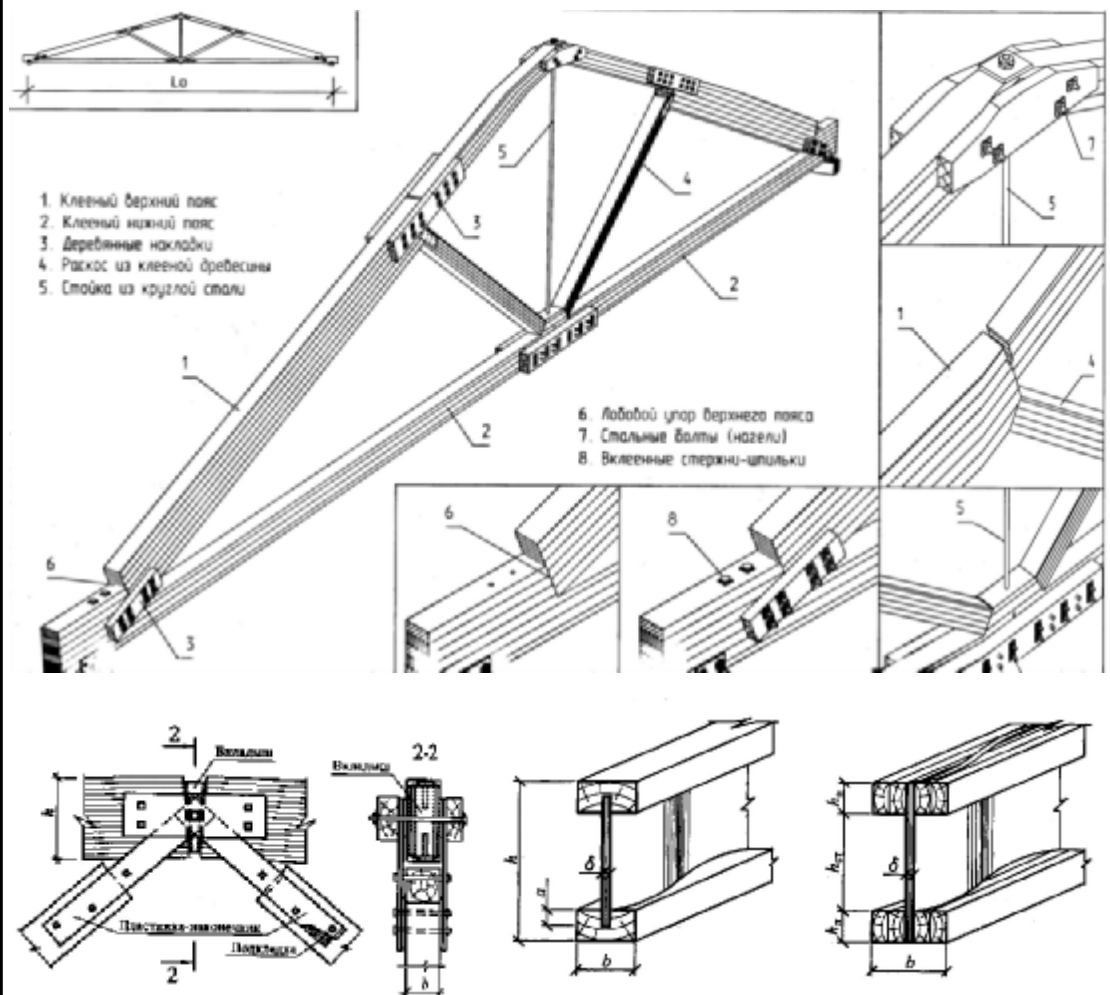


МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
К ПРАКТИЧЕСКИМ ЗАНЯТИЯМ



по курсу
"КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС"
для спец. 291500
(часть II)

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ РФ

**КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО - СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ**

**Кафедра металлических конструкций и
испытания сооружений**

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

**к практическим занятиям по курсу
«Конструкции из дерева и пластмасс»
для студентов специальности ПГС 270102.**

(часть II)

Казань

2008

УДК 694
ББК 30.4
Ш 72

Ш 72 Методические указания к практическим занятиям по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс» для студентов специальности ПГС 270102 (часть II) / Сост., Г.Н.Шмелев, М.А.Дымолазов. Казань: КГАСУ, 2008.- 38 с.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Рецензент:
Доктор технических наук, профессор
И.Л.Кузнецов

УДК 694
ББК 30.4

© Казанский государственный архитектурно-строительный университет, 2008
© Шмелев Г.Н., Дымолазов М.А., 2008

СОДЕРЖАНИЕ

	стр.
Занятие № 1.Настилы и обрешетки покрытий	4
Занятие № 2.Прогоны	8
Занятие № 3.Панели	12
Занятие № 4.Клееные стойки, колонны	19
Занятие № 5.Двускатная клеедеревянная балка	25
Занятие № 6.Конструкция конькового узла	29
Занятие № 7.Расчет опорного узла	33

Занятие №1

Тема: Настилы и обрешетки покрытий

Настилы и обрешетки покрытий служат для поддержания кровли и утеплителя.

Для кровли в виде рубероидного ковра настил должен иметь сплошную ровную поверхность из одного или двух слоев досок. Двойной перекрестный настил (рис. 1 а) состоит из двух слоев досок. Верхний — защитный (сплошной) слой досок толщиной 16...22 мм и шириной не более 100 мм укладывают под углом 45...60° к нижнему, рабочему, настилу и крепят к нему гвоздями. Рабочий настил для лучшего проветривания рекомендуется делать разреженным, с зазором не менее 20 мм из досок толщиной 19...32 мм, определяемой нагрузкой. Доски рабочего настила для повышения изгибной жесткости следует опирать на три опоры и более. В покрытиях отапливаемых производственных зданий утеплитель укладывают на одиночный дощатый настил (рис. 1.1 б) или сплошной накат толщиной 19...32 мм, который целесообразно опирать на три прогона.

Элементы настила и обрешетки рекомендуется выполнять из древесины хвойных пород 3-го сорта.

Дощатый настил под рубероидную кровлю целесообразно конструировать и рассчитывать как двухпролетную неразрезную шарнирно опертую балку. Расчетную ширину настила условно принимают равной 1 м.

Двойной перекрестный настил рассчитывается на изгиб только рабочего настила и только от нормальных составляющих нагрузок, поскольку скатные составляющие воспринимаются с помощью защитного настила. Расчетная ширина настила принимается $B=1$ м с учетом всех входящих в нее досок, количество которых при шаге a составит $n=1/a$. Сосредоточенные грузы распределяются здесь на ширину 0,5 м, и поэтому в расчетную ширину входят удвоенные величины $P = 2,4$ кН. При подборе сечения настила удобно задавать сечение досок $b \times h$ (см), затем определять требуемый момент сопротивления

$$W_{mp} = \frac{M}{R_u}, \text{ (см}^3\text{)},$$

требуемую общую ширину досок

$$B_{mp} = \frac{W_{mp}}{h^2}, \text{ (см)},$$

затем шаг их расстановки

$$a = \frac{100b}{B_{mp}}, \text{ (см)}.$$

Настил покрытия рассчитывают на два сочетания нагрузок.

Первое сочетание — равномерно распределенная постоянная нагрузка от собственного веса g и временная от веса снега s (рис. 1.1 в). Максимальный изгибающий момент M_1 возникает в сечении над средней опорой и определяется выражением

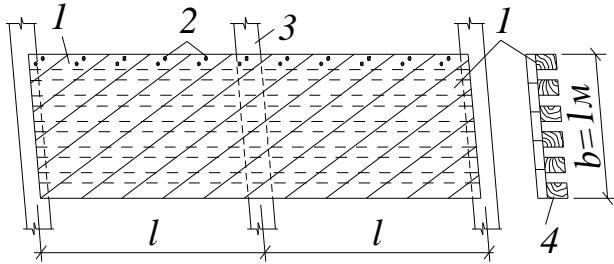
$$M_1 = 0,125 (g + s) l^2, \tag{1.1}$$

где l — расстояние между прогонами.

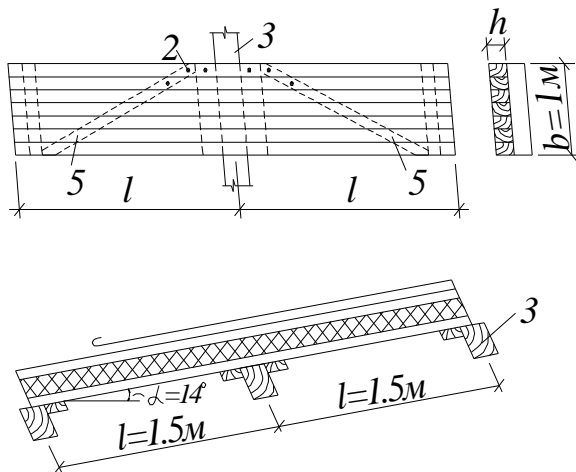
Прочность настила должна удовлетворять выражению $M_l / W = R_u$, где расчетное сопротивление древесины 3-го сорта изгибу $R_u = 8,5 \div 11$ МПа; W — момент сопротивления досок рабочего настила.

$$W = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{100 \cdot t^2}{6}; \quad b = 1\text{м} = 100\text{см}; \quad t - \text{толщина настила, (см)}.$$

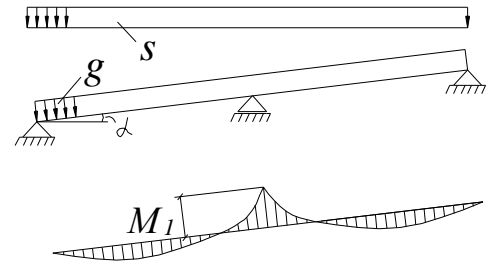
а)



б)



в)



г)

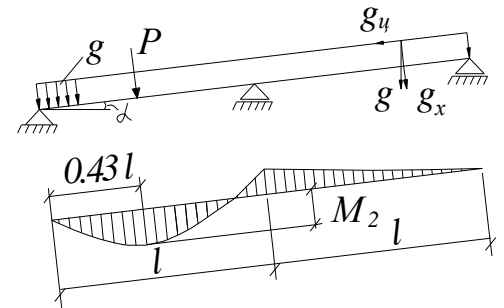


Рис. 1.1. Доцато-гвоздевые настилы:

а - щит двойного перекрестного настила; б - щит однослойного настила; в - расчетная схема настила при первом сочетании нагрузок; г - то же, при втором сочетании; 1 - защитный настил; 2 - гвозди; 3 - прогон; 4 - доски рабочего настила; 5 - подкос

При разреженном настиле суммарный момент сопротивления досок на ширине 1м равен

$$W = \frac{b_1 \cdot t^2}{6} \cdot n,$$

где b_1 — ширина одной доски, n — число досок на одном метре ширины настила.

Относительный прогиб настила f/l проверяют на нормативные значения постоянных и временных нагрузок g^H и s^H по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13}{384} \frac{(g^H + s^H) l^3}{EI} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}, \quad (1.2)$$

где $E = 10^3$ кН/см² = 10 000 МПа — модуль упругости древесины, I — момент инерции сечения рабочего настила;

$$I = \frac{b \cdot t^3}{12}; \quad b = 100 \text{ см.}$$

При разряженном настиле

$$I = \frac{b_1 \cdot t^3}{12} \cdot n.$$

Второе сочетание — равномерно распределенная постоянная нагрузка от собственного веса g и сосредоточенной монтажной нагрузки $P = 1,2 \text{ кН}$, учитывающей вес монтажника с инструментом (рис. 1.1, г). Максимальный изгибающий момент M_2 возникает на расстоянии $0,43l$ от крайней опоры (рис. 1.1, г) и определяется по формуле

$$M_2 = 0,07 gl^2 + 0,21 Pl. \quad (1.3)$$

Проверку прочности настила производят по формуле $M_2/W \leq R_u$, где R_u — расчетное сопротивление древесины изгибу с учетом коэффициента условия работы при наличии монтажной нагрузки $m_n = 1,2$.

Пример

Подобрать и проверить сечение двойного перекрестного дощатого настила утепленной кровли, имеющей уклон $i = 1:4$, $\alpha = 14^\circ$, $\sin \alpha = 0,25$, $\cos \alpha = 0,97$. Щиты настила длиной $l_n = 3 \text{ м}$ опираются на прогоны, постеленные с шагом $L = 1,5 \text{ м}$. Сплошной косою защитный настил из досок сечением $b \times h = 10 \times 1,6 \text{ см}$ прибит под углом 45° к рабочему настилу гвоздями. Определить сечение и шаг досок рабочего настила. На настил действуют линейные и сосредоточенная нагрузки, отнесенные к его горизонтальной проекции со следующими нормативными и расчетными значениями: от собственного веса $g^n = 0,7 \text{ кН/м}$, $g = 0,8 \text{ кН/м}$; от веса снега $s^n = 1,5 \text{ кН/м}$, $s = 2,4 \text{ кН/м}$; от веса $P = 1,2 \text{ кН}$. Материал — сосна второго сорта, условия эксплуатации — А2.

