



ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

УПРАВЛЕНИЕ ДИСТАНЦИОННОГО ОБУЧЕНИЯ И ПОВЫШЕНИЯ
КВАЛИФИКАЦИИ

Кафедра «Металлические, деревянные и пластмассовые
конструкции»

Методические указания

по выполнению курсового проекта по дисциплине
«Конструкции из дерева и пластмасс»
по направлению «Строительство»

Профиль «Промышленное и гражданское стро-
ительство»

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

**Проектирование и расчет клееных
деревянных и клефанерных балок**

Авторы
Скуратов С.В.,
Щуцкий С.В.

Ростов-на-Дону, 2018



Аннотация

Представлены методы проектирования и расчета клееных деревянных и клефанерных балок. Даны примеры расчета элементов деревянных конструкций. Предназначены для специалистов по направлению 08.03.01 «Строительство» по профилю подготовки «Промышленное и гражданское строительство».

Авторы

кандидат технических наук, доцент
кафедры «МДиПК»
Скуратов С.В.

кандидат технических наук, доцент
кафедры «МДиПК»
Щуцкий С.В.





Оглавление

ОСНОВНЫЕ ТИПЫ БАЛОК И ОСОБЕННОСТИ ИХ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.....	4
РАСЧЕТ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ	7
ДОЩАТОКЛЕЕННЫЕ БАЛКИ	8
ПОРЯДОК КОНСТРУКТИВНОГО РАСЧЕТА БАЛКИ С ПЛОСКОЙ ФАНЕРНОЙ СТЕНКОЙ	12
ПОРЯДОК КОНСТРУКТИВНОГО РАСЧЕТА БАЛКИ С ВОЛНИСТОЙ СТЕНКОЙ	16
БАЛКИ, АРМИРОВАННЫЕ СТАЛЬНЫМИ СТЕРЖНЯМИ	19
ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	22
1. Расчет дощатоклееной балки	22
Статический расчет балки	22
Конструктивный расчет балки	23
2. Расчет армированных балок.....	25
3. Клефанерная балка с плоской стенкой.....	26
Статический расчет балки	26
Конструктивный расчет балки	29
4. Клефанерная балка с волнистой стенкой	33
Конструктивный расчет балки	33
ЛИТЕРАТУРА	36

ОСНОВНЫЕ ТИПЫ БАЛОК И ОСОБЕННОСТИ ИХ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

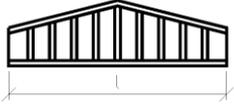
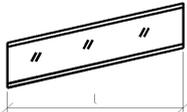
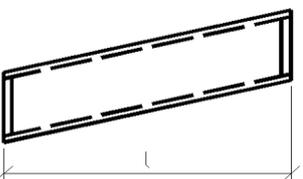
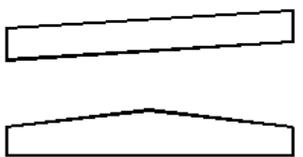
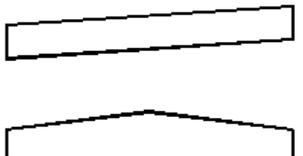
Одним из основных видов несущих конструкций междуэтажных перекрытий, а также покрытий зданий и сооружений являются балки. В зависимости от перекрываемых пролетов и действующих нагрузок балки могут быть цельного и более сложного составного сечения из брусьев, досок и фанеры.

Основные типы дощатоклееных и клеефанерных балочных конструкций, применяемых в современном строительстве, и их технико-экономические показатели приведены в табл. 1.

Клеефанерные конструкции проектируются составного сечения из двух материалов с различными расчетными характеристиками. Сечения – двутавровые или коробчатые. Пояса выполняются из досок или клееной древесины, стенки – из одного или нескольких листов фанеры. Стенка может быть плоской или волнистой. Для стенок используется водостойкая фанера толщиной не менее 10мм марки ФСФ (ГОСТ 3916.2-96) и бакелизированная фанера марок ФБС и ФБСВ (ГОСТ 11539-2014). Фанера может располагаться волокнами наружных шпонов как перпендикулярно поясам, так и параллельно им. В первом случае фанера лучше работает на скалывание между шпонами и на срез, но вертикальные стыки могут устраиваться только с помощью фанерных накладок. Во втором случае она лучше работает на растяжение и сжатие при изгибе конструкции, а стыки можно выполнять путем склеивания листов на «ус».

Для уменьшения напряжений в клеевых швах вследствие возможной усушки древесины высоту поясов следует назначать не более 100мм. При большей высоте пояс разбивается на две части с помощью зазора 5-10мм в местах соединения досок со стенкой.

Таблица 1

№ п/п	Наименование и схема конструкции	Сечение	Пролет l, м	λ	$K_{с.м.}$	$K_M, \%$
1 1	Клефанерные балки с плоской стенкой 		6-15	$\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}$	3-4	0-1,0
2 2	Клефанерные балки с волнистой стенкой 		6-9	$\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}$	3-4	0-1,0
3	Армированные клефанерные балки 		6-15	$\frac{1}{10} \div \frac{1}{16}$	3-4	1-5
4	Дощатоклеенные балки 		6-18 6-18	$\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}$	4-6 4-6	0-1 0-1
5	Армированные дощатоклеенные балки 		12-24 12-24	$\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}$	4-6 4-6	1-4 1-4



В клефанерных конструкциях при действии внешней нагрузки может произойти потеря устойчивости фанерной стенки из плоскости. Местная устойчивость плоской стенки обеспечивается дощатыми ребрами жесткости либо путем придания стенке волнистого очертания. Ребра жесткости устанавливаются с шагом не более $1/9 L$ в местах стыков фанерных листов, а при наличии прогонов в покрытии располагаются также и под ними.

Опорные ребра выполняются вдвое шире, чем промежуточные. Для повышения устойчивости стенка на опоре может усиливаться путем наклейки дополнительных листов или установки диагональных раскосов. В конструкциях с волнистой стенкой местная устойчивость обеспечивается за счет жесткости гофра и ребра жесткости устраиваются только на опорах.

При проектировании необходимо назначать размеры сечений конструкций таким образом, чтобы было как можно меньше отходов фанеры при раскрое листов стенки, а элементы поясов следует унифицировать для облегчения организации поточного производства.



РАСЧЕТ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

Генеральные размеры несущих конструкций приводятся в задании на проектирование. После выбора и определения основных геометрических размеров выполняется статический расчет с целью определения действующих усилий в сечениях конструкции. Расчеты производятся по правилам строительной механики, выбор метода зависит от типа рассчитываемой конструкции. Результаты вычислений сводят в таблицы.

Нагрузки принимаются в зависимости от района строительства по СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». Нагрузка от собственной массы может предварительно определяться по формуле

$$q_{с.м}^н = \frac{q_n^н + q_{сн}^н}{\frac{1000}{K_{с.м}} \cdot l} - 1,$$

где $q_n^н$ – нормативная нагрузка от собственной массы покрытия;

$q_{сн}^н$ – нормативная снеговая нагрузка;

$K_{с.м}$ – коэффициент собственной массы несущей конструкции, принимаемый по табл. 1;

l – пролет несущей конструкции.

Сочетания нагрузок принимаются по СП 20.13330.2016. После определения усилий производят конструктивный расчет, который заключается в подборе сечения элементов и проверке условий прочности и устойчивости. Поскольку клефанерные несущие конструкции состоят из двух совместно работающих материалов с различными расчетными характеристиками, то в расчетах пользуются приведенными к материалу проверяемого элемента геометрическими характеристиками.

ДОЩАТОКЛЕЕННЫЕ БАЛКИ

Дощатоклеенные балки обладают рядом преимуществ перед другими составными балками: они работают как монолитные; их можно изготовить с поперечным сечением большой высоты; в балках длиной более 6м отдельные доски стыкуют по длине с помощью зубчатого шипа и, следовательно, балки не имеют ослаблений; в дощатоклеенных балках можно рационально размещать доски различного качества по высоте сечения. Слои из досок первого или второго сортов укладывают в наиболее напряженные зоны сечения балки, а слои из досок второго или третьего сортов – в менее напряженные места. В дощатоклеенных балках можно также использовать маломерные пиломатериалы (рис.1).

