 42] с учетом рекомендаций настоящего пособия и [43, 44].

При необходимости сращивания растянутых элементов безметаллических фермы стыки конструируются и рассчитываются по вышеизложенным требованиям. Достаточно большая ширина в деревянных элементах ферм позволяет осуществить стык с

Узел Е.
Вариант 2

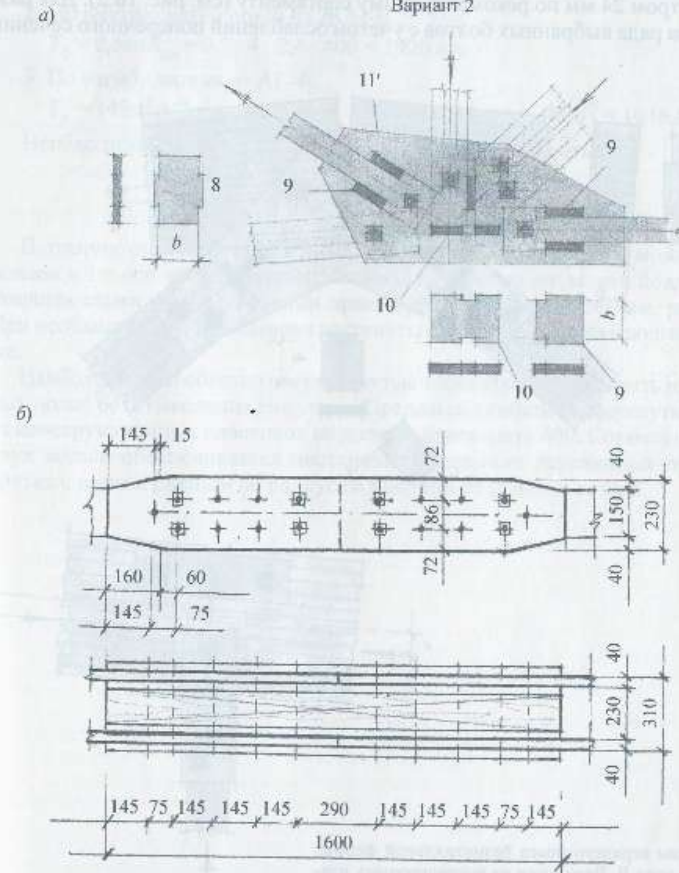
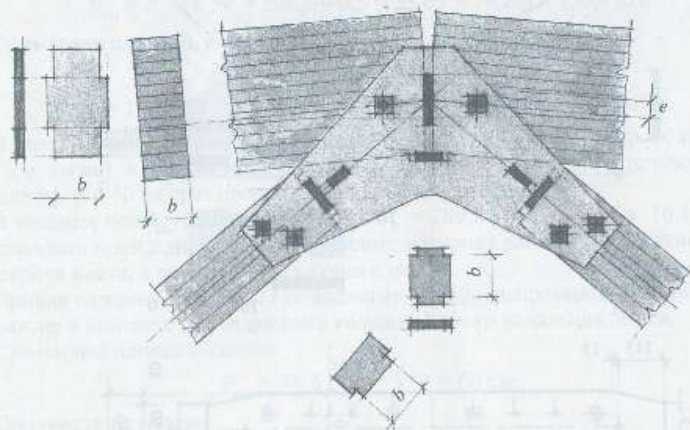


Рис. 16.31. Вариант узла Е безметаллической фермы (а) и стык нижнего пояса (б)

четырёхсрезными нагелями, что весьма целесообразно. При этом, прокладку между ветвями 3 и 3^V следует проектировать трехслойной: две наружных полосы – из пластика, средняя часть прокладки – деревянная. В рассматриваемой ферме при ширине 170 мм парные накладки из ДСП-В выполняем как фасонки – толщиной по 30 мм. Деревянная (конструктивная) прокладка занимает оставшееся пространство шириной $b = 170 - 60 = 110$ мм.

При минимальном усилии растяжения $N_p = 289,82$ кН и обычно минимальной несущей способности одного среза нагеля, определяемой из условия его изгиба, принимаем болты ($\geq 5\%$) и гладкие цилиндрические нагели из стеклопластика АГ-4С диаметром 24 мм по рекомендуемому сортаменту (см. рис. 16.2). Для размещения в два ряда выбранных болтов с учетом ослаблений поперечного сечения

а)



б)

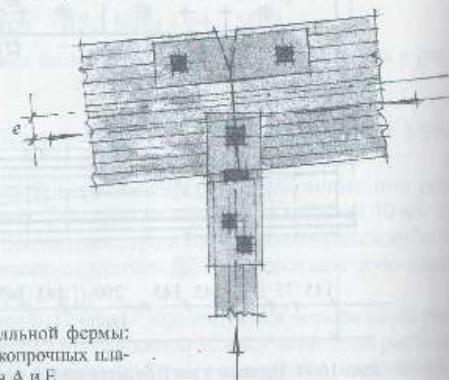


Рис. 16.32. Узлы верхнего пояса безметаллической фермы: а – узел С; б – узел Д. Вкладыши из высокопрочных пластиков выполняются по типу узлов А и Е

в стыке ветви нижнего пояса проектируются с уширением до 230 мм, равным их ширине по оголовкам в узлах Е и Е^V (Б и Б^V). При этом требуемая ширина элемента $9,5d = 9,5 \cdot 24 = 228$ мм < 230 мм. Расширение на каждой кромке на 40 мм выполняется плавно на длине 160 мм.

В стыке работу деревянной прокладки не учитываем как более податливый материал. Несущую способность одного условного среза нагеля определяем по формулам, приведенным в табл. 16.3:

1. По смятию накладок из ДСП-В

$$T_a = adR_{cm} = 3 \cdot 2,4 \cdot 400 = 2880 \text{ кгс.}$$

2. По смятию ветви пояса из ДСП-В

$$T_v = 0,5cdR_{cm} = 0,5 \cdot 4 \cdot 2,4 \cdot 400 = 1920 \text{ кгс.}$$

3. По изгибу нагеля из АГ-4С

$$T_n = 145d^2 + 2a^2 = 145 \cdot 2,4^2 + 2 \cdot 3^2 = 853,2 \text{ кгс} < 180d^2 = 1036,8 \text{ кгс.}$$

Необходимое количество четырехсрезных нагелей в стыке

$$n = \frac{N_p}{m_{cp} \cdot T_{min}} = \frac{289,82}{4 \cdot 853,2} = 8,5 \text{ болтов.}$$

В отличие от стыков деревянных элементов один из нагелей может быть установлен и по оси ветвей нижнего пояса. Принимаем по девять болтов с каждой стороны стыка при соблюдении правил расстановки по [24] (см. рис. 16.31, б). При необходимости сращивания растянутых раскосов стыки выполняются такими же.

Наиболее целесообразно все растянутые элементы изготавливать из длинномерных полос без стыкования в узлах. Предельная гибкость растянутых элементов из конструкционных пластиков не должна превышать 400. Совместность работы двух ветвей обеспечивается постановкой коротких деревянных прокладок на болтах с шагом, равным 80 радиусам инерции отдельных ветвей.

РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА К РАЗДЕЛУ III

1. Серов, Е. Н. Проектирование клеёных деревянных конструкций: учеб. пособие. Ч.1. Проектирование балок и стоек каркасных зданий / Е. Н. Серов, Ю. Д. Санников // СПб.: СПбГАСУ, 1995. – 140 с.; Ч. 2. Проектирование рам из прямолинейных элементов / СПб.: СПбГАСУ, 1998. – 133 с.; Ч. 3. Проектирование рам с криволинейными участками и арок / СПб.: СПбГАСУ, 1999. – 160 с.
2. Демин, А. Д. Состояние и пути дальнейшего развития производства и широкого внедрения деревянных клеёных конструкций в строительстве / А. Д. Демин // Расширение применения деревянных клеёных конструкций в строительстве: материалы Всесоюз. научно-практич. конференции. – М., 1983. – С. 5–17.
3. Калугин, А. В. Деревянные конструкции: учеб. пособие (конспект лекций) / А. В. Калугин. – М.: АСВ, 2003. – 224 с.
4. Иванов, И. Я. Деревянные конструкции. Примеры расчёта / И. Я. Иванов. – М., 1950. – 224 с.
5. Гринь, И. М. Проектирование и расчёт деревянных конструкций: справочник / И. М. Гринь, В. В. Фурсов и др. – Киев: Будивельник, 1988. – 240 с.
6. Слишкоухов, Ю. В. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования / Ю. В. Слишкоухов и др. – М.: Стройиздат, 1991. – 256 с.
7. Коповалов, С. И. Деревянные конструкции и конструкции из пластмассовых материалов / С. И. Коповалов, А. В. Бацевич. – Л., 1982. – 280 с.
8. Гринь, И. М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчёт: учеб. пособие / И. М. Гринь и др. – Киев: Вища школа, 1990. – 221 с.
9. Зубарев, Г. Н. Конструкции из дерева и пластмасс: учеб. пособие / Г. Н. Зубарев, И. М. Лялин. – М.: Высшая школа, 1980. – 311 с.
10. Иванов, В. А. Конструкции из дерева и пластмасс / В. А. Иванов, В. З. Климченко. – Киев: Вища школа, 1983. – 279 с.
11. Слишкоухов, Ю. В. Конструкции из дерева и пластмасс / Ю. В. Слишкоухов, В. Д. Буданов, М. М. Ганюгов и др. – М.: Стройиздат, 1986. – 543 с.
12. Ковальчук, Л. М. Поведение деревянных конструкций в процессе эксплуатации. Проблемы. Решения / Л. М. Ковальчук // Изв. вузов. Строительство. – 1993. – № 11, 12. – С. 7–13.
13. Серов, Е. Н. Дерево в реконструкции / Е. Н. Серов, Н. А. Афанасьева, И. И. Паптусева и др. // Разработка современных конструкций из дерева, фанеры и пластмасс: междуз. сб. – Л., 1989. – С. 48–52.
14. Серов, Е. Н. Актуальные проблемы сохранения памятников архитектуры / Е. Н. Серов // Пути сохранения и методы реставрации памятников деревянного зодчества: материалы междунар. научно-практической конф. – Архангельск, 1991. – С. 92–93.
15. Серов, Е. Н. Проблемы сохранения деревянных конструкций в памятниках архитектуры / Е. Н. Серов, Ю. Д. Санников // Реконструкция С.-Петербурга-2005: матер. междунар. симпозиум. Ч. 2. – СПб., 1993. – С. 74–76.
16. Серов, Е. Н. Дерево в реконструкции и сопоставительный анализ отечественных и зарубежных норм проектирования / Е. Н. Серов, Ю. Д. Санников // Реконструкция С.-Петербурга-2005: матер. 3-го междунар. симпозиум. Ч. 4. – СПб., 1995. – С. 116–121.
17. Серов, Е. Н. Проблемы сохранения целостности памятников архитектуры Санкт-Петербурга / Е. Н. Серов // Жизнь и безопасность: научно-обзор. ж-л. – СПб. – 1999. – № 1, 2. – С. 514–517.
18. Серов, Е. Н. Материал, возрождённый в большепролетных строительных конструкциях / Е. Н. Серов // Люди и дело: альманах. – СПб., 2000. – С. 54–58.
19. Серов, Е. Некоторые вопросы эксплуатации и ремонта деревянных конструкций в Петербурге (польск.) / Е. Серов, Р. Орлович, А. Серов // Дерево и древесные материалы в строительных конструкциях: м-лы междунар. научн. конф. – Щецин, Польша, 2002. – С. 237–242.
20. Рядова, М. Н. Микробиота строительных конструкций и кирпичной кладки крыши Казанского кафедрального собора / М. Н. Рядова, Ю. А. Титова, А. Е. Серов и др. // Микология и альгология-2004; мат-лы конф. МГУ им. М. В. Ломоносова. – М., 2004. – С. 116–118.

Рекомендуемая литература к разделу III

21. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). – М.: Стройиздат, 1986. – 215 с.
22. Рекомендации по проектированию и изготовлению дощатых конструкций с соединениями на металлических зубчатых пластинах. – М.: ЦНИИСК, 1983. – 40 с.
23. Гётц, К.-Г. Атлас деревянных конструкций / К.-Г. Гётц, Д. Хоор, К. Мёллер и др.; пер. с нем. Н. И. Александровой; под ред. В. В. Ермолова. – М.: Стройиздат, 1985. – 272 с.
24. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1982. – 66 с.
25. Карлсен, Г. Г. Курс деревянных конструкций. Ч. II / Г. Г. Карлсен, В. В. Большаков, М. Е. Каган и др. – М.: Стройиздат, 1943. – 634 с.
26. Светозарова, Е. И. Конструкции из клеёной древесины и водостойкой фанеры. Примеры проектирования: учеб. пособие / Е. И. Светозарова, С. А. Дущечкин, Е. Н. Серов. – Л.: ЛИСИ, 1974. – 133 с.
27. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
28. Деревянные конструкции: справочник проектировщика промышленных сооружений. – М.: Л.: ОНТИ, 1937. – 955 с.
29. Инструкция по проектированию и изготовлению ферм малых пролётов системы ниж. В. С. Деревягина. – М.: Л.: Госстройиздат, 1940. – 15 с.
30. Деревянная ферма пролётом 25 м на гладких кольцевых пилонках. – М.: Л.: Стандартизация и рационализация, 1932. – 39 с.
31. Инструкция по проектированию деревянных конструкций. – М.: Л.: Стройиздат, 1940. – 191 с.
32. СНиП II-23-81. Нормы проектирования. Стальные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 93 с.
33. Иванов, В. Ф. Конструкции из дерева и пластмасс / В. Ф. Иванов. – Л.: М.: Стройиздат, 1966. – 352 с.
34. Отрешко, А. И. Справочник проектировщика. Деревянные конструкции / А. И. Отрешко. – М.: Стройиздат, 1957. – 263 с.
35. Рекомендации по применению сокращённого сортамента металлопроката в строительных стальных конструкциях. – М.: Госстрой СССР, 1987. – 51 с.
36. Весы строительных материалов. – М.: Стройиздат, 1950. – 14 с.
37. Ковальчук, Л. М. Деревянные конструкции в строительстве / Л. М. Ковальчук, С. Б. Турковский и др. – М.: Стройиздат, 1995. – 248 с.
38. Карлсен, Г. Г. Деревянные конструкции / Г. Г. Карлсен, В. В. Большаков и др. – М.: Стройиздат, 1962. – 641 с.
39. Ветрюк, И. М. Конструкции из дерева и пластмасс / И. М. Ветрюк. – Минск: Высшая школа, 1973. – 336 с.
40. Никитин, Г. Г. Конструкции покрытий зданий с применением стеклопластиков: методич. указ. к выполнению курсового и дипломного проектов / Г. Г. Никитин, Л. И. Каратеев. – Л.: ЛИСИ, 1990. – 33 с.
41. Туркин, В. В. Нагельные соединения на основе ориентированных стеклопластиков / В. В. Туркин // Повышение эффективности конструктивного использования древесины в строительстве: матер. Всесоюз. совещ. Ч. 1. – М.: Стройиздат, 1968. – С. 71–73.
42. Рекомендации по проектированию и расчёту конструкций с применением пластмасс. – М.: Стройиздат, 1969. – 149 с.
43. Дмитриев, П. А. Соединения элементов безметаллических деревянных конструкций на цилиндрических нагелях из высокопрочного стеклопластика АГ-4С / П. А. Дмитриев, Ю. Д. Стрижаков // Изв. вузов. Стр-во и архит. – 1972. – № 8.
44. Дмитриев, П. А. Безметаллические конструкции: учеб. пособие / П. А. Дмитриев, Ю. Д. Стрижаков. – Новосибирск: НИСИ, 1982. – 80 с.
45. Указания по применению деревянных конструкций в условиях химически агрессивной среды. – М.: Стройиздат, 1966. – 46 с.

46. *Отчет о НИИР*: «Разработка, исследование и оказание научно-технической помощи во внедрении клееных конструкций с применением водостойкой фанеры и древесины различных пород в сельскохозяйственном строительстве УССР». Т. I. Разработка конструкций и исследование клефанерных рам ЛИСИ. Руководитель Е. И. Свезгарова. – Л., 1976. – 219 с.

47. Душечкин, С. А. Прочностные и уругие характеристики фанерных профилей / С. А. Душечкин // Повышение надежности и долговечности строительных конструкций: межвуз. темат. сб. тр. – Л.: ЛИСИ, 1972. – С. 114–141.

48. Ашкенази, Е. К. Анизотропия конструкционных материалов: справочник / Е. К. Ашкенази, Э. В. Гапов. – Л.: Машиностроение, 1980. – 247 с.

49. Белянкин, Ф. П. Механические характеристики пластика ДСП / Ф. П. Белянкин, В. Ф. Япенко, Г. К. Дыбенко. – Киев: АН УССР, 1961. – 257 с.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В России появилась положительная тенденция к возрождению производства КДК массового применения, поэтому надеемся, что новые взгляды на особенности конструирования и оценку прочности КДК, изложенные в данном пособии, окажутся полезными. Возможно, специалисты на основе углубленных исследований более обширного перечня конструкций рассматриваемых классов найдут в пособии шероховатости, погрешности и неточности – это естественно, когда учебная литература принципиально изменяет некоторые устоявшиеся подходы.