Решение

Расчетная ширина полосы рабочего настила $B = 1 \text{ м}$. Расчетная схема щита настила — двухпролетная шарнирно опертая неразрезная балка с горизонтальными проекциями пролетов

$$l = L \cos \alpha = 1,5 \cdot 0,97 = 1,45 \text{ м.}$$

Подбор сечения рабочего настила при первом сочетании расчетных нагрузок от собственного веса и веса снега, распределенного по всей длине щита:

$$q = g + s = 0,8 + 2,4 = 3,2 \text{ кН/м.}$$

Принимается древесина 2-го сорта. Расчетное сопротивление изгибу $R_u = 13 \text{ МПа}$.

Расчетный изгибающий момент в сечении над средней опорой

$$M_1 = \frac{ql^2}{8} = \frac{3,2 \cdot 1,45^2}{8} = 0,84 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,00084 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{TP} = \frac{M_1}{R_u \cdot m_g \cdot m_n} = \frac{0,00084}{13 \cdot 1 \cdot 1} = 65 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 65 \text{ см}^3.$$

Принимаются доски сечением $b \times h = 10 \times 2,5 \text{ см}$.

Требуемая общая ширина досок на полосе шириной 1 м

$$B_{TP} = \frac{6W}{h^2} = \frac{6 \cdot 65}{2,5^2} = 62,5 \text{ см}.$$

Шаг расстановки досок $a = \frac{100b}{B_{TP}} = \frac{100 \cdot 10}{62,5} = 16 \text{ см}.$

Проверка несущей способности настила при втором сочетании расчетных нагрузок от собственного веса $q = g = 0,8 \text{ кН/м}$ и веса двух человек с грузами $P = 1,2 \cdot 2 = 2,4 \text{ кН}$, приложенного на расстоянии $a = 0,43 \text{ л} = 0,43 \cdot 1,45 = 0,625 \text{ м}$ от крайней опоры. Максимальный изгибающий момент, возникающий в сечении под грузом

$$M_2 = 0,07ql^2 + 0,21Pl = 0,07 \cdot 0,8 \cdot 1,45^2 + 0,21 \cdot 2,4 \cdot 1,45 = 0,86 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,00086 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Расчетное сопротивление изгибу с учетом кратковременного действия сосредоточенной силы

$$R_{u2} = R_u m_n \cdot m_g \cdot m_n = 13 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 1 = 15,6 \text{ МПа}.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{M_2}{W} = \frac{0,00086}{65 \cdot 10^{-6}} = 14,9 \text{ МПа} < R_{u2} = 15,6 \text{ МПа}.$$

Проверка прогиба при первом сочетании нормативных нагрузок от собственного веса и веса снега:

$$q^n = g^n + s^n = 0,7 + 1,5 = 2,2 \text{ кН/м} = 0,0022 \text{ МН/м}.$$

Момент инерции

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{62,5 \cdot 2,5^3}{12} = 81 \text{ см}^4 = 81 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

Модуль упругости $E = 10^4 \text{ МПа}.$

Относительный прогиб настила

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13}{384} \frac{q^n l^3}{EI} = \frac{2,13}{384} \frac{0,0022 \cdot 1,45^3}{10^4 \cdot 81 \cdot 10^{-8}} = \frac{1}{197} < \frac{1}{150}.$$

Таблица 1

Исходные данные для самостоятельного решения по занятию №1

№ варианта	Пролет, м	Нормативная постоянная нагрузка g^n , кН/м	Расчетная постоянная нагрузка g , кН/м	Нормативная снеговая нагрузка s^n , кН/м	Расчетная снеговая нагрузка s , кН/м	Материал, сорт	Уклон кровли, α°	Сечение настила, см
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1,0	0,7	0,8	1,5	2,4	сосна, 2с	10	10x1,6
2	1,1	0,8	0,9	1,7	2,6	лиственница, 2с	11	10x1,6
3	1,2	0,9	1,0	1,9	2,8	кедр, 2с	12	10x1,6
4	1,3	1,0	1,1	2,1	3,0	ясень, 2с	13	10x1,6
5	1,4	1,1	1,2	1,6	2,2	лиственница, 2с	14	10x1,6
6	1,5	1,2	1,3	1,8	2,5	пихта, 1с	15	10x1,6
7	1,6	1,3	1,4	2,0	2,7	ель, 1с	16	10x1,6

Окончание таблицы 1

8	1,7	1,4	1,5	2,1	2,9	пихта, 2с	17	10х1,6
9	1,8	1,5	1,6	1,5	2,3	ель, 1с	18	10х1,6
10	1,9	1,6	1,7	1,7	1,9	кедр, 2с	19	10х1,6
11	2,0	1,7	1,8	1,9	1,8	пихта, 1с	20	10х1,6
12	1,9	1,8	1,9	2,1	2,4	ель, 1с	10	10х2,0
13	1,8	1,9	2,0	1,6	2,6	пихта, 2с	11	10х2,0
14	1,7	2,0	1,3	1,8	2,8	ель, 1с	12	10х2,0
15	1,6	1,3	1,4	2,0	3,0	кедр, 2с	13	10х2,0
16	1,5	1,4	1,5	1,5	2,2	сосна, 2с	14	10х2,0
17	1,4	1,5	1,6	1,7	2,5	лиственница, 2с	15	10х2,0
18	1,3	1,6	1,7	1,9	2,7	кедр, 2с	16	10х2,0
19	1,2	1,7	0,7	2,1	2,9	ясень, 2с	17	10х2,0
20	1,1	0,7	0,8	1,6	2,3	лиственница, 2с	18	10х2,0
21	1,0	0,8	0,9	1,8	1,9	пихта, 1с	19	10х2,0
22	1,1	0,9	1,0	2,0	1,8	ель, 1с	20	10х2,0
23	1,2	1,0	1,1	1,5	2,4	пихта, 2с	19	10х2,5
24	1,3	1,1	1,2	1,7	2,6	ель, 1с	18	10х2,5
25	1,4	1,2	1,3	1,9	2,8	кедр, 2с	17	10х2,5
26	1,5	1,3	1,7	2,1	3,0	пихта, 1с	16	10х2,5
27	1,6	1,7	1,8	1,6	2,2	ель, 1с	15	10х2,5
28	1,7	1,8	1,9	1,8	2,5	пихта, 2с	14	10х2,5
29	1,8	1,9	2,0	2,0	2,7	ель, 1с	13	10х2,5
30	1,9	2,0	1,3	1,7	2,9	кедр, 2с	12	10х2,5
31	2,0	1,3	1,4	1,9	2,3	кедр, 2с	11	10х2,5
31	1,1	1,4	1,5	2,1	1,9	сосна, 2с	19	10х2,5
32	1,2	1,5	1,6	1,6	1,8	кедр, 2с	20	10х2,5

Занятие №2

Тема: Прогоны

Прогоны воспринимают нагрузки от настилов или обрешетки и передают их в бесчердачных покрытиях на верхние кромки несущих конструкций и поперечные стены здания, а в чердачных покрытиях — на элементы стропильных систем, расположенных с шагом 1...1,5 м вдоль скатов.

Различают однопролетные прогоны из бревен или брусьев консольно-балочные из брусьев и неразрезные спаренные из досок (рис. 2).

Однопролетные прогоны применяют при больших уклонах в покрытиях из чешуйчатой кровли. Прогоны работают и рассчитываются как однопролетные шарнирно-опертые балки.

Многопролетные неразрезные прогоны устанавливают в скатных покрытиях при незначительных уклонах под рубероидную кровлю. Неразрезной прогон состоит из двух рядов досок на ребро, которые стыкуются вразбежку на расстояниях, равных 0,21 длины пролета от оси опор, в зоне нулевых изгибающих моментов (рис. 2, б). Доски по длине прогона между

стыками соединяют гвоздями в шахматном порядке через каждые 0,5 м (рис.2 в).

Спаренные прогоны работают и рассчитываются на изгиб как неразрезные балки от действия только нормальной составляющей равномерно распределенных (постоянной g — от собственного веса скрытия, временной s — снеговой) нагрузок. Расчетные изгибающие моменты возникают в ней на промежуточных опорах и определяются по формуле

$$M = \frac{q_x l^2}{12} .$$

Проверку прочности прогона при изгибе производят по формуле

$$\frac{M}{W} \leq R_u \cdot m_n \cdot m_g , \quad (2.1)$$

где W — момент сопротивления прямоугольного сечения шириной b и высотой h , равный $bh^2/6$.

Сечение прогона в крайних пролетах без расчета усиливают третьей доской.

Относительный прогиб от нормативных значений нагрузок q^H в крайних пролетах прогона наибольший и проверяется по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{2,5}{384} \frac{g^H l^3}{EI} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200} ,$$

где I — момент инерции, соответствующий увеличенному сечению крайних пролетов.

Количество односрезных гвоздей в конце каждой доски по одну сторону стыка спаренного прогона определяют по формуле

$$n_{zg} = \frac{M}{2 \cdot X_{zg} \cdot T_{min} \cdot g_n} ,$$

где M — расчетный изгибающий момент; X_{zg} — расстояние от оси опоры до ближайшего гвоздевого забоя по одну сторону стыка; T_{min} — наименьшая расчетная несущая способность односрезного гвоздя (кН) при толщинах досок и диаметре гвоздя (см), определяемая из формул (2.2), (2.3) и (2.4).

Расчетная несущая способность одного гвоздя из условий смятия древесины в несимметричном соединении

$$T_c = 0,35 c d m_g m_n ; \quad (2.2)$$

$$T_a = k_H a d m_g m_n ; \quad (2.3)$$

где k_H — коэффициент, учитывающий соотношение толщин досок, a/c по табл.18 СНиП II-25-80. Расчетная несущая способность из условия изгиба гвоздя

$$T_u = (2,5d^2 + 0,01a^2) \cdot \sqrt{m_g \cdot m_n} . \quad (2.4)$$

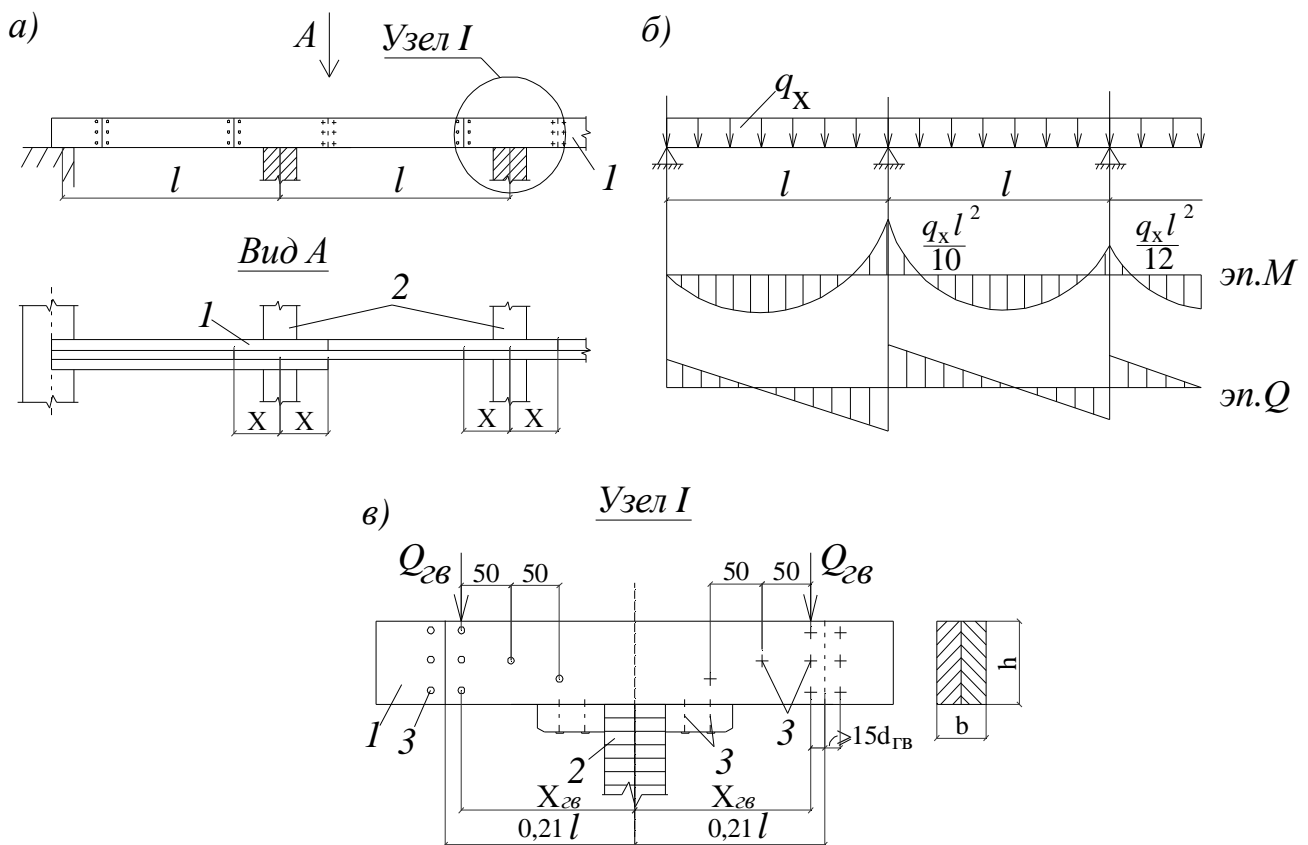


Рис. 2. Многопролетный спаренный прогон из досок:

а) – общий вид; б) – расчетная схема; в) – гвоздевой стык прогона; 1 – прогон; 2 – несущая конструкция покрытия; 3 – гвозди

Пример

Запроектировать неразрезной спаренный прогон. Здание II класса ответственности, коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$, отапливаемое, с температурно-влажностным режимом эксплуатации по группе А1. Парные дощатые прогоны пролетом 4 м располагаются с шагом 1,5 м; материал — сосна, 2 сорт. Нормативная нагрузка составляет 3,11 кН/м, расчетная нагрузка — 4,07 кН/м.