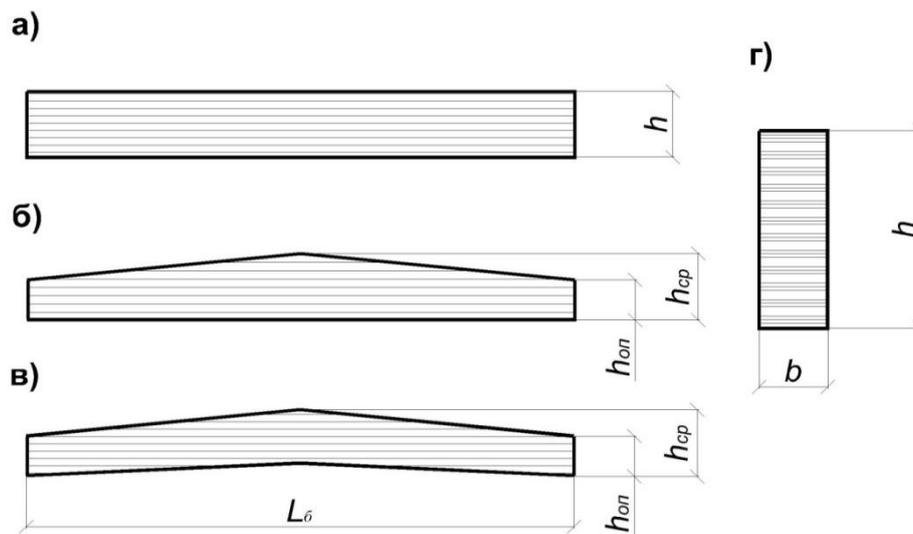


Рис.1. Дощатоклеенные балки из пакета досок: а – балка постоянной высоты; б – двускатная балка; в – гнутоклеенная балка; г – поперечное сечение дощатоклеенных балок

Надежность дощатоклеенных балок зависит от качества склейки слоев и тщательного соблюдения технологического процесса изготовления. Это возможно только в заводских условиях, в специальных цехах с необходимым оборудованием при качественной сушке пиломатериалов. Работы по изготовлению балок должен выполнять специально обученный персонал.

Для пролетов 6-24м в качестве основных несущих конструкций применяют балки, склеиваемые из досок плашмя (см. рис. 1). Высоту балок принимают в пределах (1/8-1/12) l. Ширину балок целесообразно, как правило, назначать минимальной и определять из условий опирания вышележащих конструкций покрытия и обеспечения монтажной жесткости. Уклон верхней грани двускатных балок принимают в пределах 2.5-10%.

Дощатоклеенные балки, особенно с большим отношением высоты к ширине поперечного сечения, подлежат проверке на устойчивость плоской формы деформирования. В основном следует применять балки прямоугольного поперечного сечения, как

более технологичные при изготовлении. Дощатоклееные балки рассчитывают как балки цельного сечения.

Влияние на несущую способность балок размеров, формы поперечного сечения и толщины слоев учитывают коэффициентами условий работы.

Нормальные напряжения

$$\sigma_u = M / W_{nm} \leq m_{\delta} m_{cl} R_u.$$

Здесь коэффициент условия работы m_{δ} учитывает влияние размеров поперечного сечения, m_{cl} - толщину слоев.

Значения коэффициента m_{δ} для дощатоклееных балок разной высоты h приведены в пункте 6.9.в, а значения коэффициента m_{cl} - в пункте 6.9.е СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции».

В двускатных балках при равномерно распределенной нагрузке сечение с максимальным нормальным напряжением не совпадает с положением максимального момента. Это сечение находят из выражения для определения нормальных напряжений

$$\sigma_u = \frac{M_x}{W_x} = \frac{qlx/2 - qx^2/2}{b(h_0 + xtg\alpha)^2/6} = \frac{6qx(l-x)}{2b(h_0 + xtg\alpha)^2},$$

где α – угол наклона верхней грани балки.

Приравняв нулю выражение, полученное после дифференцирования, и сделав необходимые преобразования, найдем, что указанное сечение отстоит от опоры на расстоянии

$$x = lh_{on} / 2h_{cp}.$$

Для балок прямоугольного сечения из пакета досок необходимо производить расчет на устойчивость плоской формы деформирования по формуле

$$\sigma_u = M / \varphi_M W_{br} \leq R_u m_{\delta} m_{cl},$$

где M – максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке l_p ;

W_{br} – максимальный момент сопротивления брутто на рассматриваемом участке l_p .

Коэффициент φ_M для балок, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси, определяют по формуле 31 СП 64.13330.2017

$$\varphi_m = 140 \left(\frac{b^2}{l_p h} \right) K_\phi,$$

где l_p – расстояние между опорными сечениями балки, а при закреплении сжатой кромки балки в промежуточных точках от смещения из плоскости (прогонами, ребрами панелей) – расстояние между этими точками;

b – ширина поперечного сечения;

h – максимальная высота поперечного сечения на участке l_p ;

K_ϕ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p .

Согласно п.7.15 СП 64.13330.2017 устойчивость плоской формы деформирования балок двутаврового сечения следует рассчитывать в тех случаях, когда $l_p \geq 7b$, где b – ширина сжатого пояса поперечного сечения.

Расчет следует производить по формуле

$$M / \varphi W_{\phi p} \leq R_c m_\phi m_{cl},$$

где φ – коэффициент продольного изгиба из плоскости изгиба сжатого пояса;

R_c – расчетное сопротивление сжатию.

Для гнутоклееных балок при изгибающем моменте M , уменьшающем их кривизну, следует проверять радиальные растягивающие напряжения по формуле

$$\frac{(\sigma_0 + \sigma_i) h_i}{2r_i} \leq R_{p90},$$

где σ_0 – нормальное напряжение в крайнем волокне растянутой зоны;

σ_i – нормальное напряжение в промежуточном волокне сечения, для которого определяются радиальные растягивающие напряжения;

h_i – расстояние между крайним и рассматриваемым волокном;

r_i – радиус кривизны линии, проходящей через центр тяжести эпюры нормальных растягивающих напряжений, заключенной между крайним и рассматриваемым волокном;

R_{p90} – расчетное сопротивление древесины растяжению поперек волокон.

Скалывающие напряжения проверяют в сечении с максимальной поперечной силой Q по формуле

$$\tau = QS / Jb \leq R_{ск},$$

где Q – расчетная поперечная сила;

S – статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента;
 J – момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси;

b – ширина балки, а при двутавровом сечении ширина стенки $b = \delta_{ст}$;

$R_{ск}$ – расчетное сопротивление скалыванию при изгибе для клееных элементов.

Если нагрузка приложена к нижнему поясу балок таврового или двутаврового сечения, обязательно делают проверку на отрыв нижней полки по эмпирической формуле $N \leq 4\delta_{ст}c$, где $\delta_{ст}$ – толщина стенки; c – ширина зоны действия нагрузки.

Кроме расчета на прочность балки должны быть проверены на прогиб от нормативной нагрузки. Полный прогиб балок может быть получен из общей формулы перемещений. Так как в балке, работающей на изгиб, нормальная сила отсутствует ($N_q = 0$), для определения прогиба будем иметь известную двучленную формулу

$$f = \int_0^l \frac{M_1 M_q}{EJ} dx + \mu \int_0^l \frac{Q_1 Q_q}{GF} dx.$$

При равномерно распределенной нагрузке первый интеграл равен $f_0 = 5q_n l^4 / 384EJ$, а второй – $\mu(q_n l^2 / 8GF)$. Для балок малой высоты, когда $l/h > 20$, второй интеграл, учитывающий влияние на прогиб касательных напряжений, не имеет большого значения и не учитывается. Однако, когда $l/h < 20$, что всегда имеет место в главных балках, для которых это отношение находится в пределах 8-12, второй интеграл дает значительное увеличение прогиба и его следует учитывать. Особенно это относится к балкам двутаврового сечения.

Прогиб двускатных балок определяют с учетом момента инерции переменного по длине сечения балок. Наибольший прогиб шарнирно опертых и консольных балок постоянного и переменного сечений с учетом влияния касательных напряжений практически вычисляют по формуле 61 СП 64.13330.2017

$$f = \frac{f_0}{k} \left[1 + c(h/l)^2 \right],$$

где f_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига;

h – наибольшая высота сечения;

l – пролет балки;

k – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый 1 для балок постоянного сечения;

c – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы.

Значения коэффициентов k и c приведены в табл. Е4 прил. Е СП 64.13330.2017.

ПОРЯДОК КОНСТРУКТИВНОГО РАСЧЕТА БАЛКИ С ПЛОСКОЙ ФАНЕРНОЙ СТЕНКОЙ

Конструктивный расчет балок с плоской фанерной стенкой выполняется в следующей последовательности:

1. Из статического расчета определяется расчетный изгибающий момент. Расчетное сечение для балок с параллельными поясами шарнирно опертых по краям и нагруженных равномерно распределенной нагрузкой находится в середине пролета, а для двускатных балок на расстоянии X от опоры.

$$X = (\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma) \cdot l,$$

где $\gamma = \frac{h_{1on}}{l \cdot \operatorname{tg} \beta}$; h_{1on} – высота балки на опоре в осях поясов; β – угол наклона верхнего пояса балки; l – пролет балки.

2. Требуемый момент сопротивления в расчетном сечении

$$W_{расч}^{mp} = \frac{M}{R_p},$$

где R_p – расчетное сопротивление древесины нижнего пояса на растяжение.

