

$$\sigma_{0n} = \sigma_{02} = M(r_2 - r_0) / Fy_0 r_2 \leq R_n m_{0n} m_{ск} m_{в} m_{тн} / \gamma_n \quad (4.8)$$

где r_1 и r_2 радиусы кривизны внутренней и наружной кромок поперечного сечения кривого бруса.

Учитывая большой градиент σ_0 от внутренней кромки и высокое поддерживающее влияние менее напряженных волокон, аналогичное малым образцам, в формуле (4.7) коэффициент $m_{с}$ можно не применять.

Подход удобен и при расчете на радиальные нормальные напряжения. На уровне любого волокна

$$\sigma_n = [\ln(r_1 / r_2) + r_0(r_1 - r_2) / r_1 r_2] M / Fy_0 \quad (4.9)$$

При оценке по максимальным $\sigma_{тmax}$

$$\sigma_{тmax} = (M / Fy_0) [r_0 / r_1 - \ln(r_0 / r_1) - 1] \leq R_{p90} m_{в} m_{сл} m_{2н} / \gamma_n \quad (4.10)$$

Влияние анизотропии древесины на перераспределение напряжений в кривом клееном брусе при $\rho \leq 5$ может быть определено по графикам, приведенным в [40, 41]. При наличии сосредоточенных сил P на криволинейном участке целесообразно оценить плоское напряженное состояние по методике, изложенной в п. 3.1.

В варианте восприятия растягивающих напряжений, выходящих в запредельное состояние ($\sigma_a / R_a > 1$), арматурой также используется метод расчета, изложенный в п. 3.1. При этом в формулу (3.15) должно быть введено соотношение $E_s / E_{с0}$ взамен отношения E_s / E_{45} , а величина C_s заменяется горизонтальной проекцией дуги криволинейного участка, очерченной по его геометрической оси. C_s приблизительно можно принять равной l_1 . Тогда (3.15) приобретает вид

$$N_s = 5(\sigma_1 - 0,8R_{p90}) bh^2 / l_1 \quad (4.11)$$

В большинстве случаев (особенно в балках) главными напряжениями в окрестностях нейтрального слоя кривого бруса практические являются σ_r . Поэтому армирование здесь целесообразно выполнять вдоль радиусов кривизны в каждом поперечном сечении (веерообразно). Остальные рекомендации, изложенные в п. 3.1, справедливы для приближенного расчета дощато-клеёных балок с криволинейными участками.

Проверка гнуто-клеёных балок по второму предельному состоянию выполняется также по методике прямолинейных, однако зрительное восприятие прогиба отсутствует. Поэтому предельный прогиб здесь может быть увеличен до $1 / 200$ пролета, как для балок со строительным подъемом [11, см. прим. 2 к табл. 15].

Важнее ограничить не столько вертикальные перемещения, сколько горизонтальные Δl на опорах, которые выполняются подвижными. Однако это требование в нормах в настоящее время отсутствует, но оно необходимо, так как связано с ограничением прогибов.

В пособии [12] приведено ограничение $\Delta l \leq 4$ см.

Горизонтальное смещение балки на опоре

$$\Delta l = 4fH / l \leq 4 \text{ см}, \quad (4.12)$$

где f — прогиб балки; l и H — пролет и подъемность балки (рис. 4.2)

Подъемность балки определяется по формуле

$$H = 0,5l \operatorname{tg} \gamma - r(1 / \cos \gamma - 1) \quad (4.13)$$

Приближенно Δl можно определить по формуле

$$\Delta l = f 2 \operatorname{tg} \gamma \quad (4.14)$$

При необходимости спрямления ската в зоне закругления высота надстройки по биссектрисе угла 2γ определяется через радиус кривизны наружной кромки (см. рис. 4.2):

$$\Delta h = r_2(1 / \cos \gamma - 1) \quad (4.15)$$

Возможно наклеивание дополнительных слоев в заводских условиях с последующей опиловкой по скату. Но это существенно усложняет технологию склеивания балки и на отечественных заводах обычно не выполняется. Такое конструктивное решение обеспечивает локальное (и плавное) увеличение высоты поперечных сечений наиболее напряженного участка. При согласовании вопроса с заводом-изготовителем вариант заслуживает внимания еще и по соображениям эстетического восприятия балки. При расчете балок переменной высоты, кроме обычно задаваемого уклона кровли (i_2), определяется уклон оси i_n нижней кромки конструкции i_n . Для определения расчетного сечения $\sigma_{лmax}$ высота в середине пролета балки $h_{ср}^*$ получается путем продолжения прямых линий по верхней и нижней кромкам до биссектрисы центрального угла (2γ) $h_{ср}^* = h_{0n} + 0,5l'$. Причем γ_1 , γ_2 и γ — соответственно углы наклона к горизонту нижней и верхней кромок и геометрической оси балки, а i^* — уклон верхней кромки относительно нижней.

Координата X находится по формулам (3.3) или (3.4). При этом, если расчетное сечение окажется в пределах прямолинейной зоны, краевые напряжения определяются по формуле (3.2). Если X захватывает криволинейную зону, то напряженное состояние оценивается по формулам кривых брусков (4.5)–(4.10). При перемене высоты балки и в криволинейной зоне (с верхней кромкой, очерченной по ломаной прямой) уточняется высота h_x из-за кривизны нижней кромки.

$$h_x = h_{ср}^{**} - r_1 [\cos(\gamma_2 - \gamma_x) / \cos \gamma_2 - 1]; \quad (4.16)$$

$$h_{ср}^{**} = h_{ср}^* + r_1(1 / \cos \gamma_1 - 1); \quad (4.17)$$

$$\gamma_x = \arcsin [(0,5l - x) / \cos \gamma_2]. \quad (4.18)$$

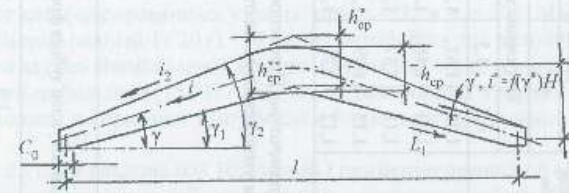


Рис. 4.2. Основные геометрические параметры очертаия балки переменной высоты с криволинейным участком

Таблица 4.1

Коэффициенты условий работы зубчато-шипового соединения при склеивании вдоль волокон древесины в зависимости от основных параметров зубьев

Уклон зуба	K _{дш}			Угол α _н , град	K _ш			Угол α _с , град	K _с				
	Длина зуба, мм		Заглубление зуба, мм		Длина зуба, мм		Заглубление зуба, мм		Длина зуба, мм				
	50	32			50	32			50	32			
	0,5	1,5	0,5	0,5	1,5	0,5	1,5	0,5	1,5	0,5	1,5		
1:8	1,33	1,67	1,49	1,75	82,90	0,0300	0,0375	0,0413	0,0450	0,731	0,809	0,860	0,980
1:10	1,23	1,48	1,35	1,59	84,30	0,0225	0,0281	0,300	0,0341	8,5	0,830	0,900	0,960
1:12	1,18	1,37	1,30	1,52	85,24	0,0187	0,0225	0,0225	0,0262	7,8	0,908	0,973	1,030
1:14	1,15	1,29	1,26	1,48	85,92	0,0157	0,0187	0,0172	0,0202	7,2	0,945	1,020	1,080
1:16	1,12	1,26	1,22	1,45	86,43	0,0135	0,0157	0,0150	0,0169	6,8	0,980	1,045	1,120

Примечание. При непосредственном сопряжении элементов под углом α' расчетные сопротивления в (4.19) корректируются путем умножения их на отношение R_α / R₀. Причем R_α определяется по (1.27).

Таблица 4.2

Переходные углы α_{сг} от нормального стыка к наклонному

Исходный уклон зубьев фрезы	Получаемые уклоны при α _{сг} град		
	1:10	1:12	1:14
1:8	25	40	53
1:10	0	33	43
1:12	-	0	28

Оценка прочности зубчато-шиповых стыков между прямолинейными и криволинейными блоками может быть выполнена приближенно. Как показали исследования [58, 59], в соответствии с возможным характером разрушения этого клеевого соединения целесообразна проверка трех условий:

- а) по максимальным нормальным напряжениям в зоне заглубления зубчатых шипов (4.19);
- б) на отрыв по плоскостям склеивания (4.19');
- в) по приведенным напряжениям, действующим под углом к волокнам α (4.19'').

На основании [58, 59] предлагаются приближенные формулы с использованием эмпирических коэффициентов (до разработки более точных расчетов):

$$\sigma_x K_{ош} \leq R_p m_i / \gamma_n; \quad (4.19)$$

$$\sigma_x K_{ш} \leq R_{рш} m_i / \gamma_n; \quad (4.19')$$

$$\sigma_x K_{н} \leq R_{пн} m_i / \gamma_n; \quad (4.19'')$$

где σ_x – нормальные растягивающие напряжения; K_{ош} – коэффициент условий работы сечения, проходящего по остриям шипов соединения; K_ш – коэффициент, учитывающий напряженное состояние клеевых швов в стыке; K_н – коэффициент, учитывающий величину и направление приведенных напряжений, действующих под углом α к волокнам древесины; α_ш – угол между нормалью к шву и направлением волокон древесины.

Коэффициенты условий работы и соответствующие углы определяются по табл. 4.1.

Если ослабление поперечного сечения соединением на зубчатый шип с традиционными параметрами окажется недопустимым, рекомендуется выполнять стык «на скос». Этим достигается уменьшение уклона зубчатых шипов без замены режущего инструмента, увеличивается площадь клеевых швов и несущая способность стыка в целом. Требуемый угол наклона линии стыка α_{сг} от нормали к кромке блока определяется по табл. 4.2.

4.3. Основные положения и особенности проектирования балок по DIN 1052

При разработке покрытия с использованием клееных деревянных балок обычно принимают два фиксированных уклона: при α = 3° и α = 10°. Малый уклон при α = 3°, примерно равный 1/20 (1/19,1), проектируется для рулонной кровли. При назначении двухслойной толевой крыши нагрузка на 1 м ее площади принимается даже несколько большей (150 Н/м²), чем в трехслойных кровлях по нашим нормам. Возможно, в Германии выпускается более толстый рулонный кровельный материал.

Крыша с углом наклона α = 10°: уклон i примерно равен 1/6 (i = 1/5,7), проектируется под кровлю из асбестоцементных волнистых листов. Нагрузка от них принимается равной 200 Н/м², что сопоставимо с нагрузкой от отечественного

шифера усиленного профиля. Наши нормы при проектировании покрытий с кровлей из асбестоцементных волнистых листов регламентируют более жесткое ограничение уклона ($i \geq 1/4$). Объясняется это возможностью протечек (при меньших уклонах) от задувания воды в щель ветром. Возможно, это объясняется менее плотным прилеганием волн смежных листов.

Собственный вес ригеля каркасных зданий (балок ферм) принимается с учетом устройства связей жесткости, а также нагрузок от спринклерных установок.

Формулы для предварительного назначения нагрузки от собственной массы балок из имеющихся источников найти не удалось. При определении распределенной по соответствующей грузовой площади нагрузки от балки по нашим нормам используется формула (3.1).

По DIN при уклонах кровли $\alpha = 3^\circ$ снеговая нагрузка S_0 принимается без изменений. При уклонах $\alpha = 10^\circ$ величина S_0 корректируется в S по формуле

$$S = S_0 \left\{ 1,24 - 0,6 \left[1 - \frac{S_0}{(q_{\text{пост}} / \cos \alpha + S)} \right] \right\}. \quad (4.20)$$

Например, при $S_0 = 750 \text{ Н/м}^2$, $q_{\text{пост}}^{\text{н}} = 450 \text{ Н/м}^2$.

$$S = 750 \left\{ 1,24 - 0,6 \left[1 - \frac{750}{(450 / \cos 10^\circ + 750)} \right] \right\} = 760 \text{ Н/м}^2.$$

При сборе нагрузок оценивается величина вертикальной составляющей давления ветра. Если она меньше 1% суммарной нагрузки, то по DIN 1052 рассматривается только основное сочетание $H_q = (q + S)$ – постоянная и временная снеговая нагрузки ($q_{\text{пост}} + q_{\text{ст}}$).

Вертикальная составляющая от ветра определяется по формуле

$$W_g = [(1,2 \sin \alpha - 0,4) + 0,4] q_v. \quad (4.21)$$

(Например, при уклоне $\alpha = 10^\circ$ $W_g = [(1,2 \cdot \sin 10^\circ - 0,4) + 0,4] \cdot 500 = +100 \text{ Н/м}^2$.)

При назначении пролета ригеля принимают расстояние между внешними краями опор.

В двускатных балках переменной высоты наибольшие нормальные напряжения действуют на расстоянии x от опоры:

$$X = h_0 l / 2h_m, \quad (4.22)$$

где h_0 – высота балки в опорной части; h_m – высота балки в середине пролета.

Минимальная ширина балки b определяется устойчивостью из плоскости изгиба (на опрокидывание), т.е. зависит от расстояния узловых точек закрепления. По DIN 1052 [77, ч. 1] допустимое расстояние a составляет

$$a = \frac{6b^2 \pi}{2,5h\sigma_v} \cdot \sqrt{\frac{EG}{12}} \cdot \sqrt{\frac{\eta}{1 - (b/h)^2}}, \quad (4.23)$$

$$\text{где } \eta = \frac{1}{3} [1 - 0,63(b/h) + 0,052(b/h)^2]. \quad (4.24)$$

При малых уклонах крыши высота опорного поперечного сечения балок зависит от высоты наиболее напряженного поперечного сечения в пролете и обычно имеет заметный запас прочности. При больших уклонах высота h_0 определяется допустимым напряжением клеёной древесины на сдвиг (скальвание) $[\tau] = 1,2 \text{ МПа}$. В этом случае необходимая высота балки в опорной части составляет

$$h_0 = A / 8b, \quad (4.25)$$

где A – максимальная опорная реакция.

Гнуто-клеёные балки имеют уклоны и верхней, и нижней кромок, а в средней части – криволинейный участок. В этой зоне возникают нормальные напряжения, растягивающие древесину поперек волокон. Обычно определяют только максимальные их значения, которые не должны превышать допустимые напряжения $\sigma_{z\perp}$.

$$\sigma_{z\perp} = \frac{Mh}{W4R} \leq 0,25 \text{ МПа}. \quad (4.26)$$

В одних публикациях дается единое допустимое напряжение $\sigma_{z\perp} = 0,25 \text{ МПа}$, в других – в соответствии с классом качества оно изменяется, в частности, до 0,2 МПа. Идея единого расчетного сопротивления для древесины различных сортов высказывалась и в наших публикациях [46, 60]. Она обусловлена тем, что у древесины высоких сортов растяжение ориентировано в подавляющих точках сечения практически поперек волокон. С понижением сортности и соответственно увеличением количества сучков, косослоя и т. д. поперечное воздействие приводит к растяжению под углом к волокнам. Иными словами, понижение сортности сопряжено с уменьшением механических характеристик материала вдоль волокон, но даже с некоторым увеличением в поперечном направлении. Следовательно, и степень анизотропии несколько меняется.

Указанное в (4.26) ограничение существенным образом влияет на величину радиуса кривизны участка. Оценка прочности кривого бруса из клеёной древесины чаще всего является определяющей, так как весьма сложно повысить указанную характеристику древесины искусственным способом.

Исходя из допустимого напряжения вдоль волокон, назначают радиус кривизны внутренней кромки балки $r_{\text{min}} = r_1$. При $\sigma_v = 14 \text{ МПа}$ $r = 14h$, где h – высота балки в криволинейной зоне. В отечественной технической литературе (и частично нормативной) содержатся примеры передачи опасных $\sigma_{z\perp}$ вклеенными арматурными стержнями. Методика определения величины растяжения окончательно не сформировалась.

С учетом вепарушенности балок с криволинейными участками расчетный относительный прогиб под общей нагрузкой допускается до 1/200 пролета. При увеличенных (более высоких) снеговых нагрузках проверяется прогиб только от временной нагрузки. Он может составлять не более 1/300.

Прогиб определяется, учитывая деформации сдвига по формуле

$$F = \max f_M - \max f_s, \quad (4.27)$$

где f_M – прогиб балки от действия изгибающего момента; f_s – от поперечной силы;

$$\max f_M = \frac{5ql^4}{384EI_0} K_M \quad (4.28)$$

Здесь I_0 – момент инерции поперечного сечения в опорной части.

$$K_M = \left(h_0 / h_m \right)^3 \frac{1}{0,15 + 0,85(h_0 / h_m)} \quad (4.29)$$

Отечественные нормы регламентируют принимать в расчетах момент инерции сечения в середине пролета, т. е. $I_{\max} = I_{cp}$. Корректирующий коэффициент при этом также зависит от соотношения высот балки на опоре и в середине пролета:

$$K = 0,15 + 0,85h_{on} / h_{cp} \quad (4.30)$$

Величина K по (4.30) равна знаменателю в формуле (4.29). В числителе по DIN, кроме того, присутствует отношение (h_{on} / h_{cp}) в кубической степени. Это вносит различия в подходе, однако расчеты приводят практически к одним и тем же результатам.

Например, по примеру 1 (см. п. 3.2) $I_{cp} = 850\,500 \text{ см}^4$, а

$$I_{on} = 14 \cdot 60,53 / 12 = 258\,350 \text{ см}^4$$

Прогиб балки от действия изгибающего момента по отечественным нормам равен (без учета класса сооружения)

$$f_0 = 5ql^4 / 384EI_{cp} = 5 \cdot 0,0937 \cdot 1180^4 / 384 \cdot 10^3 \cdot 850\,500 = 2,781 \text{ см.}$$

$$K = 0,15 + 0,85h_{on} / h_{cp} = 0,15 + 0,85 \cdot 60,5 / 90 = 0,822$$

Тогда полный прогиб $f = 2,781 / 0,822 = 3,383 \text{ см.}$

При учете I_{on} (без коэффициента K_M)

$$f_M = 5 \cdot 0,0937 \cdot 1180^4 / 384 \cdot 10^3 \cdot 258\,350 = 9,156 \text{ см.}$$

Коэффициент K_M по формуле (4.29) равен

$$K_M = (60,5/90)^3 / [0,15 + 0,85(60,5/90)] = 0,304 / 0,822 = 0,3695$$

Тогда $\max f_M = 9,156 \cdot 0,3695 = 3,383 \text{ см.}$ Общий результат совпадает полностью. Максимальный прогиб от поперечной силы определяется по формуле

$$\max f_\tau = \frac{1,2ql^2}{8GF_0} K_\tau \quad (4.31)$$

$$K_\tau = \frac{2}{1 + (h_0 + h_m)^{2/3}} \quad (4.32)$$

где G – модуль сдвига; F_0 – площадь поперечного сечения опорной части балки.

Отечественные нормы также учитывают сдвиговые деформации при определении полного прогиба. При этом их влияние уточняется для различных форм поперечных сечений – прямоугольного и тонкостенного. Это весьма существенно

именно для второго слагаемого формулы (4.27). В DIN 1052 такое уточнение отсутствует.

У балки, рассчитанной в примере 1 (п. 3.2) по отечественным (и некоторым зарубежным) нормам, суммарный прогиб

$$f = 1180 / 333 = 3,544 \text{ см.}$$

По формуле (4.31) дополнительный прогиб от сдвиговых деформаций составляет

$$\max f_\tau = \frac{1,2 \cdot 0,0937 \cdot 1180^2}{8 \cdot 50 \cdot 14 \cdot 60,5} \cdot 1,13 = 0,522 \text{ см,}$$

где $K_\tau = \frac{2}{1 + (60,5/90)^{2/3}} = 1,13$; $G = 50 \text{ кН / см}^2$.

В итоге сумма прогибов, вычисленных по формуле (4.27), превышает интегральную величину f , полученную из расчета по СНиП:

$$\max f_M + \max f_\tau = 3,383 + 0,522 = 3,905 \text{ см} > 3,544 \text{ см.}$$

Расхождение составляет около 10 %. Причем оно скрыто именно в величине, учитывающей дополнительный прогиб от деформаций сдвига.

Следует отметить, что по нашим исследованиям не только балок, но и других КДК, экспериментальные прогибы всегда меньше теоретических. Следовательно, можно считать, что влияние Q в расчетах по DIN несколько преувеличено. Если же методику оставить и для тонкостенных балок (клефанерных), то, наоборот, по формулам (4.31) и (4.32) это влияние окажется преуменьшенным.

В балках, имеющих выпуклое очертание оси, существенное значение имеет горизонтальное перемещение подвижной опоры v . Это смещение пропорционально вертикальному прогибу. В примере [85] отсутствует какое-либо ограничение v . (В нормах [12] к СНиП величина его ограничивается 4 см.)

С достаточной для практики точностью v определяется по формуле

$$v = 4f / l \quad (4.33)$$

где l – величина подъемности оси балки; f – прогиб балки (по существу это (4.12)).

При проектировании клееных балок по DIN 1052 принимают два основных класса качества древесины: I и II, в соответствии с DIN 4074 [80].

Допускаемые нормальные напряжения при изгибе соответственно назначаются: для I класса $\sigma_n = 14 \text{ МПа}$, для II класса $\sigma_n = 11 \text{ МПа}$. Допускаемые касательные напряжения для обоих классов принимаются едиными: $[\tau] = 1,2 \text{ МПа}$, допускаемое напряжение при растяжении древесины поперек волокон также принимается одинаковым по [84] $\sigma_{z\perp} = 0,25 \text{ МПа}$. В журнале [85] для II класса качества древесины приведена величина $\sigma_{z\perp}$, равная 0,20 МПа.

В Германии имеются два известных центра по проектированию конструкций из древесины: секция разработчиков в инженерном бюро деревянного строительства

в Карлсруэ (75, Карлсруэ, 1, а/я 1748) и рабочая секция в Дюссельдорфе (4000, Дюссельдорф, 30, Фюлленбах-штрассе, 6). Они объединяются с союзом немецких плотников и центральным немецким союзом в Бонне. Немецкое общество деревянного строительства находится в Мюнхене.

Секции разработчиков обобщают результаты научных исследований, изобретений и рационализаторских предложений для их приближения к практике проектирования и строительства из древесины. Благодаря этому становится «беспроблемным» внедрение научных результатов в практику.

Разработчиками выполняются статические расчеты, рабочие чертежи и информационные издания по деревянным конструкциям различного рода. В журналах приводятся схемы каркасных зданий с наиболее экономичными конструкциями с крановыми путями и без них. Так, в сборнике [84] в табличной форме даны основные параметры балок стоечно-ригельной системы пролетами 12,5–25,0 м и высотой стоек 4,0–6,0 м. Здесь же представлены некоторые узлы сопряжения элементов каркаса. Досконально разработанную документацию, состоящую из проверенных статических расчетов и рабочих чертежей для всех конструктивных элементов, включая фундаменты, предлагается заказывать за плату в инженерном бюро деревянного строительства.

В журнале [85] приводятся примеры расчета основных видов деревянных конструкций: прогоны различных систем и пролетов, балки из цельной и клеёной древесины, основные стойки каркасных зданий (опоры), рамы с примерами расчета и конструкциями жестких и шарнирных узлов, конструкции связей и соединения ограждающих конструкций.

4.4. Примеры расчета

Пример 3. Спроектировать двускатную балку постоянной высоты с гнуто-клеёным участком (рис. 4.3, а) с уклоном $i_2 = 0,25$ (угол $\gamma \approx 14^\circ$) по исходным данным примера 1:

$$Q^0 = 9,37 \text{ кН/м}, q = 13,4 \text{ кН/м}, l = 11,8 \text{ м}, a = 6,0 \text{ м},$$

$$M_{\max} = 233,2 \text{ кН} \cdot \text{м} = 23 \ 320 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Опорные реакции равны 79,1 кН, однако

$$Q_{\max} = P_{\text{оп}} \cos \gamma = 79,1 \cdot \cos 14^\circ = 76,75 \text{ кН}.$$

Принимаем исходное поперечное сечение балки 14×90 см (45 слоев по 20 мм).

Проверяем приопорную зону по формуле (3.11) на расстоянии

$$x_1 = 0,9h_{\text{оп}} = 0,9 \cdot 90 = 81, y = 0.$$

Поперечная сила в рассматриваемом сечении

$$Q_x = (P_{\text{оп}} - qx) \cos \gamma = (79,1 - 13,4 \cdot 0,81) \cos 14^\circ = 66,22 \text{ кН}.$$

$$\tau = 1,5Q_x/bh = 1,5 \cdot 66,22/14 \cdot 90 = 0,0788 \text{ кН/см}^2 = 0,788 \text{ МПа}.$$

При $y = 0$, $\eta_p = 0,016$.

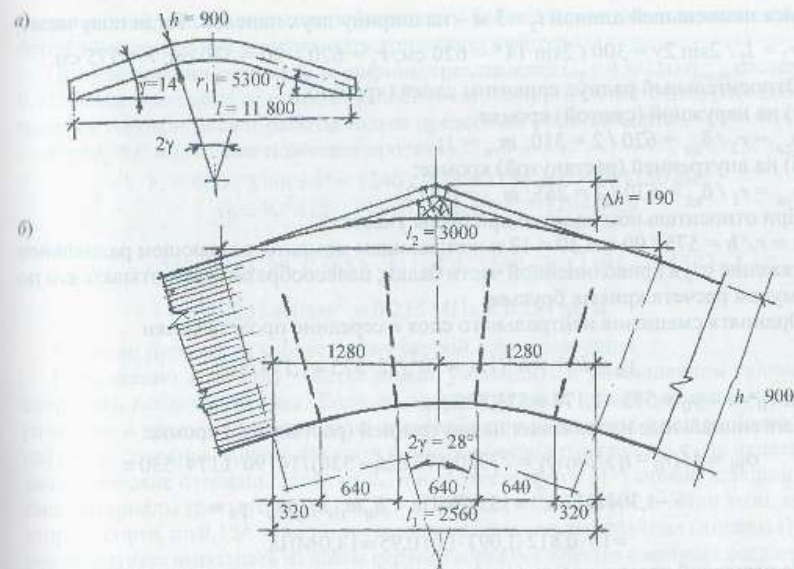


Рис. 4.3. Гнуто-клеёная балка постоянной высоты: а – общий вид и основные размеры; б – схема армирования криволинейного участка

Растягивающие напряжения от опорной поперечной силы

$$\sigma_y^+ = 2Q_{\max} \eta_p / bh = 2 \cdot 76,75 \cdot 0,016 / 14 \cdot 90 = 0,00195 \text{ кН/см}^2 = 0,0195 \text{ МПа}.$$

Сжимающие σ_y от q : $\sigma_y = -0,048 \text{ МПа}$, $\sum \sigma_y = -0,0285 \text{ МПа}$.

Главное растягивающее напряжение

$$\sigma_1 = 0,5 \left(-0,0285 + \sqrt{0,0285^2 + 4 \cdot 0,788^2} \right) = 0,774 \text{ МПа} < R_{pa} / \gamma_n = 0,88 / 0,95 = 0,926 \text{ МПа}.$$

Угол наклона α и соответствующее сопротивление R_{pa} равны:

$$\alpha = 0,5 \arctg \frac{2 \cdot 0,788}{0,0285} = 44,48^\circ, R_{pa} = 0,88 \text{ МПа (см. рис. 1.8)}.$$

Прочность главных площадок обеспечена.