Решение

Конструктивная схема прогона. Прогон рассчитываем как многопролетную неразрезную шарнирно опертую балку. Пролеты прогона принимаем равными по всей длине шагу несущих конструкций по 4 м (см. рис. 2). Расчетная нагрузка составляет 4,07 кН/м.

Расчетный изгибающий опорный момент определяем по формуле

$$M = q_x l^2 / 12 = 4,07 \cdot 4^2 / 12 = 5,43 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

По сортаменту пиломатериалов хвойных пород задаемся сечением из двух досок размером 40x175 мм при $W_x = 408 \text{ см}^3$.

Напряжение изгиба

$$s_{II} = M/W = 543/408 = 1,33 \text{ кН/см}^2 = 13,3 \text{ МПа} < R_w/g_{II} m_e m_n \\ = 13/0,95 \cdot 1 \cdot 1 = 13,7 \text{ МПа.}$$

Крайние пролеты прогона усиливаем третьей доской того же сечения.

Относительный прогиб в крайнем пролете прогона

$$\frac{f}{l} = \frac{2,5}{384} \frac{g'' l^3}{EI} = \frac{2,5 \cdot 0,031 \cdot 400^3}{384 \cdot 10^3 \cdot 5359} = \frac{1}{415} < \left[\frac{1}{200 \cdot 0,95} \right] = \frac{1}{190},$$

где I — момент инерции сечения прогона в крайнем пролете, равный $4 \cdot 3 \cdot 17,5^3 / 12 = 5359 \text{ см}^4$.

Произведем расчет гвоздевого стыка прогонов. Принимаем гвозди диаметром 4 мм и длиной 100 мм. На рис. 2 в показано размещение стыков досок парных дощатых прогонов. По длине доски соединяем гвоздями в шахматном порядке через 500 мм.

Расстояние между гвоздями вдоль волокон древесины $S_I = 15d = 15 \cdot 0,4 = 6 \text{ см}$. Толщины элементов прогона $a = 4 \text{ см}$; $a_I = 4 - 1,5 \cdot 0,4 = 3,4 \text{ см}$; $X_{2g} = 0,21l - 15d = 0,21 \cdot 400 - 15 \cdot 0,4 = 78 \text{ см}$.

Расчетную несущую способность гвоздя в несимметричном односрезном соединении определяем по формулам (2.2), (2.3), (2.4):

$$T_c = 0,35 c d m_e m_n = 0,35 \cdot 4 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 1 = 0,56 \text{ кН};$$

$$T_a = k_H a d m_e m_n = 0,38 \cdot 3,4 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 1 = 0,52 \text{ кН};$$

$$T_u = (2,5d^2 + 0,01a^2) \sqrt{m_e \cdot m_n} = (2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 3,4^2) \cdot 1 \cdot 1 = 0,52 \text{ кН},$$

где $k_H = 0,38$ при $a_I/c = 3,4/4 = 0,85$ (табл.18 СНиП).

Количество гвоздей n_{2g} в конце каждой доски на полустыке равно

$$n_{2g} = \frac{M}{2 \cdot X_{2g} \cdot T_{\min} \cdot g_n} = \frac{543}{2 \cdot 78 \cdot 0,52 \cdot 0,95} = 7 \text{ шт.}$$

Таблица 2

Исходные данные для самостоятельного решения по занятию №2

№ варианта	Пролет, мм	Нормативная нагрузка, кН/м	Расчетная нагрузка, кН/м	Материал, сорт	Условия эксплуатации
1	2	3	4	5	6
1	3000	4,0	4,8	сосна, 2с	A1
2	3100	3,2	3,84	пихта, 3с	A3
3	3200	4,2	5,04	лиственница, 3с	B2
4	3500	2,8	3,36	осина, 2с	B1
5	4000	2,9	3,48	береза, 3с	B2
6	4500	4,1	4,92	дуб, 2с	B3

7	5000	3,5	4,2	ель,1с	А2
8	3000	2,6	3,12	кедр,2с	В2
9	3200	4,3	5,16	сосна,2с	А2
10	4500	3,0	3,6	пихта,3с	Б2
11	3100	4,5	5,4	лиственница,3с	А1
12	5000	3,3	3,96	осина,2с	А3
13	3500	3,5	4,2	береза,3с	В2
14	4000	4,1	4,92	дуб,2с	В1
15	3000	4,0	4,8	ель,1с	Б2
16	3100	4,0	4,8	кедр,2с	В3
17	3200	3,2	3,84	сосна,2с	А2
18	3500	4,2	5,04	пихта,3с	В2
19	4000	2,8	3,36	лиственница,3с	А2
20	4500	2,9	3,48	осина,2с	Б2
21	5000	4,1	4,92	береза,3с	А1
22	3000	3,5	4,2	дуб,2с	А3
23	3200	2,6	3,12	ель,1с	В2
24	4500	4,3	5,16	кедр,2с	В1
25	3100	3,0	3,6	сосна,2с	Б2
26	5000	4,5	5,4	пихта,3с	В3
27	3500	3,3	3,96	лиственница,3с	А2
28	4000	3,5	4,2	осина,2с	В2
29	3200	4,1	4,92	береза,3с	А2
30	3000	4,0	4,8	дуб,2с	Б2

Занятие № 3

Тема: Панели

В конструктивном отношении панели можно разделить на два типа: ребристые и со сплошным срединным слоем.

Ребристые панели состоят из несущих ребер и обшивок (одной или двух). В зависимости от назначения ребристые панели могут быть утепленными и холодными. В утепленных панелях между двумя обшивками закладывают утеплитель, как правило, из негорючего или трудногорючего материала. В неутепленных (холодных) панелях принимают только одну обшивку, которую можно располагать сверху или снизу ребер. Обшивки выполняют из прочных листовых материалов: фанеры, стеклопластика, древесностружечных плит и др. Для изготовления ребер используют доски, бруски, фанерные швеллеры.

Панели со сплошным срединным слоем состоят из двух обшивок и надежно приклеенного к ним срединного слоя из пенопласта. По контуру панели устраивают обрамление из твердого листового материала или досок. При этом обрамление и обшивки соединяются между собой только податливыми связями (гвоздями, шурупами, болтами), вследствие чего обрамление не включается в общую работу панели. В таких панелях нормальные напряжения воспринимаются только обшивками. Для обшивок

принимаются тонкие и прочные листовые материалы: сталь толщиной 0,5 ÷ 1,2 мм, алюминий толщиной 0,8 ÷ 1,5 мм, стеклопластик толщиной 1 ÷ 2,5 мм, асбестоцемент толщиной 6 ÷ 10 мм и др.

Панели изготовляют обычно под пролеты $l = 3 ÷ 6$ м. Высота панелей принимается в пределах $(1/25 ÷ 1/35) l$. Ширина панелей, как правило, согласуется с размерами листов обшивок в соответствии с требованиями ГОСТов на материалы.

Количество продольных несущих ребер определяют в основном по условию расчета на местный изгиб в поперечном направлении верхней обшивки при действии расчетной сосредоточенной нагрузки $P = 1,2$ кН. Определяющей формулой при этом является следующая:

$$[C] \leq 1333 R_u d^2, \quad (3.1)$$

где $[C]$ - предельный шаг расстановки ребер, м;

d - толщина обшивки, м;

R_u - расчетное сопротивление материала обшивки в поперечном, по отношению к панели, направлении, Мпа.

При расчете ребристых панелей необходимо выполнить следующие проверки:

- прочности верхней обшивки

$$s_c = \frac{M}{W_{np}^{во}} \leq m_\phi R_{\phi c}; \quad (3.2)$$

- прочности растянутой обшивки

$$s_p = \frac{M}{W_{np}^{но}} \leq m_\phi R_{\phi p}; \quad (3.3)$$

- устойчивости верхней обшивки

$$s_c = \frac{M}{W_{np}^{во}} \leq j_\phi R_{\phi c}, \quad (3.4)$$

где j_ϕ - коэффициент продольного изгиба сжатой обшивки (п.4.26 СНиП);

$W_{np}^{во}$ и $W_{np}^{но}$ — приведенные моменты сопротивления обшивок (п.4.25 СНиП); m_ϕ — коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления в обшивках (п.4.26 СНиП);

- прочности ребер по нормальным напряжениям

$$s = \frac{M}{J_{np}} (y - d_2) \leq R_u \quad \text{или} \quad s = \frac{M}{J_{np}} (h - y - d_1) \leq R_u; \quad (3.5)$$

- прочности ребер по касательным напряжениям

$$t = \frac{QS_{np}^{nc}}{J_{np} \sum b_p} \leq R_{ск}; \quad (3.6)$$

- прочности клеевых швов на скалывание

$$t = \frac{QS_{np}^{об}}{J_{np} \sum b_p} \leq R_{ск}^u \quad (3.7)$$

(при расчете клефанерных панелей в формуле (3.7) за $R_{ск}^{II}$ принимают расчетное сопротивление скалыванию фанеры $R_{ск}^{\phi}$);

- прогибов

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{q^H l^3}{B J_{np}} \leq \left[\frac{f}{l} \right]. \quad (3.8)$$

При пользовании формулами (3.2) ÷ (3.8) очень важным этапом является подсчет геометрических характеристик J_{np} , W_{np}^{eo} , W_{np}^{no} , S_{np}^{nc} , S_{np}^{ob} . Геометрические характеристики необходимо привести к наиболее загруженному материалу, т.к. в сечении используются материалы с существенно разными модулями упругости. Прежде чем их подсчитывать, необходимо найти положение нейтральной оси приведенного поперечного сечения. Расстояние y от произвольно выбранной оси x_1 (обычно принимают за нее нижнюю грань панели) до нейтральной оси определяют по формуле

$$y = \frac{S_{np x_1}}{A_{np}}, \quad (3.9)$$

где A_{np} - приведенная площадь сечения, в общем случае она равна:

$$A_{np} = A_p + \frac{E_{eo}}{E_p} A_{eo} + \frac{E_{no}}{E_p} A_{no}$$

(приведена к материалу ребра);

$S_{np x_1}$ - приведенный статический момент сечения относительно оси x_1 , подсчитывается по формуле

$$S_{np x_1} = S_p + \frac{E_{eo}}{E_p} S_{eo} + \frac{E_{no}}{E_p} S_{no}.$$

Зная положение нейтральной оси x , геометрические характеристики сечения подсчитывают как

$$\begin{aligned} J_{np} &= J_p + \frac{E_{eo}}{E_p} J_{eo} + \frac{E_{no}}{E_p} J_{no}; \\ S_{np}^{nc} &= S_p + \frac{E_{eo}}{E_p} S_{eo}; \\ S_{np}^{ob} &= \frac{E_{eo}}{E_p} S_{eo}; \\ W_{np}^{eo} &= \frac{J_{np}}{h-y} \cdot \frac{E_p}{E_{eo}}; \\ W_{np}^{no} &= \frac{J_{np}}{y} \cdot \frac{E_p}{E_{no}}. \end{aligned} \quad (3.10)$$

В формулах (3.10) приведение величин J_{np} , S_{np}^{nc} , $S_{np}^{об}$ сделано к материалу ребра. При расчете панели геометрические характеристики W_{np}^{60} и $W_{np}^{н0}$ должны быть приведены к материалу верхней или нижней обшивок.

Неравномерность распределения нормальных напряжений по ширине обшивки учитывается введением в расчет приведенной ширины, которая подсчитывается по формуле

$$b_{np} = \sum b_p + k \sum b_o, \quad (3.11)$$

где $\sum b_p$ - суммарная ширина ребер;

$\sum b_o$ - суммарное расстояние в свету между ребрами;

k - коэффициент, принимаемый в зависимости от отношения l/c (для фанеры $k = 0,9$ при $l/c > 6$, при $l/c < 6 \rightarrow k = 0,15 (l/c)$).

Пример

Произвести проверку несущей способности и жесткости клеефанерной панели (рис. 3) при следующих исходных данных:

расчетный пролет $l = 5,92$ м;

нормативная нагрузка $q^H = 2,25$ кН/м;

расчетная нагрузка $q = 2,8$ кН/м;

верхняя обшивка выполнена из семислойной фанеры марки ФСФ толщиной $d_1 = 8$ мм;

нижняя обшивка - из пятислойной фанеры марки ФСФ толщиной $d_2 = 6$ мм;

ребра - из сосновых досок 2-го сорта. Температурно-влажностный режим А2.