3. Высота балки в расчетном сечении задается из условия

$$h_x = (1/8 \div 1/12) \cdot l \text{ (табл. 1).}$$

4. Вычисляется требуемый момент инерции:

$$J_x = J_x^n + J_x^\phi, \quad J_x^{mp} = W_{расч}^{mp} \cdot \frac{h_x}{2},$$

где J_x^n , J_x^ϕ – моменты инерции поясов и фанерной стенки в расчетном сечении.

Задаваясь толщиной фанерной стенки и расположением волокон рубашек фанеры, находим требуемую величину момента инерции поясов:

$$J_x^n = J_x^{mp} - J_x^\phi = J_x^{mp} - \frac{\delta_\phi \cdot h_x^3}{12} \cdot \frac{E_\phi}{E_\delta},$$

где δ_ϕ – суммарная толщина фанерных листов стенки.

Учитывая

$$J_x^n = 2 \left[J_0 + F_n \left(\frac{h_{x1}}{2} \right)^2 \right]$$

и пренебрегая в предварительном расчете собственным моментом инерции пояса J_0 , получаем площадь сечения одного пояса балки

$$F_n = \frac{J_x^n}{2 \left(\frac{h_{x1}}{2} \right)^2},$$

где h_{x1} – расстояние между осями поясов в расчетном сечении.

Принимая высоту пояса h_n в пределах $(1/6 \div 1/10) \cdot h_x$, находим ширину пояса b_n .

5. Окончательно назначаются генеральные размеры балки и вычисляются приведенные геометрические характеристики:

$$F_{np,\delta} = F_\delta + F_\phi \frac{E_\phi}{E_\delta};$$

$$J_{np,\delta} = J_\delta + J_\phi \frac{E_\phi}{E_\delta};$$

$$S_{np,\delta} = S_\delta + S_\phi \frac{E_\phi}{E_\delta}.$$

6. Проверяется прочность принятого сечения балки:

$$\sigma = \frac{M}{W_{np}} \leq R_p;$$

$$W_{np} = \frac{2 \cdot J_{np}}{h_x}.$$

7. Проверяется прочность клеевого шва на скалывание между шпонами фанеры:

$$\tau_{ш} = \frac{Q_{\max} \cdot S_n^{on}}{J_{np}^{on} \cdot \sum h_n} \leq R_{ск}^{\phi},$$

где $S_n^{on} = \frac{F_n}{2} h_{1on}$ – статический момент пояса относительно центра тяжести балки;
 h_{1on} – расстояние между осями верхнего и нижнего поясов на опоре;
 $\sum h_n$ – суммарная высота клеевых швов между слоями фанеры в пределах ширины одного пояса;
 $R_{ск}^{\phi}$ – расчетное сопротивление скалыванию клеевых швов между шпонами фанеры;
 Q_{max} – максимальная поперечная сила.

8. Проверяется прочность фанерной стенки на срез:

$$\tau = \frac{Q_{max} \cdot S_{np}^{on}}{J_{np}^{on} \cdot \delta_{\phi}} \leq R_{ск}^{\phi},$$

$$S_{np}^{on} = F_n \frac{h_{1on}}{2} + \frac{\delta_{\phi} h_{on}^2 \cdot E_{\phi}}{8 \cdot E_{\delta}},$$

где S_{np}^{on} – приведенный статический момент половины сечения балки относительно центра тяжести;
 $R_{ск}^{\phi}$ – расчетное сопротивление фанеры на сдвиг.

9. Фанерная стенка проверяется на устойчивость из плоскости в сечении по середине между опорным и вторым от опоры ребрами жесткости при условии $h_{cm} / \delta > 50$:

$$\frac{\sigma_{cm}}{k_u \left(\frac{100 \cdot \delta}{h_{cm}} \right)^2} + \frac{\tau_{cm}}{k_{\tau} \left(\frac{100 \cdot \delta}{h_{расч}} \right)^2} \leq 1,$$

$$\sigma_{cm} = \frac{M \cdot h_{cm}}{2 \cdot J_{np}}, \quad \tau_{cm} = \frac{Q_x \cdot S_{npz}}{J_{np} \cdot \sum \delta_{\phi}},$$

где σ_{cm} – нормальные напряжения в стенке на уровне нижней кромки поясов;
 τ_{cm} – касательные напряжения в стенке на уровне нижней кромки поясов;
 S_{npz} – статический момент пояса и стенок относительно оси балки;
 k_u, k_{τ} – поправочные коэффициенты, определяемые по рис. Д.2 и Д.3 приложения Д [12];

$h_{расч}$ – минимальное из расстояний между поясами или ребрами жесткости в свету;

δ_ϕ – толщина фанерной стенки. Если отношение $h_{см} / \delta \leq 50$: то проверка не производится, так как устойчивость обеспечена конструктивно.

10. Проверяется прочность фанерной стенки на действие главных растягивающих напряжений

$$\sigma_p^1 = \frac{\sigma_{см}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{см}}{2}\right)^2 + \tau^2} \leq R_{\phi_{ра}}$$

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau_{см}}{\sigma_{см}}$$

где $R_{\phi_{ра}}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению при действии усилия под углом α .

Расчетные сопротивления (МПа) фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ семислойной ($\delta \geq 8$ мм) при действии усилий под различными углами к наружным слоям при сжатии определяются при помощи графика на рис. Д1 приложения Д [12]

11. Определяется прогиб балки в середине пролета по формуле

$$f = \frac{f_0}{K} \left(1 + \alpha \frac{h_{ср}^2}{l^2} \right) \leq [f_{нр}]$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^4}{E \cdot J_{нр}^{ср}}$$

где f_0 – прогиб балки при равномерно распределенной нагрузке без учета сдвигов;

α – коэффициент, учитывающий влияние сдвигов на прогиб;

K – коэффициент, учитывающий изменение сечения по длине балки. При $0,75 \geq h_{10м} / h_{ср} \geq 0,25$ для балок переменного сечения

$$K = 0.4 + 0.6 \frac{h_{10м}}{h_{ср}}$$

для балок с параллельными поясами $K=1$.

Полученное значение прогиба сравнивается с предельно допускаемой величиной, для клееных балок $[f_{нр}] = (1/300) \cdot l$.

ПОРЯДОК КОНСТРУКТИВНОГО РАСЧЕТА БАЛКИ С ВОЛНИСТОЙ СТЕНКОЙ

Балки с волнистой фанерной стенкой проектируются одностенчатыми. Пояса выполняются цельными или клееными. Крепление фанерной стенки к поясам может осуществляться следующими способами:

1. В поясах выбираются прямоугольные пазы, в которые устанавливается фанера и выгибается с помощью деревянных бобышек – фиксаторов, а затем пазы заполняются эпоксидным клеем.
2. В поясах, с помощью шаблонов, на копировальных станках выбираются криволинейные пазы клиновидного сечения. Фанерная стенка вставляется в паз криволинейного очертания и запрессовывается в полках с помощью вайм. Вследствие клиновидной формы пазов балка освобождается от вайм сразу после запрессовки стенки.
3. Дощатый пояс распиливается волнообразно на две части. В распил на клею вставляется фанера и пояса вместе с фанерной стенкой запрессовываются в ваймах.

При расчетах фанерных балок с волнистой стенкой считается, что нормальные напряжения воспринимаются только поясами, поэтому приведенные геометрические характеристики не определяются. Другой особенностью расчета является необходимость учета податливости волнистой стенки.

Расчет балок с волнистой фанерной стенкой выполняется в следующей последовательности:

1. Принимается высота поперечного сечения балки из условия $h=(1/8 \div 1/12)l$.
2. Предварительно задаются размерами поясов, толщиной и формой стенки.
3. Определяют геометрические характеристики поперечного сечения балки:

$$J_x = 2 \left[\frac{b_n \cdot h_n^3}{12} + F_n \left(\frac{h_{x1}}{2} \right)^2 \right],$$

$$S_x = F_n \frac{h_{x1}}{2},$$

$$W_{расч} = \frac{2 \cdot J_x}{h} \cdot K_w,$$

$$K_w = \frac{1}{1 + \frac{h_n}{h} \cdot B},$$

где K_w – коэффициент, учитывающий снижение момента сопротивления балки за счет податливости волнистой стенки.

Податливость стенки
$$B = \pi^2 \frac{S}{K_0 \cdot \delta_\phi \cdot l^2} \cdot \frac{E}{G_\phi},$$

где h – высота балки;
 S – статический момент пояса относительно центра тяжести сечения балки;
 δ_ϕ – толщина фанерной стенки;
 E – модуль упругости материала пояса;
 G_ϕ – модуль сдвига фанерной стенки;
 K_0 – коэффициент формы стенки,

$$K_0 = 1 + 2.5 \left(\frac{h_\phi}{l_\phi} \right)^2 \quad \text{– при синусоидальной форме волны;}$$

$$K_0 = \frac{\pi \cdot r \cdot \alpha_0}{45 \cdot l^3} \quad \text{– при форме волны в виде сопряженных дуг окружностей;}$$

r – радиус дуги волны;

α_0 – центральный угол полуволны;

b_ϕ и h_ϕ – соответственно длина, и высота стенки;

h_x – высота сечения балки по осям поясов.