Необходимо обратить внимание читателей на создавшееся тупиковое положение, когда КДК массового применения, в том числе и типовые, склеенные одинаковыми клеями на одних и тех же предприятиях, при идентичных эксплуатационных условиях ведут себя по-разному. Причины отсутствия или возникновения дефектов и отказов КДК заключаются в конкретных инженерных решениях, зависят от уровня соблюдения основных законов и принципов конструирования, а также рациональности учета повышенной степени анизотропии клееной древесины по сравнению с цельной.

Примеры отказов отдельных типов КДК, разработанных после семидесятих годов прошлого века, привели к дискредитации этих конструкций и даже к регрессу в их развитии.

Новые взгляды на особенности конструирования и оценку прочности КДК появились не сегодня. Они обоснованы и апробированы многолетними экспериментально-теоретическими исследованиями различных КДК пролетами от 3 до 18 м, включая диагностику натуральных конструкций, в том числе и уникальных, от Архангельска до Краснодара и от Выборга до Абакана. Разработанные и внедренные новые клеешоватые и клефанерные рамы, в том числе с консолями, усиленные по нашим рекомендациям уникальные арки дворца спорта в Архангельске ($l = 63$ м), купол в Гостилицах ($D = 36$ м) и другие объекты; наконец, типовые балки, разработанные ПИ-1 с корректировкой по нашей методике, не имели рекламаций и тем более отказов. Некоторые из них эксплуатируются более 30 лет.

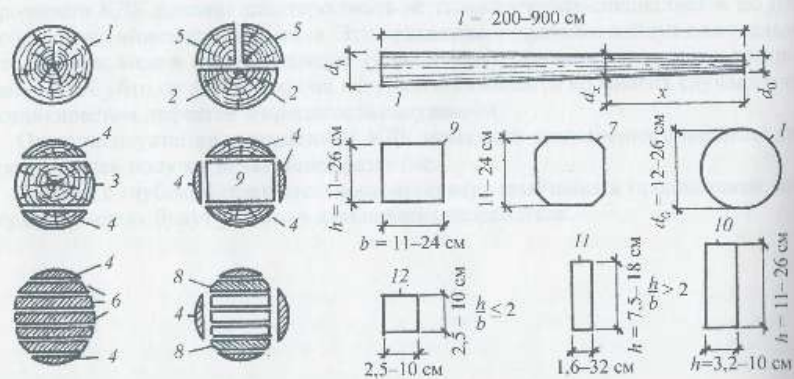
Конструкции, запроектированные без учета новых подходов, либо так и не нашли применения, либо были отменены или заменены через несколько лет эксплуатации, либо потребовали срочного усиления. Причем «совершенствование» КДК порой осуществлялось без изменения сущности решения (РД-РДП, МДА-АМД и т. д.).

Однако устоявшиеся тенденции сильны, а оппоненты амбициозны: приходится длительное время отстаивать и доказывать очевидные вещи. В сильно анизотропном материале приведенные напряжения, действующие в элементах КДК под углом к направлению волокон, даже малые по величине, могут быть опаснее, чем максимальные вдоль волокон.

Кроме того, необходимо дополнительно обратить внимание студентов и инженеров на одну особенность древесины, которая «лежит на поверхности» и

Пиломатериалы хвойных пород (ГОСТ 24454-80)

Номинальные размеры толщины и ширины, мм									
Толщина	Ширина								
	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	-



Раскрой сечения бревна и сортименты: 1 – бревно; 2 – пластина; 3 – лежень; 4 – горбыль; 5 – четвертина; 6 – необрезная доска; 7 – полуобрезной обзолный брусок; 8 – полуобрезная доска; 9 – брусок; 10 – толстая обрезная доска; 11 – тонкая обрезная доска; 12 – брусок

Сортамент строительной фанеры марок ФСФ и ФК

(ГОСТ 3916-69 – фанера клееная)

Размеры листов, мм		
Длина	Ширина	Толщина
2440	1525	1,5; 2,0; 2,5
2440	1220	3,0
2135	1525	4,0
1830	1220	5,0
1525	1525	6; 7; 8; 9; 10; 12
1525	1220	6; 7; 8; 9; 10; 12
1525	725	6; 7; 8; 9; 10; 12
1220	1220	15; 18; 19
1220	725	15; 18; 19
1500	1220	5
1500	1550	7

Сортамент фанеры марки ФБС

(ГОСТ 1139-65 – фанера бакелизированная)

Размеры листов, мм		
Длина	Ширина	Толщина
5600	1200	7; 10; 12
4850	1200	14; 16
4400	1500	

Расчетные характеристики древесины

Страна	Порода, сорт или класс прочности		Расчетные характеристики [σ] или R древесины, хвойных пород при нормальных условиях эксплуатации, кг/см ²									
	Цельная	Клееная	Изгиб		Расслабление		Сжатие		Смятие местное	Смятие волокон	Сжатие волокон	Сдвигание волокон
			узких элементов	широких элементов	вдоль волокон	поперек волокон	вдоль волокон	поперек волокон				
Россия	1 2 3	Ель, сосна	140	150	100	-	140	18	30	24/18*		
			130	140	70	-	130	18	30	21/16*		
			85	100	-	3,5	160	18	30	21/16*		
Германия	1 2 3	Ель, сосна	-	150	-	3,0	150	18	30	21/15*		
			-	110	-	2,5	110	18	30	21/5*		
			130	100	105	0,5	110	25	20	9		
США	1 2	Сосна южная	168	110	85	2,0	110	30	25	9/12*		
			133	133	77	-	101	28	-	6,6		
			94,5	94,5	54	-	68	24	-	5,6		

* В числителе — местное сжатие, в знаменателе — при изгибе.

Прогибы консольных балок

Номер таблицы	Схема	Прогиб
1		$f_k = -\frac{l l_k M_k \gamma_n}{6EJ}$
2		$f_k = -\frac{q l^3 l_k \gamma_n}{24EJ}$
3		$f_k = \frac{q l_k^2 (4l + 3l_k) \gamma_n}{24EJ}$
4		$f_k = \frac{P l_k^2 (l + l_k) \gamma_n}{3EJ}$
5		$f_k = -\frac{P P l_k \gamma_n}{16EJ}$
6		$f_k = -\frac{P P l_k \gamma_n}{9EJ}$
7		$f_k = -\frac{P P l_k \gamma_n}{32EJ}$

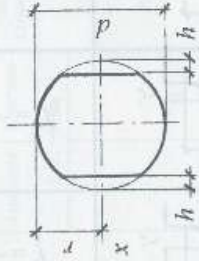
Величины $I_{ит}$ и $W_{ит}$ для поперечных сечений бревен опиленных

$$A = \pi d^2/4$$

$$J_{бр} = \pi d^4/64$$

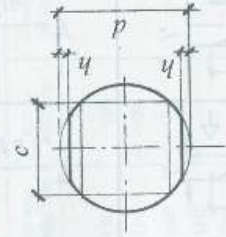
$$W_{бр} = \pi d^3/32$$

$$\text{при } h/d = 0,1465 \quad c = r\sqrt{2}$$



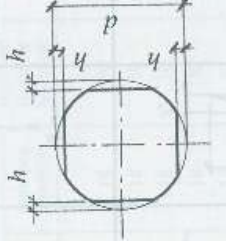
$$J_{ит} = J_{бр} K_1,$$

$$W_{ит} = J_{ит}/r$$



$$J_{ит} = J_{бр} K_2,$$

$$W_{ит} = J_{ит}/(r-h)$$



$$J_{ит} = J_{бр} K_3, \quad K_3 = K_1 + K_2 - 1,$$

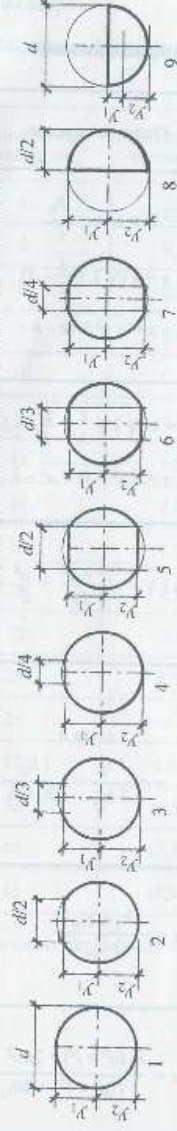
$$W_{ит} = J_{ит}/(r-h) \quad \text{при } h/d \leq 0,1465$$

Значения коэффициентов K_1 и K_2 в зависимости от h/d *

h/d	0,0	0,04	0,07	0,1	0,13	0,15	0,17	0,2	0,24	0,28	0,3	0,35	0,4	0,45	0,48	0,5
K_1	1,0	0,99	0,98	0,97	0,95	0,925	0,90	0,85	0,76	0,675	0,675	0,49	0,33	0,17	0,1	0,0
K_2	1,0	0,9	0,8	0,7	0,57	0,5	0,4	0,31	0,21	0,14	0,1	0,05	0,02	0,01	0,005	0,0

* При промежуточных значениях h/d коэффициенты K_1 и K_2 определяются по интерполяции.