Оценка прочности криволинейного участка балки

Для назначения радиуса кривизны оси участка – балки r – следует исходить из двух соображений. Относительный радиус кривизны слоя $\rho_{cl} = r / \delta_{cl}$, где δ_{cl} – толщина доски, не должен приводить к большим потерям прочности древесины (m_{10} , см. табл. 9 [11]). Длину криволинейного участка l_2 необходимо назначать с максимально возможным удобством для раскладки панелей в коньке крыши. За-

даем меньшей длиной $l_2 = 3$ м – на ширину двух панелей. Тогда получаем

$$r_2 = l_2 / 2 \sin 2\gamma = 300 / 2 \sin 14^\circ = 620 \text{ см}; r_1 = 620 - 90 = 530 \text{ см}; r = 575 \text{ см}.$$

Относительный радиус кривизны слоев (крайних):

а) на наружной (сжатой) кромке:

$$\rho_{\text{сж}} = r_2 / \delta_{\text{сж}} = 620 / 2 = 310; m_{\text{гн}} = 1;$$

б) на внутренней (растянутой) кромке:

$$\rho_{\text{ст}} = r_1 / \delta_{\text{ст}} = 530 / 2 = 265; m_{\text{ст}} = 0,812.$$

При относительном радиусе кривизны участка $\rho = r / h = 575 / 90 = 6,39 < 12$ и изгибающем моменте, создающем радиальное растяжение σ_r , в криволинейной части балки; целесообразно рассчитывать его по формулам расчета кривых брусков.

Ордината смещения нейтрального слоя в середине пролета балки

$$y_0 = l / Fr = h^2 / 12r = 90^2 / 12 \cdot 575 = 1,174 \text{ см},$$

тогда $r_0 = r - y_0 = 575 - 1,174 = 573,826 \text{ см}$.

Тангенциальные напряжения на внутренней (растянутой) кромке:

$$\begin{aligned} \sigma_{01} &= M(r_0 - r_1) / bhy_0\eta = 23320(573,826 - 530) / 14 \cdot 90 \cdot 1,174 \cdot 530 = \\ &= -1,304 \text{ кН/см}^2 = 13,04 \text{ МПа} < R_{\text{н}} m_{\text{гн}} m_{\text{сж}} m_{\text{в}} / \gamma_n = \\ &= 15 \cdot 0,812 \cdot 1,093 \cdot 1,0 / 0,95 = 14,0 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

На наружной кромке краевое напряжение будет меньше, однако поддерживающее влияние там мало, что требует введения $m_{\text{с}}$.

$$\begin{aligned} \sigma_{02} &= M(r_0 - r_2) / bhy_0r_2 = 23320(573,826 - 620) / 14 \cdot 90 \cdot 1,174 \cdot 620 = \\ &= -1,174 \text{ кН/см}^2 = 11,74 \text{ МПа} < R_{\text{н}} m_{\text{гн}} m_{\text{сж}} m_{\text{в}} / \gamma_n = \\ &= 15 \cdot 0,875 \cdot 1,093 \cdot 1,0 / 0,95 = 15,1 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Оценка поперечного сечения по радиальным напряжениям при условии набора пакета из досок второго и третьего сортов по [11]:

$$\begin{aligned} \sigma_{r \text{ max}} &= (M / bhy_0) [\rho_0 / r_1 - \ln(\rho_0 / r_1) - 1] = (23320 / 14 \cdot 90 \cdot 1,174) \times \\ &\times [573,826 / 530 - \ln(573,826 / 530) - 1] = 0,05108 \text{ кН/см}^2 = 0,511 \text{ МПа} > \\ &> R_{\rho 90} m_{\text{с}} m_{\text{гн}} m_{\text{сж}} / \gamma_n = 0,25 \cdot 0,875 \cdot 0,83 \cdot 1,093 / 0,95 = 0,209 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Здесь при радиусе слоя $r_0 = 574$ см и $\rho_0 = r_0 / \delta_{\text{ст}} = 574 / 2 = 287$ $m_{\text{гн}} = 0,83$.

Для древесины третьего сорта действующие напряжения превышают расчетное сопротивление в соответствующем направлении более чем в два раза ($\sigma_r / R_{\rho 90} = 2,44$). Для второго сорта (вариант пакета из единого сорта) $\sigma_r / R_{\rho 90} = 0,511 / 0,251 = 2,04$. Повышение сортности пиломатериалов для криволинейного участка до первого сорта также не обеспечит несущей способности всей балки из-за выхода радиальных напряжений в запредельное состояние ($0,511 / 0,293 = 1,74$).

Увеличение размеров поперечных сечений всей балки малоэффективно и не рационально при сохранении постоянной высоты конструкции h . (При локальном

увеличении h участка прямолинейные части балки выполняют с переменной высотой.) Рациональнее регулировать кривизной участка l_2 .

При увеличении участка l_2 до ширины трех панелей ($l_2 = 450$ см) $\sigma_{r \text{ max}}$ составило 0,325 МПа. Это также не позволило обеспечить сопротивление балки растяжению поперек волокон за счет работы только древесины (любого сорта).

При $l_2 = 6$ м (это уже половина пролета)

$$\begin{aligned} r_2 &= 600 / 2 \sin 14^\circ = 1240 \text{ см}; r = 1195 \text{ см}; r_1 = 1150 \text{ см}; \\ y_0 &= 90^2 / 12 \cdot 1195 = 0,565 \text{ см}; r_0 = 1194,4 \text{ см}. \end{aligned}$$

Тогда

$$\begin{aligned} \sigma_r &= (23320 / 14 \cdot 90 \cdot 0,565) \cdot [1194,4 / 1150 - \ln(1194,4 / 1150) - 1] = \\ &= 0,0235 \text{ кН/см}^2 = 0,235 \text{ МПа} < 0,251 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Условию прочности удовлетворит второй сорт древесины.

Естественно, кривизну участка можно уменьшить и уменьшением уклона, но сохранить i обычно важнее. Если по архитектурным, экономическим, технологическим и другим соображениям целесообразно выполнить участок более компактным, сохраняя заданный уклон, возможен вариант передачи σ_r на клеенные металлические стержни. Здесь на $0,7h$ в соответствии с [11] можно использовать пиломатериалы третьего сорта с $R_{\rho 90} = 0,25$ МПа = 0,025 кН/см². При этом, кроме второго сорта, по 0,15 h «снизу» и «сверху» пакета, по два крайних (лицевых) слоя рекомендуется выполнять из досок первого сорта без зубчато-шипных соединений в криволинейной зоне.

При длине $l_2 = 3,0$ м радиус кривизны $r = 5,75$ м, усилие, передаваемое на арматуру по всей длине участка, $l_1 = 2,56$ м,

$$N_s = 5(\sigma_r - 0,8R_{\rho 90})bh^2 / l_1 = 5(0,0511 - 0,8 \cdot 0,025) \cdot 14 \cdot 90 \cdot 90 / 256 = 68,88 \text{ кН}.$$

Требуемая суммарная площадь арматуры класса АП

$$A_{\text{II}} = N_s / R_{\text{сж}} = 68,88 / 22,5 = 3,06 \text{ см}^2$$

Принимаем $4\varnothing 1,20$ см с суммарной площадью $A = 4,52$ см².

Вклеивание арматуры выполняется по [11] с шагом 64 см в один ряд по срединной плоскости балки. Отверстия просверливаются с внутренней кромки в направлении радиусов кривизны (рис. 4.3, б). В данном варианте сохраняются размеры поперечного сечения $b = 14$ см, $h = 90$ см.

Определяем длину C_0 опорной площадки. $P_{\text{оп}} = 0,0791$ МН, $b = 0,14$ м. Расчетное сопротивление $R_{\text{сж0}}$ на опоре

$$\begin{aligned} R_{\text{сж0}} &= R_{\text{сж}} / [1 + (R_{\text{сж}} / R_{\text{сж90}} - 1) \sin^2 \alpha] \gamma_n = \\ &= 15 / [1 + (15 / 3 - 1) \sin^2 76^\circ] 0,95 = 3,39 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Следует помнить, что $R_{\text{сж0}}$ учитывается в случае, если в качестве центрирующей прокладки используется материал, имеющий $R_{\text{сж90}}$ больше, чем у сосны. В данном случае – это все твердые лиственные породы и лиственница [11, табл. 4]. Тогда

$$c_0 = P_{\text{оп}} / bR_{\text{сж0}} = 0,079 / 0,14 \cdot 3,39 = 0,167 \text{ м}.$$

Оставляем, как в примере 1, длину центрирующей прокладки 20 см. При этом скошенная опорная площадка балки не должна выходить за пределы опорной подушки (см. рис. 3.2 и 4.2).

Проверку устойчивости плоской формы деформирования балки при раскреплении ее сжатой кромки панелями через 1,5 м выполняем на криволинейном участке ($\sigma_{0\max}$). При этом для опирания двух средних панелей выполняется вкладыш в виде равнобедренного «треугольника» с криволинейным основанием (см. рис. 4.3, б). Целесообразнее выполнить его из двух коротких брусков или толстых досок, скошенных по концам и прибитых к балке и средней опоре из бруса. Она может быть короткой, в виде распорок, или элементов вертикальных связей. Высота вершины, выступающей над балкой надстройки, равна

$$\Delta h = (1/\cos\gamma - 1)r_2 = (1/\cos 14^\circ - 1)620 = 19 \text{ см.}$$

При устройстве крыши по прогонам необходимость в надстройке обычно отпадает.

Изгибающие моменты по концам рассматриваемого участка следующие:

$$x_1 = 4,4 \text{ м; } x_2 = 5,9 \text{ м; } M_1 = 218,1 \text{ кН} \cdot \text{м (см. пример 1);}$$

$$M_2 = M_{\max} = 233,2 \text{ кН} \cdot \text{м. Тогда } \alpha_1 = M_1 / M_2 = 218,1 / 233,2 = 0,935.$$

По табл. 18 [12]:

$$K_\phi = 1,13 - 0,13\alpha_1 = 1,13 - 0,13 \cdot 0,935 = 1,01.$$

$$\text{Тогда } \varphi_M = 140b^2k_\phi / l_p h = 140 \cdot 14^2 \cdot 1,01 / 150 \cdot 90 = 2,053.$$

Здесь формула (22) в СНиП [11], с учетом кривизны участка не совсем корректна.

Оцениваем по условию $\sigma_{0н} / \varphi_M \leq R_{нз}$; $\sigma_{0н} = 13,04 / 2,053 = 6,35 \text{ МПа} < 14,0 \text{ МПа}$ (см. оценку прочности внутренней кромки балки в середине пролета).

Устойчивость балки обеспечена.

Проверка балки по второму предельному состоянию
При $p = 1$, $K = 1$, $C = 15,4 + 3,8 = 19,2$ [11, табл. 3 прил. 4].

$$f = f_0[1 + c(h/l)^2] = 2,64[1 + 19,2(90/1180)^2] = 2,93 \text{ см,}$$

что составляет 1 / 403 пролета $< 1 / 200$,

$$\text{где } f = 5q^u l^4 \gamma_n / 384EI = 5 \cdot 0,0937 \cdot 1180^4 \cdot 0,95 / 384 \cdot 10^3 \cdot 850 \cdot 500 = 2,64 \text{ см.}$$

Горизонтальное смещение балки на подвижной опоре

$$\Delta l = 4fH / l = 4 \cdot 2,93 \cdot 129,5 / 1180 = 1,29 \text{ см} < 4 \text{ см,}$$

где $H = 0,5tg\gamma - r$ ($1/\cos\gamma - 1$) = $0,5 \cdot 1180 \cdot tg 14^\circ - 575(1/\cos 14^\circ - 1) = 129,5 \text{ см.}$

Генеральные размеры балки определяются в приведенном примере не деформативностью и не устойчивостью, а по условию оценки прочности, особенно по радиальным напряжениям, растягивающим клеёную древесину поперек слоёв.

Пример 4. По исходным данным примеров 1 и 3 спроектировать балку с прямыми участками переменной высоты. Уклон балки $i_2 = 0,25$, уклон верхней

кромки относительно нижней i^* равен 0,05 (1 / 20).

Поперечное сечение балки по примеру 1, где возникают максимальные крайевые напряжения, находится вне зоны закругления. В рассматриваемой балке высота поперечного сечения изменяется только на участках прямолинейных элементов (рис. 4.4).

Гнуто-клеёный блок целесообразнее оставить с постоянной высотой. Тогда высота поперечного сечения балки на опоре

$$h_{оп} = h_{ср} - l_{пр}i = 90 - 430 \cdot 0,05 = 68,5 \text{ см.}$$

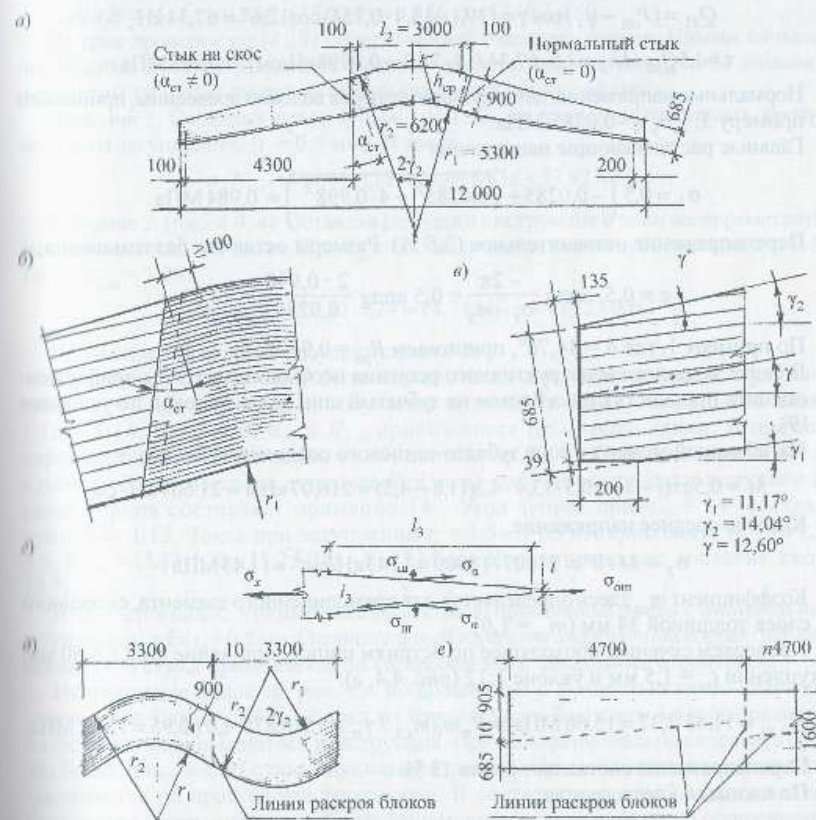


Рис. 4.4. Двухскатная балка переменной высоты с гнуто-клеёным блоком: а – общий вид и размеры балки; б – вариант склеивания блоков на зубчатый шип вдоль волокон; в – углы шаклона и размеры опорной части балки; г – схема напряжений в зубчато-шиповом соединении; д и е – заготовочные блоки постоянной высоты с линиями раскря

Увеличенная высота балки в опасном сечении допускает не проверять его по σ_{\max} . Это позволяет также предположить, что прочность приопорной зоны балки будет обеспечена без изменений конструктивного решения (см. пример 1). Тем более что поперечная сила в опорном сечении здесь несколько меньше (см. пример 3).

Проверяем приопорную зону на расстоянии $x_1 = 1,1$

$$h_{\text{оп}} = 1,1 \cdot 68,5 = 75,4 \text{ см}; \quad h_x = 68,5 + 75,4 \cdot 0,05 = 72,3 \text{ см}.$$

Поперечная сила в рассматриваемом сечении:

$$Q_{x1} = (P_{\text{оп}} - q_x) \cos \gamma = (79,1 - 13,4 \cdot 0,754) \cos 12,6^\circ = 67,34 \text{ кН},$$

$$\tau = 1,5 Q_{x1} / b h_x = 1,5 \cdot 67,34 / 14 \cdot 72,3 = 0,0998 \text{ кН/см}^2 = 0,998 \text{ МПа}.$$

Нормальные напряжения, действующие поперек волокон древесины, принимаем по примеру 3. $\sum \sigma_y = -0,0285 \text{ МПа}$.

Главные растягивающие напряжения

$$\sigma_1 = 0,5 \left(-0,0285 + \sqrt{0,0285^2 + 4 \cdot 0,998^2} \right) = 0,984 \text{ МПа}.$$

Перенапряжение незначительное (2,5 %). Размеры остаются без изменения.

$$\varepsilon = 0,5 \arctg \frac{-2\pi}{\sigma_x - \sigma_b} = 0,5 \arctg \frac{2 \cdot 0,998}{0,0285} = 44,6^\circ$$

По примеру 1, где $\alpha = 44,76^\circ$, принимаем $R_{\text{ра}} = 0,96 \text{ МПа}$. В балке заданного конструктивного решения необходимо хотя бы приближенно оценить прочность стыка блоков на зубчатый шип вдоль волокон по условиям (4.19).

Изгибающий момент в зоне зубчато-шипового соединения блоков:

$$M = 0,5 q x (l - x) = 0,5 \cdot 13,4 \cdot 4,3 (11,8 - 4,3) = 216,07 \text{ кНм} = 21\,607 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Краевое среднее напряжение

$$\sigma_x = M / W = 21607 / 18900 = 1,143 \text{ кН/см}^2 = 1,143 \text{ МПа}.$$

Коэффициент $m_{\text{сл}}$ здесь определяется для прямолинейного элемента, склеенного из слоев толщиной 34 мм ($m_{\text{сл}} = 1,0$).

Проверяем сечение, проходящее по остриям шипов, при длине зуба $l_3 = 50 \text{ мм}$, затуплении $t_3 = 1,5 \text{ мм}$ и угле 1:12 (рис. 4.4, з):

$$\sigma_x K_{\text{о.ш}} = 11,43 \cdot 1,37 = 15,66 \text{ МПа} > R_{\text{д}} m_{\delta} m_{\text{сл}} / \gamma_n = 15 \cdot 0,875 \cdot 1,0 / 0,95 = 13,82 \text{ МПа}.$$

Перенапряжение составляет около 13 %.

По площади клеевого шва

$$\sigma_x K_{\text{ш}} = 11,43 \cdot 0,0225 = 0,257 \text{ МПа}.$$

Отрывающие напряжения при таких геометрических параметрах зубчатого шипа не достигают расчетного сопротивления древесины второго сорта на рас-

тяжение поперек волокон. При угле наклона шва $\alpha_{\text{ш}} = 85,24^\circ$ определение $R_{\text{ра}}$ излишне.

Проверка стыка по приведенным напряжениям

$$\sigma_x K_{\alpha} = 11,43 \cdot 0,973 = 11,12 \text{ МПа} < R_{\text{д}} m_{\delta} m_{\text{сл}} / \gamma_n = 14,36 \cdot 0,875 \cdot 1,0 / 0,95 = 13,29 \text{ МПа}.$$

Угол наклона σ_1 к направлению волокон древесины составляет $7,8^\circ$. Тогда по формуле (1.27)

$$R_{\text{ра}\alpha} / R_{\text{ра}0} (\cos^4 7,8^\circ + 0,886 \sin^2 15,6^\circ + 50 \sin^4 7,8^\circ) = 14,36 \text{ МПа}.$$

Здесь $B = 15 / 1,1 - 0,25(1 + 15 / 0,3) = 0,886$; $t = 15 / 0,3 = 50$.

Из трех проверок по (4.19) определяющей оказалась первая. Иными словами, необходимо либо использовать фрезу с другими параметрами, либо изменить параметры зубчатых шипов за счет выполнения стыка «на скос».

Вариант 1. Оставляя уклон зубьев $i_3 = 1:12$, рекомендуем применить фрезу с меньшим затуплением ($t_3 = 0,5 \text{ мм}$). И тогда

$$\sigma_x K_{\text{о.ш}} = 11,43 \cdot 1,18 = 13,49 \text{ МПа} < 13,82 \text{ МПа}.$$

Вариант 2. (рис. 4.4, в). Оставляя режущий инструмент с теми же параметрами, выполняем стык «на скос». При $\alpha_{\text{ст}} = 28^\circ$ получается уклон зубьев стыка $i_3 = 1:14$. Тогда $K_{\text{о.ш}} = 1,29$.

$$\sigma_x K_{\text{о.ш}} = 11,43 \cdot 1,29 = 14,74 \text{ МПа} > 13,82 \text{ МПа}.$$

Перенапряжение здесь составит около 6 %.

Вариант 3. Стык может быть осуществлен с помощью фрезы с уклоном зубьев $i_3 = 1:12$ при условии получения промежуточного уклона шипа между 1:12 и 1:14. Величины $\alpha_{\text{ст}}$ и $K_{\text{о.ш}}$ принимаются по интерполяции. В примере перенапряжение по условиям (4.19) составляет 13 %. При склеивании гнуто-клеёного блока из слоев одинаковой длины угол автоматически получаемого скоса торцов составляет примерно 14° . Угол зубьев при $\alpha_{\text{ст}} = 14^\circ$ составит примерно 1:13. Тогда при затуплении $t_3 = 1,5 \text{ мм}$ по интерполяции $K_{\text{о.ш}} = 1,33$ и $\sigma_x K_{\text{о.ш}} = 11,43 \cdot 1,33 = 15,2 \text{ МПа} > 13,82 \text{ МПа}$. Перенапряжение составит около 10 %.

Из расчетов видно, что наиболее эффективно применение фрезы с минимальным затуплением зуба $t_3 = 0,5 \text{ мм}$. Окончательный вариант с аналогичной корректировкой параметров стыка применяется по согласованию с заводом-изготовителем.

Изготовление балок по рис. 4.4 по сравнению с полностью гнуто-клеёными упрощается. Гнуто-клеёные блоки из тонких досок благодаря малости размеров более технологичны, чем вся конструкция. При этом рационально склеивать сразу два блока (рис. 4.4, д) с последующей разрезкой. Прямолинейные участки изготавливаются по простейшей технологии. В соответствии с п. 2.3 заготовочный блок может иметь любую наиболее приемлемую для конкретного оборудования длину. Она, естественно, должна быть кратной длине прямолинейного блока. Раскрой заготовки на односкатные элементы балки здесь имеет минимальные отходы (рис. 4.4, е).

Пример 5. Спроектировать двускатную клеодошную балку переменной высоты с криволинейным участком в середине пролета (рис. 4.5).

Статический расчет

Конструкция симметрична по очертанию, пролет балки $l = 20$ м, шаг расстановки $a = 6$ м. Уклон верхней кромки $i_2 = \beta = 15^\circ$ нижней кромки $-i_1 = \gamma = 12^\circ$.

Вертикальные нагрузки $q = q + s = 3,50 + 4,5 = 8,00$ кН/м. Опорные реакции. $M_{\max} = ql^2/8 = 80 \cdot 20^2/8 = 400,0$ кН·м.

Геометрические характеристики балки

Пиломатериалы II класса качества, толщина слоя 30 мм, ширина 18 см. Высота опорного поперечного сечения принята $h_{ou} = h_a = 0,75$ м. Длина криволинейного

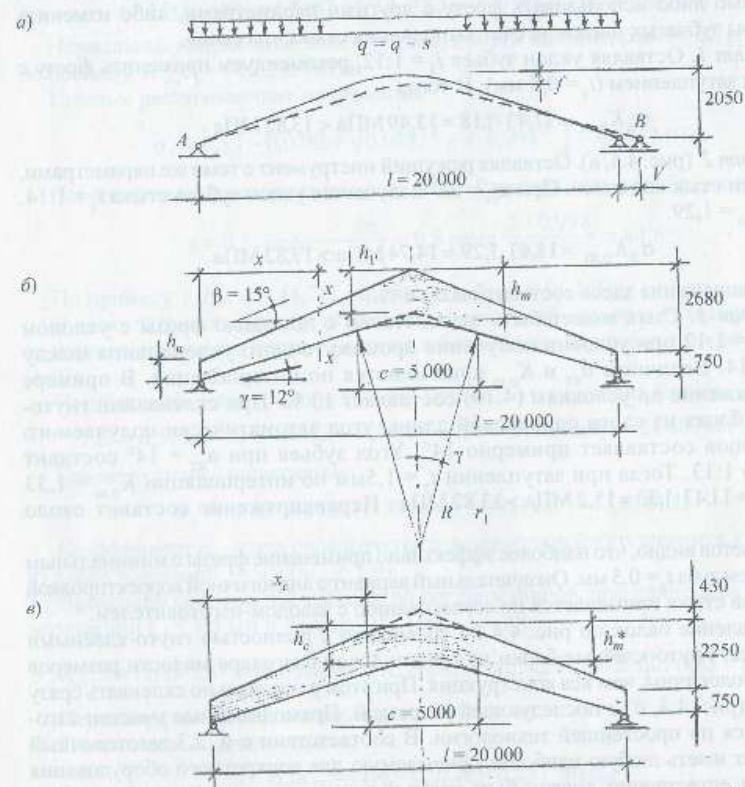


Рис. 4.5. Гнуто-клеёная балка переменной высоты (с изготовлением по традиционной технологии): а – расчетная схема; б – вариант балки с ломаным очертанием верхней кромки; в – балка с постоянной высотой в криволинейном участке

участка, принятая по нижней кромке балки, $C = 5$ м (рис. 4.5, б, в). Тогда радиус кривизны этой кромки

$$\eta = R = \frac{C}{2 \sin \gamma} = \frac{5}{2 \sin 12^\circ} = 12,02 \text{ м}$$

Максимальная высота трапеции в середине пролета балки (см. рис. 4.5, б)

$$h_1^\nabla = h_a + 0,5l(\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \gamma) = 0,75 + 0,5 \cdot 20(\operatorname{tg} 15^\circ - \operatorname{tg} 12^\circ) = 1,30 \text{ м}$$

Наибольшая высота балки в зоне перегиба

$$h_{\text{II}} = h_1^\nabla + 0,5 \operatorname{ctg} \gamma + R(\cos \gamma - 1) = 1,30 + 0,5 \cdot 5,0 \operatorname{tg} 12^\circ + 12,02(\cos 12^\circ - 1) = 1,57 \text{ м}$$

Авторы примера [85] в случае необходимости ссылаются на те или иные публикации, способствующие уточнению расчетов. В примере [85] имеются такие ссылки на работы Мёлера и Брюнера [86] и [87]. В них излагается методика и особенности определения напряжений в балках переменной высоты. (Напряжения приводятся к размерности $\text{Н} / \text{мм}^2 = \text{МПа}$.)

Координата x поперечного сечения, где действуют максимальные нормальные напряжения, определяется из рассмотрения трапеции с высотами h_a и h_1^∇ (см. рис. 4.5, б) по общеизвестной формуле [11].

$$x = \frac{h_a l}{2h_1^\nabla} = \frac{0,75 \cdot 20}{2 \cdot 1,30} = 5,77 \text{ м}, \quad x^\nabla = l - x = 20 - 5,77 = 14,23 \text{ м};$$

$$M_x = 0,5 q x x^\nabla = 0,5 \cdot 8,00 \cdot 5,77 \cdot 14,23 = +328,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$h_x = h_a + \frac{(h_1^\nabla - h_a) x}{0,5l} = 0,75 + \frac{0,55}{10} \cdot 5,77 = 1,07 \text{ м};$$

$$\sigma_x = \max \sigma_x = \frac{M_x}{W_x} = \frac{328,4 \cdot 10^6 \cdot 6}{18 \cdot 107^2 \cdot 10^3} = 9,56 \text{ Н/мм}^2 < 11,0 \text{ МПа}.$$

Проверка балки в опорном поперечном сечении:

$$\tau = \max \tau = 1,5 \frac{Q}{F_a} = 1,5 \frac{A}{b h_a} = \frac{80 \cdot 10^3}{18 \cdot 75 \cdot 10^2} = 0,89 \text{ Н/мм}^2 < [\tau] = 1,2 \text{ Н/мм}^2$$

В верхней наклонной кромке опасного сечения x балок переменной высоты определяются касательные, а также нормальные напряжения, растягивающие древесину поперек волокон. При этом угол перерезания волокон $\varphi = \beta - \gamma = 15 - 12 = 3^\circ$.