В практических расчетах допускается принимать $K_0 = 1$.

4. Проверяется прочность принятого сечения поясов:

$$\sigma_p = \frac{M_{\max}}{W_{\text{расч}}} \leq R_p \quad ,$$

где R_p – расчетное сопротивление растяжению древесины пояса балки.

5. Проверяется верхний сжатый пояс балки на устойчивость из плоскости между точками раскрепления:

$$\sigma_c = \frac{M}{\varphi_y \cdot W} \leq R_c \quad ,$$

где φ_y – коэффициент продольного изгиба, определяемый как для центрально сжатых стержней;

R_c – расчетное сопротивление древесины сжатию.

6. Прочность соединения стенки с полками проверяется по формуле

$$\tau_{ш} = \frac{Q_{\max} \cdot S}{J_x^{on} \cdot \sum b_{ш}} \leq R_{ск} \quad ,$$



где $\sum b_{ш} = 2h_{ш} + h_{г} + \delta_{\phi}$;

$R_{ск}$ – расчетное сопротивление древесины поясов скалыванию;

h – высота шва.

7. Проверка устойчивости фанерной стенки производится только при условии

$K_1 \cdot K_2 \leq \lambda_{г.с}^2$ по формуле

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S}{J_x^{он} \cdot \delta_{\phi}} \leq \varphi_{\phi} \cdot R_{ср}^{\phi},$$

где $\varphi_{\phi} = \frac{K_1 \cdot K_2}{\lambda_{г.с}^2} < 1$;

$$K_1 = 0,055 \cdot \sqrt{E_{\phi} \cdot G_{\phi}} ;$$

$$\lambda_{г.с} = \frac{h_{см}}{\sqrt{\delta_{\phi} / h_{г}}} .$$

Коэффициент K_2 зависит от отношения $h_{г} / l_{г}$ и определяется по табл.2:

Таблица 2

$h_{г} / l_{г}$	1/12	1/15	1/18
K_2	0,45	0,41	0,39

8. Прогиб балки $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^4}{E \cdot J_x \cdot K_{жс}} \leq [f_{нр}]$,

где $K_{жс} = \frac{1}{1+B}$, $K_{жс}$ – коэффициент, учитывающий снижение момента инерции балки за счет податливости волнистой стенки.

БАЛКИ, АРМИРОВАННЫЕ СТАЛЬНЫМИ СТЕРЖНЯМИ

Хорошая адгезия заливочных компаундов на основе эпоксидных вяжущих не только к древесине, но также и к стали позволяет при ограниченном габарите балок по высоте увеличить их несущую способность, армируя их стальными стержнями (рис. 2 а, б).

Компаунд обеспечивает надежную совместную работу арматуры и дерева, если давление при запрессовке во время изготовления балок будет 0,2 – 0,3 МПа. Склеиваемые поверхности древесины и стали должны быть без масляных пятен и пыли. В качестве арматуры наиболее предпочтительно использовать круглые стальные стержни периодического профиля с пределом текучести не менее 400 МПа.

Пазы в древесине для укладки арматуры выбирают фрезерным станком. Они могут быть полукруглыми или квадратными, размером, не превышающим диаметра арматуры более чем на 1–1.5 мм. Процент армирования конструкции не должен превышать 3–4%:

$$\mu = (F_a / b \cdot h) \cdot 100 \leq 3 - 4\% .$$

Расчетное сопротивление стальной арматуры принимают по нормам проектирования бетонных и железобетонных конструкций. Рассчитывают армированные деревянные конструкции по приведенным геометрическим характеристикам, а их поперечное сечение рассматривают как цельное.

Приведенный к древесине момент инерции армированных балок прямоугольного сечения определяют при двойном симметричном армировании по формуле

$$J_{np,d} = J_d + F_a \cdot n_a (h_0 / 2)^2 ,$$

где n_a – коэффициент приведения стальной арматуры к древесине; $J_d = bh^3 / 12$;

$$n_a = E_a / E_d = 20 .$$

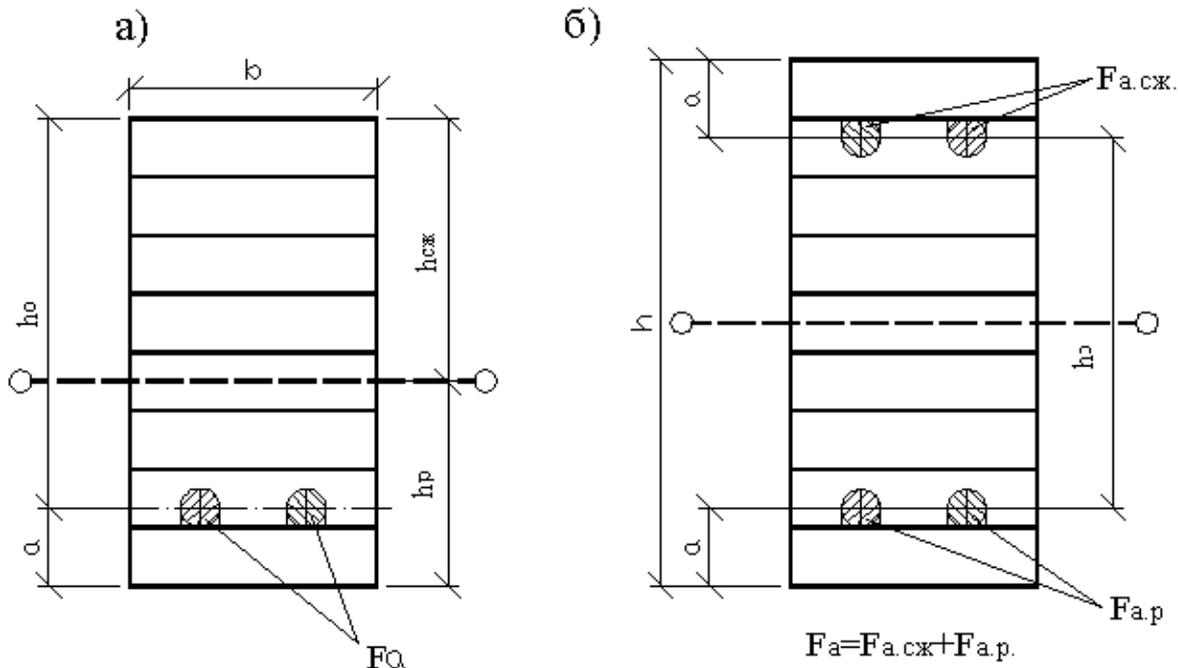


Рис. 2. Балки, армированные стальными стержнями: а, б – одиночное или двойное армирование соответственно

При одинарном армировании определяют F_{np} , центр тяжести приведенного сечения и далее момент инерции по формуле

$$J_{np} = J_{\partial} + F_{\partial} (h_{сж} - h_p / 2)^2 + F_a n_a (h_p - a)^2.$$

Приведенные к древесине моменты сопротивления соответственно будут:

- при двойном симметричном армировании

$$W_{np} = 2J_{np} / h,$$

- при одинарном армировании

$$W_{np} = J_{np} / h_{сж},$$

где $h_{сж}$ – расстояние от оси балки до наиболее удаленного сжатого волокна древесины.

Нормальные напряжения

$$\sigma = M / W_{np} \leq R_u;$$

Касательные напряжения



$$\tau = QS_{np} / J_{np} b \leq R_{ск},$$

где S_{np} – приведенный статический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси приведенного сечения;

b – ширина сечения;

$R_{ск}$ – расчетное сопротивление скалыванию для клееных элементов.

Прогиб вычисляют как для дощатоклееной балки с введением жесткости $E_{д} J_{np,д}$

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Для всех расчетов принимаем режим нагружения А [12, табл. 4]

1. Расчет дощатоклееной балки

Необходимо запроектировать дощатоклееную балку покрытия (рис. 3, а) отапливаемого здания мастерской в районе г. Перми. Конструкции группы А1, пролет здания $L=9,0\text{м}$, шаг несущих конструкций $b=6,0\text{м}$. Покрытие – клефанерные панели на деревянном каркасе. Материал конструкций – древесина сосны или ели с влажностью $10 \pm 2\%$, березовая фанера марки ФСФ сорта не ниже В/ВВ по ГОСТ 3916.2-96.

Статический расчет балки

На балку действует постоянная нагрузка от покрытия и собственной массы и временная снеговая нагрузка. Величины нагрузок приведены в табл. 3.