Решение

Расчетные характеристики материалов (по табл.3,10,11 СНиП II-25-80):

верхняя обшивка

$R_{фp} = 14$ МПа, $R_{фc} = 12$ МПа, $R_{фи} = 6,5$ МПа, $R_{фск} = 0,8$ МПа, $E_{ф} = 9000$ МПа;

нижняя обшивка

$R_{фp} = 14$ МПа, $R_{фc} = 13$ МПа, $R_{фск} = 0,8$ МПа, $E_{ф} = 9000$ МПа;

ребра

$R_u = 13$ МПа, $R_{cm} = 1,6$ МПа, $E_{dp} = 10000$ МПа, $m_b = 1$; $m_n = 1$.

Компоновку поперечного сечения панели следует производить с учетом пролета “ l ”. При небольших пролетах порядка 3-4м принимать ширину продольных ребер b_p меньше чем на рис. 3, а высоту ребра h_p назначать из условия толщины теплоизоляционного слоя. Рекомендуемое отношение $h_p / b_p = 4 \div 8$.

Расчетные усилия в панели:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,8 \cdot 5,92^2}{8} = 12,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{2,8 \cdot 5,92}{2} = 8,3 \text{ кН}.$$

Приведенная ширина обшивки панели:

$$b_{np} = \sum b_p + k \sum b_o = 4 \cdot 4,4 + 0,9 \cdot 130,4 = 134,96 \text{ см}.$$

Расчетные площади:

$$\text{верхней обшивки } A_{eo} = 0,8 \cdot 134,96 = 107,97 \text{ см}^2;$$

$$\text{нижней обшивки } A_{no} = 0,6 \cdot 134,96 = 80,98 \text{ см}^2;$$

$$\text{продольных ребер } A_p = 4,4 \cdot 16,8 \cdot 4 = 295,68 \text{ см}^2.$$

Приведенная (к материалу фанеры) площадь поперечного сечения

$$A_{np} = A_{eo} + \frac{E_{op}}{E_{\phi}} A_p + A_{no} = 107,97 + \frac{10000}{9000} 295,68 + 80,98 = 517,48 \text{ см}^2.$$

В дальнейшем отношение модулей упругости древесины и фанеры обозначим

$$h = \frac{E_{op}}{E_{\phi}} = \frac{10000}{9000} = 1,11.$$

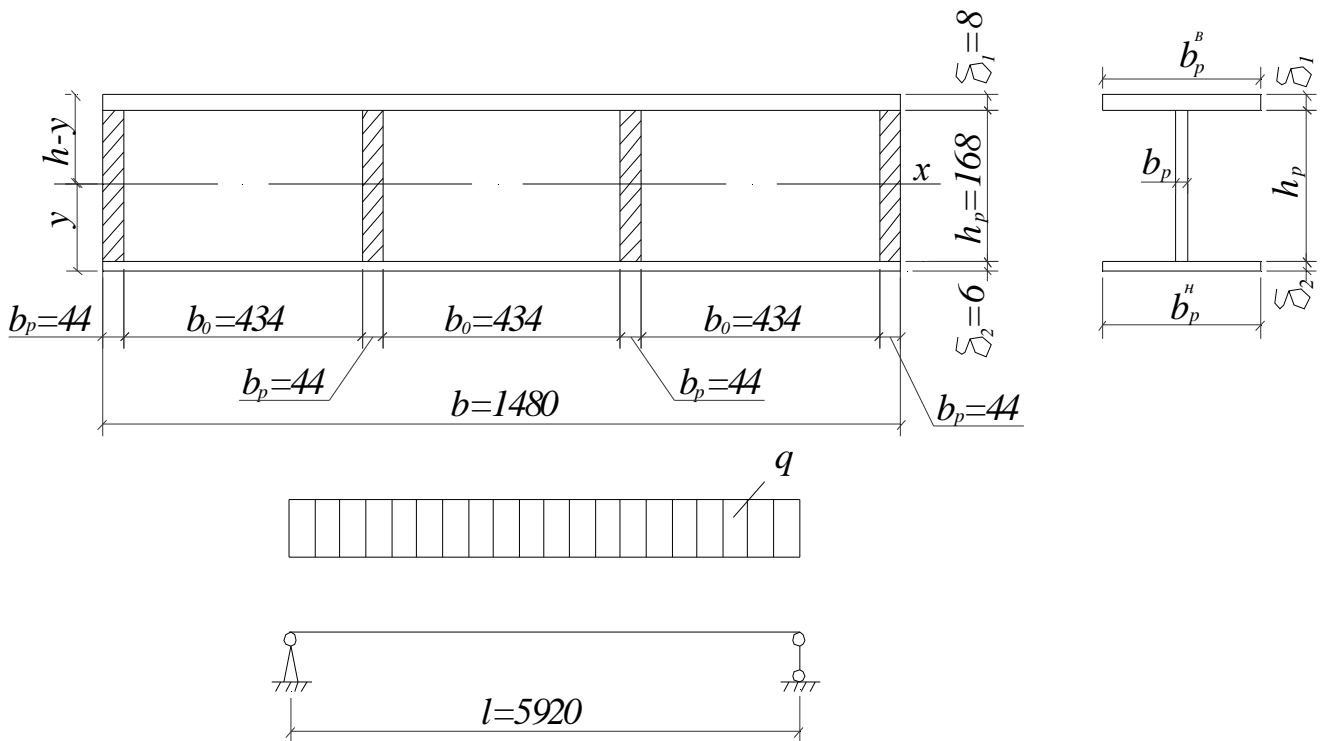


Рис. 3. Поперечное сечение и расчетная схема панели

Приведенный статический момент всего сечения относительно оси, проходящей через нижнюю грань нижней обшивки, равен

$$S_{np,x1} = S_{eo} + S_{no} + hS_p = 107,97 \cdot 17,8 + 80,98 \cdot 0,3 + 1,11 \cdot 295,68 \cdot 9,0 = 4900,003 \text{ см}^3.$$

Находим положение нейтральной оси (от нижней грани обшивки) по формуле

$$y = \frac{S_{np.x1}}{A_{np}} = \frac{4900,003}{517,48} = 9,47 \text{ см}; \quad h - y = 18,2 - 9,47 = 8,73 \text{ см}.$$

Приведенный момент инерции относительно нейтральной оси

$$J = J_{BO} + J_{HO} + hJ_p = 107,97(8,73 - 0,4)^2 + 80,98(9,47 - 0,3)^2 + (1,11 \cdot 4 \cdot 4,4 \cdot 16,83)/12 + 1,11 \cdot 295,68(9,47 - 0,6 - 8,4)^2 = 22092,87 \text{ см}^4.$$

Моменты сопротивления верхней и нижней обшивок равны:

$$W_{np}^e = \frac{J_{np}}{h - y} = \frac{16285,75}{8,77} = 1856,984 \text{ см}^3;$$

$$W_{np}^u = \frac{J_{np}}{y} = \frac{16285,75}{9,47} = 1719,720 \text{ см}^3.$$

Проверяем прочность нижней обшивки:

$$\sigma = \frac{M}{W_{np}^u} = \frac{12,2 \cdot 10^3}{1719,720} = 7,094 \text{ МПа} < R_{\phi.p} m_{\phi} = 14 \cdot 0,6 = 8,4 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Проверяем устойчивость верхней обшивки:

$$\sigma = \frac{M}{W_{np}^e} = \frac{12,2 \cdot 10^3}{1856,984} = 6,57 \text{ МПа} > j_{\phi} R_{\phi.c} m_n m_b = 0,423 \cdot 12 \cdot 1 \cdot 1 = 5,076 \text{ МПа},$$

где $j_{\phi} = \frac{1250}{(b_0/d_{\phi})^2} = \frac{1250}{54,375^2} = 0,423$ при $\frac{b_0}{d_{\phi}} = \frac{43,5}{0,8} = 54,375 > 50.$

Устойчивость обеспечена.

Прочность верхней обшивки на местный изгиб проверяем по формуле

$$\sigma = \frac{6Pa}{8bd^2} = \frac{6 \cdot 1,2 \cdot 47,9 \cdot 10}{8 \cdot 100 \cdot 0,8^2} = 6,74 \text{ МПа} < R_{\phi.n} m_n m_b m_n = 6,5 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 1 = 7,8 \text{ МПа},$$

где $a = b_0 + b_p - 43,5 + 4,4 = 47,9 \text{ см};$

$b = 100 \text{ см}$ – ширина расчетной полосы;

$m_n = 1,2$ для временной монтажной нагрузки.

Прочность обеспечена.

Проверяем прочность ребер:

по нормальным напряжениям

$$\sigma = \frac{M}{J_{np}} (y - d_2) h = \frac{12,2 \cdot 10^3}{16285,75} (9,47 - 0,6) \cdot 1,11 = 7,37 \text{ МПа} \leq R_u m_n m_b = 13 \text{ МПа};$$

$$\sigma = \frac{M}{J_{np}} (h - y - d_1) h = \frac{12,2 \cdot 10^3}{16285,75} (18,2 - 9,47 - 0,8) \cdot 1,11 = 6,6 \text{ МПа} \leq R_u m_b m_n = 13 \text{ МПа};$$

по касательным напряжениям

$$t = \frac{QS_{np}^{nc}}{J_{np} \sum b_p} = \frac{8,3 \cdot 10 \cdot 1038,36}{16285,75 \cdot 4 \cdot 4,4} = 0,3 \text{ МПа} \leq R_{ck} m_b m_n = 1,6 \text{ МПа},$$

где $S_{np}^{nc} = S_{oc} + hS_p = 107,97(8,73 - 0,4) + 1,11 \cdot 295,68(9,47 - 0,6 - 8,4) = 1038,36 \text{ см}^3$.

Прочность ребер обеспечена.

Проверяем прочность клеевых швов на скалывание:

$$t = \frac{QS_{np}^{ob}}{J_{np} \sum b_p} = \frac{8,3 \cdot 10 \cdot 899,39}{16285,75 \cdot 4 \cdot 4,4} = 0,26 \text{ МПа} \leq R_{ck}^{\phi} m_b m_n = 0,8 \text{ МПа},$$

где $S_{np}^{ob} = 107,97(8,73 - 0,4) = 899,39 \text{ см}^3$.

Прочность обеспечена.

Прогиб плиты

$$f = \frac{5}{384} \frac{q^u l^4}{BJ_{np}} = \frac{5 \cdot 2,25 \cdot 5,92^4 \cdot 10^5}{384 \cdot 9 \cdot 10^4 \cdot 16285,75} = 2,45 \text{ см}.$$

Относительный прогиб плиты составляет

$$\frac{f}{l} = \frac{2,45}{592} = \frac{1}{242} > \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}.$$

Вывод: прогиб плиты превышает предельно допустимый (табл. 16 СНиП II-25-80), следует увеличить высоту ребер h_p .

Таблица 3

Исходные данные для самостоятельного решения по занятию № 3

№ варианта	Пролет, м	Нагрузка, Кн/м		Сечение ребра $b_p h_p$, мм	Толщина обшивки, мм		Кол-во ребер
		расчетная	нормативная		d_1 верхней	d_2 нижней	
1	2	3	4	5	6	7	8
1	3	4,0	3,6	40x144	6	6	5
2	3.1	3,8	2,8	44x144	7	7	4
3	3.2	3,4	2,4	44x169	8	8	4
4	3.3	3,0	2,2	44x169	9	9	4
5	3.5	2,45	1,8	44x144	10	10	4
6	4	2,35	2,0	44x169	12	12	3
7	4.5	2,0	1,6	35x194	8	8	5
8	5	2,8	2,2	35x168	9	9	3
9	5.5	3,8	3,0	44x144	10	10	3
10	6	3,6	2,7	35x144	7	7	5

11	4.5	3	2.2	35x168	6	6	5
12	3.1	4,0	3,6	40x144	7	7	4
13	3.3	3,8	2,8	44x144	8	8	4
14	3	3,4	2,4	35x194	9	9	4
15	3.2	3,0	2,2	44x169	10	10	4
16	3.5	2,35	2,0	35x144	12	12	3
17	4	3,8	3,0	40x144	8	8	5
18	4.5	2,8	2,2	35x168	9	9	3
19	5	3,8	3,0	44x169	10	10	3
20	5.5	3	2.2	35x194	7	7	5
21	6	2,0	1,6	40x144	10	10	5
22	4.5	2,45	1,8	35x144	9	9	4
23	3	2,0	1,6	40x144	8	8	4
24	3.1	2,8	2,2	44x144	12	12	4
25	3.2	3,8	3,0	44x169	10	10	4
26	3.3	3,6	2,7	44x169	7	7	3
27	3.5	3	2.2	44x144	6	6	5
28	4	4,0	3,6	44x169	9	9	3
29	4.5	3,8	2,8	35x194	12	12	3
30	5	3,4	2,4	35x168	8	8	5

Занятие № 4

Тема: Клееные стойки, колонны

В настоящем разделе рассматриваются клееные стойки (колонны), входящие в систему поперечной рамы каркаса здания, т.е. работающие на совместное действие продольной сжимающей силы и изгибающего момента. Сплошные клееные стойки выполняются в виде пакета склеенных между собой досок, как правило, прямоугольного поперечного сечения. Виды клееных стоек показаны на рис. 4.1.