Принимаются обозначения нормальных напряжений, действующих вдоль волокон $-\sigma_{\parallel}$, а поперек $-\sigma_{\perp}$.

$$\tau = \sigma_{\parallel} \operatorname{tg} \varphi = 9,56 \operatorname{tg} 3^\circ = 0,50 \text{ Н/мм}^2 < [\tau] = 1,2 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\perp} = \sigma_{\parallel} \operatorname{tg}^2 \varphi = 9,56 \operatorname{tg}^2 3^\circ = 0,03 \text{ Н/мм}^2 < [\sigma_{\perp}] = 0,2 \text{ МПа}.$$

Здесь необходима критериальная оценка прочности по приведенным напряжениям. Проверка сечения по отдельным напряжениям не вызывает опасений, а по

приведенным напряжениям может указывать на запредельное состояние. Эффект совокупного воздействия всех компонент напряженного состояния можно выразить термином «синергизм». В медицине он отражает больший эффект воздействия одновременно принятых нескольких лекарств по сравнению с теми же препаратами, принятыми раздельно. По состоянию на 1977 г. в ФРГ критериальная проверка не производилась. В настоящее время, судя по публикациям, в таких случаях используется критерий Норриса.

Выполненная в примере [85] проверка имеет по всем действующим напряжениям достаточные запасы прочности.

Проведем для сопоставления критериальную оценку:

а) по критерию Норриса

$$\frac{\sigma_{\parallel}^2}{[\sigma_{\alpha}]^2} + \frac{\tau^2}{[\tau]^2} + \frac{\sigma_{\perp}^2}{[\sigma_{\beta}]^2} = \frac{9,56^2}{11,0^2} + \frac{0,5^2}{1,2^2} + \frac{0,03^2}{0,2^2} = 0,9514 < 1$$

При вполне достаточных запасах прочности по раздельным проверкам критериальная показывает запас менее 5 %;

б) по первой классической теории

$$\sigma_1 = 0,5 \left[\sigma_x + \sigma_y + \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \right] =$$

$$= 0,5 \cdot \left[9,56 + 0,03 + \sqrt{(9,56 - 0,03)^2 + 4 \cdot 0,5^2} \right] = 9,58 \text{ МПа} < [\sigma_{\alpha}] = 11,0 \text{ МПа},$$

$$\alpha = 0,5 \arctg \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} = 0,5 \arctg \frac{1}{9,53} = 3^{\circ}.$$

Практически при углах от 0 до 5° сопротивление древесины растяжению остается постоянным. Поэтому принимаем $[\sigma_{\alpha}] = 11,0$ МПа.

Из приведенного сравнения оценка прочности по критерию Норриса более жесткая. При таких малых углах скоса ($\varphi = 3^{\circ}$) опасность разрушения балок в окрестностях ската минимальна. Обычно это происходит в приопорной зоне.

При расчете криволинейной зоны разработчики, ссылаясь на публикацию [87], принимают коэффициенты X_{\parallel} и X_{\perp} , по Мёлеру (в случае переменной высоты балки в коньке), в зависимости от R_m , α и β :

$$R_m = R + 0,5h_m = 12,02 + 0,5 \cdot 1,57 = 12,8 \text{ м},$$

$$\alpha = \frac{h_m}{2R_m} = \frac{1,57}{2 \cdot 12,80} = 0,061, \quad \beta = 15^{\circ}. \quad \text{Тогда } X_{\parallel} = 1,5 \text{ и } X_{\perp} = 0,06 \text{ [87, рис. 11].}$$

Откуда:

$$\max \sigma_{\parallel} = x_{\parallel} \frac{M_m}{W_m} = 1,50 \frac{400,0 \cdot 10^6 \cdot 6}{18 \cdot 157^2 \cdot 10^3} = 8,11 \text{ МПа} < [\sigma_{\parallel}] = 11,0 \text{ МПа},$$

$$\max \sigma_{\perp} = 0,06 \frac{400,0 \cdot 10^6 \cdot 6}{18 \cdot 157^2 \cdot 10^3} = 0,32 \text{ МПа} > [\sigma_{\perp}] = 0,25 \text{ МПа}.$$

После такого результата в примере [85] приводится несколько странное рассуждение о возможности уменьшения напряжений, растягивающих древесину поперек волокон. Предлагается не склеивание, а «легкое сколачивание гвоздями» пакета из досок в области конька. (Возможны, правда, погрешности перевода.) Но ведь в таком «пакете» момент сопротивления и другие характеристики не могут быть приняты как для цельного сечения. Резко упадет несущая способность и увеличится деформативность всей балки. Имеется и другая мысль о регулировании НДС путем изменения (в данном случае увеличения) радиуса кривизны.

При постоянной высоте криволинейного участка балки коэффициенты X_{\parallel} и X_{\perp} могут быть определены по DIN 1052.

$$h_c = h_a + x_c (\tg \beta - \tg \gamma) = 0,75 + 7,5 (\tg 15^{\circ} - \tg 12^{\circ}) = 0,75 + 0,41 = 1,16 \text{ м},$$

$$h_r^* = h_c \cos \gamma = 1,16 \cos 12^{\circ} = 1,14 \text{ м (38 слоев по 3 см)},$$

$$R_r^* = R + 0,5h_r^* = 12,02 + 0,5 \cdot 1,14 = 12,59 \text{ м},$$

$$\rho_{\text{DIN}} = R_r^* / h_r^* = 12,59 / 1,14 = 11,04.$$

Тогда $X_{\parallel} = 1 + 1/2\rho_{\text{DIN}} = 1 + 1/2 \cdot 11,04 = 1,045$; $X_{\perp} = 1/4\rho_{\text{DIN}} = 1/4 \cdot 11,04 = 0,273$,

$$\max \sigma_{\parallel} = 1,045 \frac{400 \cdot 10^6 \cdot 6}{18 \cdot 114 \cdot 10^3} = 10,72 \text{ Н/мм}^2 < [\sigma_{\parallel}] = 11 \text{ МПа},$$

$$\max \sigma_{\perp} = 0,273 \frac{400 \cdot 10^6 \cdot 6}{18 \cdot 114 \cdot 10^3} = 0,24 \text{ Н/мм}^2 < [\sigma_{\perp}] = 0,25 \text{ МПа}.$$

Примечание.

1. При проверке отрыва поперек волокон на скате допускаемое напряжение почему-то принималось равным 0,20 МПа.

2. При постоянной высоте h_r^* , хотя и меньшей по величине h_r ($h_r = 114$ см, $h_r^* = 157$ см), поперечное сечение оказалось достаточным по растяжению поперек волокон. Авторы примера [85] объясняют это использованием податливых связей (гвоздей) в области закругления (конька). По-видимому, DIN 1052 дает заниженные коэффициенты X_{\parallel} и X_{\perp} по этому обоснованию. Скорее всего, обоснование в другом. В случае «ломаной» наружной кромки нормальные напряжения σ_{\parallel} в выходящем углу равны нулю, нейтральный слой более резко смещается к центру кривизны, а следовательно, и радиальные напряжения (σ_{\perp}) более резко увеличиваются в этой области (по сравнению с кривым брусом постоянной высоты).

3. При более компактной зоне перегиба ($C < 5$ м, $R < 12$ м), но недостаточной сопротивляемости клееной древесины растяжению поперек волокон, эффективным приемом является армирование пакета в радиальном направлении. Это подтверждается опытом, однако методы расчета пока не отработаны и отсутствуют в нормативной литературе.

4. Расчет кривых брусков по формуле Навье с двумя коэффициентами (да и с любым их количеством) принципиально не верен. Необходим переход на теорию кривых брусков, так как эпюры σ_{\parallel} и σ_{\perp} по высоте поперечных сечений имеют не-

линейный характер. Об этом свидетельствуют экспериментальные исследования и ряд наших публикаций [12, 40, 41].

При определении вертикальных перемещений (прогиба) балки разработчики не используют методику DIN 1052. Рассматривается эквивалентная («заменительная») балка постоянной высоты. Причем момент I_w определяется исходя из максимальной высоты поперечного сечения, а не опорного.

Подход аналогичен нашим нормам (см. п. 4.3). Однако коэффициент приведения определен не по формуле (4.30). Авторы примера [85] ссылаются на нормы проектирования стальных конструкций по вопросам устойчивости – DIN 4114, [88, ч. 2] и принимают $K = 0,825$.

$$I_w = kI_T = 0,825(18 \cdot 114^3)/12 = 1\,833\,410 \text{ см}^3.$$

Прогиб определяется при полной нагрузке

$$f_{(q+s)} = \frac{\max Ml_S}{9,6EI_w} = \frac{400,0 \cdot 10^5 \cdot 2000 \cdot 2065}{9,6 \cdot 1,1 \cdot 10^6 \cdot 1\,833\,410} = 8,5 \text{ см} < [f_{(q+s)}] = l/200 = 10 \text{ см}$$

Рассматривается и другой вариант: определение и оценка прогиба только от снеговой нагрузки

$$f_s = f(q+s)S/q = 8,5 \cdot 4,50/8,00 = 4,8 < [f_s] = l/300 = 6,67 \text{ см}.$$

Влияние касательных напряжений на величину прогиба в примере [85] не принимается во внимание. При величине f_T , составляющей примерно 15 % от f_M (см. п. 4.3, методы определения прогибов), можно заведомо считать суммарный прогиб меньше допустимого ($8,5 \times 1,15 = 9,77 \text{ см} < 10 \text{ см}$). Возможно, формула (4.31) здесь не совсем корректна, так как сдвиг происходит в такой балке под некоторым углом ($\gamma = 12^\circ$), а модуль сдвига при этой ориентации отсутствует в нормах проектирования любых стран.

Строительный подъем балки в примере [85] принимается равным 8,5 см.

В формуле прогиба из общеизвестного выражения выделен максимальный изгибающий момент ($ql^2/8$). Один из оставшихся размеров l (l_S) равен не пролету балки, а периметру ее оси ($l_S = 2065 \text{ см}$).

Горизонтальное перемещение балки от полной нагрузки у подвижной опоры определяется по формуле (4.33)

$$V = 4fl/l = 4 \cdot 2,05 \cdot 8,5/20 = 3,5 \text{ см}.$$

При отсутствии ограничения V в примере [85] горизонтальные перемещения балки сравниваем с ограничением, имеющимся в отечественном пособии [12] к СНиП [11]: $3,5 < 4 \text{ см}$.

Приведенные примеры расчета балок показывают, что в нормах проектирования различных стран имеются и достоинства, и недостатки. Следовательно, на основе анализа целесообразен синтез всего лучшего, что накоплено в обсуждаемой области знаний. Разработка норм, учитывающих передовые достижения, будет способствовать дальнейшему развитию деревянных конструкций.

Глава 5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КЛЕЕФАНЕРНЫХ БАЛОК

5.1. Особенности конструкций

Интерес к клефанерным конструкциям, в том числе балкам (КФБ), в мировой строительной практике возрастает по мере того, как становятся известными многие их достоинства. Они, прежде всего, связаны с повышенной прочностью фанеры на срез и на растяжение под различными углами в плоскости листа. Вследствие перекрестного расположения слоев шпона прочность фанеры на срез примерно в четыре раза выше, чем древесины на скалывание, а на растяжение под углом – от пяти до пятнадцати раз. Следовательно, суммарная толщина стенок в КФБ может быть минимальной и составляет обычно $b_1 = \sum \delta_{\phi} = 1/7 + 1/10b$. При одном и том же моменте сопротивления площадь клефанерных балок (и других КФК) в среднем на 40 % меньше, чем клеесодержащих.

В тонкостенных конструкциях изменение высоты поперечных сечений достигается только за счет изменения высоты фанерных стенок без перерезания волокон пиломатериалов, выходящих на кромку. Причем в процессе изготовления слою досок устанавливаются на ребро, что обеспечивает одновременное склеивание и досок поясов, и фанерных стенок с последними, а также отсутствие ослаблений (см. п. 2.2 и рис. 5.1) на всю ширину кромок, особенно растянутых. Оси верхнего и нижнего поясов в балках с плоской стенкой могут быть независимыми по очертанию. В балках двутавровой и двутавровокоробчатой сечений варьируется и суммарная толщина фанерных стенок (путем приклеивания дополнительных стенок на расчетную длину). Это позволяет добиваться сбалансированной прочности конструкций по их длине.

В клефанерных балках наиболее целесообразно распределены материалы и по высоте сечения, рационально используются положительные свойства каждого из них. Древесина поясов находится практически в одноосном напряженном состоянии, скалывающие усилия между слоями шпона фанеры накапливаются только в зоне поясов, где действуют минимальные касательные напряжения. Из основных форм поперечных сечений коробчатая имеет преимущества перед двутавровой, являясь закрытым тонкостенным профилем с высокой жесткостью на кручение.

В коробчатой форме при дискретном давлении прессования возможно применение фанеры без калибровки для постоянства толщины стенок. Напротив, это необходимо при распределенном прижиме через жесткие элементы матрицы и пуансона прессов. Коробчатая форма имеет гладкие боковые поверхности. С точки зрения прочности фанеры на скалывание с отрывом между слоями шпона в окрестности клеевых швов, соединяющих ее с поясами, а также местной устойчивости стенок, коробчатая форма не является лучшей. Здесь фанерные стенки нагружены внецентрично относительно срединной плоскости листа. Это требует корректировки при оценке прочности клеевых швов между стенками и поясами и при проверке местной устойчивости стенок.

В двутаврокоробчатой форме (см. рис. 2.2 и 5.1), при одинаковой с коробчатой материалоемкостью, вдвое увеличивается площадь клеевых швов. Усилия с поясов на стенки передаются симметрично, что повышает их местную устойчивость. В случае необходимости здесь к выступающим полкам могут быть приклеены дополнительные фанерные стенки. Промежуток между стенками также здесь меньше, что сокращает расход древесины на ребра жесткости. Эта форма поперечного сечения легче, чем другие, поддается модификациям для сглаживания переходных зон от поясов к стенкам. Компоновка поясов из досок разной ширины: между стенками – большей, а в выступающих полках – несколько меньшей, не ухудшающей качество запрессовки, увеличивает надежность конструкций в зонах действия опасных главных напряжений (рис. 5.1, д). Но для поперечных сечений с выступающими полками фанера должна быть тщательно подобрана по толщине и прокалибрована.

Для обеспечения местной устойчивости фанерных стенок к ним приклеиваются ребра жесткости из досок пониженного сорта – обычно в створе со стыками стенок. Опорные ребра жесткости выполняются шириной, равной не менее высо-

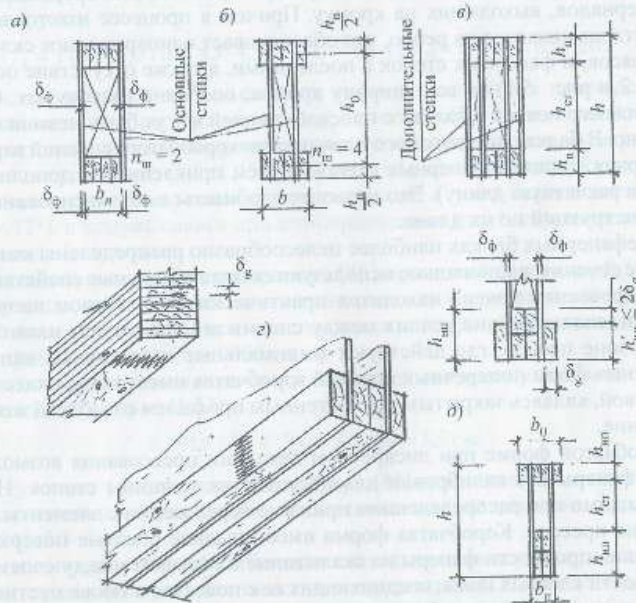


Рис. 5.1. Примеры обеспечения сбалансированной прочности клефанерных балок: при помощи изменения формы поперечного сечения с коробчатой (а) на двутаврокоробчатую (б); в – путем приклеивания дополнительных стенок; г – рассредоточением ослаблений и пороков на краях; д – сглаживанием перехода от растянутого пояса к стенкам

ты пояса. В первой панели от опоры, где стенка является наиболее напряженной, иногда устанавливаются диагональные ребра жесткости. Это позволяет при проверке стенок на устойчивость принимать расчетное расстояние между ребрами 2/3 от фактического. Необходимость постановки ребер ухудшает технологичность конструкций. К другому недостатку КФБ относится отсутствие гарантии полного совпадения слоев шпона (особенно продольных) смежных стыкуемых листов. Это приводит к неполному использованию ресурса прочности материала. При изгибе в плоскости листа $m_\phi = 0,8$ [12].

Устранить этот недостаток фанеры можно путем склеивания непрерывной ленты или длинномерных листов со стыкованием каждого продольного слоя (по аналогии с изготовлением фанерных труб). В мировой практике опыт выпуска длинномерной фанеры уже имеется. Некоторые напш заводы выпускают фанеру длиной до 6 м, бакелизированной – до 5 м. В Финляндии – 3,6 м. В США для поясов полностью клефанерных балок изготавливают плети из шпона на всю длину балки – до 24 м. К недостатку КФБ относится также их повышенная огнeоопасность, что требует защитной обработки.

5.2. Основы конструирования и расчета балок с прямолинейными поясами

При проектировании клефанерных балок для растянутых и сжатых поясов возможно использование разносортных досок. Из двух смежных сортов более высокий применяется для растянутых поясов. В балках переменной высоты уклон верхнего пояса рекомендуется не более 25 %, нижнего на 5...10 % меньше. Соединение поясов в коньке осуществляется в зависимости от угла перелома. Непосредственное соединение растянутого пояса на зубчатый шип допускается при углах, не превышающих 10°. Рекомендуется применение гнuto-клеевых деталей из тонких досок или толстого шпона при зубчато-клеевом соединении с досками поясов вдоль волокон. Соединение сжатых поясов в коньке на зубчатый шип под углом допускается при уклонах до 25 %. Простой лобовой упор не рекомендуется. Лишь в крайнем случае он возможен при тщательной пригoрцовке и промазке шва безусадочным клеем.

При проектировании балок пролетами более 12 м предпочтение следует отдавать двутаврокоробчатым поперечным сечениям. Применение при конструировании КФБ двух разномодульных материалов требует при проверках поперечных сечений пользоваться приведенными геометрическими характеристиками. Приведение выполняется к проверяемому материалу [11, п. 4.25]. В приведении необходимо учитывать, что волокна наружных слоев фанеры ориентируются обычно вдоль нижнего пояса, а модуль упругости фанеры при изгибе ее в плоскости листа следует принимать равным $1,2E_\phi$, где E_ϕ – по табл. П СНиП [11].

При приведении к древесине (на примере площади поперечного сечения) $F_{пр} = F_n + F_\phi E_\phi / E_n$. При приведении к фанере $F_{пр\phi} = F_\phi + F_n E_n / E_\phi$. Здесь F_n , E_n – площадь и модуль нормальной упругости поясов; F_ϕ , E_ϕ – площадь фанерных стенок и модуль упругости фанеры. Размеры балок предварительно задаются

из общепринятых соотношений [11,12]. При этом подбор поперечных сечений осуществляется по M_{\max} в пролете или над опорой (в консольных и неразрезных балках). При заданном уклоне i балок с линейно переменной высотой расчет выполняется по M_x в наиболее напряженном сечении.

Расстояние X до расчетного сечения в таких балках от оси опоры при симметричной нагрузке равномерно распределенной или сосредоточенными нагрузками (более трех) находится по формуле

$$x = [\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma] l, \text{ где } \gamma = h_{\text{оп.0}} / l, \quad (5.1)$$

где $h_{\text{оп.0}}$ – расстояние между осями поясов на опоре; i – уклон верхнего пояса балки относительно нижнего.

По величине расчетного изгибающего момента (M_{\max} или M_x) определяется требуемый момент сопротивления:

$$W_{\text{пр}}^{\text{тп}} = M_{\text{расч}} \gamma_n / R_p m_n. \quad (5.2)$$

Задавшись стенками $\sum \delta_{\text{ф}}$ и высотой пояса h_n по рекомендациям $h_n \leq 100$ мм, находят $F_n^{\text{тп}}$:

$$F_n^{\text{тп}} = (W_{\text{пр}}^{\text{тп}} - \sum \delta_{\text{ф}} E_{\text{ф}} h^2 / \sigma E_n) h / h_0^2, \quad (5.3)$$

где $\delta_{\text{ф}}$ – толщина фанеры; $h_0 = h - h_n$ – расстояние между центрами тяжести поясов.

Требуемая ширина пояса определяется из отношения

$$b_n^{\text{тп}} = F_n^{\text{тп}} / h_n.$$

Размеры h_n и b_n корректируются по сортаменту пиломатериалов с учетом острожки досок.

Расчет на прочность по максимальным нормальным и касательным напряжениям следует производить в соответствии с указаниями пп. 4.28–4.30 СНиП [11], т. е. по формулам (3.2) и (3.5) настоящего пособия с введением приведенных геометрических характеристик и $b_{\text{расч}} = \sum \delta_{\text{ф}}$:

$$\begin{aligned} M_{\text{расч}} / W_{\text{пр}} &\leq R_p m_n / \gamma_n; \\ Q_{\text{max}} S_{\text{пр.ф}} / I_{\text{пр.ф}} \sum \delta_{\text{ф}} &\leq R_{\text{ср.ф}} m_n / \gamma_n. \end{aligned}$$

Сжатый пояс проверяется с учетом его устойчивости из плоскости

$$M / W_{\text{пр}} / \varphi_y \leq R_c m_n / \gamma_n. \quad (5.4)$$

где φ_y – коэффициент продольного изгиба пояса из плоскости балки.

При $\lambda_y > 70$ $\varphi_y = 3000 / \lambda_y^2$, при $\lambda_y \leq 70$ $\varphi_y = 1 - 0,8(\lambda_y / 100)^2$, $\lambda_y = l_p / r_y$, где l_p – расстояние между закрепленными точками балки из плоскости; r_y – радиус инерции пояса относительно срединной плоскости балки.

Необходимость постановки вертикальных связей в пролете балки определяется из условия предельной гибкости растянутого пояса из плоскости балки ($\lambda_y \leq 400$). Обычно одна связь устанавливается конструктивно.

В ближайшем от координаты X стыке проверяется фанерная стенка

$$\sigma_{\text{ст}} = M h_{\text{ст}} / 2 I_{\text{пр.ф}} \leq R_{\text{р.ф}} m_{\text{ф}} m_n / \gamma_n. \quad (5.5)$$

где $m_{\text{ф}} = 0,8$; $h_{\text{ст}}$ – расстояние между поясами в свету.

Прочность клеевых швов между слоями шпона в зоне соединения пояса со стенками проверяется в опорном сечении по формуле

$$Q_{\text{max}} S_n / I_{\text{пр.ф}} h_n n_{\text{ш}} \leq R_{\text{ср.ф.ск}}^{\text{ш}} m_n / \gamma_n, \quad (5.6)$$

где $n_{\text{ш}}$ – число швов между поясом и стенками,

$$R_{\text{ср.ф.ск}}^{\text{ш}} = R_{\text{ф.ск}} / (1 + \beta h_n / e), \quad (5.7)$$

где e – эксцентриситет приложения усилий скалывания; $\beta = 0,15$ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения касательных напряжений в швах,

$$S_n = 0,5 b_n h_n h_0.$$

По главным растягивающим напряжениям стенка проверяется в первом от опоры стыке фанеры. При этом возникающие от опорного давления и действующей нагрузки напряжения σ_y не учитываются как пренебрежимо малые по сравнению с расчетным сопротивлением фанеры $R_{\text{ф.а}}$ (см. рис. 1.8).

$$0,5 \left(\sigma_{\text{ст}} + \sqrt{\sigma_{\text{ст}}^2 + 4\tau_{\text{ст}}^2} \right) \leq R_{\text{р.ф.а}} m_{\text{ф}} m_n / \gamma_n, \quad (5.8)$$

$$\alpha = 0,5 \arctg(-2\tau_{\text{ст}} / \sigma_{\text{ст}}),$$

где $\sigma_{\text{ст}}$ и $\tau_{\text{ст}}$ – нормальные и касательные напряжения в стенке на уровне внутренней кромки пояса ($y = 0,5 h_{\text{ст}}$).

Местная устойчивость стенки проверяется в середине первой (при наклонном ребре – второй) от опоры панели, а также в расчетном сечении при $h_{\text{ст}} / \delta_{\text{ф}} > 50$.

$$\sigma_{\text{ст}} / K_n (100 \delta_{\text{ф}} / h_{\text{ст}})^2 + \tau_{\text{ст}} / K_t (100 \delta_{\text{ф}} / h_{\text{расч}})^2 \leq 1, \quad (5.9)$$

где $h_{\text{расч}}$ – при расстоянии между ребрами $a \geq h_{\text{ст}}$, $h_{\text{расч}} = h_{\text{ст}}$; при $a < h_{\text{ст}}$, $h_{\text{расч}} = a$; K_n и K_t – коэффициенты, определяемые по графикам [11, рис. 18 и 19, прил. 5].

Прогиб клефанерных балок определяется с учетом приведенной жесткости $EI_{\text{пр}} = E_{\text{ш}} I_{\text{ш}} + E_{\text{ф}} I_{\text{ф}}$ по рекомендациям СНиП [11] (пп. 4.31–4.33, а также табл. 3, прил. 4). Во второй главе пособия приведены дополнительные рекомендации [формулы (3.23)–(3.25) и прил. 4].

5.3. Особенности проектирования криволинейных участков

Особенности напряженного состояния и расчета дощато-клеёных балок с криволинейными участками, изложенные в 4.1 и 4.2, являются справедливыми и для тонкостенных. Но само конструктивное решение аналогичных по очертанию клефанерных балок вносит специфику в характер их работы и оценку прочности. Главное отличие заключается в увеличении (более чем на порядок) минимального сопротивления фанеры на растяжение $R_{\text{р.д.с}}$, чем клеёной древесины поперек волокон

R_{p90} . Это позволяет конструировать участки большой кривизны без армирования и других приемов, изложенных в главах 3, 4. Решению участков сопряжения прямолинейных элементов под углом в виде компактных узлов способствует и обычно малая высота дощатых поясов. Гнuto-клеёные детали при этом целесообразно изготавливать из толстого шпона, что исключает отходы древесины на распиловку и острожку тонких досок. Рекомендуется склеивать пакеты из шпона в виде заготовок на несколько балок из полос шпона шириной 40...60 см (сорт 3, 4). Заготовки затем раскраиваются на отдельные детали (рис. 5.2, а). Для унификации заготовки склеиваются при одинаковой кривизне для нижних и верхних поясов. Это обеспечивает и местное плавное увеличение высоты поперечного сечения Δh балки в зоне действия M_{\max} (рис. 5.2, б).

Внутренние углы 2γ для нижних и верхних поясов, естественно, будут разными. Длина заготовок для рассредоточения стыков на зубчатый шип также может быть различной. Ребра жесткости, обычно устанавливаемые в таких участках всеобщим образом, не только обеспечивают устойчивость стенок, но и воспринимают часть радиальных усилий ($m_p = 1,2$).