Собственная масса балки определяется ориентировочно по формуле

$$q_{с.м}^n = \frac{q_n^H + q_{сн}^H}{\frac{K_{с.м}}{l} - 1} = \frac{575 + 2240}{\frac{1000}{5,33 \cdot 9} - 1} = 141,8 \text{ Н/м}^2,$$

где q_n^H – нормативная нагрузка от собственной массы покрытия;

$q_{сн}^H$ – нормативная снеговая нагрузка;

$K_{с.м}$ – коэффициент собственной массы несущей конструкции, принимаемый по табл. 1;

l – пролет несущей конструкции.

Нормативная нагрузка, равномерно распределенная по длине балки,

$$q^n = 2956,8 \cdot 6,0 = 17753 \text{ Н/м} = 17,75 \text{ кН/м}.$$

Расчетная нагрузка

$$q = 4026 \cdot 6,0 = 24156 \text{ Н/м} = 24,16 \text{ кН/м}.$$

Таблица 3

Наименование нагрузки	Нагрузки, Н/м ²		n
	нормативная	расчетная	
Собственная масса клефанерной панели без утеплителя (по табл. 35 из [2])	300	330	1,1
Рубероидная кровля	100	130	1,3
Утеплитель минплита $\delta = 100$ мм, $\gamma = 175$ кг/м ³	175	210	1,2
Собственная масса балки	141,8	156	1,1
Итого постоянная ...	716,8	826	
Временная снеговая ...	2240	3200	
Полная ...	2956,8	4026	

Толщину склеиваемых досок принимаем равной 33 мм после острожки ($m_{cl} = 1$), ширину балки $b = 200$ мм. Высоту балки на опоре определяем из условия ее прочности на скалывание:

$$h_{on} = 1,5 \cdot Q / (R_{ск} \cdot m_n \cdot b) = 1,5 \cdot 108,72 \cdot 10^3 / (2,25 \cdot 0,9 \cdot 0,2) = 0,36 \approx 0,4 \text{ м,}$$

здесь $Q = q \cdot l / 2 = 24,16 \cdot 9 / 2 = 108,72$ кН.

Высота в середине пролета $h_{cp} = 0,7$ м.

Нормальные напряжения проверяем в опасном сечении, отстоящем от опоры на расстоянии

$$x = (l/2) \cdot (h_{on} / h_{cp}) = 4,5 \cdot 0,4 / 0,7 = 2,57 \text{ м; } h_x = 0,571 \text{ м.}$$

Изгибающий момент в опасном сечении

$$M_x = q \cdot x(l-x) / 2 = 24,16 \cdot 2,57(9 - 2,57) / 2 = 199,62 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Конструктивный расчет балки

Определим максимальные нормальные напряжения в балке

$$\sigma = M_x / W_x = 199,62 \cdot 6 \cdot 10^{-3} / (0,2 \cdot 0,571^2) = 18,37 \text{ МПа} < R^A \cdot m_\sigma \cdot m_{\sigma n} = 22,5 \cdot 0,95 \cdot 1 = 21,375 \text{ МПа}$$

($m_\sigma = 0,95$ – коэффициент условий работы [12, табл. 10]).

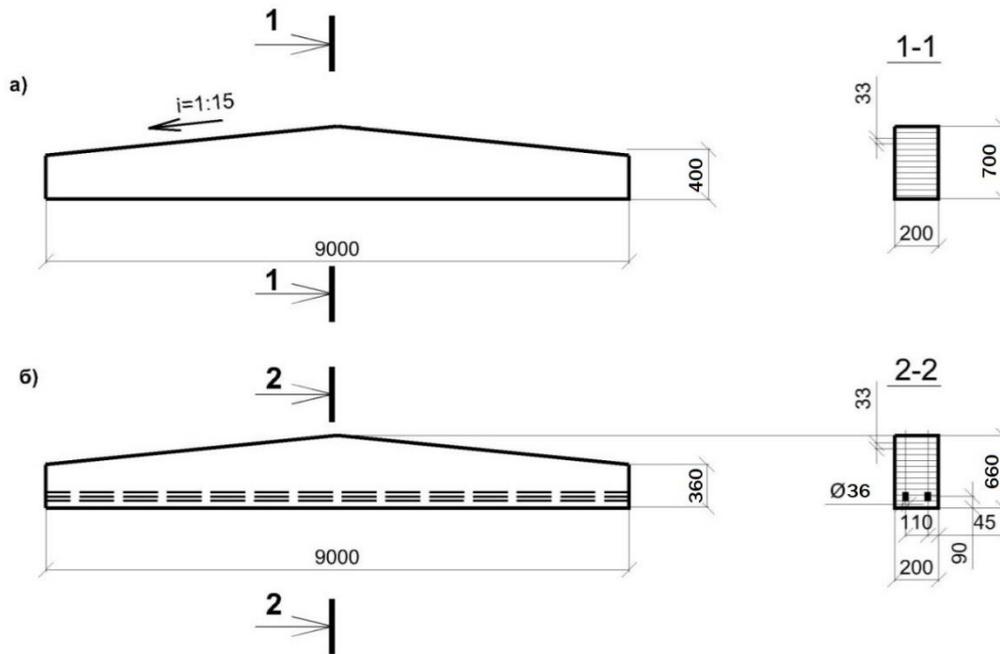


Рис. 3. Клееные балки: а – дощатоклееная; б – армированная

Проверку устойчивости плоской фермы изгиба балки производим в месте максимальных нормальных напряжений между прогонами покрытия, расположенными с шагом 1 м.

Для определения коэффициента φ_m по [12, приложение E] вычисляем:

$$\alpha=0 \Rightarrow k_{\phi} = 1,13 \text{ [12, приложение E, табл. E1];}$$

$$k_{\text{жсм}} = \left(\frac{0,4}{0,7} \right)^{\frac{1}{3-2 \cdot 0,5/1}} = 0,756 \text{ [12, приложение E, табл. E3];}$$

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} k_{\phi} \cdot k_{\text{жсм}} = 140 \cdot \frac{0,2^2}{1 \cdot 0,7} \cdot 1,13 \cdot 0,756 = 6,834 > 1.$$

Следовательно, устойчивость балки обеспечена.

Проверка прогиба:

для определения прогиба находим коэффициенты по [12, прил. E, табл. E4]

$$k = 0.15 + 0.85 \cdot h_{\text{он}} / h_{\text{ср}} = 0.15 + 0.85 \cdot 0.4 / 0.7 = 0.636;$$

$$c = 15.4 + 3.8 \cdot h_{\text{он}} / h_{\text{ср}} = 15.4 + 3.8 \cdot 0.4 / 0.7 = 17.57.$$

Прогиб определяем с учетом переменности сечения балки:

$$f/l = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^3}{E \cdot J_{\text{ср}}} \cdot \frac{1}{k} \left[1 + c \left(h_{\text{ср}} / l \right)^2 \right] =$$

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{17.75 \cdot 9^3 \cdot 12 \cdot 10^{-3}}{10^4 \cdot 0.2 \cdot 0.7^3 \cdot 0.636} \cdot [1 + 17.57 \cdot (0.7/9^2)] = 1/189 > 1/300 \text{ (не проходит проверку на прогиб)}$$

Увеличиваем сечение балки с сохранением уклона верхнего пояса 1:15. Принимаем: $h_{on} = 0,5$; $h_{cp} = 0,8$;

$$k = 0.15 + 0.85 \cdot h_{on} / h_{cp} = 0.15 + 0.85 \cdot 0.5 / 0.8 = 0.681;$$

$$c = 15.4 + 3.8 \cdot h_{on} / h_{cp} = 15.4 + 3.8 \cdot 0.5 / 0.8 = 17.775.$$

$$f/l = \frac{5}{384} \cdot \frac{17.75 \cdot 9^3 \cdot 12 \cdot 10^{-3}}{10^4 \cdot 0.2 \cdot 0.8^3 \cdot 0.681} \cdot [1 + 17.775 \cdot (0.8/9^2)] = 1/367 < 1/300$$

2. Расчет армированных балок

Армирование балки с процентом армирования $\mu = 4\%$ (рис. 3, б). Геометрические характеристики такой балки при несимметричном армировании (арматура располагается только в зоне растянутых волокон) определяется по формулам:

$$J_{np} = J[(1 + 4 \cdot n \cdot \mu) / (1 + n \cdot \mu)]; \quad W_{np} = J_{np} / (h/2);$$

$$S_{np} = S[(1 + 2 \cdot n \cdot \mu) / (1 + n \cdot \mu)]^2,$$

где $n = E_a / E_d$ – отношение модулей упругости арматуры и древесины,

$$n = 2.06 \cdot 10^5 / 10^4 = 20.6.$$

Находим $J_{np} = J[(1 + 4 \cdot 20.6 \cdot 0.04) / (1 + 20.6 \cdot 0.04)] = 2.36J;$

$$S_{np} = S[(1 + 2 \cdot 20.6 \cdot 0.04) / (1 + 20.6 \cdot 0.04)]^2 = 2.11S.$$

Принимаем ширину балки $b = 200$ мм, а толщину склеиваемых досок – 33 мм ($m_{сл} = 1$)[12, п. 6.9 е, табл. 11]. Нагрузки на балку такие же, как и в предыдущем варианте. Высоту балки определяем из условия:

$$Q \cdot S_{\sigma p} / (J_{\sigma p} \cdot b) \leq R_{ск}^A \cdot m_n \cdot m_{дл}.$$