Высота поперечного сечения h назначается в пределах $(1/8 \div 1/12)H$. Учитывая то, что изгибающие моменты увеличиваются от верхнего сечения к заделке, стойки могут быть изготовлены переменной высоты сечения (см. рис. 4.1.б). Ширина b сечения, как правило, принимается равной стандартной ширине досок. Для стоек, работающих в системе поперечного каркаса как сжатоизогнутые элементы, отношение h/b обычно принимается не более 5.

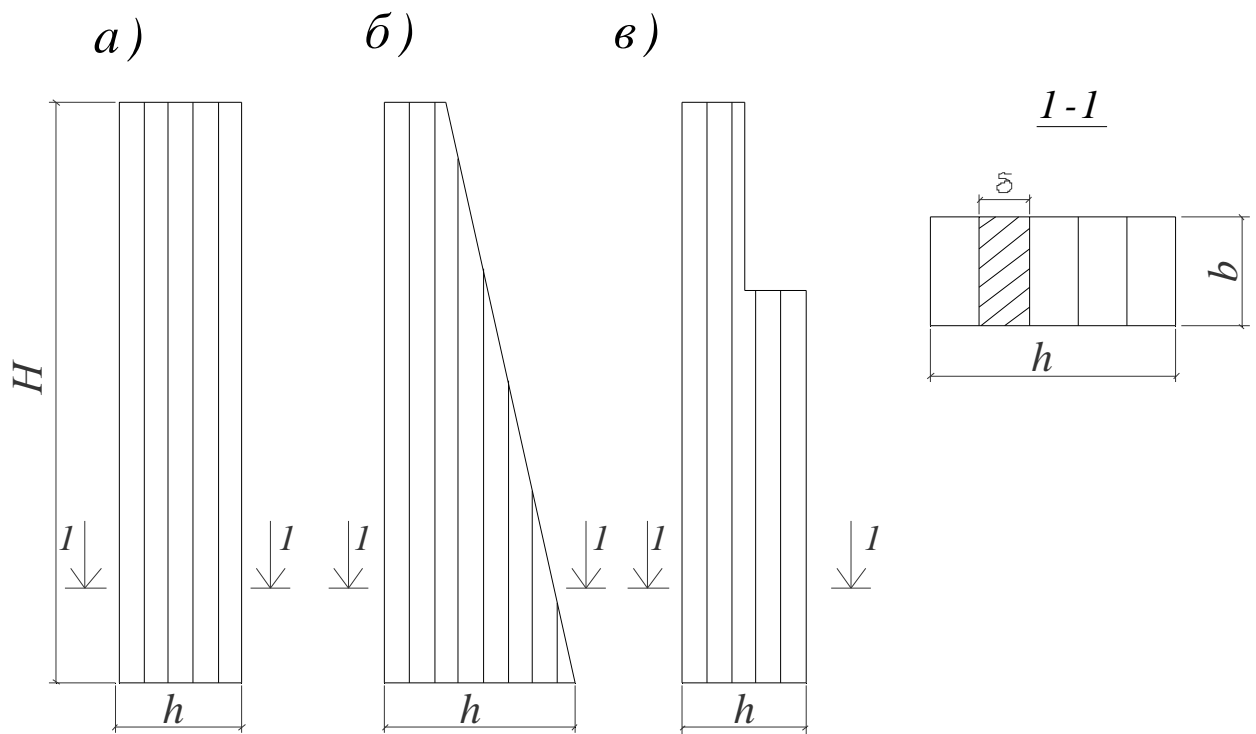


Рис. 4.1. Кленые стойки:

а)-постоянной жесткости; б)-переменной жесткости; в)-ступенчатые

Стойки рассчитываются на прочность по формуле

$$s = \frac{N}{A} + \frac{M}{xW} < R_c m_\sigma m_{cl} = R'_c, \quad (4.1)$$

и на устойчивость плоской формы деформирования по формуле

$$\frac{N}{j_y R_c A_{nm}} + \left(\frac{M}{xW_{nm} j_m R'_{II}} \right)^n \leq 1, \quad (4.2)$$

где N — продольная сжимающая сила;

M — внешний изгибающий момент;

A_{nm} и W_{nm} — соответственно площадь и момент сопротивления нетто проверяемого сечения;

j_m — коэффициент устойчивости, равный

$$j_m = 140 \frac{b^2}{l_p h} k_\phi, \quad (4.3)$$

где k_ϕ — коэффициент, учитывающий форму эпюры изгибающих моментов [СНиП II-25-80 прил.4, табл.2]; l_p — расстояние между опорными сечениями элемента, а при закреплении сжатой кромки в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба — расстояние между закрепленными точками;

x — коэффициент, учитывающий дополнительное увеличение изгибающего момента от действия силы N в деформированном элементе

$$x = 1 - \frac{I_x^2 N}{3000 A R'_c} . \quad (4.4)$$

Переменная высота сечения стоек (рис. 4.1.б) учитывается в расчетах введением коэффициентов $k_{жN}$, $k_{жM}$ [СНиП II-25-80 прил. 4, табл. 1 и 2]. Кроме этого, стойки проверяются на устойчивость из плоскости рамы по формуле

$$s = \frac{N}{A} \leq j_y R'_c , \quad (4.5)$$

где j_y - коэффициент продольного изгиба из плоскости, подсчитывается по гибкости $I_y = \frac{l_{oy}}{0,289b}$.

Фактически по формуле (4.5) проверяют необходимость раскрепления стоек из плоскости связями (распорками) или же уточняют шаг расстановки связей по высоте стоек, который затем принимается за расчетную длину l_{oy} при подсчете гибкости I_y .

Стойки поперечной рамы в целях обеспечения ее устойчивости и геометрической неизменяемости должны жестко соединяться с фундаментом. Некоторые варианты таких узлов сопряжения приведены на рис. 4.2.

При жестком сопряжении стоек с фундаментом за расчетную схему их в плоскости рамы принимают защемленный консольный стержень. Из плоскости рамы стойки работают как стержни с шарнирными опорами по концам и в местах раскрепления их связями. Гибкость стоек не должна превышать 120.

Растягивающие усилия в анкере определяются по формуле

$$N_a = -\frac{N_{min}}{2} + \frac{M_{max}}{h_0} , \quad (4.6)$$

где N_{min} - продольная сила в стойке от действия только постоянных нагрузок. Усилия смятия (на площадке «а») определяются как

$$N_{cm} = -\frac{N_{max}}{2} - \frac{M_{max}}{h_0} , \quad (4.7)$$

где N_{max} - максимальная продольная сила в стойке от действия постоянных и временных нагрузок.

На усилия N_a рассчитывается анкер на растяжение (с учетом ослабления нарезкой), а на усилия N_{cm} - площадка «а» на смятие. Усилия в других элементах узла находятся по найденным величинам N_a или N_{cm} .

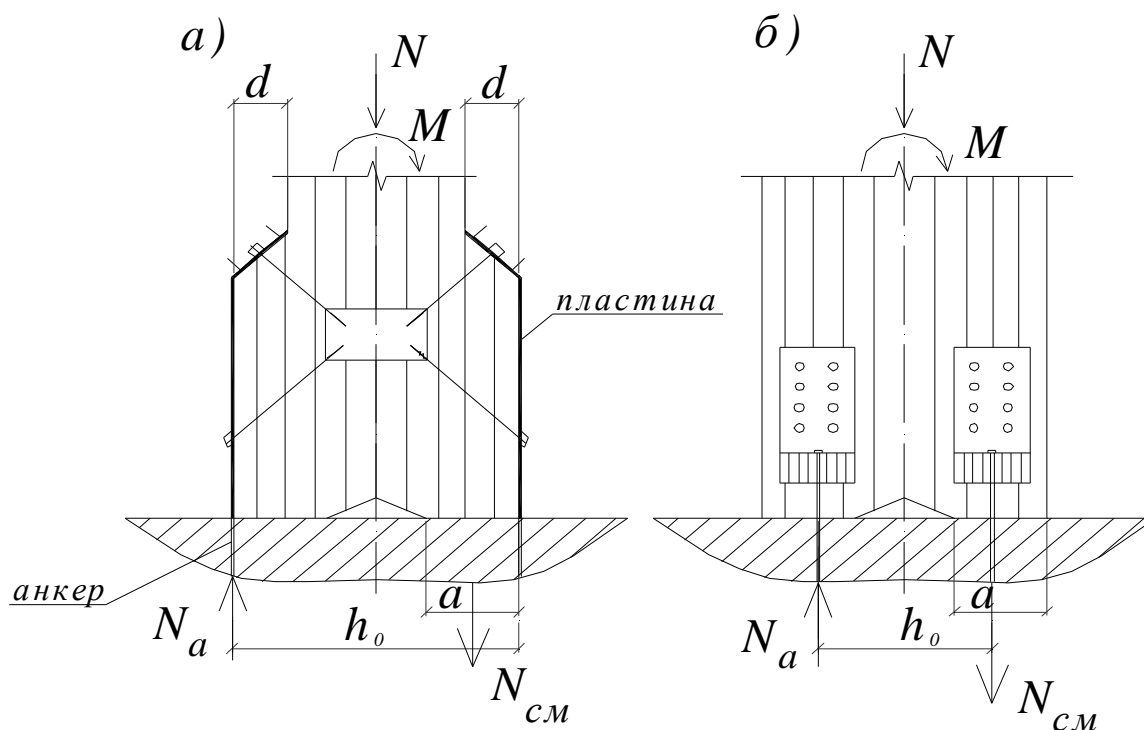


Рис. 4.2. Жесткие узлы сопряжения стоек с фундаментами

Пример

Проверить несущую способность клееной стойки сечением 528x142мм, склеенной из досок толщиной 44 мм. $N_{\max}/N_{\min}=75/50$ кН, $M=62$ кНм, высота стойки 5000мм, шаг постановки связей 5000мм, материал — сосна 2го сорта. Также проверить устойчивость плоской формы деформирования стойки и запроектировать жесткий узел сопряжения колонн с фундаментом согласно рис.4.2а.

Решение

1. Расчетные характеристики для материала клееной стойки принимаем по СНиП II-25-80 табл.3:

$$R'_c = m_b m_{cl} R_c = 1,0 \cdot 0,95 \cdot 13 = 12,35 \text{ МПа} (123,5 \text{ кгс} / \text{см}^2),$$

где m_b, m_{cl} — коэффициенты по табл.7,8 СНиП;

$R_c = 13 \text{ МПа} (130 \text{ кгс} / \text{см}^2)$ — по табл.3 СНиП, для сосны 2го сорта.

Геометрические характеристики сечения стойки:

$$A = b \cdot h = 14,2 \cdot 52,8 = 749,76 \text{ см}^2;$$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{14,2 \cdot 52,8^2}{6} = 6598 \text{ см}^3.$$

Гибкости стойки в плоскости и из плоскости рамы соответственно равны:

$$l_x = \frac{l_{ox}}{0,289h} = \frac{2,2 \cdot 500}{0,289 \cdot 52,8} = 72;$$

$$I_y = \frac{l_{oy}}{0,289b} = \frac{500}{0,289 \cdot 14,2} = 121,8 \approx [120].$$

При значительном превышении $I_y > I_{np} = [120]$ следует установить дополнительные связи (распорки) из плоскости стойки, уменьшив расчетную длину l_{oy} или увеличить размер сечения b , что менее рационально.

По формуле (4.4) подсчитываем коэффициент x :

$$x = 1 - \frac{I_x^2 N}{3000AR'_c} = 1 - \frac{72^2 \cdot 75 \cdot 10}{3000 \cdot 749,76 \cdot 12,35} = 0,860.$$

Проверяем несущую способность стойки по формуле (4.1):

$$\frac{75 \cdot 10}{749,76} + \frac{62 \cdot 10^3}{0,86 \cdot 6598} = 1,0 + 10,92 = 11,92 \text{ МПа} < R'_c = 12,35 \text{ МПа}.$$

Прочность стойки обеспечена.

Проверяем устойчивость стойки из плоскости рамы по формуле (4.5):

$$\frac{75 \cdot 10}{746,79} = 1 \text{ МПа} < j_y R'_c = 0,2 \cdot 12,35 = 2,48 \text{ МПа},$$

где
$$j_y = \frac{3000}{I_y^2} = \frac{3000}{121,8^2} = 0,2.$$

Устойчивость обеспечена.

Вывод: несущая способность стойки обеспечена.

2. Проверяем устойчивость плоской формы деформирования стойки.

$$\frac{N}{j_y R_{cA}} + \left(\frac{M}{xWj_m R'_{II}} \right)^n = \frac{75 \cdot 10}{0,2 \cdot 130 \cdot 749,76} + \left(\frac{62 \cdot 10^3}{0,86 \cdot 6598 \cdot 2,46 \cdot 123,5} \right)^2 = 0,04 \leq 1,$$

где
$$j_m = 140 \frac{b^2}{l_p h} k_\phi = 140 \frac{14,2^2}{500 \cdot 58,2} \cdot 2,54 = 2,46,$$

коэффициент k_ϕ принимается как для консольного стержня по прил.4, табл.2 СНиП.

Если устойчивость стойки из плоскости рамы не обеспечена, то необходимо ввести точки закрепления по поверхности стойки сначала посередине, при этом $l_p = H/2$ и т.д., пока устойчивость стойки не будет обеспечена.