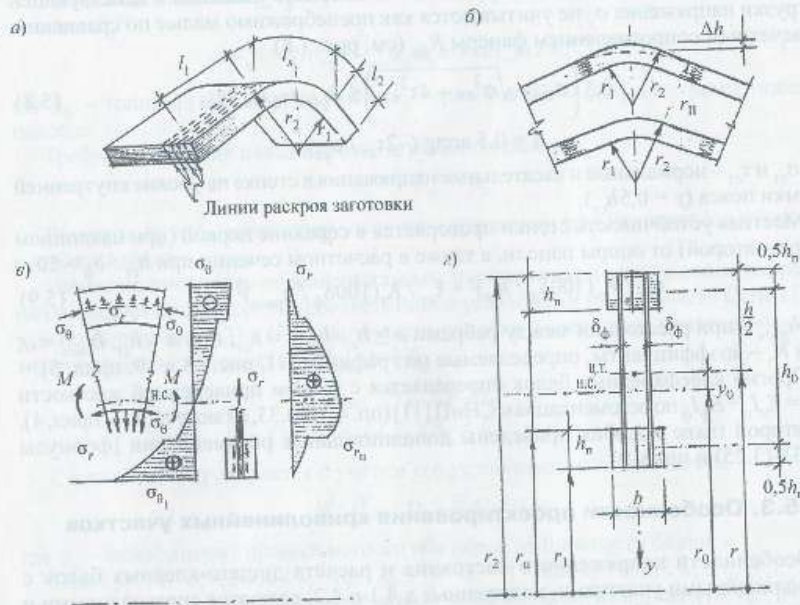


Рис. 5.2. Конструкция и расчетная схема криволинейного участка тонкостенных балок: а — гнuto-клеёная заготовка из шпона с линиями раскройки; б — гнuto-клеёные детали в поясах криволинейного участка балки (а. с. № 234638); в — тангенциальные и радиальные напряжения в криволинейном участке; г — геометрические параметры к расчету тонкостенного кривого бруса

Оценка прочности участка по тангенциальным напряжениям выполняется обычно только в растянутом поясе по формуле

$$\sigma_{\text{тн}} = M(r_0 - r_1) / F_{\text{пр}} y_0 r_1 \leq R_{\text{пр}} m_{\text{сш}} m_{\text{тн}} m_p / \gamma_n \quad (5.10)$$

где $m_{\text{сш}}$ учитывает толщину слоев в рассматриваемом поясе. При склеивании заготовок из шпона толщиной 2...3 мм $m_{\text{сш}} = 1,5$.

Особенность работы тонкостенных кривых брусьев заключается в том, что радиальные усилия, накопившиеся в поясах (рис. 5.2, в), передаются на стенки через клеевые швы. Здесь древесина работает на скалывание поперек волокон (рис. 5.2, г), поэтому проверка может оказаться определяющей:

$$\sigma_{\text{тн}} = (b - \sum \delta_{\text{ш}}) / h_{\text{ш}} n_{\text{ш}} \leq R_{\text{сш}}^{\text{сп}} m_{\text{сш}} / \gamma_n \quad (5.11)$$

где $\sigma_{\text{тн}}$ — радиальные напряжения, накопившиеся в поясах, расположенных ближе к центру кривизны участка (в пролете балки — нижних); $R_{\text{сш}}^{\text{сп}}$ — расчетное сопротивление при скалывании в клееных элементах, которое определяется по формуле (5.7) из соответствующего $R_{\text{сш}}^{\text{сп}}$.

$$\sigma_{\text{тн}} = M \left[\ln(r_1 / r_0) + r_0 h_n / r_1 r_n \right] / F_{\text{пр}} y_0 \quad (5.12)$$

Здесь r_n — радиус кривизны верхней грани нижнего пояса, остальные обозначения на рис. 5.2.

В фанерных стенках возникают максимальные суммарные радиальные напряжения — собственные и переданные с поясов. Проверка выполняется по формуле

$$\left[\ln(r_1 / r_0) + (r_0 - r_1) / r_1 \right] M / F_{\text{пр}} y_0 + \sigma_{\text{тн}} (b - \sum \delta_{\text{ш}}) / \sum \delta_{\text{ш}} \leq R_{\text{р.ф.а}} m_p / \gamma_n \quad (5.13)$$

Здесь $R_{\text{р.ф.а}}$ — расчетное сопротивление фанеры в зависимости от ориентации волокон наружных слоев. Обычно это $R_{\text{фр90}}$.

Участки большой кривизны могут находиться в зоне действия M и Q (на опоре консольных балок). Тогда прочность клеевых швов проверяется по формуле

$$\sqrt{\left[(b - \sum \delta_{\text{ш}}) \sigma_{\text{тн}} / h_{\text{ш}} n_{\text{ш}} \right]^2 + (Q / h_0 h_{\text{ш}} n_{\text{ш}})^2} \leq R_{\text{сш}}^{\text{сп}} 90 m_{\text{сш}} / \gamma_n \quad (5.14)$$

В этом случае рассматривается пояс, расположенный ближе к центру кривизны участка. Кроме того, целесообразно выполнить проверку стенок по главным растягивающим напряжениям по формуле (1.26). Компоненты напряженного состояния σ_x , σ_y и τ_{xy} заменяются на $\sigma_{\text{в}}$, $\sigma_{\text{г}}$ и $\tau_{\text{д}}$.

Остальные расчеты выполняются по рекомендациям для прямолинейных клефанерных балок. Расчеты во второй группе предельных состояний, кроме того, производят по аналогии с расчетами криволинейных клеештатных балок (см. пп. 3.1 и 4.2).

5.4. Примеры расчета

Пример 6. Спроектировать двускатную клефанерную балку (рис. 5.3) пролетом 18 м с уклоном кровли 1:15 ($i = 0,0667$) для отапливаемого здания в Ленинградской

области. Шаг несущих конструкций 3 м. Класс надежности здания II, $\gamma_n = 0,95$.
Условие эксплуатации – А₂ ($m_n = 1,0$).

Выбираем балку двутаврокоробчатого поперечного сечения (по рис. 5.1, б) с плоскими фанерными стенками толщиной $\delta_\phi = 12$ мм марки ФСФ. Материал поясов – доски второго сорта для нижнего пояса и третьего – для верхнего и ребер жесткости.

Состав конструкции крыши принимаем по аналогии с примером 1, учитывая уменьшение высоты несущих ребер панелей до 140 мм (табл. 5.1).

Нагрузка от собственной массы балки определяется при $K_{см} = 4$.

$$g_{см} = (q_{кр}^n + S_0) / (100 / K_{см} - 1) = (400 + 1000) / (1000 / 4 - 1) = 109 \text{ Н/м}^2.$$

При отношении нормативной постоянной нагрузки g^u к нормативному весу снегового покрова S_0

$$g^u / S_0 = 509 / 1000 = 0,509 < 0,8.$$

Коэффициент надежности по снеговой нагрузке равен 1,6 [56, $\gamma_f = 1,6$, п. 5.7].
Нагрузки на 1 м погонной длины балки

$$q^u = (400 + 109 + 1000) \cdot 3 = 4527 \text{ Н/м} = 4,53 \text{ кН/м};$$

$$q = (465 + 109 \cdot 1,1 + 1600) \cdot 3 = 6555 \text{ Н/м} = 6,56 \text{ кН/м}.$$

По схеме № 1 прил. 3 [56] определяем M_{\max} и Q_{\max} :

$$M_{\max} = ql^2 / 8 = 6,56 \cdot 18^2 / 8 = 265,7 \text{ кНм} = 26570 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$Q_{\max} = ql / 2 = 6,56 \cdot 18 / 2 = 59 \text{ кН}.$$

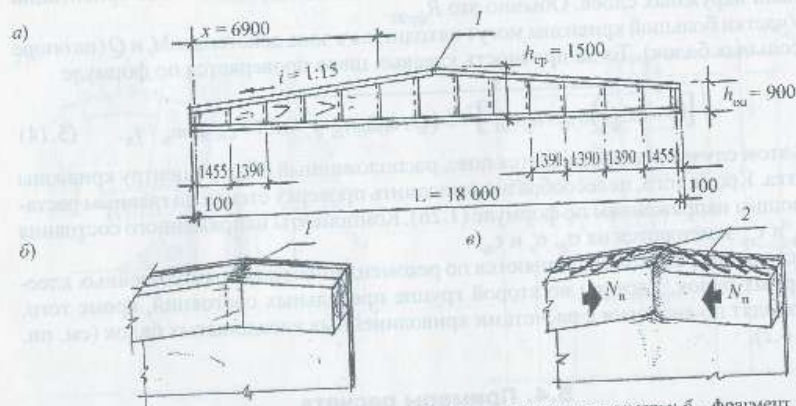


Рис. 5.3. Двухслойная клефанерная балка: а – общий вид и основные размеры; б – фрагмент соединения досок верхнего пояса в коньке; в – схема отрыва и потери устойчивости стенки при обжатии досок вследствие неточности непосредственной приторцовки под углом; 1 – клеевое соединение пояса на зубчатый пил; 2 – схема силовых потоков с пояса на стенки

Таблица 5.1

Нагрузки на 1 м² плана здания

Конструктивные элементы покрытия	Нормативная нагрузка $q_{кр}^n$, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка $q_{кр}$, Н/м ²
Рубероидный трехслойный ковер	90	1,3	117
Клефанерная утепленная панель: фанерные обшивки ($\delta = 9$ мм и $\delta = 6$ мм) ($0,009 + 0,006$) · 7000	105	1,1	115
четыре продольных ребра из досок 140 × 50 мм. $0,14 \cdot 0,05 \cdot 4 \cdot \frac{1}{1,5} \cdot 5000$	93	1,1	102
четыре поперечных ребра 140×50 мм $0,14 \cdot 0,05 \cdot 4 \cdot \frac{1}{3 \cdot 1,5} \cdot 5000$	31	1,1	34
утеплитель – минеральная вата $\gamma = 1 \text{ кН/м}^3$, $\delta = 70$ мм $0,07 \cdot 1000 \cdot \frac{(1,5 - 4 \cdot 0,05)}{1,5}$	61	1,2	73
Пароизоляция	20	1,2	24
Итого постоянная нагрузка	400		465
Временная снеговая нагрузка	1000	1,6	1600

Задаемся высотой поперечного сечения балки в середине пролета $h_{cp} = l / 12 = 18 / 12 = 1,5$ м, что совпадает с сортаментом листов фанеры. Высота балки на опоре:

$$h_{он} = h_{cp} - 0,5l_i = 1,5 - 0,5 \cdot 18 \cdot 0,0667 = 0,9 \text{ м}.$$

Требуемый момент сопротивления определяем по M_{\max} :

$$W_{пр}^{тр} = M_{\max} \gamma_n / R_p = 26570 \cdot 0,95 / 0,9 = 28046 \text{ см}^3 (R_p = 0,9 \text{ кН} / \text{см}^2).$$

В предположении двух стенок из фанеры $\delta_\phi = 12$ мм и высотой поясов $h_n = 140$ мм (либо из досок 150×40 – после калибровки и фрезерования 144×33 – с пропилами, либо из двух узкомерных по 70 мм шириной) зазором в расчетах пренебрегаем

$$h_0 = h_{cp} - h_n = 150 - 14 = 136 \text{ см}.$$

Находим $F_n^{тр} (E_\phi / E_n = 900 \times 1,2 / 1000 = 1,08)$:

$$F_n^{тр} = (W_{пр}^{тр} - \sum \delta_\phi h^2 E_\phi / E_n 6) h_{cp} / h^2 =$$

$$= (28046 - 2 \cdot 1,2 \cdot 1,08 \cdot 150^2 / 6) \cdot 150 / 136^2 = 148,6 \text{ см}^2.$$

Требуемая ширина пояса при этом равна $b_n^{тр} = 148,6 / 14 = 10,62$ см. Принимаем пояса из четырех слоев по 33 мм, $b_n = 13,2$ см.

Расстояние от опоры до поперечного сечения с максимальными краевыми напряжениями при $\gamma = h_{оп,0} / l_i = 76 / 1800 \times 0,0667 = 0,633$

$$x = \left[\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma \right] l = \left[\sqrt{0,633(1+0,633)} - 0,633 \right] \cdot 18 = 6,9 \text{ м.}$$

Параметры расчетного поперечного сечения.

Высота $h_x = h_{оп} + ix = 90 + 0,0667 \cdot 690 = 136 \text{ см.}$

Расстояние между центрами поясов $h_{x0} = 136 - 14 = 122 \text{ см, } 0,5h_{x0} = 61 \text{ см.}$

Приведенный момент инерции

$$I_{пр} = 2 \left[(13,2 \cdot 14^3 / 12 + 13,2 \cdot 14 \cdot 61^2) + 1,08 \cdot 1,2 \cdot 136^3 / 12 \right] = 1924654 \text{ см}^4$$

Момент сопротивления $W_{пр} = 1924654 \cdot 2 / 136 = 28304 \text{ см}^3.$

Изгибающий момент в расчетном сечении

$$M_x = qx(l-x)/2 = 6,56 \cdot 6,9(18-6,9)/2 = 251,2 \text{ кНм} = 25120 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Проверка поперечного сечения по максимальным нормальным напряжениям:

$$M_x / W_{пр} = 25120 / 28304 = 0,888 \text{ кН/см}^2 = 8,88 \text{ МПа} < R_p / \gamma_n = 9 / 0,95 = 9,47 \text{ МПа.}$$

Проверяем сжатый пояс на устойчивость из плоскости. При условии раскрепления на одной из сторон каждой панели $l_p = 150 \text{ см.}$ Тогда

$$\lambda_y = l_p / 0,289b = 150 / 0,289(13,2+2,4) = 33,3,$$

$$\varphi_y = 1 - 0,8(33,3/100)^2 = 0,911.$$

Здесь учитывается общая ширина $b = 15,6 \text{ см.}$

$$M_x / W_{пр} \varphi_y = 25120 / 28904 \cdot 0,911 = 0,969 \text{ кН/см}^2 = 9,69 \text{ МПа} < R_c / \gamma_n = 11 / 0,95 = 11,58 \text{ МПа.}$$

Здесь $R_c = 11 \text{ МПа}$ для третьего сорта досок.

Проверяем (приближенно, без учета работы фанерных стенок) гибкость растянутого пояса на всем пролете:

$$l_0 = 18 \text{ м; } \lambda_y = 1800 / 0,289 \cdot 15,6 = 399 \approx 400.$$

Учитывая практически предельную гибкость растянутого пояса балок, последние объединяем связями попарно в середине пролета.

Определяем местоположение ближайшего от расчетного поперечного сечения стыка фанеры «на ус». По длине балки укладываются 13 листов фанеры с расстояниями между осями стыков $139 \text{ см: } l_{ф} - 10\delta_{ф} = 152 - 10 \cdot 1,2 = 140 \text{ см} \approx 139 \text{ см}$ (см. рис. 5.3, а).

Ось ближайшего стыка фанерных стенок практически совпадает с расчетным сечением ($x_{ст} = 135,5 + 4 \cdot 139 = 691,5 \text{ см} \approx 690 \text{ см}$).

Проверяем здесь фанерную стенку с учетом ослабления ($m_{ф} = 0,8$). $M_x = 251,2 \text{ кН} \cdot \text{м, } h_x = 136 \text{ см, } h_{ст} = 136 - 28 = 108 \text{ см.}$

Приведенный (к фанере) момент инерции

$$I_{пр,ф} = 2 \left[(13,2 \cdot 14^3 / 12 + 13,2 \cdot 14 \cdot 61^2) / 1,08 + 1,2 \cdot 136^3 / 12 \right] = 1782086 \text{ см}^4;$$

$$\sigma_{ст} = M_x h_{ст} / 2I_{пр,ф} = 25120 \cdot 108 / 2 \cdot 1782086 = 0,761 \text{ кН/см}^2 = 7,61 \text{ МПа} <$$

$$< R_{рф} m_{ф} / \gamma_n = 14 \cdot 0,8 / 0,95 = 11,79 \text{ МПа.}$$

Расчет балки у опор

Проверка стенки по максимальным касательным напряжениям в опорном поперечном сечении.

Характеристики сечения:

$$h_{оп} = 90 \text{ см; } h_{оп,0} = 76 \text{ см; } b = 15,6 \text{ см; } \sum \delta_{ф} = 2,4 \text{ см;}$$

$$S_{пр,ф} = S_{ф} + S_{п} E_{п} / E_{ф} = 2,4 \cdot 90^2 / 8 + 13,2 \cdot 14 \cdot 38 / 1,08 = 8933 \text{ см}^3;$$

$$I_{пр,ф} = 2 \left[(13,2 \cdot 14^3 / 12 + 13,2 \cdot 14 \cdot 38^2) + 1,08 + 1,2 \cdot 90^3 / 12 \right] = 560730 \text{ см}^4;$$

Максимальные напряжения

$$Q_{max} S_{пр,ф} / I_{пр,ф} \sum \delta_{ф} = 59 \cdot 8933 / 560730 \cdot 2,4 = 0,392 \text{ кН/см}^2 = 3,92 \text{ МПа} <$$

$$< R_{ср,ф} / \gamma_n = 6 / 0,95 = 6,32 \text{ МПа.}$$

Проверяем клеевые швы между слоями шпона в этом же сечении

$$Q_{max} S_{п} / I_{пр,ф} h_{п} n_{ш} = 59 \cdot 7022 / 560730 \cdot 14,4 \cdot 4 = 0,01283 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 0,128 \text{ МПа} < R_{ск,ф}^{ср} / \gamma_n = 0,414 / 0,95 = 0,436 \text{ МПа.}$$

Здесь $S_{п} = 13,2 \cdot 14 \cdot 38 = 7022 \text{ см}^3,$

$$R_{ск,ф}^{ср} = R_{ск,ф} / (1 + \beta h_{п}^* / e) = 0,8 / (1 + 0,15 \cdot 14 / 0,5(3,3 + 1,2)) = 0,414 \text{ МПа.}$$

Первый стык фанеры находится на расстоянии от оси опоры, равном 130 см.

$$M_x = 0,5qx(l-x) = 0,5 \cdot 6,56 \cdot 1,3(18-1,3) = 71,21 \text{ кН} \cdot \text{м} = 7121 \text{ кН} \cdot \text{см,}$$

$$Q_x = Q_{max} - qx = 59 - 6,56 \cdot 1,3 = 50,5 \text{ кН.}$$

Здесь проверяем стенку по главным напряжениям.

Геометрические параметры поперечного сечения:

$$h_x = 90 + 0,0667 \cdot 130 = 98,7 \text{ см; } h_{x0} = 98,7 - 14 = 84,7 \text{ см; } h_{ст} = 70,7 \text{ см;}$$

$$I_{пр,ф} = 2 \left[(13,2 \cdot 14^3 / 12 + 13,2 \cdot 14 \cdot 42,35^2) / 1,08 + 1,2 \cdot 98,7^3 / 12 \right] = 811672 \text{ см}^4;$$

$$S_{пр,ф} = (13,2 \cdot 14 / 1,08 + 2,4 \cdot 14) \cdot 0,5 \cdot 84,7 = 8669 \text{ см}^3.$$

Компоненты плоского напряженного состояния стенки на уровне внутренней кромки растянутого пояса:

$$\sigma_{ст} = M_x h_{ст} / 2I_{пр,ф} = 7121 \cdot 70,7 / 2 \cdot 811672 = 0,310 \text{ кН/см}^2 = 3,1 \text{ МПа;}$$

$$\tau_{ст} = Q_x S_{п,пр,ф} / I_{пр,ф} \sum \delta_{ф} = 50,5 \cdot 8669 / 811672 \cdot 2,4 = 0,225 \text{ кН/см}^2 = 2,25 \text{ МПа.}$$

Главные напряжения:

$$\sigma_1 = 0,5 \left(\sigma_{ст} + \sqrt{\sigma_{ст}^2 + 4\tau_{ст}^2} \right) = 0,5 \left(3,10 + \sqrt{3,10^2 + 4 \cdot 2,25^2} \right) = 4,28 \text{ МПа} < R_{р,ф,а} m_\phi / \gamma_n = 5,5 \cdot 0,8 / 0,95 = 4,63 \text{ МПа};$$

$$\alpha = 0,5 \arctg(-2 \cdot 2,25 / 3,10) = 27,72^\circ$$

Тогда $R_{р,ф,а}$ принимаем по графику [11, рис. 17 в прил. 5 СНИП] и рис. 1.8 пособия равным примерно 5,5 МПа.

Для проверки местной устойчивости фанерных стенок определяем $h_{ст}$ в середине первой от опоры панели ($x = 65$ см)

$$h_{ст} = 90 - 28 + 65 \cdot 0,0667 = 66,3 \text{ см.}$$

При $h_{ст} / \delta_\phi = 66,3 / 1,2 = 55,3 > 50$, проверка необходима.

$$M_x = 0,5 q x (l - x) = 0,5 \cdot 6,56 \cdot 0,65 (18 - 0,65) = 37 \text{ кН} \cdot \text{м} = 3700 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$Q_x = Q_{\max} - qx = 59 - 6,56 \cdot 0,65 = 54,74 \text{ кН.}$$

Геометрические параметры поперечного сечения:

$$h_x = h_{ст} + 2h_n = 66,3 + 2 \cdot 14 = 94,3 \text{ см}; h_{x0} = 94,3 - 14 = 80,3 \text{ см};$$

$$I_{пр,ф} = 2 \left[(13,2 \cdot 14^3 / 12 + 13,2 \cdot 14 \cdot 40,15^2) / 1,08 + 1,2 \cdot 94,3^3 / 12 \right] = 724 \text{ 970 см}^4;$$

$$S_{пр,ф} = (13,2 \cdot 14 / 1,08 + 2,4 \cdot 14) \cdot 0,5 \cdot 80,3 = 8219 \text{ см}^3.$$

Компоненты напряженного состояния стенки на уровне внутренней кромки пояса.

$$\sigma_{ст} = M_x h_{ст} / 2I_{пр,ф} = 3700 \cdot 66,3 / 2 \cdot 724970 = 0,169 \text{ кН/см}^2 = 1,69 \text{ МПа};$$

$$\tau_{ст} = Q_x S_{п,пр,ф} / I_{пр,ф} \sum \delta_\phi = 54,74 \cdot 8219 / 724970 \cdot 2,4 = 0,259 \text{ кН/см}^2 = 2,59 \text{ МПа.}$$

По СНИП [11] проверяем условие устойчивости фанерной стенки при

$$h_{расч} = h_{ст} = 66,3 \text{ см}; a = 130 - 15 = 115 \text{ см}; \gamma = a / h_{ст} = 115 / 66,3 = 1,73.$$

По графикам на рис. 18 и 19 прил. 5 СНИП [11]: $K_n = 16,3$ МПа; $K_\tau = 2,66$ МПа.

Тогда

$$\sigma_{ст} / K_n (100\delta_\phi / h_{ст})^2 + \tau_{ст} / K_\tau (100\delta_\phi / h_{расч})^2 = 1,69 / 16,3 (120 / 66,3)^2 + 2,59 / 2,66 (120 / 66,3)^2 = 0,329 < 1.$$

Прогиб балки в середине пролета определяем согласно СНИП [11].

Приведенная жесткость балки, вычисленная по среднему поперечному сечению $h_{ср} = 150$ см; $h_{ср,0} = 136$ см,

$$EI_{ср,пр} = E_n I_n + E_\phi I_\phi = 10^3 \cdot 2 (13,2 \cdot 14^3 / 12 + 13,2 \cdot 14 \cdot 68^2) + 0,9 \cdot 1,2 \cdot 10^3 \cdot 2,4 \cdot 150^3 / 12 = 2444 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{см}^2.$$

Тогда $f_0 = 5q^m l^4 / 384 EI_{ср,пр} = 5 \cdot 0,0453 \cdot 1800^4 \cdot 0,95 / 384 \cdot 2444 \cdot 10^6 = 2,407$ см. Здесь $q_n = 0,0453$ кН / см.

По табл. 3 прил. 4 СНИП [11] определяем K и C с учетом отношения площади поясов к площади стенки.

$$K = 0,4 + 0,6 \cdot 90 / 150 = 0,76; \gamma = 2 \cdot 14 \cdot 13,2 / 2,4 \cdot 136 = 1,132;$$

$$C = (45,3 - 6,9 \cdot 90 / 150) \cdot 1,132 = 46,59.$$

Окончательно с учетом формы поперечного сечения, переменности его высоты и влияния деформаций сдвига получаем

$$\frac{f}{l} = \frac{[1 + C (h_{ср} / l)^2] f_0}{IK} = \frac{[1 + 46,59 (150 / 1800)^2] 2,407}{1800 \cdot 0,76} = \frac{1}{429} = \frac{1}{300}.$$

Проверка опоры на смятие

Опорные ребра жесткости балки выполнены двойными – по 100 мм от оси опоры. Ширина площадки C_0 может быть и несколько меньше. При назначении $C_0 = 15$ см проверяем на смятие поперек волокон балку и подушку:

$$P_{оп} / bC_0 = 59 / (13,2 + 2,4) \cdot 15 = 0,252 \text{ кН/см}^2 = 2,52 \text{ МПа} < R_{см90} / \gamma_n = 3 / 0,95 = 3,16 \text{ МПа.}$$

Ширина подушки достаточна.

Все расчеты удовлетворяют условиям первой и второй групп предельных состояний. Определяющими проверками оказались оценки по максимальным нормальным напряжениям в пролете, а также по главным направлениям в приопорной зоне.

Генеральные размеры балки оставляем без изменений.

Пример 7. Спроектировать двускатную клеефанерную балку с уклоном верхнего пояса к горизонту $i_2 = 0,25$ (рис. 5.4) по исходным данным примера 6. Уклон верхнего пояса относительно нижнего составляет $i' = 0,0667$. Направление волокон наружных слоев фанеры принимается параллельным нижнему поясу (в криволинейном участке – горизонтально). Условие эксплуатации здесь A_3 ($m_b = 0,9$).

Погошные нагрузки на балку

$$q^m = 4,53 \text{ кН / м} = 0,0453 \text{ кН / см}; q = 6,56 \text{ кН / м.}$$

Изгибающий момент $M_{\max} = 265,7$ кН · м.

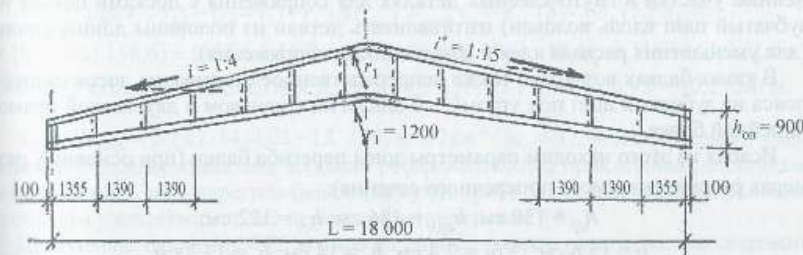


Рис. 5.4. Двускатная клеефанерная балка с гнато-клееными деталями в среднем криволинейном участке

Сопряжение двух полубалок в середине пролета выполнено с помощью вклеивания в плети поясов гнuto-клеенных деталей из однонаправленно уложенных слоев шпона толщиной 3 мм. На высоту пояса 144 мм (из единой доски с пропилом) укладываются 48 слоев шпона. При изготовлении поясов из двух узкомерных досок гнuto-клеенные детали также отпрессовываются раздельно по 24 слоя и приклеиваются к фанере с зазором [11, СНиП, п. 5.8].

В данном примере сохраняются основные размеры запроектированной в примере 5 балки и рассчитывается только криволинейный участок.

Стыки фанеры по длине балки выполняются здесь равноудаленными от середины пролета (по 70 см). При необходимости устройства горизонтального стыка (по высоте балки) он располагается в сжатой зоне (в данном примере – в пределах высоты сжатого пояса).