Принимая $S_{\sigma p} = S_{np}$, а $J_{\sigma p} = J_{np}$, находим

$$h_{on} = Q \cdot 1.5 \cdot 2.11 / (b \cdot 2.36 \cdot R_{ск} \cdot m_n) = 108.72 \cdot 10^{-3} \cdot 1.5 \cdot 2.11 / (0.2 \cdot 2.36 \cdot 2.25 \cdot 0.9) = 0.36 \text{ м.}$$

Принимаем $h_{on} = 360$ мм. Высота балки в середине пролета

$$h_{cp} = h_{он} + l/2 \cdot i = 0.36 + 9/2 \cdot (1/15) = 0.66 \text{ м.}$$

Координата опасного сечения $x = 4.5 \cdot 0.36 / 0.66 = 2.45 \text{ м}; h_x = 0.523 \text{ м};$

изгибающий момент в опасном сечении

$$M_x = 24.16 \cdot 2.45 \cdot (9 - 2.45) / 2 = 193,9 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Напряжение

$$\sigma = M_x / W_{np} = 193,9 \cdot 10^{-3} \cdot 6 / (2.36 \cdot 0.2 \cdot 0.523^2) = 9,01 < \\ < R_u^A \cdot m_\sigma \cdot m_{\sigma,л} = 22,5 \cdot 0,96 \cdot 1 = 21,6 \text{ МПа. [12, табл. 7, п.6.8в]}$$

Поскольку рассматриваемая балка имеет меньшую высоту, чем дощатоклееная, проверку плоской формы изгиба выполнять не требуется.

Проверка прогиба:

$$k = 0.15 + 0.85 \cdot 0.36 / 0.66 = 0.614 ; \\ c = 15.4 + 3.8 \cdot 0.36 / 0.66 = 17.47 ; \\ f/l = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^3}{E \cdot J_{cp}} \cdot \frac{1}{k} [1 + c(h_{cp}/l)^2] = \\ = \frac{5}{384} \cdot \frac{17.75 \cdot 9^3 \cdot 12 \cdot 10^{-3}}{10^4 \cdot 0.2 \cdot 0.66^3 \cdot 2.36 \cdot 0.614} \cdot [1 + 17.47 \cdot (0.66/9)^2] = 1/361 < 1/300.$$

При выбранном проценте армирования требуемая площадь сечения арматуры

$$F_{mp} = 20 \cdot \frac{(66 + 36)}{2} \cdot 0.04 = 40.8 \text{ см}^2 .$$

Армирование проектируем из четырех стержней (по два с каждой стороны) диаметром 36 мм.

3. Клефанерная балка с плоской стенкой

Выполним расчет наклонной балки с клееными поясами из сосновых досок 2-го сорта и стенкой из фанеры ФСФ толщиной 10мм. Сечение балки – двутавровое с постоянной по длине высотой (рис.4, а, б).

Статический расчет балки

Исходные данные для проектирования принять такими же, как и в рассмотренных выше примерах.

Собственная масса балки определяется ориентировочно по формуле

$$q_{с.м}^H = \frac{q_n^H + P_0}{\frac{1000}{K_{с.м}} \cdot l - 1} = \frac{575 + 2240}{\frac{1000}{3 \cdot 9} - 1} = 78.1 \text{ Н/м}^2 .$$

Нормативная нагрузка, равномерно распределенная по длине балки,

$$q^H = 2893.1 \cdot 6.0 = 17359 \text{ Н/м} = 17.36 \text{ кН/м}.$$

Расчетная нагрузка

$$q = 3956 \cdot 6.0 = 23736 \text{ Н/м} = 23.74 \text{ кН/м}.$$

Максимальный изгибающий момент в середине пролета балки

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{23.74 \cdot 8.7^2}{2} = 225 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Максимальная поперечная сила на опоре

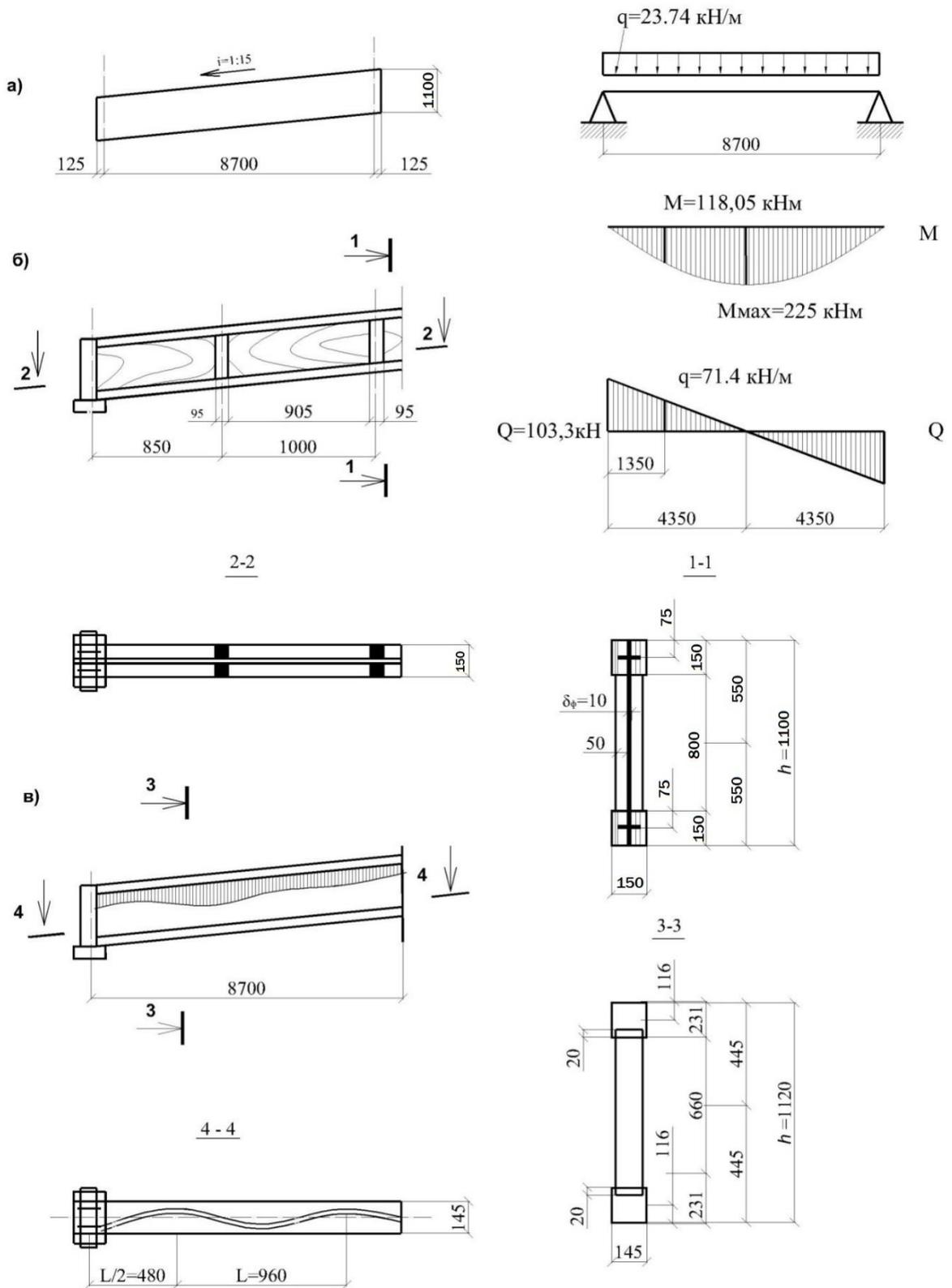


Рис. 4. К расчету балок: а – расчетная схема; б – сечения балки с плоской стенкой; в – сечение балки с волнистой стенкой

$$Q_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{23.74 \cdot 8.7}{2} = 103.3 \text{ кН},$$

где $l = 8.7 \text{ м}$ – расчетный пролет балки с учетом опирания

Конструктивный расчет балки

(рис. 4)

1. Определяем требуемый момент сопротивления

$$W_{mp} = \frac{M}{R^A_p} = 225 \cdot 10^5 / 1350 = 16666,7 \text{ см}^3,$$

где R^A_p – расчетное сопротивление древесины нижнего пояса на растяжение для режима нагружения А.