Вывод: устойчивость плоской формы деформирования стойки обеспечена.

3. Запроектируем жесткий узел сопряжения колонн с фундаментом согласно рис.4.2а.

Нижнюю часть колонны уширяем путем приклеивания к ней с каждой стороны по две доски, т.е. принимаем $d=88\text{мм}$. Вырез в нижней части колонны делаем таким, чтобы получить опорную часть $a=140\text{мм} > d=88\text{мм}$. Тогда плечо сил

$$h_0 = h + 2d - \frac{a}{2} = 528 + 2 \cdot 88 - \frac{140}{2} = 634 \text{ мм}.$$

Усилие в анкере по формуле (4.6)

$$N_a = -\frac{50}{2} + \frac{62}{0,634} = 72,79 \text{ кН}.$$

Максимальное усилие смятия по формуле (4.7)

$$N_{см} = -\frac{75}{2} - \frac{62}{0,634} = 135,79 \text{ кН}.$$

Знак «-» характеризует напряженное состояние смятия и в дальнейших расчетах сила N принимается по абсолютной величине.

Проверяем смятие торца колонны:

$$s_{см} = \frac{N_{см}}{A_{см}} = \frac{135,79 \cdot 10}{14 \cdot 14,2} = 6,8 \text{ МПа} < R^b_c = 7,5 \text{ МПа},$$

где R^b_c — расчетное сопротивление сжатию бетона фундамента (класс В12,5).

Прочность обеспечена.

По усилию в анкере подбираем его требуемую площадь

$$A_{мп} = \frac{N_a}{g_c R_y} = \frac{72,79 \cdot 10}{0,85 \cdot 220} = 3,89 \text{ см}^2.$$

Принимаем анкер из полосы сечением 8x100мм:

$$A = 0,8 \cdot 10 = 8 \text{ см}^2 > A_{мп}.$$

Определяем усилие в наклонном (под углом $\alpha = 45^\circ$) болте:

$$N_b = \frac{N_a}{2 \sin 45^\circ} = \frac{72,79}{2 \cdot 0,707} = 51,47 \text{ кН}.$$

Принимаем болт диаметром 24мм ($A = 4,52 \text{ см}^2$, $A_{нт} = 3,16 \text{ см}^2$).

Проверяем его прочность:

$$s = \frac{N_b}{0,85 \cdot 2 A_{нт}} = \frac{51,47 \cdot 10}{0,85 \cdot 2 \cdot 3,16} = 95,8 \text{ МПа} < R_y g_c = 220 \text{ МПа}.$$

Вывод: прочность обеспечена.

Таблица 4

Исходные данные для самостоятельного решения по занятию № 4

№ варианта	Исходные данные							Узел по рис.4.2
	Усилия		Размеры сечения, мм		Высота стойки, мм	Шаг постановки связей, мм	Материал, сорт	
	Nmax/Nmin, кН	M, кН	h	b				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	80/50	60	572	168	5500	5500	сосна, 2с	а
2	78/56	64	748	192	6500	3250	кедр, 2с	б
3	82/54	66	660	192	6000	3000	пихта, 2с	а
4	66/48	54	704	168	6300	3150	лиственница, 2с	б
5	74/55	65	616	142	5500	2750	кедр, 2с	а
6	70/52	58	792	142	6000	3000	ель, 2с	б
7	68/52	56	704	168	6200	3100	пихта, 2с	а
8	65/45	52	836	192	7000	3500	лиственница, 1с	б
9	77/58	63	484	142	5800	2900	ель, 1с	а
10	80/50	60	616	142	7000	3500	сосна, 2с	б

11	78/56	64	792	142	6200	3100	пихта, 2с	а
12	82/54	66	660	192	6000	3000	ель, 2с	б
13	66/48	54	704	168	5500	2750	кедр, 2с	а
14	74/55	65	616	142	6300	3150	лиственница, 2с	б
15	70/52	58	792	142	6000	3000	пихта, 2с	а
16	68/52	56	704	168	6500	3250	кедр, 2с	б
17	65/45	52	836	192	5500	5500	сосна, 2с	а
18	77/58	63	484	142	5000	5000	сосна, 2с	б
19	70/52	58	572	168	6200	3100	кедр, 2с	а
20	68/52	56	748	192	6000	3000	пихта, 2с	б
21	65/45	52	660	192	5500	2750	лиственница, 2с	а
22	77/58	63	704	168	6300	3150	кедр, 2с	б
23	80/50	60	616	142	6000	3000	ель, 2с	а
24	80/50	60	748	192	6200	3100	пихта, 2с	б
25	78/56	64	660	192	6000	3000	лиственница, 1с	а
26	82/54	66	704	168	5500	2750	ель, 1с	б
27	66/48	54	616	142	6300	3150	сосна, 2с	а
28	74/55	65	792	142	6000	3000	пихта, 2с	б
29	70/52	58	704	168	6500	3250	ель, 2с	а
30	68/52	56	836	192	5500	5500	кедр, 2с	б

Занятие №5

Тема: Двускатная клеедеревянная балка

Балки являются простейшими несущими конструкциями покрытий и перекрытий различных зданий, рабочих площадок и других сооружений в зданиях с химически агрессивной средой специальными требованиями.

Клеедеревянные балки сплошного сечения, слои которых из досок склеены между собой пластами, перекрывают пролеты от 6 до 24 м. Такие балки благодаря водостойким высокопрочным клеям работают как монолитные, а размеры и форма сечений могут быть практически любыми.

Ширину балок прямоугольного сечения постоянной высоты рекомендуется применять не менее $\frac{1}{6}$ их высоты, которая определяется расчетом и принимается равной $\frac{1}{10} \div \frac{1}{17}$ пролета. Для двускатных балок по соображениям устойчивости из плоскости изгиба рекомендуется минимальная ширина, равная $1/8,5$ высоты прямоугольного сечения. При больших отношениях обязательна проверка устойчивости плоской формы деформирования балок по формуле (п. 4.18 СНиП II-25-80).

Балки рассчитывают как изгибаемые шарнирно опертые элементы на одновременное действие равномерно распределенных нагрузок: постоянной g и временной снеговой (рис. 5.1).

Проверку прочности балки при изгибе производят по формуле

$$M/W \leq R_u m_{\theta} m_{cl}, \quad (5.1)$$

где $M = ql^2/8$ — максимальный изгибающий момент в балках постоянной высоты.

В двускатных балках при равномерно распределенной нагрузке q сечение, в котором действуют максимальные нормальные напряжения, находится от опоры на расстоянии

$$x = lh_{on} / 2h, \quad (5.2)$$

где l — пролет, h_{on} и h — высота балки у опоры и в середине пролета соответственно.

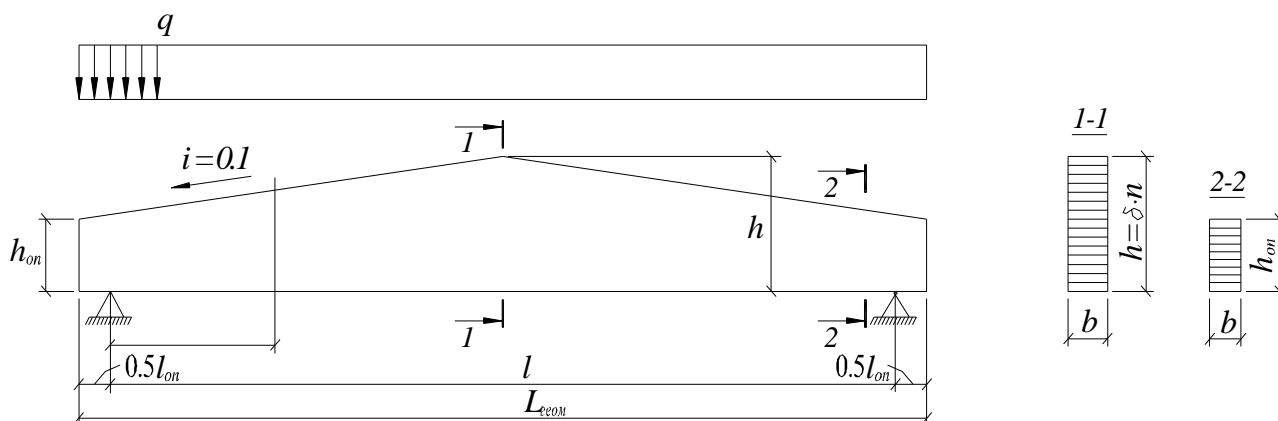


Рис. 5.1. Общий вид и расчетная схема двускатной клеендеревянной балки

Момент в точке x равен

$$M_x = qx(l - x)/2. \quad (5.3)$$

Расчетное сопротивление изгибу балок принимают с учетом условной ширины сечения равным 13 или 15 МПа. Коэффициенты условий работы m_b и m_{cl} учитывают влияние размеров поперечного сечения и толщины слоев соответственно (по табл. 7 и 8 СНиП II-25-80), а также m_n и m_b , учитывающие породу и условия эксплуатации (m_{yp} — произведение коэффициентов).

В опорной зоне клееных балок, где действуют наибольшие поперечные силы $Q = ql/2$, проверяют прочность по формуле Журавского:

$$QS/(Ib) < R_{ск} m_{yp}, \quad (5.4)$$

где $R_{ск} = 1,5$ МПа — расчетное сопротивление скалыванию при изгибе для клееных элементов.

Проверку относительного прогиба двускатных шарнирно опертых балок постоянного и переменного сечений при равномерно распределенной нормативной нагрузке g^H с учетом влияния касательных напряжений производят по формуле

$$f = f_0 (1 + ch^2/l^2)/k, \quad (5.5)$$

где f_0 — прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига; $f_0 = 5g^H l^4 / (384 EI)$; $c = 15,4 + 3,8h_{on}/h$ — коэффициент, учитывающий деформации сдвига; l — пролет балки; k — коэффициент, учитывающий переменность сечения балки по высоте. Значения коэффициентов k и c даны в прил. 4, табл. 3 СНиП II-25-80.

Двускатные балки из-за относительно высоких сечений могут потерять устойчивость плоской формы деформирования до исчерпания несущей способности по изгибу. При $l_p > 70(b^2/h)$ сжатые зоны балок проверяют на устойчивость плоской формы изгиба по формуле

$$M/(j_M W) \leq R_u m_{yp}, \quad (5.6)$$

где j_M — коэффициент устойчивости балок из плоскости согласно п. 4.14 СНиП II-25-80.

Пример

Запроектировать двускатную клеедеревянную балку покрытия. Температурно-влажностные условия эксплуатации В1. Пролет балки — 12 м. Уклон $i=1:12$. Материал — лиственница 2го сорта. Нормативная нагрузка — $q^H=7,63 \text{ кН/м}$, расчетная — $q=10,95 \text{ кН/м}$.

Решение

Конструктивная схема. Принимаем двускатную балку прямоугольного сечения (см. рис. 5.1) пролетом в осях 11,7 м (с учетом опирания по 15 см). Высота балки в середине пролета $h = l/12 = 1170/12 = 97,5 \text{ см}$. Балка по высоте склеивается из отфрезерованных досок сечением $a \cdot b = 3,3 \cdot 13,5 \text{ см}$, тогда $h = 3,3 \cdot 30 = 99 \text{ см}$. При заданном уклоне кровли $i=1:12$ высота балки на опоре равна $h_{on} = h - l/(2 \cdot 12) = 99 - 1170/(2 \cdot 12) = 50,25 \text{ см}$, что больше $0,4h = 39,6 \text{ см}$. $R_u = 15 \text{ МПа}$; $m_b = 0,92$ (табл.7 СНиПа); $m_{ск} = 1$ (табл.8 СНиПа); $m_n = 0,9$ (табл.5 СНиПа); $m_n = 1,2$ (табл.4 СНиПа).

1. Опасное сечение в балке находится на расстоянии от опоры, равном (см. формулу (8)):

$$x = lh_{on}/2h = \frac{1170 \cdot 50,25}{2 \cdot 99} = 2,97 \text{ м}.$$

2. Изгибающий момент в сечении “х”

$$M_x = qx(l-x)/2 = \frac{10,95 \cdot 2,97}{2} (11,7 - 2,97) = 141,96 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3. Высота балки в сечении “х”

$$h_x = h_{on} + \frac{x}{12} = 50,25 + \frac{2,97}{12} = 75 \text{ см}.$$

4. Момент сопротивления балки в сечении “х”

$$W_x = \frac{bh_x^2}{6} = \frac{13,5 \cdot 75^2}{6} = 12656 \text{ см}^3.$$

5. Проверка прочности балки:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{141,96 \cdot 10^3}{12656} = 11,2 \text{ МПа} < m_b m_{ск} m_n m_n R_u = 0,92 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 15 = 14,9 \text{ МПа},$$

где коэффициенты m_b , $m_{ск}$ приняты по табл. 7 и 8 СНиП II-25-80.

Прочность по нормальным напряжениям обеспечена.

6. Проверяем прочность балки на действие касательных напряжений.