Геометрические характеристики сечений, образованных из круглого леса



Площадь сечения $A = \kappa_1 d^2$. Расстояние от нейтральной оси до крайних волокон $Y_1 = \kappa_2 d$, $Y_2 = \kappa_3 d$. Моменты инерции $I_x = \kappa_4 d^4$, $I_y = \kappa_5 d^4$. Моменты сопротивления $W_x = \kappa_6 d^3$, $W_y = \kappa_7 d^3$. Статический момент полусечения относительно нейтральной оси $S = \kappa_8 d^3$. Ширина сечения по нейтральной оси $b = \kappa_9 d$.

κ_i	Виды сечения								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
κ_1	0,78540	0,7627	0,779	0,7827	0,7401	0,7796	0,780	0,3927	0,3927
κ_2	0,5	0,4467	0,4754	0,4857	0,4330	0,4713	0,4841	0,5	0,2122
κ_3	0,5	0,4863	0,4959	0,4983	0,4330	0,4713	0,4841	0,5	0,2878
κ_4	0,0491	0,0442	0,0476	0,0485	0,0395	0,0461	0,0479	0,0245	0,0069
κ_5	0,0491	0,0488	0,0491	0,0491	0,0485	0,0490	0,0491	0,0069	0,0245
κ_6	0,0982	0,0908	0,0960	0,0974	0,0912	0,0989	0,0989	0,0491	0,0238
κ_7	0,0982	0,0976	0,0981	0,0982	0,0970	0,0982	0,0982	0,0238	0,0491
κ_8	0,0833	0,0780	0,0818	0,0827	0,0729	0,0820	0,0820	0,0416	0,022
κ_9	1	0,9996	0,9997	1	1	1	1	0,5	0,906

Сечения с максимальными нормальными напряжениями

Некоторые схемы балок	Опасное сечение
<p>Клефанерные балки</p>	$i = \operatorname{tg} \alpha; \quad k = \frac{h_0}{i}$ $x = k \left(\sqrt{1 + \frac{l}{k}} - 1 \right)$ $x = \sqrt{k^2 + lk} - k$
	$x = k \left(\sqrt{1 + \frac{l}{k} - \frac{a^2}{k^2}} - 1 \right)$ $x = \sqrt{k^2 + lk + a^2} - k$
	$x = k \left(\sqrt{1 + \frac{l^2 + a^2}{lk} + \frac{a^2}{k^2}} - 1 \right)$
<p>Кледощатые балки</p>	$i = \operatorname{tg} \alpha$ $x = \frac{l h_0}{2 h_{cp}} = \frac{l h_0}{2 h_0 + l i}$
	$x = \frac{l h_0 + 2 a^2}{2 h_{cp}}$
	$x = \frac{h_0 (a^2 + l^2) + 2 l a^2}{i (a^2 + l^2) + 2 l h_0}$

Сортамент горячекатаных арматурных стержней периодического профиля (ГОСТ 5781-82*)

Номинальный диаметр, мм	Площадь сечения, см ²	Масса, кг/м	Выпускные диаметры		
			A-II	A-III	A-IV
6	0,28	0,22	-	+	-
7	0,39	0,30	-	+	-
8	0,50	0,39	-	+	-
9	0,60	0,50	-	+	-
10	0,79	0,62	+	+	+
12	1,13	0,89	+	+	+
14	1,54	1,21	+	+	+
16	2,01	1,58	+	+	+
18	2,55	2,00	+	+	+
20	3,14	2,40	+	+	+
22	3,8	2,98	+	+	+
25	4,91	3,85	+	+	+
28	6,1	4,83	+	+	+
32	8,04	6,31	+	+	+
36	10,18	7,99	+	+	+
40	12,50	9,87	+	+	+
45	15,90	12,50	+	+	+

Примечание: Знак + обозначает наличие сортамента.

Характеристики асбестоцементных листов

Вид листов	Размеры, мм				Шаг волн	Масса листа, кг	Плотность, кг/м ³	ГОСТ
	Длина	Ширина	Толщина	Высота				
Обыкновенный профиль	1200	686	5,5	28	115	9,8	1600	378-76
	2800	1000	8,0	50	167	50	1600	8423-75
Усиленный	2500	1125	7,5	54	200	-	1600	16233-77
	2000	-	6,0	-	-	-	-	-
Унифицированный	1750	-	-	-	-	-	-	-
Плоские листы (прессованные и непрессованные) длиной 2000...3600 мм (ГОСТ 18124-75* СТСЭВ 827-77)								
Ширина, мм					Плотность, кг/м ³			
1200...1500					Прессованных сортов А и Б-1800			
800...1500					Непрессованных сортов А-1700 Б-1600			

Сортамент и плотность теплоизоляционных материалов

Материал (марка)	Размеры, мм			Плотность, кг/м ³	ГОСТ
	Длина	Ширина	Толщина		
Плиты из минеральной ваты на синтетическом связующем					
50, 75	1000, 500	1000	60...100	50, 75	9573-82
125	1000, 500	1000	40...70	125	
175	1000, 500	1000	40...60	175	
200	1000, 500	1000	20...40	200	
300	900, 450	600	20...40	300	
300	1800, 900	1800	20...40	300	
300	1200	1800	20...40	300	
Плиты из минеральной ваты на битумном связующем					
75, 100	1000, 500	1000	50...100	50, 75	9573-82
75, 100	1500, 500	1000	50...100	125	
75, 100	2000, 500	1000	50...100	175	
150, 200	1000, 500	1000	50...100	75, 100	
150, 200	1500, 500	1000	150	150, 200	
250	1000, 500	1000	40...70	250	
Вата минеральная					
Тип А	-	-	-	80	4640-84
Типы Б, В	-	-	-	100	
Плиты из пенопласта подстирольного 1-й категории					
20, 25	900, 500	-	25, 30	20, 25	15588-70*
30, 40	2000, 1200	-	50, 100	30, 40	
Плиты из пенопласта на основе фенолформальдегидных смол					
50	600, 500	-	50, 60	50, 75	20916-75
75	3000, 1200	-	60, 80	100	
100	3000, 1200	-	100, 120	100	
100	3000, 1200	-	150	100	

Значения коэффициентов продольного изгиба ϕ в зависимости от гибкости λ по DIN1052

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04
10	1,04	1,04	1,05	1,05	1,06	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08
20	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11	1,11	1,12	1,13	1,13	1,14
30	1,15	1,16	1,17	1,18	1,19	1,20	1,21	1,22	1,24	1,25
40	1,26	1,27	1,29	1,30	1,32	1,33	1,35	1,36	1,38	1,40
50	1,42	1,44	1,46	1,48	1,50	1,52	1,54	1,56	1,58	1,60
60	1,62	1,64	1,67	1,69	1,72	1,74	1,77	1,80	1,82	1,85
70	1,88	1,91	1,94	1,97	2,00	2,03	2,06	2,10	2,13	2,16
80	2,20	2,23	2,27	2,31	2,35	2,38	2,42	2,46	2,50	2,54
90	2,58	2,62	2,66	2,70	2,74	2,78	2,82	2,87	2,91	2,95
100	3,00	3,06	3,12	3,18	3,24	3,31	3,37	3,44	3,50	3,57
110	3,63	3,70	3,76	3,83	3,90	3,97	4,04	4,11	4,18	4,25
120	4,32	4,39	4,46	4,54	4,61	4,68	4,76	4,84	4,92	4,99
130	5,07	5,15	5,23	5,31	5,39	5,47	5,55	5,63	5,71	5,80
140	5,88	5,96	6,05	6,13	6,22	6,31	6,39	6,48	6,57	6,66
150	6,75	6,84	6,93	7,02	7,11	7,21	7,30	7,39	7,49	7,58
160	7,68	7,78	7,87	7,97	8,07	8,17	8,27	8,37	8,47	8,57
170	8,67	8,77	8,88	8,98	9,08	9,19	9,29	9,40	9,51	9,61
180	9,72	9,83	9,94	10,05	10,16	10,27	10,38	10,49	10,60	10,72
190	10,83	10,94	11,06	11,17	11,29	11,41	11,52	11,64	11,76	11,88
200	12,00	12,12	12,24	12,36	12,48	12,61	12,73	12,85	12,98	13,10