Расчет выполняется в предположении, что кривизну балки в середине пролета определяет кривизна растянутого пояса. Радиус кривизны гнuto-клеенных деталей принимается единым для обоих поясов. Предварительно принимаем внутренний радиус деталей $r_1 = 100$ см.

Радиус наружной кромки пояса (по рис. 5.2)

$$r_n = r_1 + h_n = 100 + 14 = 114 \text{ см.}$$

Центральный угол в нижнем поясе равен

$$2\gamma_1 = 2\text{arctg}(0,25 - 0,0667) = 20,8^\circ,$$

в верхнем $2\gamma_2 = 2\text{arctg}0,25 = 28^\circ$.

Длина криволинейного участка по нижней кромке нижнего пояса

$$l_1 = 2r_1 \sin \gamma_1 = 2 \cdot 100 \sin 10,4^\circ = 36,1 \text{ см.}$$

Длина дуги верхней кромки этого пояса

$$l_{S1} = \pi r_n 2\gamma_1 / 180^\circ = 3,1416 \cdot 114 \cdot 20,8^\circ / 180^\circ = 41,4 \text{ см.}$$

По верхней кромке верхнего пояса

$$l_2 = 2r_n \sin \gamma_2 = 2 \cdot 114 \sin 14^\circ = 55,2 \text{ см.}$$

$$l_{S2} = \pi r_n 2\gamma_2 / 180^\circ = 3,1416 \cdot 114 \cdot 28^\circ / 180^\circ = 55,7 \text{ см.}$$

Длина криволинейных участков позволяет (с учетом припусков на прямолинейные участки в гнuto-клеенных деталях для сопряжения с досками поясов на зубчатый шип вдоль волокон) изготавливать детали из половины длины шпона (для уменьшения расхода клея и компактности сопряжения).

В таких балках возможно также непосредственное стыкование досок сжатого пояса на зубчатый шип под углом – по аналогии с коньком в двускатной прямой балке.

Исходя из этого находим параметры зоны перегиба балки (при основных размерах рассматриваемого поперечного сечения):

$$\begin{aligned} h_{cp} &= 150 \text{ см}; h_{cp,0} = 136 \text{ см}; h_{ct} = 122 \text{ см}; \\ b &= 15,6 \text{ см}; \sum \delta_\phi = 2,4 \text{ см}; h_n = 14 \text{ см}; h_u = 13,2 \text{ см}. \\ r &= r_1 + 0,5h_{cp} = 100 + 0,5 \cdot 150 = 175 \text{ см}; r_n = 114 \text{ см}. \end{aligned}$$

Условная кривизна верхней кромки участка

$$r_2^{\nabla} = 100 + 150 = 250 \text{ см.}$$

Приведенный момент инерции и площадь биссектрисного сечения участка

$$I_{np} = 2 \left[(13,2 \cdot 14^3 / 12 + 13,2 \cdot 14 \cdot 68^2) + 1,08 + 1,2 \cdot 150^3 / 12 \right] = 2444 \text{ см}^4;$$

$$F_{np} = 2(13,2 \cdot 14 + 1,08 \cdot 1,2 \cdot 150) = 758 \text{ см}^2.$$

Смещение нейтрального слоя от центра тяжести поперечного сечения

$$y_0 = I_{np} / F_{np} r = 2444000 / 758 \cdot 175 = 18,4 \text{ см.}$$

Условный радиус кривизны нейтрального слоя

$$r_0 = r_0^{\nabla} = r - y_0 = 175 - 18,4 = 156,6 \text{ см.}$$

Проверка участка по крайним тангенциальным напряжениям

$$\begin{aligned} M_{\max} (r_0 - r) / F_{np} y_0 r_1 &= 26570 \cdot (156,6 - 100) / 758 \cdot 18,4 \cdot 100 = 1,078 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 10,78 \text{ МПа} < R_p m_{ct} m_u m_{rn} / \gamma_n = 12 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,885 \cdot 1,1 / 0,95 = 16,6 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Здесь R_p принято по первому сорту древесины из-за высокой степени однородности клееного пакета из шпона. При толщине слоев 3 мм и их однонаправленности коэффициент m_{ct} принят равным 1,5. Коэффициент m_{rn} определен по кривизне оси растянутого пояса ($r / \delta = 107 / 0,3 = 356$), $m_{rn} = 0,885$.

Радиальные напряжения (σ_{rn}), накопившиеся в растянутом поясе,

$$\begin{aligned} \sigma_{rn} &= [\ln(r_1 / r_n) + r_0 h_n / r_1 r_n] M_{\max} / F_{np} y_0 = \\ &= [\ln(100 / 114) + 156,6 \cdot 14 / 100 \cdot 114] \cdot 26570 / 758 \cdot 18,4 = 0,1167 \text{ кН/см}^2 \end{aligned}$$

Проверка клеевого шва:

$$\begin{aligned} \sigma_{rn} (b - \sum \delta_\phi) / h_n m_{rn} &= 0,1167(15,6 - 2,4) / 14 \cdot 4 = 0,0275 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 0,275 \text{ МПа} < R_{ck90}^{cp} m_u / \gamma_n = 0,362 \cdot 0,9 / 0,95 = 0,343 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Здесь $R_{ck90}^{cp} = R_{ck90} / (1 + \beta h_n / e) = 0,7 / (1 + 0,15 \cdot 14 / 0,5(3,3 + 1,2)) = 0,362 \text{ МПа}$.

Проверка стенок на максимальные радиальные напряжения

$$\begin{aligned} [\ln(r_1 / r_0) + (r_n - r_1) / r_1] M_{\max} / F_{np} y_0 + \sigma_{rn} (b - \sum \delta_\phi) / \sum \delta_\phi &= \\ = [\ln(100 / 156,6) + (156,6 - 100) / 100] \cdot 26570 / 702 \cdot 18,4 + 0,1167 \cdot 13,2 / 2,4 &= \\ = 0,8835 \text{ кН/см}^2 = 8,835 \text{ МПа} < R_{p, \phi 90} m_p m_u / \gamma_n = 9 \cdot 1,2 \cdot 0,9 / 0,95 = 10,23 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Здесь $F_{np, \phi} = 2(13,2 \cdot 14 / 1,08 + 1,2 \cdot 150) = 702 \text{ см}^2$; $m_p = 1,2$ – коэффициент, учитывающий поддерживающее влияние ребер жесткости, приклеенных к стенкам веерообразно в зоне перегиба балки. (Без учета работы ребер жесткости условие прочности удовлетворяется с перенапряжением около 4 %.)

При уклоне балки $i = 0,25$ возможно одностороннее расположение снеговой нагрузки: $q_{вр} = 1,6 \cdot 3 = 4,8 \text{ кН/м}$. Постоянная нагрузка $q_{пост} = 1,76 \text{ кН/м}$ распределена на всем пролете.

Изгибающий момент в середине пролета при этом равен

$$M = 97,2 + 71,3 = 168,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В этом же сечении появляется и поперечная сила: $Q = 10,8 \text{ кН}$. Прочность клевого шва с учетом поперечной силы:

$$\sqrt{(\sigma_{\text{пл}} b_{\text{ш}} / h_{\text{ш}} n_{\text{ш}})^2 + (Q / h_{\text{ср.0}} h_{\text{ш}} n_{\text{ш}})^2} = \sqrt{(0,074 \cdot 13,2 / 14 \cdot 4)^2 + (10,8 / 136 \cdot 14 \cdot 4)^2} = 0,0175 \text{ кН/см}^2 = 0,175 \text{ МПа} < 0,343 \text{ МПа}.$$

Здесь

$$\sigma_{r_{\text{ш}}} = [r_0 h_{\text{ш}} / r_1 r_{\text{ш}} - \ln(r_{\text{ш}} / r_1)] M / F_{\text{пр}} y_0 = [156,6 \cdot 14 / 100 \cdot 114 - \ln(14 / 100)] \times 16 \ 850 / 758 \cdot 18,4 = 0,074 \text{ кН/см}^2.$$

Стенку по главным напряжениям проверяем у верхней кромки растянутого пояса. Для этого необходимо определить компоненты напряженного состояния стенки по приведенным к фанере геометрическим характеристикам поперечного сечения:

$$I_{\text{пр.ф}} = 2 \left[(13,2 \cdot 14^3 / 12 + 13,2 \cdot 14 \cdot 68^2) / 1,08 + 1,2 \cdot 150^3 / 12 \right] = 1 \ 131 \ 500 \text{ см}^4;$$

$$S_{\text{пр.ф}} = 13,2 \cdot 14 \cdot 0,5 \times 136 / 1,08 + 2,4 \cdot 150^2 / 8 = 18385 \text{ см}^3,$$

$$F_{\text{пр.ф}} = 702 \text{ см}^2 \text{ (см. выше)}.$$

Тогда

$$\sigma_{\text{сст}} = M(r_0 - r_{\text{ш}}) / F_{\text{пр.ф}} y_0 r_{\text{ш}} = 16 \ 850 (156,6 - 114) / 702 \cdot 18,4 \cdot 114 = 0,4875 \text{ кН/см}^2 = 4,88 \text{ МПа},$$

$$\tau_{\text{сст}} = Q S_{\text{пр.ф}} / I_{\text{пр.ф}} \sum \delta_{\text{ф}} = 10,8 \cdot 18 \ 385 / 1 \ 131 \ 500 \cdot 2,4 = 0,073 \text{ кН/см}^2 = 0,73 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{r_{\text{ст}}} = \sigma_{r_{\text{ш}}} b / \sum \delta_{\text{ф}} = 0,0799 \cdot 15,6 / 2,4 = 0,519 \text{ кН/см}^2 = 5,19 \text{ МПа},$$

$$\text{где } \sigma_{r_{\text{ш}}} = [156,6 \cdot 14 / 100 \cdot 114 - \ln(14 / 100)] \cdot 16 \ 850 / 702 \cdot 18,4 = 0,0799 \text{ кН/см}^2.$$

Тогда главные напряжения

$$0,5 \left[\sigma_{\text{сст}} + \sigma_{r_{\text{ст}}} + \sqrt{(4,88 - 5,19)^2 + 4 \cdot 0,73^2} \right] = 5,78 \text{ МПа} > R_{\text{р.ф.а}} m_{\text{р}} m_{\text{в}} / \gamma_n = 4,7 \cdot 1,2 \cdot 0,9 / 0,95 = 5,34 \text{ МПа},$$

$$\alpha = 0,5 \arctg \left[\frac{2 \cdot 0,73}{(5,19 - 4,88)} \right] = 39^\circ; R_{\text{р.ф.а}} = 4,7 \text{ МПа (см. рис. 1.8)}.$$

При незначительном перенапряжении (здесь около 8%), по-видимому, достаточно увеличить радиус кривизны гнуто-клееных деталей, а следовательно, и участка.

Задаемся $r_1 = 120 \text{ см}$, $r_{\text{ш}} = r_1 + h_{\text{ш}} = 134 \text{ см}$, при котором еще сохраняется конструктивное решение сопряжения, в котором две гнуто-клееные детали (для верхнего и нижнего поясов) получают из слоев шпона стандартной длины (160 см).

Длина наружной дуги верхнего пояса

$$l_{S2} = 3,1416 \cdot 134 \cdot 28^\circ / 180^\circ = 65,6 \text{ см}.$$

То же для нижнего пояса $l_{S1} = 3,1416 \cdot 134 \cdot 20,88^\circ / 180^\circ = 48,6 \text{ см}$.

Параметры криволинейного участка при $h_{\text{ср}} = 150 \text{ см}$; $h_{\text{ср.0}} = 136 \text{ см}$; $h_{\text{ст}} = 122 \text{ см}$;
 $r = r_1 + 0,5 h_{\text{ср}} = 120 + 75 = 195 \text{ см}$; $r_{\text{ш}} = 134 \text{ см}$; $y_0 = 2 \ 444 \ 000 / 758 \cdot 195 = 16,5 \text{ см}$;
 $r_0 = 195 - 16,5 = 178,5 \text{ см}$; $r_2 = 120 + 150 = 270 \text{ см}$.

Тогда компоненты напряженного состояния стенки у верхней кромки растянутого пояса равны:

$$\sigma_{\text{сст}} = 16 \ 850 (178,5 - 134) / 702 \cdot 16,5 \cdot 134 = 0,4831 \text{ кН/см}^2 = 4,83 \text{ МПа};$$

$$\tau_{\text{сст}} = 0,73 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{r_{\text{ш}}} = [78,5 \cdot 14 / 120 \cdot 134 - \ln(134 / 120)] \cdot 16 \ 850 / 702 \cdot 16,5 = 0,0655 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{r_{\text{ст}}} = 0,0655 \cdot 15,6 / 2,4 = 0,46 \text{ кН/см}^2 = 4,26 \text{ МПа}$$

Проверка по главным напряжениям:

$$0,5 \left[4,83 + 4,26 + \sqrt{(4,83 - 4,26)^2 + 4 \cdot 0,73^2} \right] =$$

$$= 5,33 \text{ МПа} < 4,9 \cdot 1,2 \cdot 0,9 / 0,95 = 5,57 \text{ МПа},$$

$$\alpha = 0,5 \arctg \left[- \frac{2 \cdot 0,73}{(4,83 - 4,26)} \right] = 34,3^\circ; R_{\text{р.ф.а}} = 4,9 \text{ МПа}.$$

Окончательно принимаем внутренний радиус кривизны гнуто-клееных деталей равным $r_1 = 120 \text{ см}$.

Глава 6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВНЫХ СТОЕК КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

6.1. Основные виды стоек и их расчет

Стойки и ригели являются главными элементами поперечника двух- и трехшарнирных рам каркасных зданий. Здесь рассматриваются основные стойки простейших деревянных рам постоянного поперечного сечения (без наличия мостовых кранов).

Стойки каркасных зданий можно различать по следующим признакам:

1. Функциональное назначение и схема:

а) стойки двухшарнирных рам (защемленные стойки с шарнирным опиранием ригеля, рис. 6.1, а);

б) стойки трехшарнирных рам: одна стойка защемлена в фундаменте, другая – «качающаяся» с шарнирным опиранием ригеля и шарнирным креплением на фундаменте, рис. 6.1, б);

в) стойки каркаса торцевой стены в зависимости от их высоты могут быть как «качающиеся», так и с одним верхним шарниром (при $h > 10$ м) и с защемлением на фундаменте (рис. 6.1, в)

2. Материалы:

- а) цельномассивные клееные из досок (рис. 6.2, а, б);
- б) клефанерные (рис. 6.2, в);
- в) выполненные из бревен и брусьев (рис. 6.2, г, д).

3. Вид соединений:

- а) клееные (клеешпоночные, клеешпоночные, см. рис. 6.2, а, б, в);
- б) на механических связях (нагелях, шпонках, колодках, см. рис. 6.2, г, д).

4. Внешний вид:

- а) плоские сплошные (см. рис. 6.2, а, б, в);
- б) плоские решетчато-сквозные (см. рис. 6.2, г, д).

5. Возможность и способ изготовления:

- а) заводское изготовление (см. рис. 6.2, а, б, в);
- б) построечное изготовление (см. рис. 6.2, г, д).

6. Степень огнестойкости, материалоемкости, трудоемкости и т. д.

Выбор того или иного вида стоек зависит от назначения и высоты здания, срока его службы, величины нагрузок, технологического процесса, архитектурных соображений, степени огнестойкости. Во всех случаях следует учитывать экономические факторы, условия эксплуатации и возможности изготовления (наличие производственной базы).

Клеешпоночные стойки прямоугольного сечения технологичны в изготовлении, имеют более высокий предел огнестойкости по сравнению со стойками других конструкций. При большой высоте ($h > 6$ м) эти стойки отличаются значительной материалоемкостью. Изменение сечения на двутавровое снижает материалоемкость стойки и существенно снижает технологичность изготовления, что в конечном итоге приводит к увеличению стоимости стойки и иногда не может быть рекомендовано к применению.

Наименьшей материалоемкостью обладают клеешпоночные (см. рис. 6.2, в) и решетчатые (см. рис. 6.2, г) стойки. Клеешпоночные стойки имеют гладкие поверхности (что особенно важно для зданий с химически агрессивной средой), хороший внешний вид, обладают достаточно высокой жесткостью и прочностью при малой массе, однако их применение ограничивается противопожарными требованиями. Клеешпоночные стойки особенно целесообразны для сборно-разборных зданий, а также в качестве торцевых (фахверковых) стоек зданий различного назначения при большой их высоте.

Решетчатые стойки применяются давно, проверены многолетней практикой, являются прочными и жесткими конструкциями. Существенный их недостаток — значительно меньший предел огнестойкости по сравнению с массивными клеешпоночными стойками. Решетчатые стойки не рекомендуется применять в зданиях с химическим производством, связанным с агрессивными выделениями (пыль, газ), приводящими к быстрой коррозии металла, элементов соединений. В гражданском строительстве использование их ограничивается архитектурными соображениями.

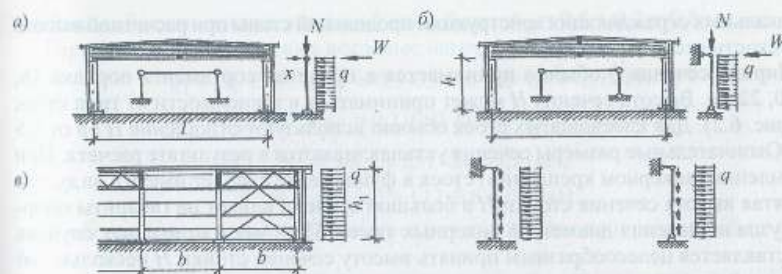


Рис. 6.1. Основные типы стоек каркасных зданий по функциональному назначению и статической схеме: а — стойки двухшарнирной рамы; б — стойки трехшарнирной рамы; в — стойки торцевой стены

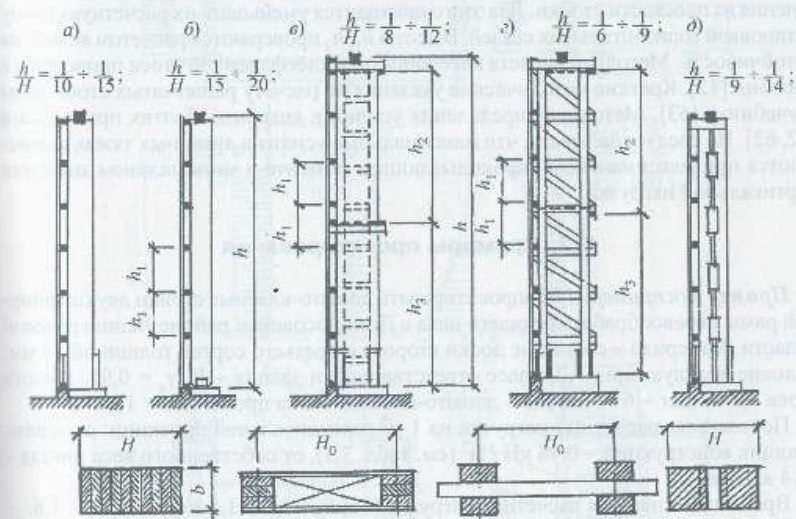


Рис. 6.2. Некоторые типы стоек по материалу, виду и сечению: а — клеешпоночная стойка, защемленная в фундаменте; б — клеешпоночная стойка с шарнирами сверху и снизу; в — клеешпоночная стойка с защемлением в фундаменте; г — решетчатая стойка; д — стойка на колодках

Стойки из бревен или брусьев на колодках, несмотря на трудоемкость, могут найти применение для временных зданий при использовании древесины как местного материала. Высота стоек ограничивается длиной лесоматериала (до 6 м).

Усилия в стойках определяются из расчета рамы по общепринятым правилам строительной механики, например в работах [12, 62, 63]. Сечение стойки должно удовлетворять условию прочности сжато-изогнутого стержня по СНиП [11]. Устойчивость стойки из плоскости рамы обеспечивается несущими элементами

вертикальных ограждающих конструкций продольной стены при расчетной высоте в плоскости стены h_1 (см. рис. 6.2).

Ширина сечения b обычно принимается в пределах сортамента порядка 16, 18, 20, 22 см. Высота сечения H может приниматься в зависимости от типа стоек (см. рис. 6.2). Для клеёнощитовых стоек обычно используют отношение H/b от 1,5 до 6. Окончательные размеры сечения устанавливаются в результате расчета. При заземлении (анкерном креплении) стоек в фундаменте следует иметь в виду, что принятая высота сечения стойки H в большой степени влияет на габариты опорного узла и значения диаметров анкерных тяжей. Поэтому в отдельных случаях представляется целесообразным пришить высоту сечения стойки H несколько завышенной, т. е. с запасом.

Особое внимание при проектировании клеёнощитовых и решетчатых стоек (см. рис. 6.2, в, г) следует обращать на обеспечение устойчивости внутренних ветвей сечения из плоскости стойки. Для этого приходится уменьшать их расчетную длину установкой горизонтальных связей. Высоты h_1, h_2 проверяются расчетом ветвей на устойчивость. Методики расчета клеёнощитовой и клеёнощитовой стоек приведены в пособии [12]. Краткие методические указания по расчету решетчатых стоек даны в учебнике [63]. Методика определения усилий в анкерных болтах приведена в [12, 62]. Не следует забывать, что максимальные усилия в анкерных тяжях вычисляются при максимальном опрокидывающем моменте и минимальном значении вертикальной нагрузки.

6.2. Примеры проектирования

Пример 8 (к примеру 1). Запроектировать дощато-клеёные стойки двухшарнирной рамы деревообрабатывающего цеха в Ломоносовском районе Ленинградской области. Материал – сосновые доски второго и третьего сортов толщиной 34 мм. Условие эксплуатации – А2, класс ответственности здания – II, $\gamma_n = 0,95$. Высота стоек 5,2 м, шаг – 6 м, ригель – дощато-клеёная балка пролетом $l = 11,8$ м.

Постоянные расчетные нагрузки на 1 м^2 горизонтальной проекции: от ограждающих конструкций – $0,48 \text{ кН/м}^2$ (см. табл. 3.3), от собственного веса ригеля – $0,14 \text{ кН/м}^2$.

Временная снеговая расчетная нагрузка [56] $S_0 = 1,0 \text{ кН/м}^2$; $\mu = 1$; $\gamma_f = 1,6$.

В результате вертикальные расчетные нагрузки на стойку: постоянные

$$P_n = (0,48 + 0,14)(0,5l + C)B = 0,62(5,9 + 0,6) \cdot 6 = 24,20 \text{ кН},$$

где $C = 0,6$ – размер карнизной зоны; временные – снеговые

$$S_p = S_0 \mu \gamma_f (0,5l + C)B = 1 \cdot 1,6(5,9 + 0,6) \cdot 6 = 62,4 \text{ кН}.$$

Ветровая нагрузка [56]: ветровой район – II $\omega_0 = 0,3 \text{ кПа}$; $\gamma_f = 1,4$. Высота здания – 5 м, тип местности А, $K = 0,75$; $C_e = +0,8$; $C_{s3} = -0,6$. Высота шатровой части $h_{ш} = 0,8$ м. Расчетная схема поперечника приведена на рис. 6.3, а. Высота балки на опоре 0,6 м, толщина плит покрытия – 0,2 м.

Таким образом, высота шатровой зоны будет: $h_{ш} = 0,6 + 0,2 = 0,8$ м.

Горизонтальные расчетные ветровые нагрузки [56]:

$$q_1 = \omega_0 \text{ ВК} C_e \gamma_f = 0,3 \cdot 0,75 \cdot 6 \cdot 0,8 \cdot 1,4 = 1,512 \text{ кН/м};$$

$$q_2 = \omega_0 \text{ ВК} C_{e3} \gamma_f = 0,3 \cdot 6 \cdot 0,75 \cdot 0,6 \cdot 1,4 = 1,134 \text{ кН/м};$$

$$W_1 = q_1 h_{ш} = 1,51 \cdot 0,8 = 1,21 \text{ кН};$$

$$W_2 = q_2 h_{ш} = 1,13 \cdot 0,8 = 0,91 \text{ кН}.$$

В общем случае рама является один раз статически неопределимой (см. рис. 6.3, а)

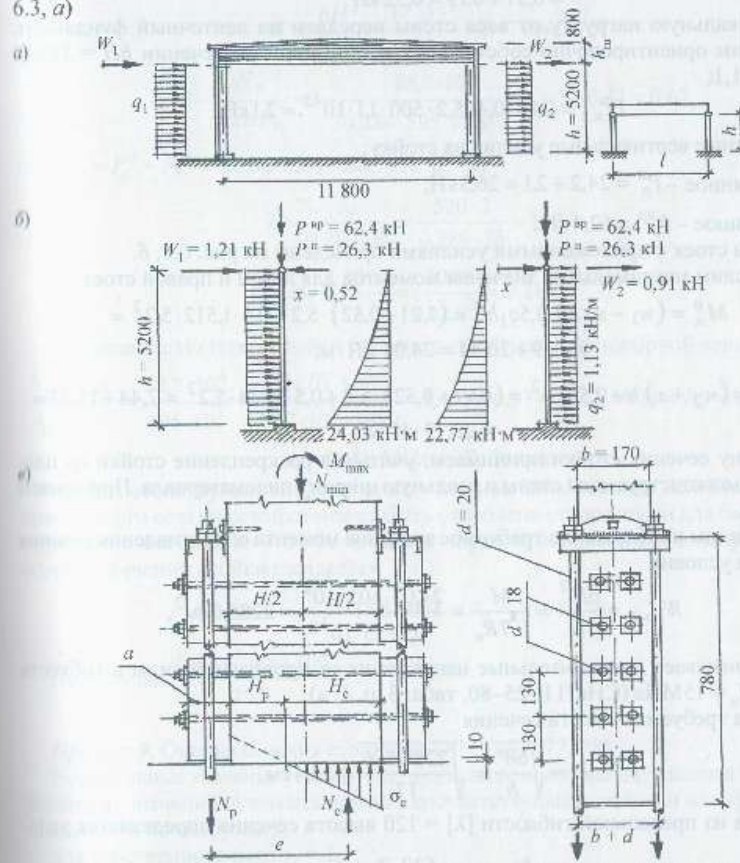


Рис. 6.3. К расчету двухшарнирной рамы: а – расчетная схема рамы и силовые воздействия; б – силовые воздействия на стойки; в – конструкция и напряженное состояние опорного узла

Изгибная жесткость ригеля клееной балки EI_p во много раз больше жесткости стойки EI_c , что дает основание с достаточной точностью принять равными нулю изгибающие моменты в стойках от действия вертикальных нагрузок на ригель [62].

При действии горизонтальных ветровых нагрузок рама остается единожды статически неопределимой с неизвестным усилием распора в ригеле $H = X$.

$$X = \frac{3}{16} h(q_1 - q_2) + \frac{w_1 - w_2}{2} = \frac{3 \cdot 5,2}{16} (1,51 - 1,13) + \frac{1,21 - 0,91}{2} = 0,37 + 0,15 = 0,52 \text{ кН}.$$

Вертикальную нагрузку от веса стены передаем на ленточный фундамент. Определим ориентировочно собственный вес стойки при сечении $bH = 18 \times 40 \text{ см}^2$; $\gamma_f = 1,1$;

$$P_{с.в.с}^p = 0,18 \cdot 0,4 \cdot 5,2 \cdot 500 \cdot 1,1 \cdot 10^{-2} \approx 2,1 \text{ кН}.$$

Расчетные вертикальные усилия на стойку:

$$\text{постоянное } - P_p^n = 24,2 + 2,1 = 26,3 \text{ кН};$$

$$\text{временное } - P_p^{np} = 62,4 \text{ кН}.$$

Схемы стоек с приложенными усилиями приведены на рис. 6.3, б. Вычислим максимальные значения моментов для левой и правой стоек:

$$M_A^p = (w_1 - x)h + 0,5q_1h^2 = (1,21 - 0,52) \cdot 5,2 + 0,5 \cdot 1,512 \cdot 5,2^2 = 3,59 + 20,44 = 24,03 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_B^p = (w_2 + x)h + 0,5q_2h^2 = (0,91 + 0,52) \cdot 5,2 + 0,5 \cdot 1,134 \cdot 5,2^2 = 7,44 + 15,33 = 22,77 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Ширину сечения стойки принимаем, учитывая раскрепление стойки из плоскости рамы конструкцией стены и реальную ширину пиломатериала. Принимаем $b = 17 \text{ см}$.