Максимальная поперечная сила

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{10,95 \cdot 11,7}{2} = 64 \text{ кН} .$$

Для опорного сечения (где действует Q_{max}) имеем

$$I = \frac{bh_{on}^3}{12} = \frac{13,5 \cdot 50,25^3}{12} = 142745 \text{ см}^4 ;$$

$$S = \frac{bh_{on}^2}{8} = \frac{13,5 \cdot 50,25^2}{8} = 4261 \text{ см}^3 .$$

7. Проверка прочности по касательным напряжениям:

$$t = \frac{QS}{Ib} = \frac{64 \cdot 4261 \cdot 10}{142745 \cdot 13,5} = 1,41 \text{ МПа} < m_n m_{cl} m_b m_n R_{ck} = 1 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 1,5 = 1,62 \text{ МПа} .$$

Прочность обеспечена.

Проверяем устойчивость плоской формы деформирования при расстоянии между закреплениями верха балки $l_p = 280 \text{ см}$ (расстояние между прогонами, распорками или закрепленными краями панели покрытия).

$$s = \frac{M}{j_m W} = \frac{14196}{0,79 \cdot 12656} = 1,42 \text{ кН / см}^2 = 14,2 \text{ МПа} < 14,9 \text{ МПа} ,$$

где
$$j_m = 140 \frac{b^2}{l_p h} k_\phi k_{жсм} = 140 \frac{13,5^2}{280 \cdot 99} 1,13 \cdot 1 = 0,79$$

Проверку прогиба балки производим по формуле

$$f = f_0 \left(1 + c \frac{h^2}{l^2} \right) / k = 1,7 \left(1 + 17,3 \frac{99^2}{1170^2} \right) / 0,58 = 3,29 \text{ см} ,$$

$$\frac{f}{l} = \frac{3,29}{1170} = \frac{1}{356} < \left[\frac{1}{300} \right] ,$$

где
$$f_0 = \frac{5}{384} \frac{q^u l^4}{EI} = \frac{5 \cdot 0,076 \cdot 1170^4}{384 \cdot 1000 \cdot \frac{13,5 \cdot 99^3}{12}} = 1,7 \text{ см} ;$$

$k = 0,15 + 0,857(h_{on}/h) = 0,15 + 0,857 \cdot 0,508 = 0,58$ (см. табл. 3 приложения 4

СНиП II-25-80), учитывает переменную высоту сечения балки;

$c = 15,4 + 3,87(h_{on}/h) = 15,4 + 3,8 \cdot 0,508 = 17,3$ (см. табл. 3 приложения 4 СНиП

II-25-80), учитывает влияние поперечных сил.

Жесткость балки достаточна.

Таблица 5

Исходные данные для самостоятельного решения по занятию № 5

№ варианта	Пролет, м	Нормативная нагрузка, кН/м	Расчетная нагрузка, кН/м	Материал, сорт	Условия эксплуатации
1	2	3	4	5	6
1	9	12,3	15,0	сосна, 2с	А1
2	9.1	10,0	12,2	лиственница, 2с	А2
3	9.2	13,2	15,8	кедр, 2с	А3
4	9.3	12,3	15,0	ясень, 2с	Б1

5	9.4	13,8	14,6	лиственница, 2с	Б2
6	9.5	12,1	13,8	пихта, 1с	Б3
7	9.6	14,0	17,5	ель, 1с	В1
8	9.7	14,2	16,7	пихта, 2с	В2
9	9.8	13,5	15,2	ель, 1с	В3
10	9.9	10,8	13,4	кедр, 2с	Г1
11	10	12,3	14,6	пихта, 1с	А1
12	10.1	10,0	13,8	ель, 1с	А2
13	10.2	13,2	17,5	пихта, 2с	А3
14	10.3	12,3	16,7	ель, 1с	Б1
15	10.4	13,8	15,2	кедр, 2с	Б2
16	10.5	12,1	13,4	сосна, 2с	Б3
17	10.6	14,0	15,0	лиственница, 2с	В1
18	10.7	14,2	12,2	кедр, 2с	В2
19	10.8	13,5	15,8	ясень, 2с	В3
20	10.9	10,8	15,0	лиственница, 2с	Г1
21	11	12,3	15,0	пихта, 1с	А1
22	11.1	10,0	12,2	ель, 1с	А2
23	11.2	13,2	15,8	пихта, 2с	А3
24	11.3	12,3	15,0	ель, 1с	Б1
25	11.4	13,8	14,6	кедр, 2с	Б2
26	11.5	12,1	13,8	пихта, 1с	Б3
27	11.6	14,0	17,5	ель, 1с	В1
28	11.7	14,2	16,7	пихта, 2с	В2
29	11.8	13,5	15,2	ель, 1с	В3
30	11.9	10,8	13,4	кедр, 2с	Г1
31	12	12,3	14,6	кедр, 2с	Б3
32	12.1	10,0	13,8	сосна, 2с	В1

Занятие № 6

Тема: Конструкция конькового узла

Коньковые узлы клеедревянных трехшарнирных арок (рис.6.1) выполняются с применением стальных креплений или деревянных накладок и болтов. Стальное крепление конькового узла состоит из упорного листа и двух фасонки.

Вертикальный упорный лист имеет ширину, равную ширине лобового упора полуарок, и длину, необходимую для постановки двух монтажных болтов, соединяющих полуарки при сборке. Фасонки имеют зазор, равный ширине сечения полуарок, и отверстия для болтов крепления к концу полуарки. В коньковом узле полуарки сегментных и стрельчатых арок соединяются центрированно, а концы треугольных арок – с эксцентриситетами. Для облегчения шарнирных поворотов полуарок в этом узле можно между упорными листами ставить стальную шайбу.

Клеедеревянные накладки в коньковых узлах арок (рис.6.1) имеют толщину порядка 10 см и крепятся к концу каждой полуарки двойными болтами, ближайшими к центру узла, и одиночными болтами у концов накладок. Коньковые узлы арок, работающих в химически агрессивной среде, могут выполняться с помощью вклеенных стальных стержней. Коньковые узлы большепролетных трехшарнирных клеедеревянных арок выполняются в виде стальных шарниров качающегося или поворотного типа.

Пример

Проверить несущую способность конькового узла. Продольное усилие $N_{\max} = 185,2 \text{ кН}$; максимальная поперечная сила $Q_{\max} = 3,375 \text{ кН}$; материал - сосна 2-го сорта; условия эксплуатации по группе A_1 ; угол наклона несущей конструкции $21,8^\circ$; сечение арки $b \times h = 150 \times 200 \text{ мм}$, $R_{см} = 15 \text{ МПа}$, $R_{см90} = 3 \text{ МПа}$, $m_b = 1$, $m_n = 1$.

Решение

Коньковый узел конструируем в виде простого лобового упора с деревянными накладками, крепящимися при помощи болтов (рис. 6.1).

Проверка торца полуарки на смятие продольной силой.

Максимальное продольное усилие $N_{\max} = 185,2 \text{ кН}$.

Размер площадки смятия назначаем из расчета на обеспечение приложения сжимающего усилия.

Площадь смятия в узле:

$$A_{см} = \frac{h \cdot b}{\cos a} = \frac{0,15 \cdot 0,2}{0,928} = 32,32 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2.$$

Смятие в коньковом узле происходит под углом $a = 21,8^\circ$ к волокнам, тогда расчетное сопротивление древесины смятию:

$$R_{смa} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 a} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1 \right) \cdot 0,371^3} = 12,45 \text{ МПа}.$$

Напряжение смятия в коньковом узле:

$$s_{сма} = \frac{N_{\max}}{A_{см}} = \frac{185,2 \cdot 10^{-3}}{32,32 \cdot 10^{-3}} = 5,7 \text{ МПа} < R_{смa} = 12,45 \text{ МПа}.$$

Определение числа болтов крепления накладок.

Для крепления накладок принимаем болты $d = 12 \text{ мм}$. Накладки изготавливаем из древесины сосны 2-го сорта толщиной 50 мм . Высоту сечения накладок принимаем, исходя из рекомендаций п. 5.18 СНиП II-25-80:

$$h_n \geq (3,5 + 2 \cdot 3) \cdot d = 9,5 \cdot d = 114 \text{ мм}.$$

Принимаем по сортаменту по ГОСТ 24454-80* доску шириной 125 мм .

Расстояние между болтами вдоль волокон древесины от торца деревянных элементов до оси болта и между осями болтов принимаем согласно п. 5.18 СНиП II-25-80 равным $7d = 84\text{мм}$.

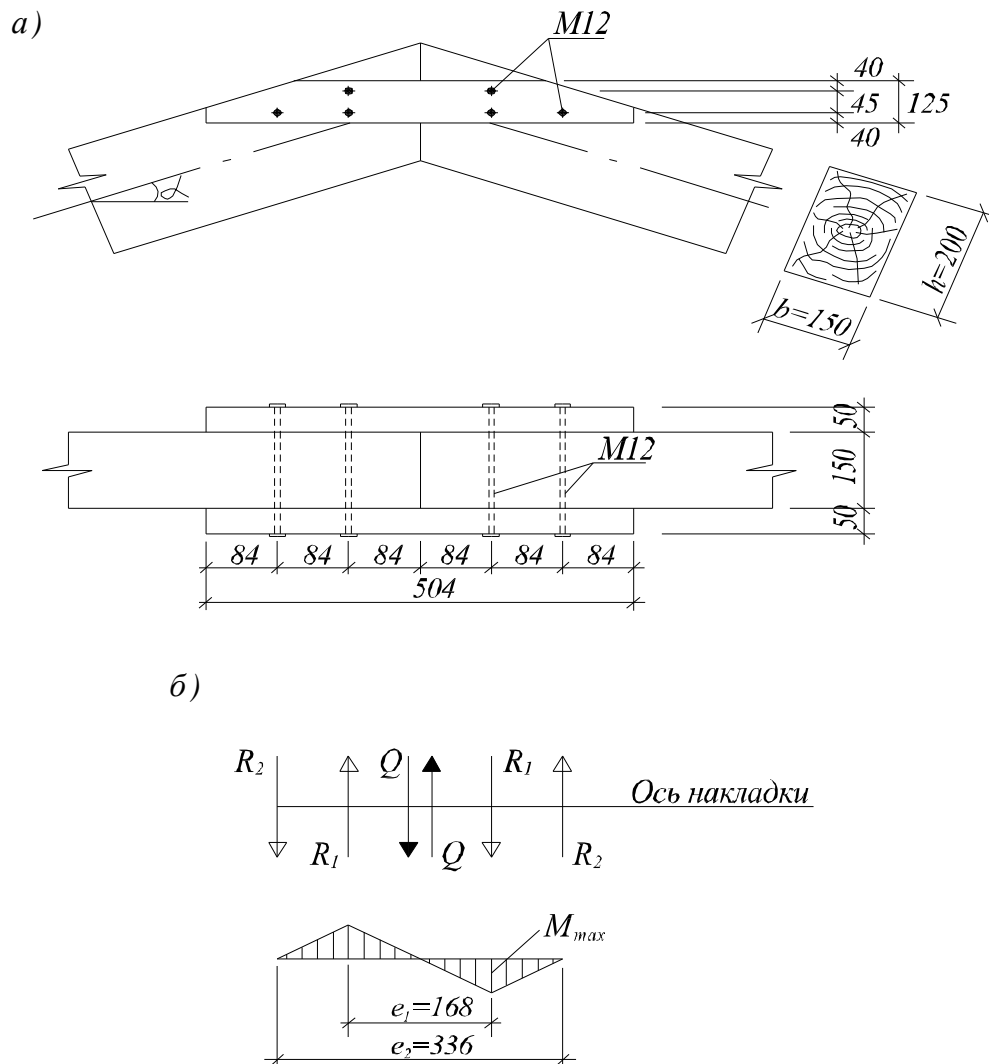


Рис. 6.1. Конструкция конькового узла:

а) – конструкция узла; б) – к расчету накладок и болтов

Определяем усилия, действующие на болты, присоединяющие накладки к поясу:

$$R_1 = \frac{Q}{1 - \frac{e_1}{e_2}} = \frac{3,375}{1 - \frac{168}{336}} = 6,75\text{кН} ,$$

$$R_2 = \frac{Q}{\frac{e_2}{e_1} - 1} = \frac{3,375}{\frac{336}{168} - 1} = 3,375\text{кН} .$$

Угол смятия древесины верхнего пояса $\alpha_{см} = 90^\circ - 21,8^\circ = 68,2^\circ$. Коэффициент $k_{a,1} = 0,736$ определяется по табл. 19 СНиП II-25-80. Древесина накладок сминается под углом 90° . Коэффициент $k_{a,2} = 0,7$.