Лакокрасочные материалы и мастики для защиты деревянных конструкций

Название, марка	ГОСТ, ТУ	Группа защитных свойств
Пентафтальсовые; лак ПФ-170 эмаль ПФ-115	ГОСТ 15907-70* ГОСТ 6465-76*	1, 2** 1, 2, 6**
Перхлорвиниловые; лак ХВ-784 эмаль ХВ-110 эмаль ХВ-1100	ГОСТ 7313-75* ГОСТ 18374-79* ГОСТ 6993-79*	1, 2, 6** 2, 5*** 2, 5***
Масляно-смоляные; лак ПФ-283 ГФ-166	ГОСТ 5470-75 ГОСТ 5470-75*	2** 1, 2, 4**
Уретановые; лак УР-293 эмаль УР-49	ТУ 6-10-1462-74 ТУ 6-10-1421-76	1, 2, 5, 6** 2, 3, 5***
Уретаново-алкидная эмаль УРФ-1128	ТУ 6-10-1421-76	2, 6***
Органосиликатная композиция ОС-12-01, ОС-12-03	ТУ 84-725-78	2, 6***
Алкидинокарамидная эмаль М4-181	ТУ 7-10-720-74	2***
Тиokolовые; мастики УТ-32	ГОСТ 13489-79* ТУ 38-105462-72	2, 5*** 2, 5***
Состав на основе эпоксидных смол К-153 или К-115	ТУ 6-05-1584-77 ТУ 6-05-1251-75	2, 5***
Состав на основе эпоксидной шпаклевки ЭП-0010	ГОСТ 10247-76*	2, 5***

** Состав прозрачный.
*** Состав укрывистый.

Болты и тяжи для болтов с шестигранными головками (ГОСТ 7798-70*)

Диаметр, мм	Сечение, см ²		Масса, кг			Квадратные шайбы для болтов			
	d_0	$F_{гр}$	1 м болта	отной гайки		рабочих		слезных	
				шести-гранной	квадратной	Размеры, мм	Масса, кг		Размеры, мм
6	4,701	0,283	0,22	0,004	0,04	30×30×3	0,01	-	-
8	6,377	0,505	0,39	0,008	0,07	40×40×4	0,048	-	-
10	8,051	0,785	0,62	0,014	0,014	50×50×5	0,095	-	-
12	9,727	1,13	0,89	0,020	0,021	60×60×6	0,164	45×45×4	0,06
16	13,40	2,01	1,58	0,052	0,053	80×80×8	0,386	55×55×4	0,088
20	16,75	3,14	2,47	0,093	0,045	100×100×10	0,760	70×70×5	0,18
24	20,10	4,521	3,55	0,141	0,144	120×120×12	1,314	90×90×7	0,42
27	23,10	5,722	4,49	0,182	0,187	140×140×14	2,091	100×100×8	0,591
30	25,45	7,065	5,55	0,291	0,297	160×160×15	2,930	-	-
36	30,80	10,17	7,99	0,496	0,506	190×190×18	4,957	-	-
42	36,15	13,84	10,88	0,814	0,831	220×220×20	7,381	-	-
48	41,50	18,09	14,21	1,244	1,373	260×260×24	12,39	-	-

Нормальный сортамент гладких кольцевых шпонок

Внутренний диаметр кольца $d_{кр}$, см	Ширина кольца $b_{шп}$, см	Толщина кольца $b_{кр}$, см	Диаметр болта, см	Сторона шайбы, см	Толщина шайбы, см
22	4,5	0,5	1,9	7,0	0,5
22	4,0	0,5	1,9	7,0	0,5
20	4,0	0,5	1,9	7,0	0,5
20	3,5	0,4	1,9	7,0	0,5
18	3,5	0,4	1,6	6,0	0,4
18	3,0	0,35	1,6	6,0	0,4
16	3,0	0,35	1,6	6,0	0,4
16	2,5	0,3	1,6	6,0	0,4
14	2,5	0,3	1,6	6,0	0,4
12	2,5	0,3	1,6	6,0	0,4
10	2,0	0,3	1,2	5,0	0,4

Сортамент фанерных труб массового изготовления марок Ф-1 и Ф-2 по ГОСТ 7017-76 [21]

Диаметр внутренний $d_{вн}$, мм	50	100	150	200	250	300
Диаметр внешний $d_{вн}$, мм	63	116	172	222	276	326
Толщина стенок* δ , мм	6,5	8,0	11,0	11,0	13,0	13,0
Масса 1 пог. м длины при влажности трубы 15 %, кг	1,0	2,2	4,5	5,8	8,6	10,2
Длина труб, м	3,5...7,0					

* Толщина стенок по заказу может быть увеличена [26, 44, 46]

Расчетные сопротивления фанерных труб [26, 46]

Марка труб	Внутренний диаметр $d_{гр}$, см	Расчетные сопротивления R , МПа		
		растяжению	сжатию	изгибу
Ф-1	5-15	25	25	20
	20-30	25	25	15
Ф-2	5-15	20	20	15
	20-30	15	15	10

Модули упругости (средние) фанерных труб

Марка труб	Внутренний диаметр $d_{гр}$, см	Кратковременный модуль упругости $E_{гр}$, МПа	Коэффициент длительности
Ф-1	5-15	13500	0,6
	20-30	12200	
Ф-2	5-15	10300	
	20-30	10100	

Характер разрушения КДК при испытаниях и эксплуатации

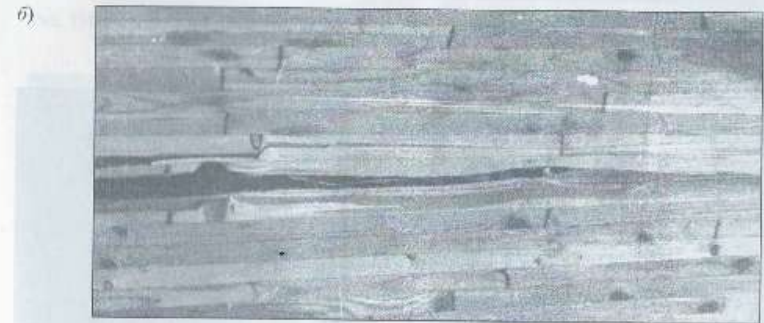
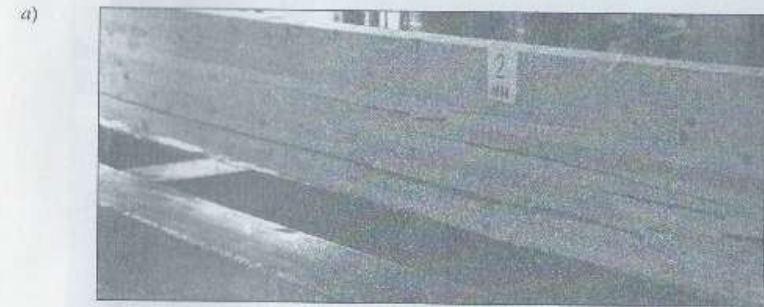


Рис. П1. Место и характер разрушения прямолинейных балок постоянной высоты при испытаниях: а – общий вид разрушения с возникновением семейства трещин; б – трещины, проходящие преимущественно по древесине; в – развитие магистральной трещины с переходом от слоя к слою