2. Назначаем высоту сечения

$$h_x = (1/8 \div 1/12) \cdot l = \frac{1}{8} \cdot 870 \approx 110 \text{ см}.$$

3. Требуемый момент инерции поясов балки

$$\begin{aligned} J_x^n &= J_x^{mp} - J_x^\phi = J_x^{mp} - \frac{\delta_\phi \cdot h_x^3}{12} \cdot \frac{E_\phi}{E_o} = \\ &= 16666,7 \cdot \frac{110}{2} - \frac{1 \cdot 110^3}{12} \cdot \frac{9000}{10000} = 916668,5 - 99825 = 816843,5 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

где δ_ϕ – суммарная толщина фанерных листов стенки.

4. Площадь сечения одного пояса

$$F_n = \frac{J_x^n}{2 \left(\frac{h_{x1}}{2} \right)^2} = \frac{816843,5}{2 \left(\frac{86}{2} \right)^2} = 220,9 \text{ см}^2,$$

где h_{x1} – расстояние между осями поясов в расчетном сечении.

Принимаем пояса шириной 150мм и высотой 150мм в пределах $(1/6 \div 1/10) \cdot h_x$ (110-183,3). Высоту балки окончательно принимаем 1100мм.

5. Вычисляем приведенные геометрические характеристики сечения.

Модуль упругости фанеры марки ФСФ при $\delta \geq 8 \text{ мм}$ $E_\phi = 850000 \text{ Н/см}^2$.

Модуль упругости древесины $E_o = 1000000 \text{ Н/см}^2$. Отношение модулей упругости $n = E_\phi / E_o = 0.85$.

Приведенная площадь сечения

$$F_{np} = F_{\delta} + F_{\phi} \cdot n = 2 \cdot 15 \cdot 15 + 1.0 \cdot 110 \cdot 0.85 = 543,5 \text{ см}^2.$$

Приведенный момент инерции сечения балки

$$J_{np} = \left[\frac{b \cdot h_n^3}{12} + F_n \left(\frac{h_{1x}}{2} \right)^2 \right] \cdot 2 + \frac{\delta \cdot h_x^3}{12} \cdot n = \left(\frac{15 \cdot 15^3}{12} + 225 \cdot 47.5^2 \right) \cdot 2 + \frac{1.0 \cdot 110^3}{12} \cdot 0.85 = 1023750 + 94279.17 = 1118029.17 \text{ см}^4.$$

Приведенный статический момент

$$S_{np} = F_n \cdot \frac{h_{1x}}{2} + \frac{\delta_{\phi} \cdot h_{1x}^2}{8} \cdot n = 225 \cdot 47.5 + \frac{1.0 \cdot 95^2}{8} \cdot 0.85 = 11646.4 \text{ см}^3$$

6. Проверяем прочность принятого сечения балки по величине растягивающих напряжений в нижнем поясе:

$$W_{np} = \frac{2 \cdot J_{np}}{h_x} = 1118029.17 \cdot 2 / 110 = 20328 \text{ см}^3,$$

$$\sigma_p = \frac{M}{W_{np}} \leq R^A_p \cdot m_{\text{дл}} = 225 \cdot 10^5 / 20328 = 1107 \text{ Н / см}^2 < 1350 \cdot 1 \text{ Н / см}^2.$$

Прочность балки обеспечена.

7. Проверяем прочность клеевого шва на скалывание между шпонами фанеры:

$$\tau_{ш} = \frac{Q_{\text{max}} \cdot S_n^{\text{он}}}{J_{np}^{\text{он}} \cdot \sum h_n} \leq R_{ск}^{\phi},$$

где $S_n^{\text{он}} = \frac{F_n}{2} h_{1он}$ – статический момент пояса относительно центра тяжести балки;

$h_{1он}$ – расстояние между осями верхнего и нижнего поясов на опоре;

$\sum h_n$ – суммарная высота клеевых швов между слоев фанеры в пределах ширины одного пояса;

$R_{ск}^{\phi}$ – расчетное сопротивление скалыванию клеевых швов между шпонами фанеры;

Q_{max} – максимальная поперечная сила.

$$S_n^{\text{он}} = \frac{F_n}{2} h_{1он} = \frac{225}{2} \cdot 95 = 10687,5 \text{ см}^3$$

$$\tau_{ш} = \frac{103.3 \cdot 10687,5}{1118029,17 \cdot 2 \cdot 15} = 0.033 \text{ кН} / \text{см}^2 = 33 \text{ Н} / \text{см}^2 < 75 \text{ Н} / \text{см}^2 .$$

8. Проверяем фанерную стенку на срез в опорной панели.

Опорную панель усиливаем двумя дополнительно приклеиваемыми листами фанеры толщиной по 10мм.

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_{np}^{on}}{J_{np}^{on} \cdot \delta_{\phi}} \leq R_{ск}^{\phi},$$

$$S_{np}^{on} = F_n \frac{h_{1on}}{2} + \frac{\delta_{\phi} h_{on}^2 \cdot E_{\phi}}{8 \cdot E_g},$$

где S_{np}^{on} – приведенный статический момент половины сечения балки относительно центра тяжести;

$R_{ск}^{\phi}$ – расчетное сопротивление фанеры на сдвиг.

$$S_{np}^{on} = 255 \cdot \frac{95}{2} + \frac{1,0 \cdot 110^2}{8} \cdot 0,85 = 13398,125 \text{ см}^3$$

$$\tau = \frac{103.5 \cdot 13398,125}{1118029,17 \cdot 3 \cdot 1.0} = 0.413 \text{ кН} / \text{см}^2 < R_{ск} = 0,6 \text{ кН} / \text{см}^2 .$$

9. Проверяем устойчивость фанерной стенки. В панели между опорным и вторым от опоры ребрами устойчивость стенки обеспечена за счет приклейки дополнительных листов и отношения $h_{cm} / \delta = 80 / 3 = 26,7 < 50$. Для второй от опоры панели отношение $h_{cm} / \delta = 80 / 3 = 26,7 > 50$, следовательно, требуется проверка устойчивости.

Нормальные напряжения в стенке второй панели на уровне кромки поясов

$$\sigma_{cm} = \frac{11805 \cdot 80}{2 \cdot 1118029,17} = 0.422 \text{ кН} / \text{см}^2,$$

где $M=118.05 \text{ кН} / \text{см}^2$ – изгибающий момент в середине второй панели.

Касательные напряжения в стенке на уровне нижней кромки поясов в проверяемой панели

$$\tau_{cm} = \frac{71.4 \cdot 13398,125}{1118029,17 \cdot 1.0} = 0.86 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Стенка не проходит по срезу фанеры. Увеличиваем толщину фанеры $\delta_{\phi} = 15 \text{ мм}$ без пересчета геометрических характеристик.

$$\tau_{cm} = 0.57 \text{ кН/см}^2 < R_{cp} = 0.60 \text{ кН/см}^2 ,$$

$Q_2 = 71.4 \text{ кН}$ – поперечная сила в середине панели.

Проверяем условие устойчивости при шаге ребер 1000мм. Сечение ребер принимаем 50×95мм. Расстояние между ребрами в свету $a = 90.5 \text{ см}$.

Согласно п. 7.32 СП64.13330.17 устойчивость стенки проверяем по ф. 59

$$\frac{0.422}{1.8 \left(\frac{100 \cdot 1.5}{80} \right)^2} + \frac{0.57}{0.3 \left(\frac{100 \cdot 1.5}{80} \right)^2} = 0.067 + 0.54 = 0.607 < 1 ,$$

где 1.8 (18 МПа = 1.8 кН/см²) и 0.3 (3 МПа = 0.3 кН/см²) – коэффициенты K_u и K_τ , определяемые по графикам [12, прил. Д, рис. Д2 и Д3].

Условие выполняется, следовательно, устойчивость стенки обеспечена.

10. Проверяем стенку на действие главных напряжений во второй панели согласно п. 7.32 СП64.13330.17, ф. 56:

$$\sigma'_p = \frac{0.422}{2} + \sqrt{0.211^2 + 0.57^2} = 0.819 \text{ кН/см}^2 > R_{p,\phi,31^\circ} = 0.55 \text{ кН/см}^2 .$$

Прочность стенки на действие главных растягивающих напряжений не обеспечена. Усиливаем стенку второй панели дополнительными листами фанеры толщиной по 10 мм. Толщину самой стенки оставляем равной 10 мм. Главные напряжения в усиленной стенке

$$\sigma'_p = \frac{0.422}{2} + \sqrt{0.211^2 + 0.285^2} = 0.566 \text{ кН/см}^2 < R_{p,\phi,31^\circ} = 0.58 \text{ кН/см}^2 .$$

Прочность стенки обеспечена. Направление действия главных напряжений

$$\text{tg } 2\alpha = 2\tau_{cm} / \sigma_{cm} = 2 \cdot 0.285 / 0.422 = 1.35 ;$$

$$2\alpha = 53,47^\circ ; \quad \alpha = 26,7^\circ .$$

Расчетное сопротивление фанеры при действии усилия под углом $\alpha = 26,7^\circ$ определим по интерполяции из [12, прил. Д, рис. Д1]:

$$R_{p,\phi,31^\circ} = 0.58 \text{ кН/см}^2 .$$

11. Определяем прогиб балки согласно п. 7.35 СП64.13330.2017 ф. 61:

$$k = 0.4 + 0.6 \cdot 1 = 1.0 ;$$

$$c = (45.3 + 6.9 \cdot 1) \cdot 4.73 = 247 ;$$

$$f = \frac{5 \cdot 0.159 \cdot 870^4}{384 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 1118029,17} \left(1 + 247 \frac{110^2}{870^2} \right) = 5.2 \text{ см} .$$

Относительный прогиб

$$f/l = 5.2/870 > 1/300 = [f_{np}/l] .$$

Жесткость балки недостаточна и конструкция не отвечает требованиям второй группы предельных состояний. Требуется изменение сечения. (можно увеличить мощность поясов или увеличить высоту стенки балки)

4. Клефанерная балка с волнистой стенкой

По данным предыдущего примера запроектировать клефанерную балку с волнистой стенкой. Пояса принимаем из досок толщиной 33мм и шириной 145мм после острожки. Древесина 2-го сорта. Стенка из фанеры марки ФСФ сорта не ниже В/ВВ. Ширина листа по сортаменту 725мм. Для соединения фанеры с поясами в последних устраиваются криволинейные пазы по форме волнистой стенки.