Определим приближенно требуемое значение момента сопротивления сечения стойки из условия

$$W_{\text{треб}} = \frac{bH^2}{6} \approx \frac{M}{0,7R_n} = \frac{24,03 \cdot 10^2 \cdot 10^4}{0,7 \cdot 15 \cdot 10^3} = 2288,6 \text{ см}^3.$$

где 0,7 учитывает дополнительные напряжения от продольной силы и гибкость стойки; $R_n = 15 \text{ МПа}$ (СНиП II-25-80, табл. 3, п. 1, в).

Откуда требуемая высота сечения

$$H \approx \sqrt{\frac{6W}{b}} = \sqrt{\frac{2288,6 \cdot 6}{17}} = 28,4 \text{ см}.$$

Исходя из предельной гибкости $[\lambda] = 120$ высота сечения определяется условием

$$H \geq \frac{l\mu}{0,289[\lambda]} = \frac{520 \cdot 2}{0,289 \cdot 120} = 29,99 \text{ см}.$$

Проверим сечение стойки $bH = 17 \times 35 \text{ см}^2$.

Уточняем значение расчетного сопротивления:

$$R_n = \frac{R_n m_b m_g m_{сн}}{\gamma_n} = \frac{15,0 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1}{0,95} = 15,8 \text{ МПа},$$

где $m_n = 1$ (СНиП, табл. 5); $m_g = 1$ [11, табл. 7]; $m_{сн} = 1$ [11, табл. 8]; $\gamma_n = 0,95$ по условию.

$$A_{\text{расч}} = bH = 17 \cdot 35 = 595 \text{ см}^2,$$

$$W = \frac{bH^2}{6} = \frac{17 \cdot 35^2}{6} = 3470 \text{ см}^2,$$

$$\xi = 1 - \frac{N_p}{\varphi_3 AR_n} = 1 - \frac{88,7 \cdot 10^4}{0,284 \cdot 595 \cdot 15,8 \cdot 10^3} = 1 - 0,33 = 0,67,$$

где $N_p = P_p^n + P_p^{np} = 26,3 + 62,4 = 88,7 \text{ кН}$; $\mu = 2$;

$$\lambda = \frac{l\mu}{0,289 \cdot H} = \frac{520 \cdot 2}{0,289 \cdot 35} = 102,8;$$

$$\varphi_3 = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{102,8^2} = 0,284.$$

Напряжение по торцу стойки без учета ослаблений приопорной зоны

$$\frac{N_p}{A_p} + \frac{M}{\xi W} = \frac{88,7 \cdot 10^4}{595 \cdot 10^3} + \frac{24,03 \cdot 10^6}{0,67 \cdot 10^3 \cdot 3470} = 1,49 + 10,33 = 11,82 \text{ МПа} < R_n = 15,8 \text{ МПа},$$

$$11,82 \text{ МПа} < R_c \text{ бетона}.$$

Марка бетона фундамента под стойку должна быть не ниже 12 МПа. Ширина приопорного сечения стойки может быть ослаблена отверстиями для болтов. Это ослабление составляет ~ 20 % и, таким образом, максимальное напряжение в опорном сечении стойки ожидается

$$\sigma \approx \frac{11,82}{0,8} = 14,8 \text{ МПа} < R_n = 15,8 \text{ МПа}.$$

$$\text{Недогрузка } \frac{(15,8 - 14,8) \cdot 100}{15,8} = 6,5\%.$$

Пример 9. Оценка сечения стойки по DIN 1052 [77, 78].

Нормативные значения усилий и нагрузок получим из вычисленных в примере 8 расчетных значений путем исключения соответствующих величин коэффициентов надежности по нагрузке γ_f :

для собственного веса $\gamma_f = 1,1$;

для снеговой нагрузки $\gamma_f = 1,6$;

для ветровой нагрузки $\gamma_f = 1,4$.

По табл. 6.1 древесина II класса качества доп. $\sigma_a = 10$ МПа; доп. $\sigma_{DII} = 8,5$ МПа.

Таблица 6.1

Допускаемые напряжения Н / мм², для строительной древесины в случае нагрузки Н [77, 78]

Вид нагрузки	Европейские породы хвойной древесины					Дуб и бук качество среднее
	Брусья			Доски		
	Класс качества			Класс качества		
	III	II	I	II	I	
Изгиб, доп. σ_a	7	10	13	11	14	11
Растяжение, доп. σ_{DII}	0	8,5	10,5	8,5	10,5	10
Сжатие, доп. σ_{DII}	6	8,5	11	8,5	11	10
доп. σ_{DII}	2(2,5)	2(2,5)	2(2,5)	2(2,5)	2(2,5)	3(4)
Скалывание, доп. τ_{II}	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	1
Скалывание при изгибе, доп. τ_{II}	0,9	0,9	0,9	1,2	1,2	1

Постоянная вертикальная нагрузка на стойку

$$D_n = \frac{P_n^p}{\gamma_f} = \frac{36,3}{1,1} = 33 \text{ кН.}$$

Временная вертикальная нагрузка на стойку

$$D_{вр} = \frac{P_{вр}^p}{\gamma_f} = \frac{62,4}{1,6} = 39 \text{ кН.}$$

Таким образом, полное усилие в стойке

$$D = D_n + D_{вр} = 33 + 39 = 72 \text{ кН.}$$

Очевидно, что изгибающие моменты в левой и правой стойках

$$M_n = \frac{M_n^p}{\gamma_f} = \frac{24,03}{1,4} = 1,72 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_{вр} = \frac{M_{вр}^p}{\gamma_f} = \frac{22,77}{1,4} = 1,62 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Проверим сечение стойки 17×35 см.

Геометрические характеристики брутто получены ранее: площадь поперечного сечения $F = 595 \text{ см}^2$;

момент сопротивления $W = 3470 \text{ см}^3$;

гибкость в плоскости изгиба $\lambda = 102,8$.

Площадь поперечного сечения и момент сопротивления приопорного сечения стойки с учетом ослаблений отверстиями для болтов анкерного крепления стойки к фундаменту:

$$F_{ит} \cong F \cdot 0,8 = 595 \cdot 0,8 = 476 \text{ см}^2$$

$$W_{ит} \cong W \cdot 0,8 = 3470 \cdot 0,8 = 2780 \text{ см}^3$$

Прочность принятого сечения оценивается выражением [77, 78]

$$\frac{D\omega}{F_{ит} \text{ доп. } \sigma_{DII}} + \frac{M}{W_{ит} \text{ доп. } \sigma_a} \leq 1 \text{ или } \frac{D\omega}{F_{ит}} + \frac{M \text{ доп. } \sigma_{DII}}{W_{ит} \text{ доп. } \sigma_a} \leq \text{доп. } \sigma_{DII}.$$

Гибкость $\lambda = 102,8$, значение коэффициента продольного изгиба $\omega = 3,18$ (табл. 6.2).

$$\frac{72 \cdot 3,18 \cdot 10^4}{10^3 \cdot 476} + \frac{1,72 \cdot 10^6 \cdot 8,5}{10^3 \cdot 2780 \cdot 10} = 5,34 \text{ МПа} < 8,5 \text{ МПа} = \text{доп. } \sigma_{DII}.$$

$$\text{Недогрузка } \frac{(8,5 - 5,34) \cdot 100}{8,5} = 37\%.$$

Таблица 6.2

Значения коэффициентов продольного изгиба ω [77, 78]

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	2,05	2,54
90	2,58	2,62	2,66	2,7	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	12,85	12,85	12,98	13,10

Пример 10. Решение опорного узла стойки с накладками на болтах (вариант 1). Рассмотрим прикрепление стойки к фундаменту с помощью четырех тяжей, траверс и парных накладок на болтах (см. рис. 6.3, е).

Максимальное усилие в анкерных болтах ожидается при $M_{\max} = 24,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$ и минимальном усилии сжатия (без временной нагрузки) $N_{\min} = 26,3 \text{ кН}$.

Напряжения на подошве фундамента:

$$\sigma_{с.р} = -\frac{N_{\min}}{A} \pm \frac{M_{\max}}{W} = -\frac{26,3 \cdot 10^4}{595} \pm \frac{24,03 \cdot 10^6}{3470};$$

$$\sigma_c = -442 - 6925 = -7367 \text{ кН/м}^2 = -7,37 \text{ МПа.}$$

Мнимое напряжение растяжения-отрыва

$$\sigma_p = -442 + 6925 = +6483 \text{ кН/м}^2 = +6,48 \text{ МПа.}$$

Зона смятия по подошве фундамента

$$H_c = \frac{H\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_p} = \frac{35 \cdot 7,37}{6,48 + 7,37} = 18,62 \text{ см.}$$

Принимаем парные накладки сечением $100 \times 170 \text{ мм}$. Полагаем, что анкерные болты расположены по линии середины толщины накладок $a = 100 \text{ мм}$.

Усилие растяжения в двух анкерных тросах

$$N_p = \frac{M_{\max}}{e\xi} - \frac{N_{\min}(0,5H - H_c/3)}{e}$$

где $\xi = 1 - \frac{N_{\min}}{\phi AR_c} = 1 - \frac{26,3 \cdot 0}{0,284 \cdot 595 \cdot 15,8} = 0,9$.

$$\lambda = \frac{l_p}{i} = \frac{2h}{0,289H} = \frac{2 \cdot 520}{0,289 \cdot 35} = 102,8; \quad \phi = \frac{3000}{\lambda^2} = 0,284;$$

$$e = 0,5a = (H - H_c/3) = 5 + (35 - 6,2) = 33,8 \text{ см.}$$

$$N_p = \frac{24,03}{0,338 \cdot 0,9} - \frac{26,3(17,5 - 6,2)}{33,8} = 70,2 \text{ кН.}$$

Подбираем сечение анкерных тяжей из условия

$$N_p \leq 2A_{бр} R_p m_0 m_k,$$

где $R_p = 210 \text{ МПа}$; $m_0 = 0,8$; $m_k = 0,8$ [64].

Площадь сечения бруска и диаметр тяжей

$$A_{бр} = \frac{\pi d^2}{4} \geq \frac{N_p}{2R_p m_0 m_k} = \frac{7020}{2 \cdot 2100 \cdot 0,8 \cdot 0,8} = 2,61 \text{ см}^2,$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4A_{бр}}{\pi}} = \sqrt{\frac{2,61 \cdot 4}{3,14}} = 1,82 \text{ см.}$$

Принимаем тяжи $d = 20 \text{ мм}$.

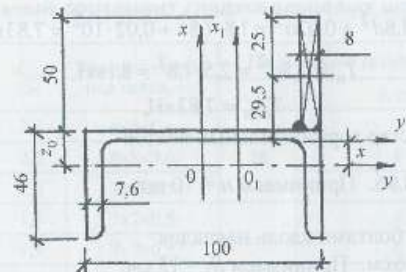


Рис. 6.4. Поперечное сечение к расчету упорной двухконсольной траверсы

Двухконсольные упоры на торцах накладок выполняем из швеллеров. Изгибающий момент в траверсах-упорах

$$M \approx \frac{N_p(b+d)}{8} = \frac{70,2(17+2)}{8} = 166,7 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W \geq \frac{M}{R_{st}} = \frac{16670}{2100} = 7,94 \text{ см}^3.$$

Проверим по сортаменту № 10: $W_y = 7,37 \text{ см}^3 < 7,94 \text{ см}^3$; $b = 4,6 \text{ см}$; $S = 0,45 \text{ см}$; $t = 0,76 \text{ см}$; $I_y = 22,6 \text{ см}^4$; $z_0 = 1,53 \text{ см}$; $A = 10,9 \text{ см}^2$.

Усилим швеллер ребром $0,8 \times 5 \text{ см}^2$ (рис. 6.4). Определим центр тяжести усиленного сечения из условия: $\sum S_y = A \cdot x_1$; $A = 10,9 + 5 \cdot 0,8 = 14,9 \text{ см}^2$; $\sum S_y = 0,8 \cdot 5 \cdot 4,03 = 16,12 \text{ см}^3$; $x_1 = \sum S_y / A = 16,12 / 14,9 = 1,08 \text{ см}$;

$$I_{y1} = 22,6 + 10,9 \cdot 1,08^2 + \frac{0,8 \cdot 5^3}{12} + 0,8 \cdot 5 \cdot 2,95^2 = 78,45 \text{ см}^4$$

$$\text{Момент сопротивления } W_{y1} = \frac{78,45}{5,45} = 14,39 \text{ см}^3 > 7,94 \text{ см}^3.$$

Определим количество горизонтальных «односрезных» болтов при двухрядной расстановке. Из условия расстановки по ширине элемента диаметр болтов должен быть

$$d = \frac{b}{9,5} = \frac{17}{9,5} = 1,79 \text{ см.}$$

Принимаем диаметр $d = 18 \text{ мм}$.

Несущая способность болта на 1 «срез» [11]:

$$T_a = 0,8ad = 0,8 \cdot 10 \cdot 1,8 = 14,4 \text{ кН,}$$

$$T_c = 0,25cd = 0,25 \cdot 35 \cdot 1,8 = 15,75 \text{ кН},$$

$$T_n = 1,8d^2 + 0,02a^2 = 1,8 \cdot 1,8^2 + 0,02 \cdot 10^2 = 7,83 \text{ кН},$$

$$T_n = 2,5d^2 = 2,5 \cdot 1,8^2 = 8,1 \text{ кН},$$

$$T_{\min} = 7,83 \text{ кН}.$$

Требуемое количество горизонтальных болтов

$$n = \frac{N_p}{T_{\min}} = \frac{70,2}{7,83} = 8,96. \text{ Принимаем } n = 10 \text{ шт.}$$

Расстояние между болтами вдоль накладок
 $S \geq 7d = 7 \cdot 1,8 = 12,6 \text{ см}$. Принимаем $S_1 = 13 \text{ см}$.
 Длина накладки $l_{II} = (0,5h + 1)S_1 = 6 \cdot 13 = 78 \text{ см}$.

Пример 11. Опорный узел стойки с накладками на гладко-кольцевых шпонках (вариант 2).

Напряженное состояние по торцу стойки получено при рассмотрении предыдущего варианта опорного узла (вариант 1).

Выполним передачу усилия $N_p = 70,2 \text{ кН}$ от упорных накладок на стойку с помощью гладко-кольцевых шпонок. При ширине упорных накладок $b = 17 \text{ см}$ (табл. 6.3) максимально возможное значение внутреннего диаметра шпонки $d_0 = 12 \text{ см}$, высота шпонки $h_{ш} = 2 \text{ см}$, толщина $\delta = 0,3 \text{ см}$, $S_1 = 16 \text{ см}$, $S_2 = 19 \text{ см}$. Для древесины второго сорта $R_c = 13 \text{ МПа}$ [11].

Несущая способность одной шпонки из условия смятия по боковой поверхности «сердечника» и борта гнезда

$$T_{ш} = 0,1R_c d_0 h_{ш} = 0,1 \cdot 13 \cdot 12 \cdot 2 = 31,2 \text{ кН}.$$

Требуемое количество гладкокольцевых шпонок

$$n \geq \frac{N_p}{T_{ш}} = \frac{70,2}{31,2} = 2,25. \text{ Принимаем } 3 \text{ шпонки}.$$

Требуемая длина накладок

$$l_n = 2(S_1 + S_2) = 2(16 + 19) = 70 \text{ см}.$$

Упорную двухконсольную траверсу выполним из уголкового проката и сгали (возможна и конструкция варианта 1).

Требуемое значение момента сопротивления сечения траверсы получено при рассмотрении опорного узла варианта 1. $W_{tr} \geq 7,94 \text{ см}^3$. По сортаменту (ГОСТ 8509-72) равнобокий уголок $\perp 90 \times 8$ ($A = 13,9 \text{ см}^2$; $I_x = 106 \text{ см}^4$; $z_0 = 2,51 \text{ см}$; $b = 9 \text{ см}$).

$$W_x = \frac{I_x}{b - z_0} = \frac{106}{9 - 2,51} = 16,33 \text{ см}^3 > 7,94 \text{ см}^3.$$

При подборе сечения уголка не учтен крутящий момент, возникающий вследствие приложения изгибающих усилий не в центре изгиба. Для повышения жест-

Таблица 6.3

Нормальный сортамент гладкокольцевых шпонок [65]

d_0 , см	$h_{ш}$, см	δ_{\min} , см	d_{\min} , см	Размеры шайбы под гайки, см	Наименьший размер доски		S_1 , см	S_2 , см
					b , см	a , см		
22	4,5	0,6	2,2	8×8×0,6	26	7	29	35
	4,0	0,5	2,2	8×8×0,6		6		
	3,5	0,5	1,9	7×7×0,5		6		
20	4,0	0,5	1,9	7×7×0,5	24	6	26	32
	3,5	0,5	1,9	7×7×0,5		6		
	3,0	0,4	1,9	7×7×0,5		5		
18	3,5	0,5	1,6	6×6×0,4	22	6	23	29
	3,0	0,4	1,6	6×6×0,4		5		
	2,5	0,35	1,6	6×6×0,4		5		
16	3,0	0,4	1,6	6×6×0,4	20	5	21	26
	2,5	0,35	1,6	6×6×0,4		4,5		
14	2,5	0,35	1,2	4,5×4,5×0,3	18	4	18	22
	2,0	0,30	1,2	4,5×4,5×0,3		3,5		
12	2,0	0,30	1,2	4,5×4,5×0,3	15	3,5	16	19
10	2,0	0,30	1,2	4,5×4,5×0,3	12	3,5	13	16

кости полки при изгибе усиливаем ее стальной полосой сечением 60×8 мм по всей длине на сварке. Конструкция опорного узла приведена на рис. 6.5.

Диаметр анкерных тяжей получен в предыдущем варианте – $d = 20 \text{ мм}$.

Накладки с гладкокольцевыми шпонками стянуты соединительными болтами $\varnothing 12 \text{ мм}$, шайбы 45×45×3 мм.

Пример 12. Решение опорного узла стойки с накладками на клею ФРФ-50 (вариант 3).

Усилие $N_p = 70,2 \text{ кН}$ в анкерных тяжах, их диаметр $d = 20 \text{ мм}$, $e = 0,338 \text{ м}$ получены выше при рассмотрении опорного узла стойки варианта 1 (пример 10).

По СНиП II-25-80 [11] расчетное сопротивление клеёной древесины на скалывание вдоль волокон $R_{ск} = 2,1 \text{ МПа}$.

Оценим достаточность площади клеевого шва при $l_{ск} = 0,6 \text{ м}$, $b = 0,17 \text{ м}$.

Средняя величина расчетного сопротивления на скалывание по длине площади скалывания

$$R_{ск}^{cp} = \frac{R_{ск}}{1 + \beta \frac{l_{ск}}{e}} = \frac{2,1}{1 + 0,25 \frac{0,6}{0,338}} = 1,45 \text{ МПа},$$

где $\beta = 0,25$ – одностороннее скалывание.

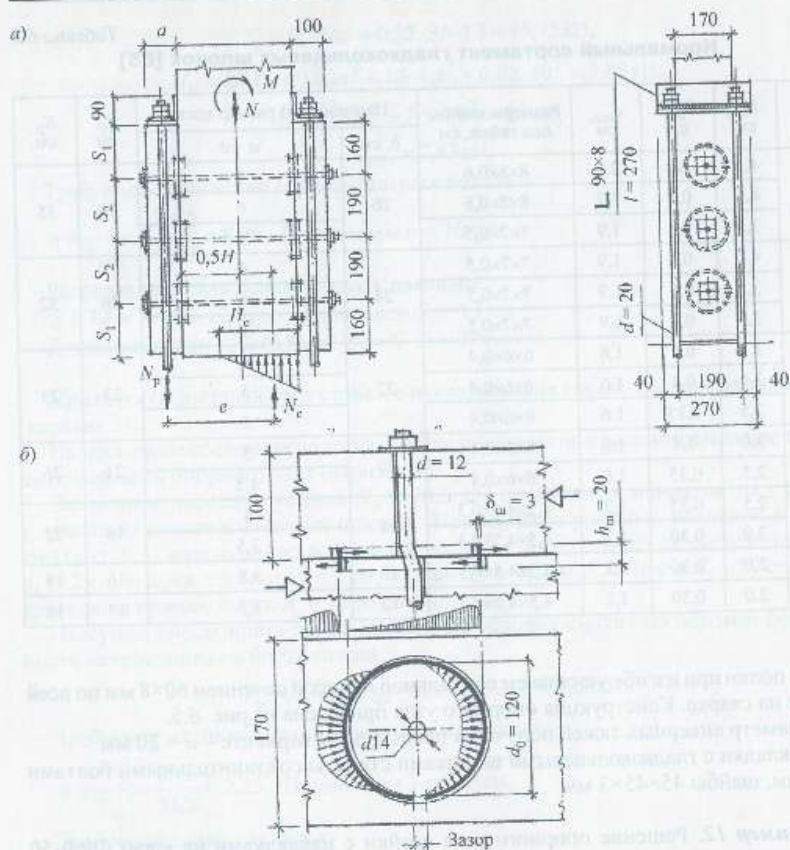


Рис. 6.5. Конструкция опорного узла стойки на гладкокольцевых шпунках: а – конструкция и напряженное состояние узла; б – распределение напряжения смятия и скалывания в древесине под шпункой

Площадь клеевого шва

$$R_{ск}^{op} l_{ск} b = 1,45 \cdot 1000 \cdot 0,6 \cdot 0,17 = 148,5 \text{ кН.}$$

Отношение $l_{ск} / e = 0,6 / 0,338 = 1,77 < (3...4)$, это дает основание полагать, что недостаточно корректно вычислена величина $R_{ск}^{op}$. Для повышения надежности работы клеевого шва, с целью восприятия возможных отрывающих напряжений, в нем устанавливаем в крайних зонах по два глухаря $\varnothing 16 \text{ мм}$ $l = 150 \text{ мм}$.

Конструкция узла приведена на рис. 6.6.

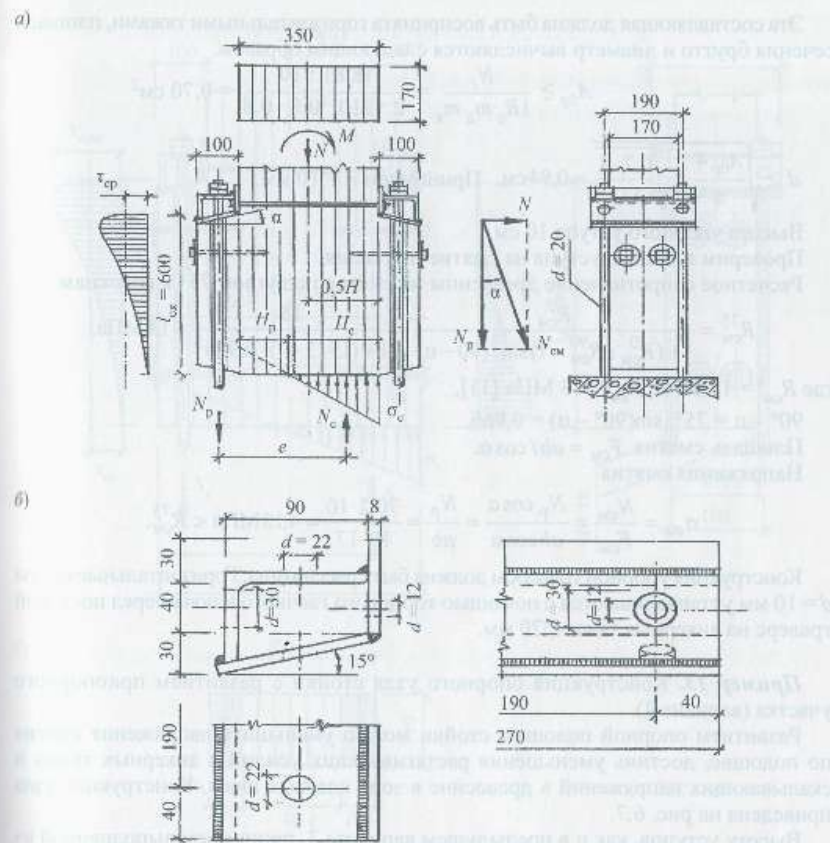


Рис. 6.6. Конструкция опорного узла стойки с накладками на клею: а – конструкция, напряженное состояние по подошве опоры, работа древесины на скалывание по длине наклейки. К определению усилий прижима и растяжения в горизонтальных тяжах; б – конструкция траверсы

Для создания небольших обжимающих усилий N_c на участок клеевого шва с максимальными значениями касательных напряжений упорные траверсы опираются на торцы уступов под углом 15° к горизонтали.

Усилие прижима

$$N_c = N_p \cdot \operatorname{tg} \alpha = 70,2 \cdot 0,268 = 18,81 \text{ кН,}$$

где $\alpha = 15^\circ$, $\operatorname{tg} \alpha = 0,268$.

Эта составляющая должна быть воспринята горизонтальными тяжами, площадь сечения брутто и диаметр вычисляются следующим образом:

$$A_{бр} \geq \frac{N_c}{R_c m_d m_k} = \frac{18,81 \cdot 10}{2 \cdot 210 \cdot 0,8 \cdot 0,8} = 0,70 \text{ см}^2$$

$$d \geq \sqrt{\frac{A_{бр} \cdot 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{0,7 \cdot 4}{3,14}} = 0,94 \text{ см. Принимаем } d = 10 \text{ мм.}$$

Высота упорного уступа 10 см.

Проверим площадь уступа на смятие от усилия.

Расчетное сопротивление древесины на смятие под углом 75° к волокнам

$$R_{см}^{75} = \frac{R_{см}^0}{1 + (R_{см}^0 / R_{см}^{90} - 1) \sin^3(90 - \alpha)} = \frac{15}{1 + (15/3 - 1) \cdot 0,966^3} = 14 \text{ МПа,}$$

где $R_{см}^0 = 15 \text{ МПа}$, $R_{см}^{90} = 3 \text{ МПа}$ [11],

$90^\circ - \alpha = 75^\circ$; $\sin(90^\circ - \alpha) = 0,966$.

Площадь смятия $F_{см} = ab / \cos \alpha$.

Напряжения смятия

$$\sigma_{см} = \frac{N_{см}}{F_{см}} = \frac{N_p \cos \alpha}{ab \cos \alpha} = \frac{N_p}{ab} = \frac{70,2 \cdot 10}{10 \cdot 17} = 4,13 \text{ МПа} < R_{см}^{75}.$$

Конструкция упорной траверсы должна быть рассчитана. Горизонтальные болты $d = 10 \text{ мм}$ устанавливаются с помощью торцового гаечного ключа перед посадкой траверс на анкерные тяжи $\varnothing 20 \text{ мм}$.

Пример 13. Конструкция опорного узла стойки с развитием приопорного участка (вариант 4).

Развитием опорной подошвы стойки можно уменьшить напряжения смятия по подошве, достичь уменьшения растягивающих усилий в анкерных тяжах и скалывающих напряжений в древесине в зоне клеевых швов. Конструкция узла приведена на рис. 6.7.