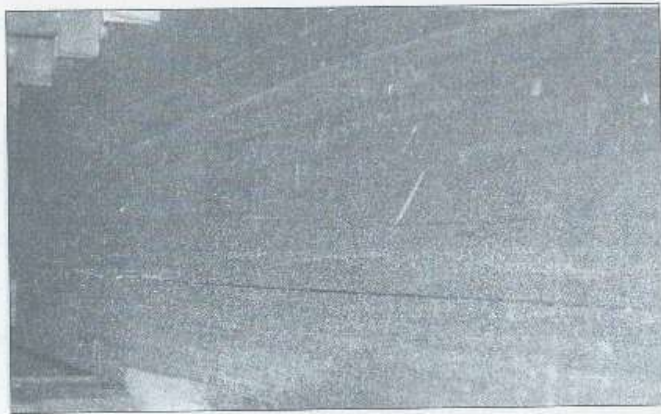


Рис. П2. Грешины в эксплуатируемой балке пролетом 24 м

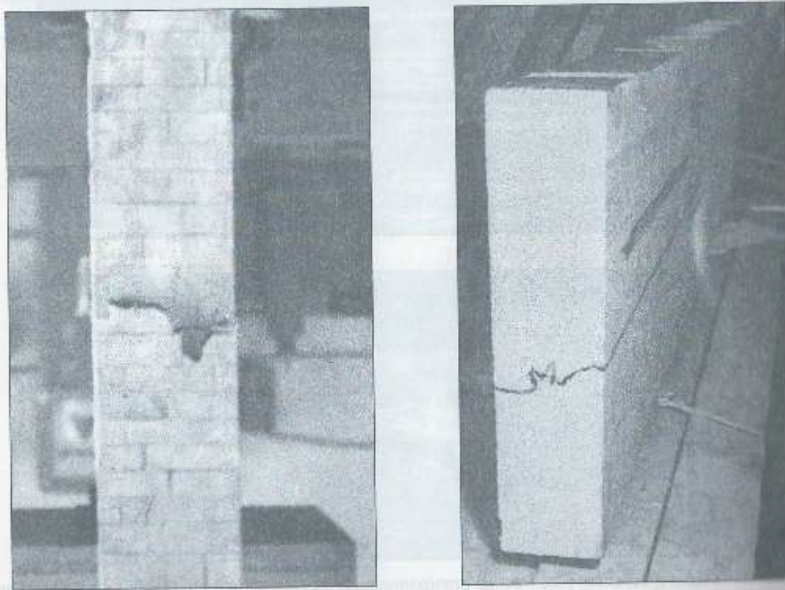


Рис. П3. По результатам испытания клеюшчатых балок. Варианты профиля и местоположения трещин



Рис. П4. Варианты отрыва (раскрытия трещин) в нижней части свободных торцов клеюшчатых балок



Рис. П5. Характер разрушения двускатных балок; а – фрагмент пропорной зоны; б – сдвиги на торце балки по магистральным трещинам

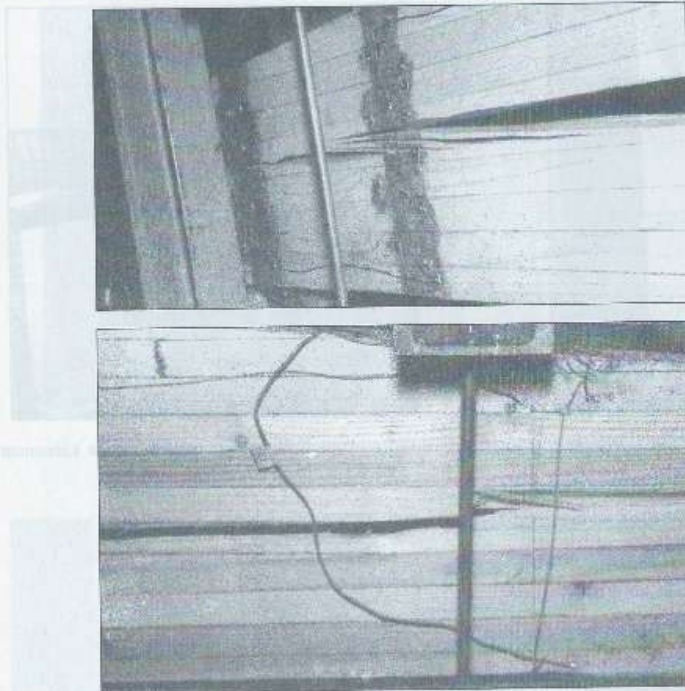


Рис. П6. Характер магистральных трещин в двускатных балках

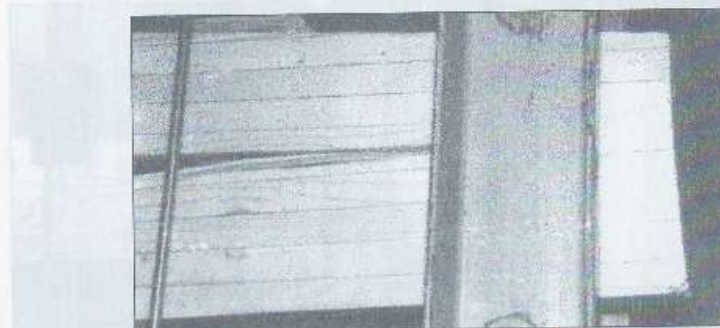


Рис. П17. Отсутствие сдвиговых деформаций в балках при ограничении их прогиба после разрушения

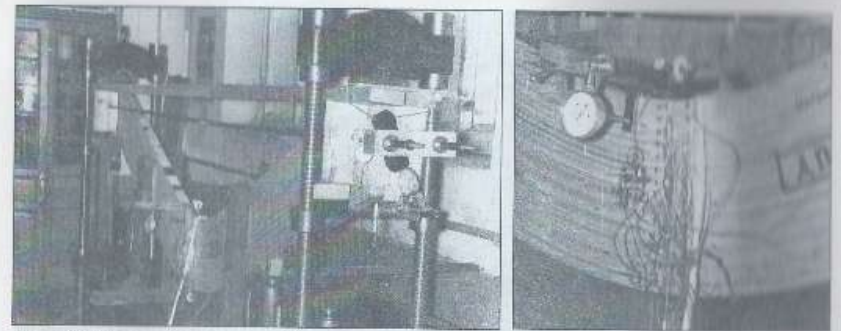


Рис. П8. Испытание гнуто-клеёных балок на семиптемшальном прессе ЛИСИ. Общий вид и фрагмент



Рис. П9. Места возникновения трещин при испытаниях гнуто-клеёных балок: а – зона перегиба испытываемой балки; б – фрагмент с опиленной до первичной трещины частью растянутой зоны

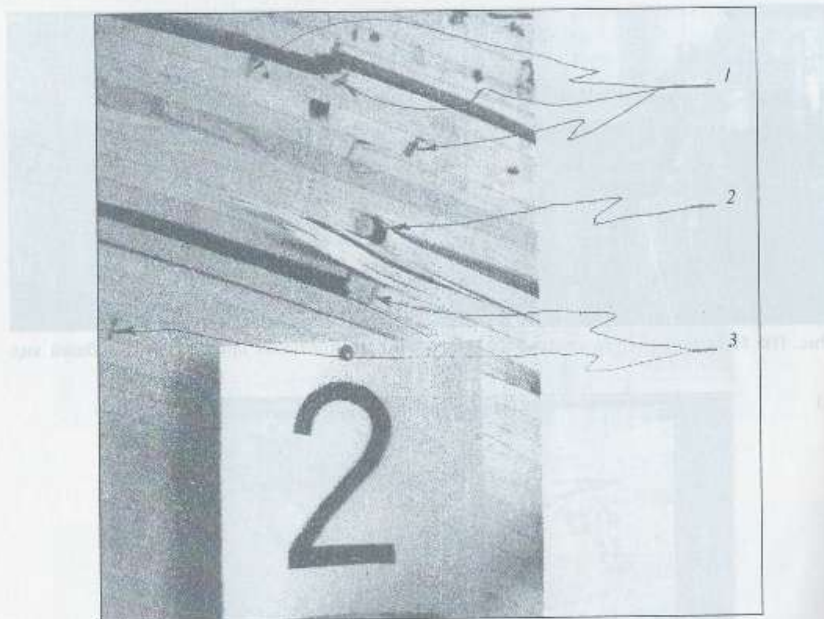


Рис. П10. Трещины в растянутой зоне клеено-клеяных рам (ДГР)

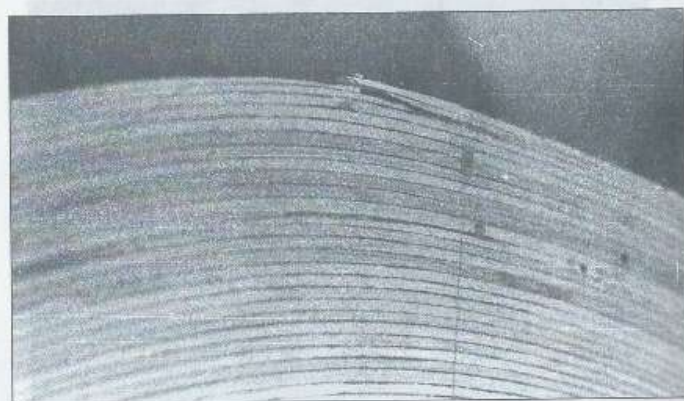


Рис. П11. Разрушение ДГР в области закругления с первичным разрывом краевых растянутых волокон под незначительным углом