Усилия в расчетном сечении балки от действующих нагрузок:

$$M_{\max} = 225 \text{ кН} \cdot \text{м} ; \quad Q_{\max} = 103.3 \text{ кН} .$$

Конструктивный расчет балки

1. Назначаем высоту балки из условия $h = \left(\frac{1}{8}\right) \cdot l = 870/8 \approx 100 \text{ см}$. Пояса склеиваем из семи досок толщиной 33мм. Высота пояса h_n получается равной $33 \times 7 = 231 \text{ мм}$. Ширина поясов $b_n = 145 \text{ мм}$. Высоту сечения балки h с учетом размеров поясов окончательно принимаем равной 1120мм (рис. 4, в).

2. Вычисляем геометрические характеристики принятого сечения. Момент инерции поясов относительно нейтральной оси балки

$$J_x = 2 \left[\frac{b_n \cdot h_n^3}{12} + F_n \left(\frac{h_{x1}}{2} \right)^2 \right] = \left[\frac{14.5 \cdot 23.1^3}{12} + 14.5 \cdot 23.1 \left(\frac{89}{2} \right)^2 \right] \cdot 2 = 1356360 \text{ см}^4 .$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{1356360 \cdot 2}{112} = 24221 \text{ см}^3 .$$

Статический момент

$$S_x = \frac{14.5 \cdot 23.1 \cdot 89}{2} = 14905 \text{ см}^3.$$

Коэффициент

$$B = \frac{\pi^2 \cdot S_x \cdot E}{k_0 \cdot \delta_\phi \cdot l^2 \cdot G_\phi} = \frac{3.14^2 \cdot 14905 \cdot 10^3}{1 \cdot 1 \cdot 870^2 \cdot 75.0} = 2.95 \quad ,$$

где K_0 – коэффициент, учитывающий синусоидальную форму стенки, $k_0 = 1$;

δ_ϕ – толщина стенки, $\delta_\phi = 1 \text{ см}$;

E – модуль упругости древесины, $E = 10^3 \text{ кН/см}^2$;

G_ϕ – модуль сдвига фанеры, $G_\phi = 75 \text{ кН/см}^2$.

Коэффициент податливости

$$k_w = \frac{1}{1 + \frac{h_n}{h} B} = \frac{1}{1 + \frac{23.1}{112} \cdot 2.59} = 0.652 \quad .$$

Коэффициент жесткости

$$k_{жс} = \frac{1}{1 + B} = \frac{1}{1 + 2.59} = 0.278 \quad .$$

3. Проверяем прочность принятого сечения поясов:

$$\sigma_u = \frac{22500}{24221 \cdot 0.652} = 1.42 \text{ кН/см}^2 < R_u \cdot m_{дл} = 2.1 \cdot 1 = 2.1 \text{ кН/см}^2 \quad .$$

R_u – расчетное сопротивление изгибу 1-го сорта древесины, $R_u = 2.1 \text{ кН/см}^2$.

Проверяем верхний сжатый пояс на устойчивость из плоскости между точками раскрепления. При ширине панелей $b = 150 \text{ см}$ расчетная длина пояса из плоскости $l_0 = 1.25 \cdot 150 = 187.5 \text{ см}$. Гибкость пояса из плоскости

$$\lambda_y = \frac{187.5}{0.289 \cdot 14.5} = 45 \quad .$$

Коэффициент продольного изгиба при $\lambda_y < 70$

$$\varphi_y = 1 - 0.8 \cdot (\lambda_y / 100)^2 = 1 - 0.8 \cdot 0.45^2 = 0.84 \quad .$$

Напряжения сжатия в верхнем поясе

$$\sigma_c = \frac{22500}{0.84 \cdot 24221} = 1.1 \text{ кН/см}^2 < R_c \cdot m_{ол} = 1.95 \cdot 1 = 1.95 \text{ кН/см}^2 ,$$

где R_c – расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию, $R_c = 1.95 \text{ кН/см}^2$.

Устойчивость из плоскости верхнего сжатого пояса обеспечена.

4. Проверяем прочность соединения стенки с полками при криволинейном пазе:

$$\tau_{uu} = \frac{103.3 \cdot 14905}{1356360 \cdot 5} = 0.22 \text{ кН/см}^2 < R_{ск} \cdot m_{ол} = 0.36 \cdot 1 = 0.36 \text{ кН/см}^2 ;$$

$$\sum b_{uu} = 2 \cdot h_{uu} + \delta_{\phi} = 2 \cdot 0.2 + 1.0 = 5 \text{ см} .$$

5. Проверяем условие устойчивости стенки. Вычисляем величину

$$\lambda_{в.с.}^2 = \left(\frac{h_{см}}{\sqrt{\delta_{\phi} \cdot h_{г}}} \right)^2 = \frac{66^2}{1.8} = 545 ;$$

$$k_2 = 0.45 \text{ при } h_{г} / l_{г} = 8 / 96 = 1 / 12 ;$$

$$k_1 = 0.055 \cdot \sqrt{70 \cdot 10^3 \cdot 7.5 \cdot 10^3} = 1260 ;$$

$$E_{\phi} = 70 \cdot 10^3 \text{ кг/см}^2 \text{ – модуль упругости фанеры;}$$

$$G_{\phi} = 7.5 \cdot 10^3 \text{ кг/см}^2 \text{ – модуль сдвига фанеры.}$$

Величина $k_1 \cdot k_2 = 1260 \cdot 0.45 = 567$. Условие $k_1 \cdot k_2 > \lambda_{в.с.}^2 = 567 > 545$ выполняется, следовательно, проверки устойчивости не требуется.

6. Вычисляем прогиб балки:

$$f = \frac{5 \cdot 0.159 \cdot 870^4}{384 \cdot 10^3 \cdot 1356360 \cdot 0.278} = 3 \text{ см} .$$

Относительный прогиб $f / l = 3 / 870 = 1 / 290 > 1 / 300$.

Величина относительного прогиба несколько выше предельного значения, но поскольку в расчетах не учитывается жесткость стенки, то такое превышение можно допустить.

ЛИТЕРАТУРА

1. Беленя Е.И. и др. Металлические конструкции. – М.: Стройиздат, 1973.
2. Гринь И.М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. – Киев, 1975.
3. Иванов А.М. и др. Строительные конструкции из полимерных материалов. – М.: Высшая школа, 1978.
4. Иванов В.А. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования. – Киев, 1970.
5. Иванов В.Ф. Конструкции из дерева и пластмасс. – М.; Л.: Стройиздат, 1966.
6. Карлсен Г.Г. и др. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования. – М.: Стройиздат, 1967.
7. Карлсен Г.Г. и др. Конструкции из дерева и пластмасс. – М.: Стройиздат, 1986.
8. Мартемьянов В.И., Веселев Ю.А., Вержбовский Г.Б. Проектирование современных деревянных конструкций: Учебное пособие. – Ростов н/Д: Рост. инж.-строит. ин-т, 1991.
9. Мартемьянов В.И. Деревянные конструкции в современном строительстве. – Ростов н/Д: Рост. инж.-строит. ин-т, 1983. – 95с.
10. Руководство по проектированию клееных деревянных конструкций. – М.: Стройиздат, 1975.
11. Светозарова Е.И. и др. Конструкции из древесины и водостойкой фанеры: Учебное пособие. – Л.: Стройиздат, 1974.
12. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции.
13. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия.
14. Улицкая Э.М., Бойтемиров Ф.А, Головина В.М. Расчет конструкций из дерева и пластмасс: Курсовое и дипломное проектирование. – М.: Высшая школа.,1996.