Высоту уступов, как и в предыдущем варианте 3, принимаем выполненной из трех досок, толщиной 10 см (с обеих сторон).

Таким образом, общая высота опорного сечения стойки составит $H = 35 + 2 \cdot 10 = 55 \text{ см}$, ширина сечения $B = 17 \text{ см}$ с действующими усилиями $M = 24,03 \text{ кНм}$; $N_{\min} = 26,3 \text{ кН}$.

Геометрические характеристики опорного сечения $A = 17 \cdot 55 = 935 \text{ см}^2$;

$$W = \frac{17 \cdot 55^2}{6} = 8570,8 \text{ см}^3$$

Напряжения по подошве стойки

$$\sigma_{с.р} = -\frac{N_{\min}}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{26,3 \cdot 10^4}{935} \pm \frac{24,3 \cdot 10^6}{8570,8} \text{ кН/м}^2,$$

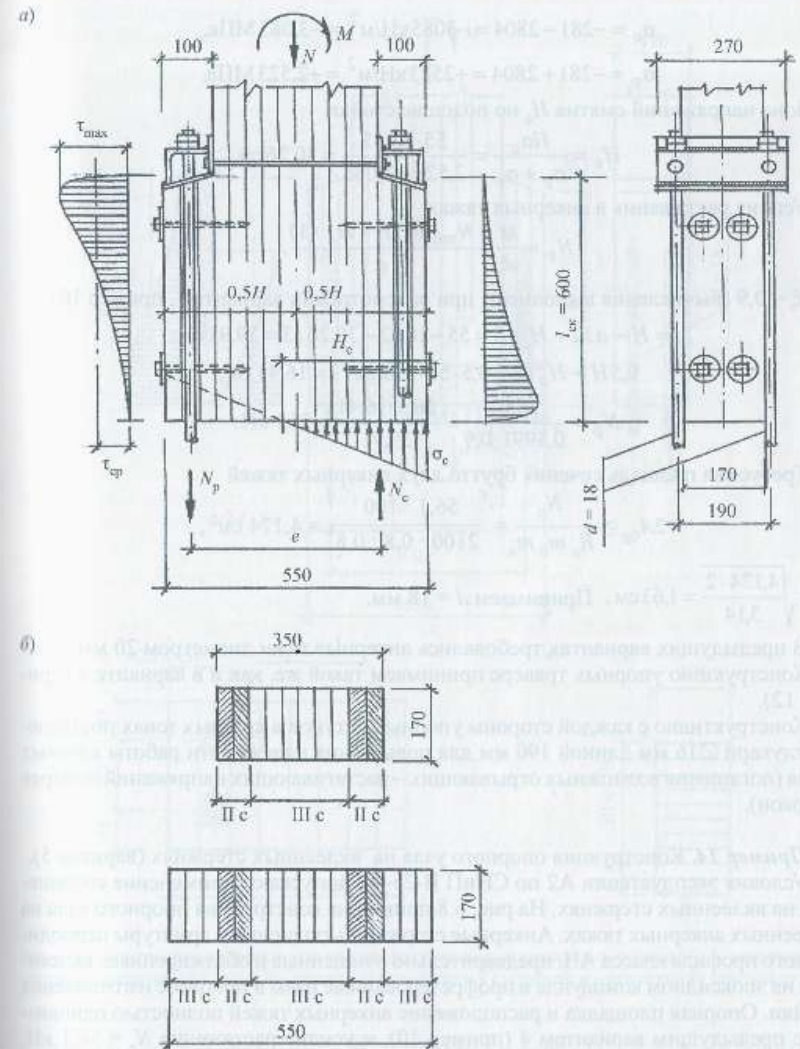


Рис. 6.7. Опорный узел клееной стойки с развитием подошвы опирания: а – конструкция и напряженное состояние узла; б – компоновка сечения стойки и приопорного участка

Таким образом,

$$K_c = 1,2 - 0,02 \frac{45}{1,8} = 0,7,$$

$$T = 2 \cdot 2100 \cdot 3,14(0,018 + 0,005) \cdot 0,45 \cdot 0,7 = 97,06 \text{ кН} > N_p.$$

При уменьшении длины склеивания

$$l = 20d = 20 \cdot 1,8 = 36 \text{ см}, K_c = 1,2 - 0,02 \cdot 20 = 0,8,$$

$$T = 2 \cdot 2100 \cdot 3,14(0,018 + 0,005) \cdot 0,36 \cdot 0,8 = 87,36 \text{ кН} > N_p.$$

Принимаем $l = 36$ см.

При выборе рассмотренного варианта необходимо учесть следующее:

1. Конструкцию опорного узла можно было выполнить без развития приопорной зоны, однако при этом с уменьшением плеча e увеличится усилие растяжения в тросах, что потребует увеличения диаметра стержней.

2. Рассмотренная конструкция требует квалифицированного исполнения, повышенных требований к хранению, транспортировке и монтажу.

3. Наполнителями в эпоксидном компаунде могут быть кварцевая мука или цемент.

Вопрос установки стойки на фундамент требует специального рассмотрения, например как это рекомендуется в работах (36, 37). Стойка в заводских условиях оснащается призмой из железобетона или полимербетона (рис. 6.9, а) с заделанными в нее выпусками склеенных стержней, транспортируется и устанавливается в стакан фундамента. Такое решение сопряжено со значительными трудностями как в процессе производства, так и при транспортировке и монтаже. Нам представляется более реальным другое решение (рис. 6.9, б) – с помощью использования промежуточного стального башмака. Стальные башмаки, сконструированные и рассчитанные в соответствии с [64], перед монтажом стоек строго устанавливаются в проектное положение. Свободные концы склеенных стержней оснащаются резьбой. Стержни вводятся в овальные отверстия горизонтальной плоскости башмака и закрепляются гайками. При этом удачно локализуются различные температурно-влажностные деформации клееной древесины и металла. Недостатком такого решения является дополнительный расход стали.

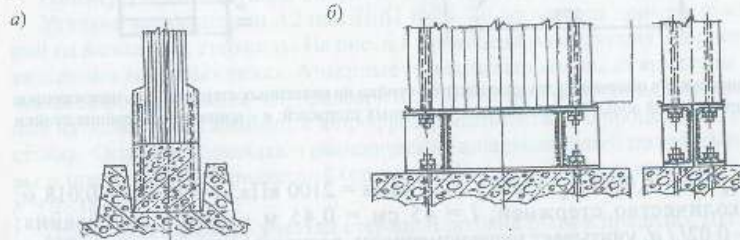


Рис. 6.9. Возможные сопряжения стойки с фундаментом: а – установка в «стакан», б – установка на стальной башмак

РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА К РАЗДЕЛУ I

1. Ашкенази, Е. К. Анизотропия конструкционных материалов: Справочник / Е. К. Ашкенази, Э. В. Ганов. – Л.: Машиностроение, 1980. – 247 с.
2. Ашкенази, Е. К. Анизотропия древесины и древесных материалов / Е. К. Ашкенази. – М.: Лесная промышленность, 1978. – 224 с.
3. Соболев, Ю. С. Древесина как конструкционный материал / Ю. С. Соболев. – М.: Лесная промышленность, 1979. – 248 с.
4. Серов, Е. Н. Рациональное использование анизотропии прочности материалов в клееных деревянных конструкциях массового изготовления: дис. ... д-р техн. наук / Е. Н. Серов. – Л., 1988. – 521 с.
5. Хатин, А. В. Анизотропия в расчетах прочности клееных деревянных конструкций: учеб. пособие ВКГУ / А. В. Хатин. – Усть-Камскогорск, 1997. – 105 с.
6. Митинский, А. Н. Упругие постоянные древесины как ортотропного материала / А. Н. Митинский // Труды ЛТА им. Кирова. № 63. – Л., 1948. – С. 73–85.
7. Митинский, А. П. Упругие постоянные древесины как трансверсально-изотропного материала / А. Н. Митинский // Тр. ЛТА им. Кирова, № 67. – Л., 1949. – С. 49–57.
8. Павлов, А. П. Плоская задача теории упругости древесины / А. П. Павлов // Сборник трудов ЛИИЖТ, вып. 136. – М.: Гос. трансп. ж.д. изд., 1947. – С. 121–133.
9. Павлов, А. П. Основные уравнения теории упругости древесины / А. П. Павлов // Сб. тр. ЛИИЖТ, вып. 137. – М.: Гос. трансп. ж.д. изд., 1948. – С. 133–139.
10. Лехницкий, С. Г. Теория упругости анизотропного тела / С. Г. Лехницкий. – М.: Наука, 1977. – 416 с.
11. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1982. – 66 с.
12. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с.
13. Светозарова, Е. Н. Результаты исследования физико-механических свойств фанеры ФСФ сорта В/ВВ и повышение эффективности ее конструктивного использования / Е. Н. Светозарова, Е. Н. Серов и др. // Инженерные конструкции. Доклады к XXXI научной конференции ЛИСИ. – Л., 1973. – С. 104–107.
14. Космодамианский, А. С. Изгиб анизотропной балки под действием равномерной нагрузки / А. С. Космодамианский // Учен. зап. Ростовского гос. ун-та, 1955. Вып. 32, № 4. – С. 75–94.
15. Хатин, А. В. О разрушении клееноплатных балок увеличенной высоты / А. В. Хатин // Конструкции из клееной древесины и пластмасс: межвуз. сборник трудов ЛИСИ. – Л., 1979. – С. 19–25.
16. Серов, Е. Н. Проблемы совершенствования методов оценки прочности клееных деревянных конструкций / Е. Н. Серов // Расчет и компьютерное проектирование деревянных конструкций. Матер. Всесоюзного семинара. – Владимир-Суздаль, 1991. – С. 17–19.
17. Гуськов, И. М. Сопротивление строительной фанеры сжатию и смятию нормально к плоскости листа: автореф. дис. ... канд. техн. наук / И. М. Гуськов. – М., 1979. – 21 с.
18. Качанов, Л. М. Основы механики разрушения / Л. М. Качанов. – М.: Наука, 1974. – 312 с.
19. Гольденблат, Н. Н. Критерии прочности и пластичности конструкционных материалов / Н. Н. Гольденблат, В. А. Копнов. – М.: Машиностроение, 1968. – 192 с.
20. Гольденблат, Н. Н. К общей теории прочности изотропных и анизотропных материалов / Н. Н. Гольденблат, В. А. Копнов // Проблемы прочности. – 1971. – № 2. – С. 65–69.
21. Яценко, В. Ф. Прочность композиционных материалов / В. Ф. Яценко. – Киев: Высшая школа, 1988. – 192 с.
22. Освенский, Б. А. Скалывание и раскалывание в деревянных конструкциях / Б. А. Освенский // Исследование прочности и деформативности элементов конструкций из древесины, строительной фанеры и стеклопластика АГ-4С; МИСИ. – М., 1978. – С. 3–65.

23. Гениев, Г. А. О критерии прочности древесины при плоском напряженном состоянии / Г. А. Гениев // Строительная механика и расчет сооружений. - 1981. - № 3. - С. 15-20.
24. Белякин, Ф. П. Прочность и деформативность стеклопластиков при двухосном сжатии / Ф. П. Белякин, В. Ф. Яценко, Г. Г. Марголин. - Киев: Наукова думка, 1971. - 153 с.
25. Серов, Е. Н. Особенности разрушения стандартных образцов и их связь с работой конструкций / Е. Н. Серов // Изв. вузов. Лесной журнал. - Архангельск, 1994. - № 1. - С. 75-79.
26. Серов, Е. Н. Проблемы возрания и пути совершенствования норм проектирования клееных деревянных конструкций / Е. Н. Серов // Изв. вузов. Лесной журнал. - Архангельск. - 2000. - № 5-6. - С. 139-144.
27. Серов, Е. Н. Прочность деревянных конструкций в сложном напряженном состоянии / Е. Н. Серов, Л. Мелешко, Р. Орлович // Дерево и древесные материалы в строительных конструкциях: матер. междунар. научн. конференции. - Пещы, 1999. - С. 83-89.
28. Серов, Е. Н. Рекомендации к совершенствованию норм проектирования деревянных конструкций / Е. Н. Серов // Известия вузов. Строительство. - 2003. - № 4. - С. 9-16.
29. Халип, А. В. О предельных кривых сопротивления клееной древесине при изгибе / А. В. Халип // Конструкции из клееной древесины и пластмасс: межвуз. темат. сб. тр. ЛИСИ. - Л., 1983. - С. 81-85.
30. Серов, Е. Н. Исследование деформативности и прочности клефанерных рам: дис. ... канд. тех. наук / Е. Н. Серов. - Л., 1971. - 226 с.
31. Корзон, С. А. Некоторые вопросы экспериментального исследования клефанерных балок / С. А. Корзон, Е. Н. Светозарова, Е. Н. Серов // Повышение надежности и долговечности строительных конструкций: межвуз. темат. сб. тр.: ЛИСИ. - Л., 1972. - С. 85-92.
32. Светозарова, Е. И. Конструкции из клееной древесины и водостойкой фанеры. Примеры проектирования: учеб. пособие / Е. И. Светозарова, С. А. Душечкин, Е. Н. Серов; ЛИСИ - Л., 1974. - 133 с.
33. Светозарова, Е. И. О напряжениях в клееной балке увеличенной высоты / Е. И. Светозарова // Конструкции из клееной древесины и пластмасс: межвуз. темат. сб. тр. - Л., 1978. - С. 10-15.
34. Серов, Е. Н. Анализ напряженного состояния клееных балок в зоне наблюдаемого разрушения / Е. Н. Серов // Изв. вузов. Лесной журнал. - Архангельск. - 1986. - № 6. - С. 55-61.
35. Светозарова, Е. И. Некоторые вопросы совершенствования клееных деревянных конструкций в процессе изготовления / Е. И. Светозарова, Е. Н. Серов, Б. В. Лабудин // Изв. вузов. Лесной журнал. - Архангельск. - 1985. - № 2. - С. 65-68.
36. Серов, Е. Н. Напряженное состояние и прочность деревянных клееных элементов ломаного очертания / Е. Н. Серов // Повышение долговечности и надежности строительных конструкций: межвуз. темат. сб. тр.: ЛИСИ. - Л., 1977. - С. 18-29.
37. Попов, В. Д. Упрочнение приопорных зон клееной балки / В. Д. Попов, Е. Н. Серов // Конструкции из дерева и пластмасс: межвуз. темат. сб. тр. - Л., 1978. - С. 15-21.
38. Серов, Е. Н. Некоторые результаты исследования напряженного состояния клееного кривого бруса / Е. Н. Серов, А. Б. Шмидт // Конструкции из дерева и пластмасс: межвуз. темат. сб. тр. - Л., 1978. - С. 62-67.
39. Серов, Е. Н. Уточнение инженерного расчета на прочность дощато-клееных рам с криволинейными участками / Е. Н. Серов, С. Ю. Табунов // Изв. вузов. Лесной журнал. - Архангельск. - 1986. - № 4. - С. 72-77.
40. Серов, Е. Н. Пространственные конструкции из клееной древесины и фанеры в Ленинградской области / Е. Н. Серов // Совершенствование строительных конструкций из дерева и пластмасс: межвуз. темат. сб. тр. - СПб., 1992. - С. 37-43.
41. Белякин, Ф. П. Прочность древесины при сжатии вдоль волокон / Ф. П. Белякин. - Киев: АН УССР, 1955. - 140 с.
42. Ашкенази, Е. К. Опыт применения первой классической гипотезы к оценке прочности древесины при сложных напряженных состояниях / Е. К. Ашкенази // Техн. информ. по результатам НИР.
43. Иванов, Ю. М. К вопросу исследования складки разрушения древесины при сжатии вдоль волокон / Ю. М. Иванов // Тр. инст-та леса. Т. IX. - М.: АН СССР, 1953. - С. 115-120.

44. Серов, Е. Н. Учет трансверсальной изотропии клееной древесины при расчете изгибаемых элементов / Е. Н. Серов // Облегченные конструкции из древесины, фанеры и пластмасс: межвуз. темат. сб. тр. ЛИСИ. - Л., 1984. - С. 19-30.
45. Серов, Е. Н. Выбор критерия прочности для клееной древесины изгибаемых и сжатых элементов / Е. Н. Серов, А. В. Халип // Изв. вузов. Лесной журнал. - Архангельск. - 1984. - № 1. - С. 72-76.
46. Серов, Е. Н. Выбор равнопрочных конструктивных решений клееной балки прямоугольной формы / Е. Н. Серов, А. В. Халип // Конструкции из дерева и пластмасс: межвуз. темат. сб. тр.: ЛИСИ. - Л., 1979. - С. 13-19.
47. Иванов, Ю. М. Длительная прочность древесины при растяжении поперек волокон / Ю. М. Иванов, Ю. Ю. Славик // Изв. вузов. Строительство и архитектура. - 1986. - № 10. - С. 22-26.
48. Орлович, Р. В. Длительная прочность и деформативность конструкций из современных материалов при основных эксплуатационных воздействиях: дис. ... д. т. н. / Р. В. Орлович. - Брест, 1990. - 375 с.
49. Стрелецкий, П. С. Основные сдвиги в возрании на работу конструкций / П. С. Стрелецкий // Изв. вузов. Стр-во и арх. - 1967. - № 10. - С. 37-40.
50. Аугустин, Я. Аварии стальных конструкций / Я. Аугустин, Е. Шледзевский; пер. с польского. - М.: Стройиздат, 1978. - 183 с.
51. Иванов, В. Ф. Проблемы долговечности деревянных конструкций / В. Ф. Иванов. - М.; Л., 1950. - 135 с.
52. Отрешко, А. И. Некоторые вопросы производства и применения клееных деревянных конструкций / А. И. Отрешко // Пром. стр-во. - 1972. - № 10. - С. 37-39.
53. Дмитриев, П. А. Деревянные балки и балочные клетки: Учеб. пособие / П. А. Дмитриев. - Новосибирск: НИСИ, 1989. - 161 с.
54. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. - 36 с.
55. Знаменский, Е. М. Современное состояние зарубежных и отечественных норм проектирования деревянных конструкций / Е. М. Знаменский, К. П. Пятикрестовский, Н. И. Горбатова // Строит. конструкции. Сер. 8. Вып. 4. М.: ВНИИС, 1982. - 73 с.
56. Исследование клееных деревянных конструкций с целью их совершенствования путем повышения надежности, снижения материалоемкости и оказания технической помощи в их внедрении: отчет о НИР / Ленингр. инж.-строит. ин-т; руководитель Е. И. Светозарова. № Г.Р.80007116. - Л., 1982. - 328 с.
57. Попов, В. Д. Инженерный расчет зубчатого стыка / В. Д. Попов, Е. Н. Серов, С. А. Корзон // Изв. вузов. Лесн. журнал. - 1983. - № 3. - С. 74-78.
58. Лабудин, Б. В. Исследование прочности клееной древесины под различными углами / Б. В. Лабудин, Е. Н. Серов, Ю. А. Варфоломеев и др. // Изв. вузов. Лесн. журнал. - 1990. - № 6. - С. 61-64.
59. Душечкин, С. А. Прочностные и упругие характеристики фанерных профилей / С. А. Душечкин // Повышение надежности и долговечности строительных конструкций: межвуз. темат. сб. тр.: ЛИСИ. - Л., 1972. - С. 114-141.
60. Светозарова, Е. И. Проектирование элементов каркасных зданий с применением клееной древесины и пластмасс. Примеры проектирования: учеб. пособие / Е. И. Светозарова, Ю. С. Овчинников, Ю. Д. Санников. - Л.: ЛИСИ, 1976. - 75 с.
61. Смирнов, Ю. В. Конструкции из дерева и пластмасс / Ю. В. Смирнов, В. Д. Буданов, М. М. Гапова и др. // Изд. 5-е. - М.: Стройиздат, 1986. - 543 с.
62. СНиП II-23-81*. Нормы проектирования. Стальные конструкции. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. - 96 с.
63. Деревянные конструкции: Справочник проектировщика промышленных сооружений. - М.; Л.: ОНТИ, 1937. - 955 с.
64. Турковский, С. Б. Предпосылки расчета на прочность и жесткость соединения колонны с фундаментом на наклонно вклеенных стержнях / С. Б. Турковский, В. В. Савитин // Разработка и совершенствование деревянных конструкций / Тр. ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. - М., 1989. - С. 129-138.

65. Турковский, С. Б. Соединения деревянных конструкций / С. Б. Турковский, В. Г. Курганский, Г. Р. Баранов и др. — М.: ВНИИИС, 1988. — С. 13–25.
66. Серов, Е. И. Проектирование клееных деревянных конструкций; учеб. пособие: ч. 1. Проектирование балок и стоек каркасных зданий / Е. И. 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.
67. Aams. *Neuere Holzbauweisen* // Zentralblatt der Bauverwaltung. — 1910. — № 86. — S. 561–563.
68. Friebe. *Neue Holzbauweisen* // Zentralblatt der Bauverwaltung. — 1910. — № 86. — S. 561–563.
69. Kersten, O. *Freitragende Holzbauten* / O. Kersten. — Berlin: J. Springer, 1926. — 339 s.
70. Baden. *Württemberg: Holzbaupreiss 84* // Bauen mit Holz. — 1985. — № 2. — S. 75–77.
71. Chillon, S. Holz sorgsam verwenden und verwalten / S. Chillon // Bauen mit Holz. — 1982. — № 1. — S. 37–38.
72. Haring, H. Bedeutung und Entwicklung des Holzleimbau. Möglichkeiten der Normierung / H. Haring // Schweizer Baublatt. — 1973. — № 36. — S. 5–12.
73. Haring, C. H. Großkuppelbauten als Holznetzschalen / C. H. Haring // Bauen mit Holz. — 1983. — № 9. — S. 547–550.
74. Schweishammer, W. Holzverwendung für Aufbau und Außenbekleidung in USA / W. Schweishammer // Bauingenieur. — 1966. — № 10. — S. 418–419.
75. DIN 1052 Bl. 1. Holzbauwerke. Berechnung und Ausführung. — Ausgabe Okt., 1969.
76. DIN 1052 Bl. 2. Holzbauwerke. Bestimmungen für Dubelferbindungen besonderer Bauart. — Ausgabe Okt., 1969.
77. DIN 4074 Bl. 1. Gütebedingungen für Bauschnittholz (Nadelholz). — Ausgabe Dez., 1958.
78. DIN 4074 Bl. 2. Gütebedingungen für Baurundholz (Nadelholz). — Ausgabe Dez., 1958.
79. DIN 68705 Bl. 1. Sperrholz; Begriffe, Allg. Anforderungen, Prüfung. — Ausgabe Jan., 1968.
80. DIN 68705 Bl. 3. Sperrholz; Bau-Furnierplatten, Gütebedingungen. — Ausgabe Jan., 1968.
81. DIN 68800 Bl. 1–4. Holzschutz im Hochbau. — Ausgabe Mai, 1974.
82. Informationsdienst Holz. Bericht. Entwicklungsgemeinschaft Holzbau i.d. Deutschen Gesellschaft für Holzforschung Hallen 1. — Düsseldorf. — Nord. — 4. — 23 s.
83. Informationsdienst Holz. Bericht. Entwicklungsgemeinschaft Holzbau i.d. Deutschen Gesellschaft für Holzforschung Hallen 1. — Teil 2. Konstruktionsbeispiele Berechnungsverfahren. — Düsseldorf. — 1977. — 24 s.
84. Möhler, K. Versuche mit gekrümmten Brettschichtträgern. Berichte aus der Bauforschung. H. 92 / K. Möhler, H. Blumer. — Berlin: Verlag Wilh. Ernst & Sohn, 1974.
85. *Holzbaustatik-Aktuell, Folge 1*, Mai 1976. Informationen zur Berechnung von Holzkonstruktionen (Sonderdruck aus «Bauen mit Holz») Herausgeber: Arge Holz, Düsseldorf.
86. DIN 4114 Stahlbau. Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung). Bl. 2. Berechnungsgrundlagen. Richtlinien.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЛОСКИХ СПЛОШНЫХ РАСПОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Из всех плоских деревянных конструкций рамы и арки получили наибольшее распространение в мировой строительной практике [1, 2]. Эти распорные конструкции рациональны во многих областях строительства, имеют широкий диапазон использования в зданиях различного назначения.

Арками перекрывают максимальные пролеты, достигающие 100 м и более. Например, в выставочном павильоне г. Тур (Франция) свободный пролет $l = 100$ м при шаге арок $a = 10$ м. Такая возможность обусловлена преимущественно плавным очертанием оси конструкции, близким к кривой давления. При этом возрастает нормальная сжимающая сила, а изгибающий момент уменьшается. Эти условия в наибольшей степени соответствуют работе древесины в процессе роста и формирования механических свойств материала. Следовательно, материалоемкость арок по сравнению с другими плоскими конструкциями минимальна.

Обычно применяются трехшарнирные системы, которые более просты в изготовлении, транспортировке и монтаже. Кроме того, статически определимые схемы нечувствительны к неравномерным осадкам фундаментов, что тоже способствует широкому применению арок.

«Ломаное» очертание рам, далекое от кривой давления, обуславливает возникновение больших изгибающих моментов в жестких рамных узлах, что является существенным недостатком этих конструкций. Именно такое очертание позволяет создавать рациональный поперечник здания.

Из всего многообразия рам могут быть выделены два основных принципиально отличных направления их формообразования: двухшарнирные рамы стоечно-балочной системы и трехшарнирные рамы.

Двухшарнирные рамы чаще всего проектируют с жесткими узлами присоединения стоек к фундаментам, реже выполняются жесткие соединения ригеля со стойками.

В последнее время начали применять двухшарнирные рамы в виде Г-образных полурам с опиранием конца ригеля на V-образные стойки или другие элементы и сооружения высокой жесткости. Примерами таких рам могут служить несущие конструкции катка в Твери, Ярмарочного павильона в Эпинале (Франция), церкви в Вильдегте (Швейцария) и др.

Распорное усилие в таких рамах по сравнению с симметричными трехшарнирными рамами, а следовательно, и изгибающий момент в карнизном узле существенно уменьшаются. Аналогичное уменьшение распора достигается и в трехшарнирных несимметричных рамах, образованных из Г-образных полурам, опирающихся ригелями на качающиеся стойки (см. гл. 7). Деревянные рамы с меньшим количеством шарниров по ряду причин не применяются.

В классических двухшарнирных рамах стоечно-балочной системы ригелями могут быть любые внешне безраспорные конструкции. В этих системах после раскрытия статической неопределенности ригели и стойки практически рассчитываются независимо. Взаимное влияние стойки на ригель пренебрежимо мало и при расчете ригеля обычно не учитывается. Напротив, проектирование стоек выполняется с учетом всех усилий, передаваемых на них с ригеля. Различные типы балок и основных стоек двухшарнирных рам каркасных зданий рассмотрены в первом разделе учебного пособия. Во втором и третьем разделах преимущественно освещаются вопросы проектирования трехшарнирных рам и арок.

В трехшарнирных рамах жестко соединяются обычно ригели со стойками. В жестких узлах этих конструкций, во-первых, возникают максимальные изгибающие моменты, нормальные напряжения от которых составляют около 90 % суммарных. Высокий уровень напряженного состояния рамных карнизных узлов еще не самое главное препятствие и сложность в их конструировании. Во-вторых, с ним сочетается более грозная (иногда завуалированная формализацией расчета) опасность выхода в запредельное состояние жестких узлов, которая заключается в необходимости соединения ригеля и стоек под большими углами.