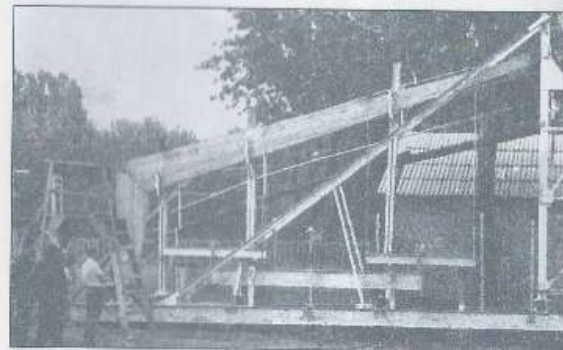


Рис. П12. Рамы РДП и ДГРП на испытательном стенде Вагупинского ДОЗа

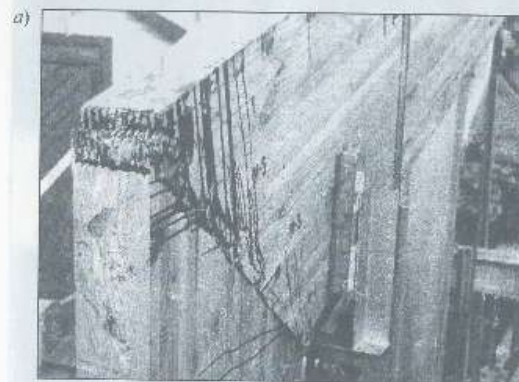


Рис. П13. Характер разрушения рам РДП в растянутой зоне карнизного узла: а – разрыв зубчатого соединения и возникновение трещин; б – магистральная трещина в стойке



Рис. П14. Характер разрушения ДГРП-18. Разрыв слоев растянутой кромки с правой (а) и левой (б) стороны стоечно-карнизного блока

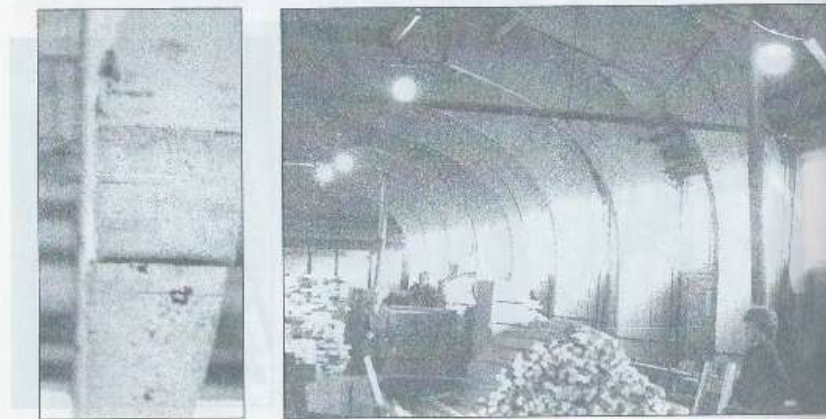


Рис. П15. Место и характер дефектов ДГР с уступом в ригеле при эксплуатационных нагрузках

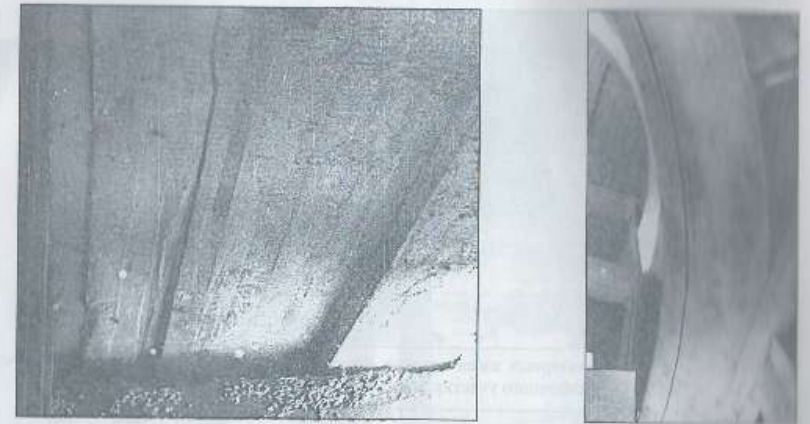


Рис. П16. Фрагменты с трещинами, проходящими в ДГР от уступа в ригеле до опоры

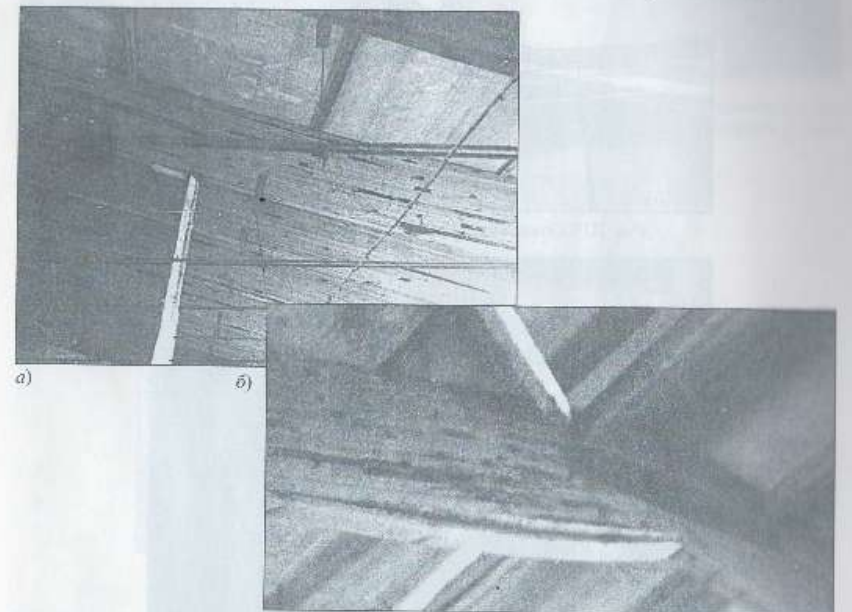


Рис. П17. Предварийное состояние металлодеревянных арок типа МДА в эксплуатационных условиях: а – прогнувшиеся на 145 мм клеёные блоки с мажорными трещинами; б – отрыв нижней доски в зоне шарнирного узла арки

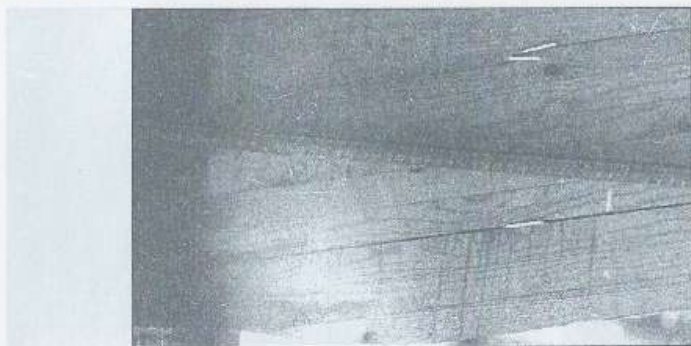


Рис. П118. Трещины в приопорных зонах клееных блоков МДА (отмечены спичками) при выходе скопленного участка за пределы опорной площадки

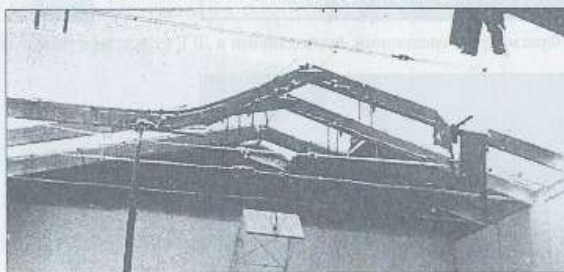


Рис. П119. Отказ металлодеревянных арок типа МДА

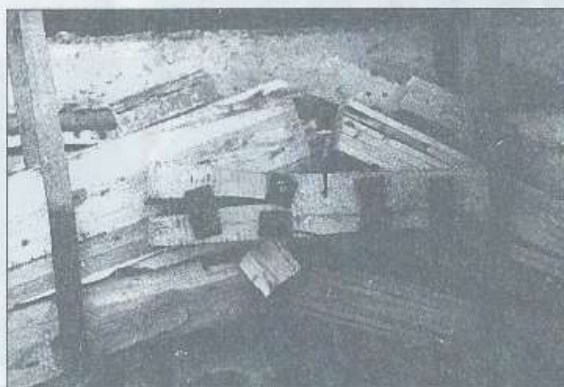


Рис. П120. Разрушение прямолинейных клееных блоков при испытаниях металлодеревянных арок типа МДА

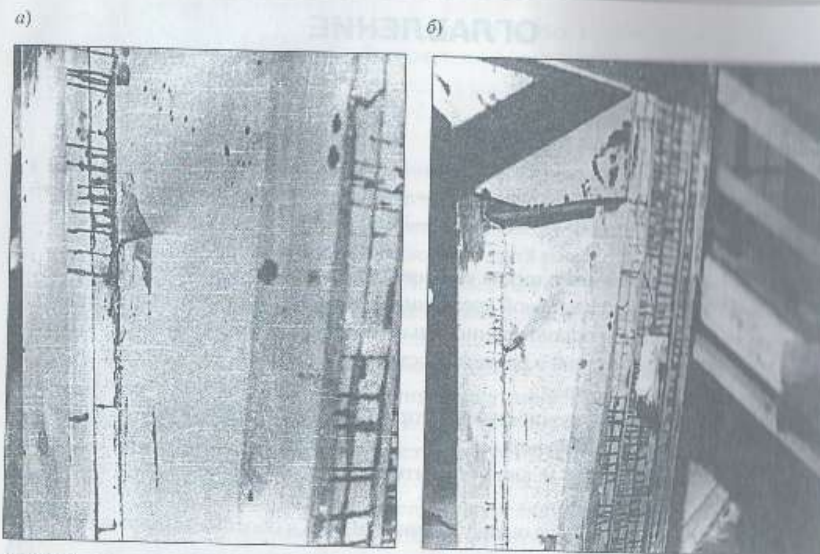


Рис. П121. Развитие складки в фанерной стенке стойки рамы КФР-18г-1: а – начальная стадия образования складки и волны в стенке; б – окончательный характер разрушения фанерной стенки в стойке рамы

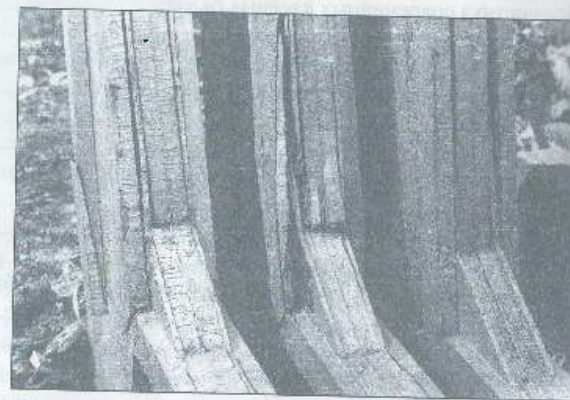


Рис. П122. Разрушение жестких узлов клеифанерных рам с болтами

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Введение	4
Раздел I. Проектирование плоских сплошных безраспорных конструкций	8
Глава 1. Особенности клеёной древесины и фанеры как конструктивных материалов и основы рационального проектирования КДК	8
1.1. Краткие сведения о расчетных схемах анизотропии механических свойств древесины	9
1.2. Анизотропия прочностных и упругих свойств клееной древесины и строительной фанеры	13
1.3. Краткий обзор и анализ критериев прочности анизотропных материалов	20
1.4. Новые воззрения на оценку прочности КДК и обоснование рабочего критерия	25
1.5. Общие положения и принципы конструирования	36
Глава 2. Основные сведения о клеёных балках	39
2.1. Характеристика современных клеёных балок	39
2.2. Классификация балок	41
2.3. Перспективы развития балок из клеёной древесины и фанеры	43
Глава 3. Проектирование прямолинейных клеёнощитых балок	47
3.1. Конструирование и расчет	47
3.2. Примеры расчета	56
Глава 4. Конструирование и расчет клеёнощитых балок с криволинейными участками	72
4.1. Особенности напряжённого состояния	72
4.2. Особенности расчета	74
4.3. Основные положения и особенности проектирования балок по DIN 1052	79
4.4. Примеры расчета	84
Глава 5. Проектирование клеёфанерных балок	97
5.1. Особенности конструкций	97
5.2. Основы конструирования и расчета балок с прямолинейными поясами	99
5.3. Особенности проектирования криволинейных участков	101
5.4. Примеры расчета	103

Глава 6. Проектирование основных стоек каркасных зданий	113
6.1. Основные виды стоек и их расчет	113
6.2. Примеры проектирования	116
Рекомендуемая литература к разделу I	133
Раздел II. Проектирование плоских сплошных распорных конструкций	137
Глава 7. Деревянные рамы и их классификация	141
7.1. Общая характеристика и особенности конструкций	141
7.2. Краткие сведения о развитии конструкций рам	142
7.3. Классификация современных клеёных рам	146
Глава 8. Клеёнощитые рамы из прямолинейных элементов	148
8.1. Рамы с подкосами	148
8.2. Рамы с жесткими узлами в компактном сборном исполнении	151
8.3. Рамы с цельноклеёными карнизными узлами	157
8.4. Конструкции шарнирных узлов	161
8.5. Возможность и целесообразность конструирования безметаллических рам	165
8.6. Определение усилий в рамах	167
8.6.1. Рекомендации к статическому расчету	167
8.6.2. Алгоритм расчета рам по деформированной схеме	167
8.7. Оценка несущей способности прямолинейных элементов рам	176
8.8. Расчет узлов рам	183
8.9. Примеры проектирования	197
Глава 9. Клеёнощитые рамы с криволинейными участками	235
9.1. Особенности конструкций	235
9.2. Особенности расчета рам с криволинейными участками	236
9.3. Примеры проектирования	240
Глава 10. Клеёфанерные рамы	251
10.1. Основные сведения	251
10.2. Особенности расчета	260
10.3. Примеры проектирования	265
Глава 11. Арки	286
11.1. Виды арок и их классификация	286
11.2. Геометрия арок	288
11.3. О рациональном очертании оси арок	295
Глава 12. Конструкция и расчет арок	298
12.1. Конструкции арок	298
12.2. Расчет гибких арок	299
12.3. Особенности расчета и конструирования арок из прямолинейных элементов	302
12.4. Конструкции и расчет узлов арок	305

12.5. Особенности расчета жестких арок.....	311
12.6. Примеры проектирования.....	313
Глава 13. Возможности проектирования арок без применения металла.....	341
13.1. Деревянные конструкции в агрессивных средах.....	341
13.2. Вариант узлов арки с применением полимерных материалов.....	342
Рекомендуемая литература к разделу II.....	352
Раздел III. Проектирование плоских сквозных безраспорных конструкций.....	357
Глава 14. Основные формы сквозных конструкций балочного типа.....	359
14.1. Общая характеристика и классификация ферм.....	359
14.2. Краткие сведения о развитии деревянных ферм.....	365
14.3. Основные положения проектирования ферм.....	367
14.4. Определение деформаций ферм с учетом податливости соединений.....	370
Глава 15. Фермы из цельной древесины.....	373
15.1. Фермы на врубках.....	373
15.2. Фермы с верхним поясом из балок В. С. Деревягина.....	378
15.3. Особенности дощато-гвоздевых сегментных ферм.....	382
15.4. Особенности конструкции ферм на гладко-кольцевых шпонках.....	388
15.5. Примеры проектирования.....	393
Глава 16. Особенности ферм с применением клеёной древесины, стали и полимерных материалов.....	430
16.1. Крупнопанельные фермы с применением клеёной древесины, стали и пластмасс.....	430
16.2. Фермы из фанерных профилей.....	440
16.3. Примеры проектирования.....	445
Рекомендуемая литература к разделу III.....	500
Заключение.....	503
Приложения.....	505

Для записей

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Учебное пособие

Под редакцией Е.В. Сапожника

Рецензенты:
 доктор технических наук
 профессор В.А. Киселев
 доктор технических наук
 профессор Н.В. Шендерович

Издательство «Специальное»
 141250, Московская область, г. Истринский район, с/пос. Давыдовское, д. 11
 Тел./факс: 4999(41250)-81-4999, 4999(41250)-81-4998
 e-mail: info@spetsialnoe.ru
 www.spetsialnoe.ru

Учебное издание

Серов Евгений Николаевич

Санников Юлий Дмитриевич

Серов Александр Евгеньевич

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Учебное пособие

Под редакцией Е.Н. Серова

Редактор *В. А. Преснова*

Корректор *А. Г. Давров*

Компьютерная верстка *Н. И. Печуконис*

Подписано к печати 01.06.2015. Формат 70×100 1/16. Бум. офсетная.
Усл. печ. л. 33,5. Тираж 300 экз. Заказ № 4233

ООО «Издательство АСВ»
129337, Москва, Ярославское шоссе, 26, отдел реализации - оф. 511
тел., факс: (499)183-56-83, e-mail: iasv@iasv.ru, <http://www.iasv.ru/>

Отпечатано способом ролевой струйной печати
в АО «Первая Образцовая типография»
Филиал «Чеховский Печатный Двор»
142300, Московская область, г. Чехов, ул. Полиграфистов, д. 1
Сайт: www.chpd.ru, E-mail: sales@chpd.ru, т. 8(499)270-73-59