В конструкциях из изотропных материалов вторая особенность практически не существенна, за исключением возникновения концентраций напряжений в переломном узле. В любых направлениях механические характеристики изотропного материала постоянны, и задача конструктора состоит в локализации указанных напряжений. Это легко достигается путем устройства вутов прямолинейного или криволинейного очертания, уменьшающих степень концентрации напряжений.

Ситуация коренным образом меняется при проектировании карнизных узлов из дерева и материалов на его основе. Известно, что древесина вдоль волокон имеет максимальные механические характеристики. В других произвольных направлениях, и особенно поперек волокон, они снижаются на порядок и более. В анизотропных материалах наиболее опасными оказываются не максимальные нормальные напряжения, направленные вдоль волокон, $\sigma_{max} = \sigma_x = \sigma_0$, а меньшие по величине, но ориентированные под углом к главным осям анизотропии σ_α . Здесь важно оценить напряженное состояние материала не по абсолютным величинам напряжений, а по их отношению к соответствующим расчетным сопротивлениям $\omega = \sigma/R_i \leq 1$. Эту оценку целесообразно выполнять по критерию, учитывающему все компоненты плоского напряженного состояния $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$.

Известно [3-6], что даже «чистая» древесина в лабораторных образцах при простых силовых воздействиях разрушается по площадкам, не перпендикулярным к максимальным напряжениям, а ориентированным под углом к ним. Академик Ф. П. Белянкин, анализируя напряженное состояние более 30 видов образцов древесины на скальвание, пришел к выводу, что материал разрушается по главным площадкам [3].

Исследованиями Ю. М. Иванова и Е. К. Ашкенази [4, 5] обосновывается возникновение складок под углом к волокнам при одноосном сжатии вдоль волокон. Привычный характер разрушения здоровой древесины при продольном растяжении также происходит под углом к волокнам [6].

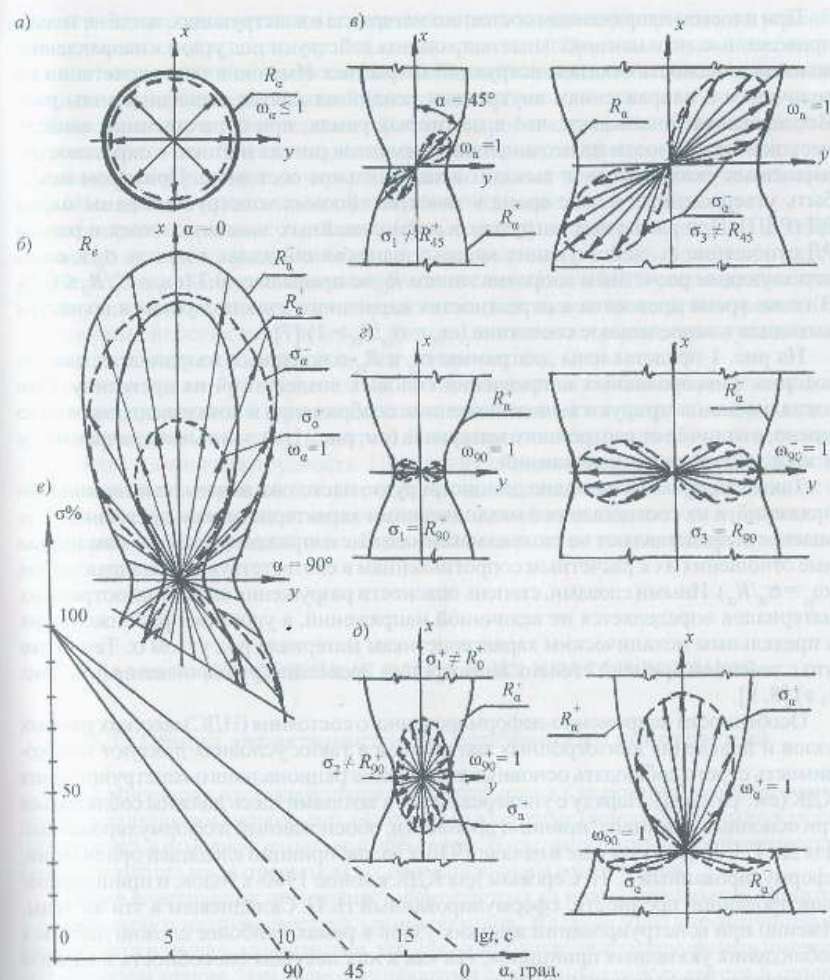


Рис. 1. Геометрическая интерпретация степени использования механических свойств клееной древесины при $R_0 = 14$ МПа; $R_0' = 12$ МПа; $R_{90} = 1,8$ МПа; $R_{90}' = 0,35$ МПа: а – эпюра предельных шаровых напряжений в изотропном теле; б – полярные диаграммы расчетных сопротивлений клееной древесины R_α и R_α' совмещенные с полями напряжений при механических воздействиях вдоль волокон; в – фрагменты диаграмм R_α и R_α' при воздействиях в диагональном направлении; г – то же при поперечных воздействиях; д – то же при плоском напряженном состоянии в соосности полей σ_α^+ и R_α^+ ; е – зависимость длительной прочности от ориентации воздействия

При плоском напряженном состоянии материала в конструкциях, когда не только приведенные, но и максимальные напряжения действуют под углом к направлению волокон, опасность отказа конструкций возрастает. Именно в таком сочетании по величинам и направлениям внутренних усилий находятся карнизные узлы рам. Исследования показывают, что в некоторых рамах, при существенных запасах несущей способности прямолинейных элементов ригеля и стоек, в окрестностях карнизных узлов материал выходит в запредельное состояние. Примером могут быть утвержденные в свое время в качестве типовых конструкций рамы марки РД (РДП). При расчетных нагрузках в прямолинейных элементах стоек и ригеля РД отношение ω_0 действующих красных напряжений вдоль волокон σ_0 к соответствующим расчетным сопротивлениям R_0 не превышает 0,3 ($\omega_0 = \sigma_0/R_0 \leq 0,3$). В то же время древесина в окрестностях карнизного узла под углом к волокнам вышла в запредельное состояние ($\omega_\alpha = \sigma_\alpha/R_\alpha > 1$) [7].

На рис. 1 представлены диаграммы σ_α и R_α в полярных координатах для некоторых фиксированных направлений силовых воздействий на древесину. Они наглядно демонстрируют вышеизложенные соображения и показывают, насколько важно, в отличие от изотропного материала (см. рис. 1, а), учитывать направление и знак действующих напряжений.

Также диаграммы наглядно демонстрируют, насколько важны не величины напряжений, а их соотношения с механическими характеристиками древесины, т. е. опасность представляют не столько максимальные напряжения, сколько максимальные отношения их к расчетным сопротивлениям в соответствующих направлениях ($\omega_\alpha = \sigma_\alpha/R_\alpha$). Иными словами, степень опасности разрушения сильно анизотропных материалов определяется не величиной напряжений, а уровнем приближения их к предельным механическим характеристикам материала под углом α . Тем более что с течением времени степень анизотропии древесины увеличивается (см. рис. 1, е) [8, 9].

Особенности напряженно-деформированного состояния (НДС) жестких рамных узлов и поведения анизотропных материалов в таких условиях диктуют необходимость строго соблюдать основные требования рационального проектирования КДК (см. раздел I). Наряду с универсальными законами здесь должны соблюдаться три основных принципа: принцип дробности, обоснованный и сформулированный для КДК Г. Г. Карлсеном еще в начале 1930-х годов; принцип следящей ориентации, сформулированный Е. Н. Серовым для КДК в конце 1980-х годов, и принцип сбалансированной прочности, сформулированный И. Н. Складневым в эти же годы. Именно при проектировании жестких узлов в рамах наиболее сложно добиться соблюдения указанных принципов, так как в них несущая способность и в целом надежность определяются не столько материалоемкостью, сколько степенью соблюдения принципов проектирования КДК. Вот почему на всем протяжении развития деревянных рам основные характеристики этого класса конструкций определяются степенью рациональности инженерного решения жестких узлов соединения ригеля со стойками.

На примерах анализа этих рамных узлов в данном пособии расширяется известное понятие принципа дробности, изначально предполагающее создание

вязкой работы нагельного соединения за счет равномерного распределения усилий между многими параллельно работающими связями. Применительно к жестким рамным узлам принцип распространяется на любые связи, в том числе и клеевые соединения, передающие усилия с ригеля на стойки.

Показывается, что соблюдение принципа дробности путем замены передачи максимального изгибающего момента в виде сосредоточенных сил на рассредоточенные и даже передаваемые через все сечение элементов, но под углом к волокнам, далеко не достаточное условие обеспечения надежности конструкции.

Во втором и третьем разделах учебного пособия авторы обращают особое внимание на взаимосвязь особенностей применяемых конструктивных материалов с большой степенью анизотропии со спецификой НДС рассматриваемых конструкций и их основных узлов при комплексной оценке инженерного решения. В распорных плоских конструкциях, к которым относятся рамы и арки, указанная взаимосвязь еще ощутимее, чем в безраспорных.

Инженер должен уметь не только полностью использовать современные достижения строительной науки и практики, но и создавать конструкции будущего, уметь переходить от анализа к синтезу. В этом суть инженерного обучения студентов, в этом и основная трудность. Ни в каких справочниках и учебниках нельзя получить исчерпывающие готовые ответы на вопросы, которые будут возникать в дальнейшей деятельности молодых инженеров. Авторы надеются, что краткий анализ работы конструкций и особенностей материала в них поможет студентам обрести это умение.

Глава 7. ДЕРЕВЯННЫЕ РАМЫ И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

7.1. Общая характеристика и особенности конструкций

Рамы относятся к плоским распорным конструкциям. Современные клееные рамы чаще всего являются сплошными. Сквозные (решетчатые) конструкции этого класса применялись в основном из цельной древесины. В настоящее время они практически не используются из-за отсутствия их промышленного изготовления.

Рамные конструкции преимущественно состоят из прямолинейных элементов и предполагают наличие жестких (рамных) узлов. Жесткие узлы трехшарнирных рам принято называть карнизными, так как их приходится проектировать именно под карнизом здания. Эти узлы обеспечивают совместную работу ригеля и стоек, что уменьшает изгибающие моменты в ригеле. Кроме того, легко доказывается, что наибольший изгибающий момент в карнизных узлах рам массового применения меньше, чем M_{\max} в балках при одинаковом пролете. Их отношение равно отношению высоты стойки рамы h_{ct} к стрелке подъема конькового шарнира f_c относительно опорных шарниров:

$$M_{\max}^p / M_{\max}^b = h_{ct} / f_c \quad (7.1)$$

Опыт проектирования и применения рам показывает, что отношение (7.1) практически всегда меньше единицы. Следовательно, в отличие от балок рамами могут быть перекрыты большие свободные пролеты. Несмотря на шарнирное опирание стоек на фундаменты карнизные узлы рам обеспечивают жесткость каркасов зданий при воздействии горизонтальных нагрузок в плоскости поперечника. Кроме статической определенности и геометрической неизменяемости этим конструкциям свойственны нечувствительность к неравномерным осадкам опор, легкость монтажа, формирование логичного поперечника каркаса здания и пр. Рамы со сборными жесткими узлами или короткими стойками обладают хорошей транспортабельностью.

Очертание оси рам, более удаленное по сравнению с арками от кривой давления, обуславливает возникновение больших изгибающих моментов в жестких узлах. Совокупность максимальных M и N с высокой степенью анизотропии механических свойств материалов делает наиболее сложным конструирование и расчет карнизных узлов деревянных рам. Соединение ригеля и стоек под большими углами сопряжено с неизбежными потерями в использовании ресурса прочности древесины вдоль волокон. Именно в жестких рамных узлах весьма сложно реализовать основные принципы конструирования. Поэтому конкретное конструктивное решение узла предопределяет и перекрываемый пролет, и материалоемкость, и деформацию, и несущую способность всей рамы – тип рамной конструкции.

На основании изложенного ясно, что пролеты l , перекрываемые рамами, колеблется в широком диапазоне. Предельное расстояние между опорами одних не превышает 12–18 м, а другие могут перекрывать 50–70 м и более. Рамы массового изготовления обычно имеют от 12 до 30 м. Наиболее распространенный шаг расстановки рам $a = 3–6$ м, уклон ригеля обычно проектируется в пределах $i = 0,25 \dots 0,3$. Это обусловлено хорошей возможностью выполнения кровли не из рулонных, а из листовых штучных материалов.

Рамы преимущественно проектируются с переменной высотой h и постоянной шириной b поперечных сечений. Для большинства типов рам могут быть рекомендованы следующие основные конструктивные размеры: высота поперечных сечений в окрестностях карнизных узлов $h_{кар} \approx (1/20–1/30)l$, у коньковых узлов $h_k \approx (0,2–0,3)h_{кар}$, у опорных узлов стоек $h_{оп} \approx 0,4h_{кар}$. Отношения максимальной высоты к ширине поперечного сечения в рамах те же, что и у других КДК, и принимаются обычно в пределах $h_{кар}/b = 4 \dots 8$. Естественно, эти рекомендации относятся к рамам массового применения. Формообразование уникальных рам подчиняется ряду дополнительных критериев и требований. Выбор той или иной схемы или конструктивного решения зависит от многих факторов и конкретных задач проектирования.

7.2. Краткие сведения о развитии конструкций рам

«Биография» деревянных рам неразрывно связана с инженерными решениями жестких узлов. Конструкции простейших деревянных рам с пролетами (рис. 7.1), редко превышающими 6 м, состояли из цельных окантованных бревен, брусьев или

поставленных на ребро досок, соединенных между собой. Жесткость карнизных узлов обеспечивалась подкосами (см. рис. 7.1, а) или сварными металлическими кронштейнами (см. рис. 7.1, б), устанавливаемыми между элементами рам.

При пролетах до 12 м использовались аналогичные системы, в которых брусья крупных сортиментов соединялись по ширине болтами (см. рис. 7.1, в). Развитие поперечных сечений из плоскости действия изгибающих моментов M , естественно, нерационально в отношении использования материалов.

С развитием промышленности получили распространение рамы, в которых ригель выполнялся либо в виде дощато-гвоздевых балок, либо в виде ферм, опирающихся на брусчатые стойки (см. рис. 7.1, г).

Соединения ригеля со стойками обычно осуществлялись двусторонними подкосами на болтах. В этих рамах ригель имел несоизмеримо большую жесткость, чем стойки и раскосы. Поэтому работа последних на изгиб учитывалась только при расчете на горизонтальные ветровые нагрузки. Пролеты таких рам в промышленных зданиях достигали 30 м.

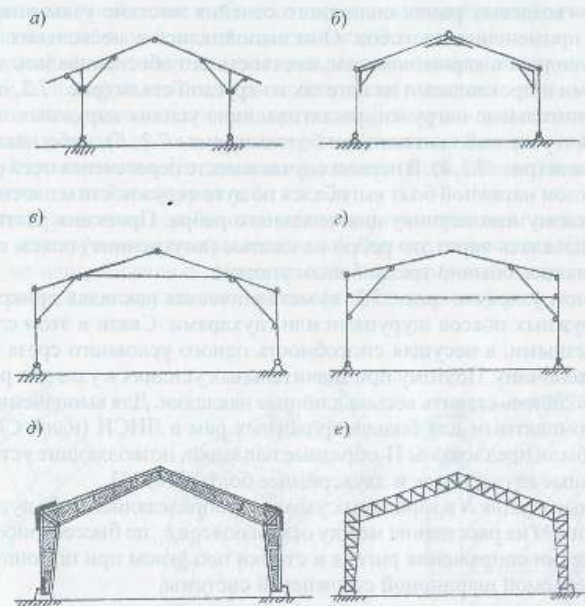


Рис. 7.1. Схемы деревянных рам из цельной древесины: а – из бревен или брусьев с деревянными подкосами; б – с узлами на металлических кронштейнах; в – из брусьев, соединенных болтами по ширине; г – подкосная система с ригелем в виде фермы или балки; д – дощато-гвоздевая; е – дощатая на гладких кольцевых шпонках

Для перекрытия пролетов до 36 м и более позднее были разработаны деревянные двухшарнирные рамы сквозной стержневой системы (см. рис. 7.1, *e*). В большинстве случаев элементы этих конструкций состояли из многослойных пакетов досок, соединенных между собой и в узлах с помощью гладких кольцевых шпонок. Рамы такого типа иногда проектировались с консолями. Например, в покрытии травильного отделения сталепрокатного завода на Васильевском острове такая рама сохранилась до настоящего времени с 1920-х годов без ремонта. В то же время железобетонные и металлические конструкции в указанных цехах с агрессивной средой постоянно ремонтируются.

Наиболее совершенными для того времени являлись дощато-гвоздевые рамы, ригель и стойки которых представляли собой составные элементы двутаврового поперечного сечения. Они состояли из двухслойной перекрестной стенки и прибитых к ней поясов из досок на ребро (см. рис. 7.1, *d*). Эти рамы отличались простотой изготовления в построчных условиях и надежностью в эксплуатации. Некоторые конструкции, возведенные еще в 1920-х годах, сохранились в нашем городе до настоящего времени.

В дощато-гвоздевых рамах сплошного сечения жесткие узлы впервые были решены без применения подкосов. Они выполнялись в нескольких вариантах. При малых усилиях в карнизном узле жесткость его обеспечивалась деревянными накладками и прокладками на нагелях из круглой стали (рис. 7.2, *a*). В рамах, несущих значительные нагрузки, растягивающие усилия наружных поясов воспринимались в узле либо натяжными болтами (рис. 7.2, *b*), либо накладками из полосовой стали (рис. 7.2, *в*). В первом случае в месте пересечения осей растянутых поясов под углом натяжной болт выгибался по дуге окружности и плотно прилегал к металлическому наконечнику диагонального ребра. Проекция растягивающих усилий передавалась через это ребро на сжатые (внутренние) пояса, с которыми ребро соединялось обычно трехлобовым упором.

В карнизном узле (см. рис. 7.2, *в*) металлическая накладка прикреплялась к кромкам наружных поясов шурупами или глухарями. Связи в этом случае являлись односрезными, а несущая способность одного условного среза составляет небольшую величину. Поэтому при значительных усилиях в узле для размещения нагелей приходилось ставить весьма длинные накладки. Для выполнения сборного узла более компактным для большепролетных рам в ЛИСИ (ныне СПбГАСУ) в 1960-е годы были предложены П-образные накладки, позволяющие устанавливать как односрезные глухари, так и двухсрезные болты [10, 11].

Нормальные усилия N в карнизных узлах рам определялись либо путем деления максимального M на расстояние между осями поясов h_0 по биссектрисе угла, либо в предположении сопряжения ригеля и стойки под углом при помощи геометрически неизменяемой шарнирной стержневой системы.

Дощато-гвоздевые рамы – пример классического решения рамной конструкции из цельной древесины и являются прототипом современных клеёных рам. Предложенные и разработанные отечественными учеными и инженерами еще в 1920-х годах, они перешли позднее в зарубежную практику, причем претерпели некоторую модернизацию. Например, в Финляндии на заводах фирмы Puutalo для подобных

рам увеличенных пролетов используются клеодощатые пояса, прикрепляемые к перекрестной стенке гвоздями.

Значительная часть рам из цельной древесины состояла из большого числа элементов, соединенных между собой податливыми связями: гвоздями, болтами, шпонками. Конструкции, как правило, были многодельными, хотя некоторые из них и являлись простыми в изготовлении. Влияние податливых соединений, а также успешных деформаций древесины в наиболее напряженных узлах отрицательно сказывалось на поведении всей конструкции. В трехшарнирных рамах поворот ригеля в «заделке» незначительно влияет на перераспределение изгибающих моментов и в основном приводит к увеличению общих перемещений. В двухшарнирных же рамах в результате суммарных деформаций в узлах со временем накапливались остаточные смещения, изменяющие углы между осями ригеля и стоек на величину, доходящую до значения углов поворота оси балки, свободно лежащей на двух опорах. Следовательно, предпосылки о жесткости рамных узлов являлись весьма условными. Поэтому статический расчет двухшарнирных рам выполнялся в двух предположениях:

- по двухшарнирной схеме с абсолютно жесткими узлами, по которой определялся максимальный изгибающий момент в стойке рамы;
- по условной четырехшарнирной схеме, в соответствии с которой определялся наибольший положительный изгибающий момент в ригеле.

Итак, многие рамы из цельной древесины сыграли значительную роль в строительной практике прошлых лет, но устарели и не отвечают требованиям современного строительства. Но знание их особенностей важно для инженера при реконструкции зданий и сооружений.

Дальнейшее развитие деревянных рам связано с переходом на клеёные индустриальные конструкции, однако в начальный период применения КДК во многих рамах еще не использовались преимущества клеёной древесины, сохранялись формы, размеры и конструктивные решения традиционных рам из цельной дре-

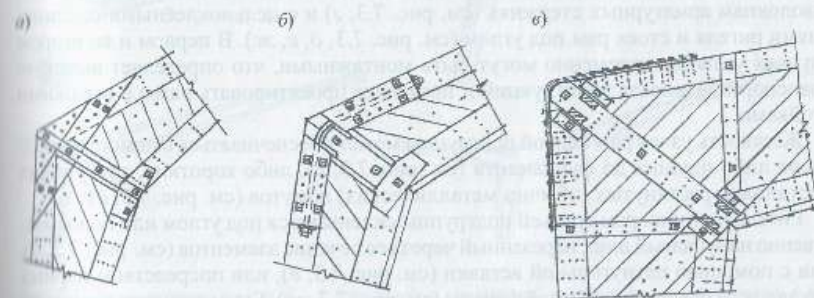


Рис. 7.2. Конструкции карнизных узлов дощато-гвоздевых рам: *a* – на накладках из досок; *b* – на накладках и натяжных болтах; *в* – с металлическими накладками на шурупах или глухих винтах в растянутом поясе

весины. Более подробно это изложено при рассмотрении отдельных типов современных рам.

Отставание в эволюции инженерных решений жестких рамных узлов от возможностей клееной древесины явилось тормозом в расширении областей применения современных рам. Наглядно об этом свидетельствует объем информации в общесоюзных учебниках различных лет, например, в издании 1962 г. рамам было уделено менее полутора страниц, а в 1986 г. — уже более семи страниц. Это весьма мало для конструкций рассматриваемого класса, так как в 60-е и 70-е годы только отечественными учеными было предложено множество новых инженерных решений рам, в том числе не имеющих аналогов в зарубежной практике, где также появились весьма оригинальные рамы как в конструктивном, так и в технологическом отношениях.

7.3. Классификация современных клееных рам

Современные рамы укрупненно классифицируют преимущественно по технологическим признакам и по используемым материалам на три основные группы:

- клеешатые из прямолинейных элементов;
- клеешатые с криволинейными участками;
- клеешатые фанерные.

Клеешатые рамы (рис. 7.3) обычно имеют прямоугольные поперечные сечения, клеешатые — корыччатое или двутавровкорыччатое (см. балки, раздел I).

Более подробная классификация рам на отдельные виды диктуется конструктивным решением и, прежде всего, конструкцией жестких карнизных узлов.

Рамы из прямолинейных массивных элементов наиболее технологичны. Они отвечают требованиям поточно-конвейерного производства, для изготовления их элементов используется пиломатериал обычной толщины ($\delta_d > 33$ мм).

Эти рамы могут быть разделены на три подгруппы: с жесткими узлами на традиционных податливых связях (см. рис. 7.3, а, б, в), на вклеенных под углом к волокнам арматурных стержнях (см. рис. 7.3, г) и с цельноклееными соединениями ригеля и стоек под углом (см. рис. 7.3, д, е, ж). В первом и во втором случаях узлы одновременно могут быть монтажными, что определяет высокую транспортability конструкций и позволяет проектировать рамы с высокими стойками.

Жесткость узлов рам первой подгруппы может обеспечиваться с помощью подкосов либо идущих до фундамента (см. рис. 7.3, а), либо коротких, требующих постановки растянутых (обычно металлических) хомутов (см. рис. 7.3, б).

Ригель и стойки рам третьей подгруппы склеиваются под углом или непосредственно на зубчатый шип, нарезанный через все сечение элементов (см. рис. 7.3, д), или с помощью пятиугольной вставки (см. рис. 7.3, е), или посредством парных накладок из бакелитизированной фанеры (см. рис. 7.3, ж). Были попытки сочетания этих двух способов склеивания ригеля со стойками.

Рамы с криволинейными участками у карнизных узлов также имеют две подгруппы: гнуто-клееные полностью из тонких досок (см. рис. 7.3, и, к) и состоящие

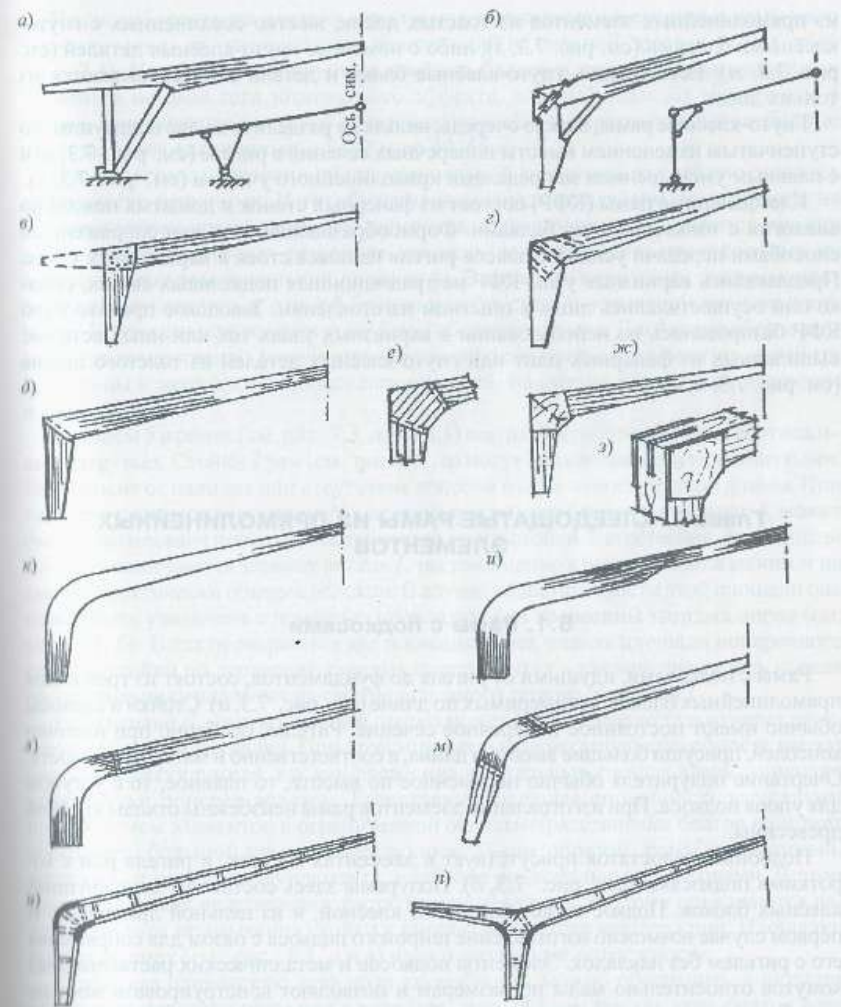


Рис. 7.3. Виды клееных рам: а, б — с длинными и короткими подкосами; в — с консолями и без них на нагелях, установленных по окружностям; г — с карнизным узлом на вклеенных стержнях; д, е — с соединением элементов на зубчатый шип под углом; ж, з — на накладках из бакелитизированной фанеры; и, к — гнуто-клееные с уступом в ригеле и без него; л, м — с гнуто-клееными блоками и деталями; н, п — клеешатые на гнуто-клееных деталях