Расчетная несущая способность на один шов сплачивания из условия:

- смятия древесины:

а) верхнего пояса

$$T_{см,1} = 0,5 \cdot c \cdot d \cdot k_{a,1} \cdot m_6 = 0,5 \cdot 15 \cdot 1,2 \cdot 0,736 \cdot 1,0 = 6,62 \text{ кН};$$

б) накладок

$$T_{см,2} = 0,5 \cdot a \cdot d \cdot k_{a,2} \cdot m_6 = 0,8 \cdot 5 \cdot 1,2 \cdot 0,7 \cdot 1,0 = 3,36 \text{ кН};$$

- изгиба болта:

$$T_{u,1} = (1,8d^2 + 0,02a^2) \cdot \sqrt{k_{a,2}} \cdot \sqrt{m_6} = (1,8 \cdot 1,2^2 + 0,02 \cdot 5^2) \cdot \sqrt{0,7} \cdot \sqrt{1,0} = 2,59 \text{ кН};$$

$$T_{u,2} = 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{k_{a,2}} \cdot \sqrt{m_6} = 2,5 \cdot 1,2^2 \cdot \sqrt{0,7} = 2,51 \text{ кН}.$$

Необходимое число болтов в ближнем к узлу ряду:

$$n_{б,1} = \frac{R_1}{T_{\min} \cdot n_{uu}} = \frac{6,75}{2,51 \cdot 2} = 1,35 \text{ шт},$$

исходя из этого, принимаем 2 болта.

Число болтов в дальнем от узла ряду:

$$n_{б,2} = \frac{R_2}{T_{\min} \cdot n_{uu}} = \frac{3,375}{2,51 \cdot 2} = 0,7 \text{ шт}.$$

Принимаем один болт диаметром 12мм.

Таблица 6

Исходные данные для самостоятельного решения по занятию №6

№ варианта	Сечение арки $b \times h$, см	Максимальное продольное усилие N_{\max} , кН	Максимальное поперечное усилие Q_{\max} , кН	Материал, сорт	Угол наклона α , град
1	2	3	4	5	6
1	15×20	181	3	сосна, 2с	10
2	15×20	182	3,2	лиственница, 2с	11
3	15×20	183	3,4	кедр, 2с	12
4	14×20	184	3,6	ясень, 2с	13
5	14×20	185	3,8	лиственница, 2с	14
6	14×20	186	4	пихта, 1с	15
7	13×20	187	3,1	ель, 1с	16
8	13×20	188	3,3	пихта, 2с	17
9	13×20	189	3,5	ель, 1с	18
10	15×18	190	3,7	кедр, 2с	19
11	15×18	191	3,9	пихта, 1с	20
12	15×18	192	4	ель, 1с	21
13	14×18	193	4,2	пихта, 2с	22
14	14×18	194	4,4	ель, 1с	23
15	14×18	195	4,6	кедр, 2с	24
16	13×18	196	4,8	сосна, 2с	25
17	13×18	197	5	лиственница, 2с	26
18	13×18	198	4,1	кедр, 2с	27
19	15×19	199	4,3	ясень, 2с	28
20	15×19	200	4,5	лиственница, 2с	29
21	15×19	181	4,7	пихта, 1с	30
22	14×19	182	4,9	ель, 1с	11

23	14×19	183	3	пихта, 2с	12
24	14×19	184	3,2	ель, 1с	13
25	13×19	185	3,4	кедр, 2с	10
26	13×19	186	3,6	пихта, 1с	11
27	13×19	187	3,8	ель, 1с	12
28	15×17	188	4	пихта, 2с	13
29	15×17	189	3,1	ель, 1с	10
30	15×17	190	3,3	кедр, 2с	11
31	14×17	191	3,5	кедр, 2с	12
32	14×17	192	3,7	сосна, 2с	13

Занятие № 7

Тема: Расчет опорного узла

Опорные узлы клеедеревянных арок без затяжек (рис.7) выполняются в большинстве случаев при помощи стальных сварных башмаков. Опорный башмак арок малых и средних пролетов включает опорный лист с отверстиями для анкерных болтов и две вертикальные фасонки с отверстиями для болтов крепления опорного конца полуарки, которые упираются лобовыми упорами в опорный лист. Зазор между фасонками равен ширине сечения полуарки. Для уменьшения сдвигающих усилий в анкерных болтах опорный башмак устанавливается на наклонную поверхность фундамента, параллельную опорному сечению сегментных арок.

Опорные узлы сегментных и стрельчатых арок, в сечениях которых могут действовать изгибающие моменты разного знака и незначительные поперечные силы, центрируются по осям полуарок, и опорный лист располагается перпендикулярно им. Узлы треугольных арок, в сечениях которых действуют в основном положительные изгибающие моменты и значительные поперечные силы, центрируются по расчетным осям, расположенным с эксцентриситетом относительно оси полуарок, а опорный лист башмака располагается перпендикулярно равнодействующей вертикальной и горизонтальной опорных реакций или продольной и поперечной силам в узле. При этом уменьшаются изгибающие моменты в арке и сдвигающие усилия в узле. Концы полуарок для облегчения их шарнирных поворотов в опорных узлах имеют одно- или двусторонние срезки. Опорные узлы большепролетных сегментных арок без затяжек выполняются с применением стальных шарниров качающегося или поворачивающегося типа. Стальные поверхности башмаков отделяются от древесины арок слоем гидроизоляции для предупреждения опасности ее конденсационного увлажнения.

Пример

Усилия, действующие в узле, $N = 115,78$ кН; $Q = 65,12$ кН. Температурно-влажностные условия эксплуатации — В1. Материал — лиственница 2-го сорта. Ширина сечения 16,5см. Длина опорной части $h_{on} = 42$ см.

Решение

Проверка напряжения сжатия торца стойки.

Площадь сечения

$$A = b \cdot h_{on} = 16,5 \cdot 42 = 693 \text{ см}^2$$

Расчетное сопротивление сжатию $R_c = 15 \text{ МПа} = 1,5 \text{ кН} / \text{см}^2$, $m_b = 0,9$, $m_n = 1,2$.

Напряжение сжатия

$$s = N / A = 115,78 / 693 = 0,17 < R_c \cdot m_b \cdot m_n = 15 \cdot 0,9 \cdot 1,2 = 16,2 \text{ МПа}.$$

Проверка напряжения смятия поперек волокон по площади примыкания стойки к упорной вертикальной диафрагме – 4 (Рис. 7).

Расчетное сопротивление смятию $R_{cm90} = 3 \text{ МПа} \cdot m_b \cdot m_n = 0,324 \text{ кН} / \text{см}^2$.

Требуемая высота диафрагмы

$$h_{mp} = \frac{Q}{b \cdot R_{cm90}} = \frac{65,12}{16,5 \cdot 0,324} = 12,18 \text{ см}.$$

Конструктивно принимаем высоту диафрагмы $h_o = 20 \text{ см}$.

Рассчитываем упорную вертикальную диафрагму на изгиб как балку, частично защемленную на опорах, с учетом пластического перераспределения моментов.

Изгибающий момент

$$M = \frac{Qb}{16} = \frac{65,12 \cdot 16,5}{16} = 67,16 \text{ кН} \cdot \text{см} = 0,67 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{mp} = \frac{M}{R_u} = \frac{67,16}{16,2} = 4,14 \text{ см}^3.$$

Этому моменту сопротивления должен быть равен момент сопротивления, определяемый по формуле

$$W = \frac{h_o d^2}{6},$$

где d — толщина диафрагмы;

$$d = \sqrt{\frac{6W_{mp}}{h_o}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 4,14}{20}} = 1,114 \text{ см}.$$

Принимаем $d = 1,2 \text{ см}$.

Боковые пластины принимаем той же толщины:

$$A_{on} = 20 \cdot 1,2 = 24 \text{ см}^2;$$

$$W = 20 \cdot 1,2^2 / 6 = 4,8 \text{ см}^3;$$

$$N_n = Q / 2 = 65,12 / 2 = 32,56 \text{ кН}.$$

Проверяем напряжения:

$$s = \frac{N_n}{A} + \frac{M}{W} = \frac{32,56}{24} + \frac{67,16}{4,8} = 15,35 \text{ кН} / \text{см}^2 < 15 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Башмак крепим к фундаменту двумя анкерными болтами, работающими на срез и растяжение. Сжимающие усилия передаем непосредственно на фундамент.

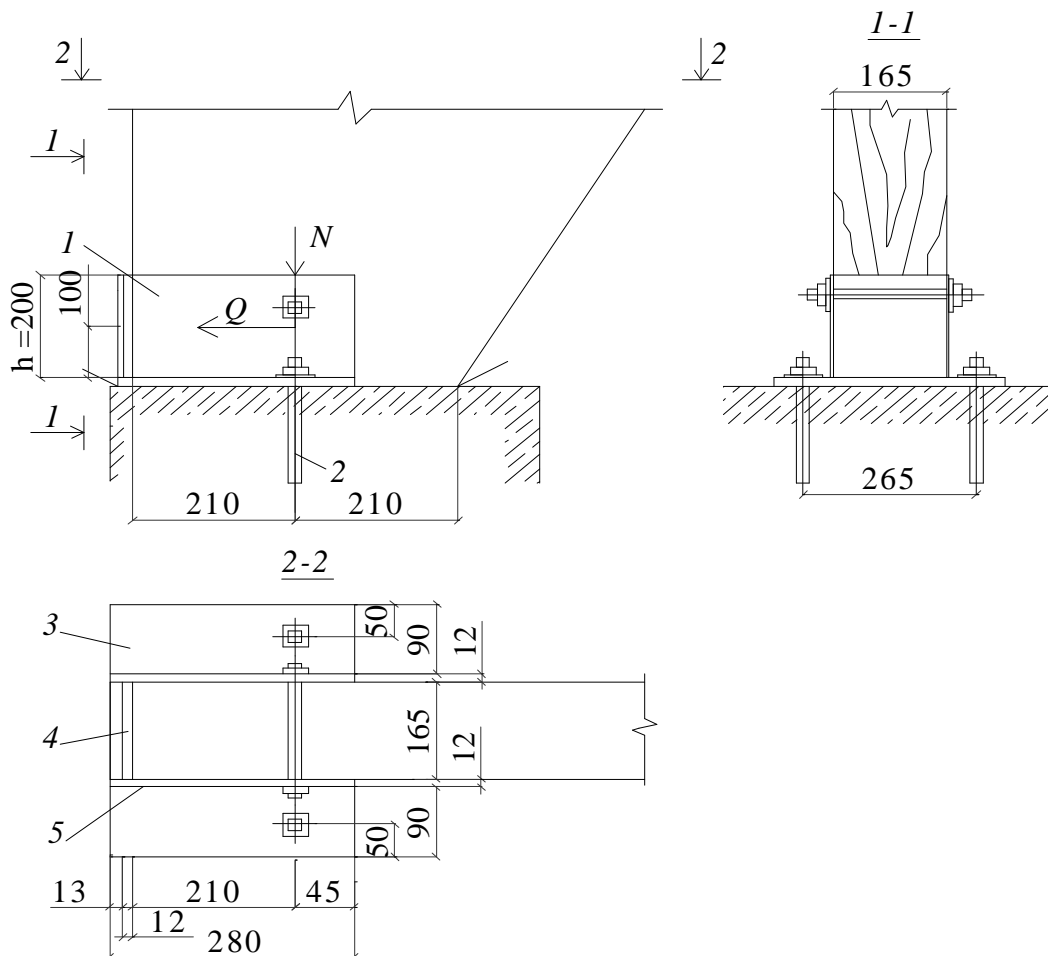


Рис. 7 Опорный узел рамы:

1-металлический стальной башмак из листа; 2-анкерный болт; 3-опорный лист; 4-упорная диафрагма; 5-боковая пластина башмака

Изгибающий момент, передающийся от башмака на опорный лист

$$M_{\sigma} = 65,12 \cdot 0,1 = 6,25 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

Момент сопротивления опорной плоскости башмака

$$W_{\sigma} = \frac{2b_{\sigma}l_{\sigma}^2}{6} = \frac{2 \cdot 9 \cdot 28^2}{6} = 2352 \text{ см}^3$$

где $b = 9$ см — ширина опорной плоскости башмака; $l = 28$ см — длина опорной плоскости башмака.

Сминающие напряжения под башмаком

$$\sigma = \frac{M_{\sigma}}{W_{\sigma}} = \frac{6,52}{2352} = 0,28 \text{ кН} / \text{см}^2 < R_b = 0,6 \text{ кН} / \text{см}^2$$

при бетоне класса В10, $R_b = 6 \text{ МПа}$.

Принимаем болты диаметром 20 мм ($A_{\sigma p} = 3,14 \text{ см}^2$; $A_{\text{нм}} = 2,18 \text{ см}^2$). Для того чтобы срез воспринимался полным сечением болта, устанавливаем под гайками шайбы толщиной 10 мм. Усилия в болтах определяем (рис.7) по следующим формулам:

$$N_p = \frac{M_{\delta}}{\frac{2}{3} \cdot 2l_{\delta}} = \frac{652 \cdot 3}{4 \cdot 28} = 17,5 \text{ кН};$$

срезающее усилие

$$N_{cp} = Q/2 = 65,12/2 = 35,56 \text{ кН}.$$

Напряжение растяжения в пределах нарезки

$$s_p = \frac{N_p}{A_{нт}} = \frac{17,5}{2,18} = 8,3 < 0,8R_y \cdot g_c = 0,8 \cdot 21 \cdot 1 = 16,8 \text{ кН/см}^2.$$

Напряжение среза

$$s_{cp} = \frac{N_{cp}}{A_{ср}} = \frac{35,56}{3,14} = 11,32 \text{ кН/см}^2 < R_s \cdot g_c = 0,58R_{yn} / g_m \cdot g_c = 0,58 \cdot 21 / 1,05 \cdot 1 = 11,6 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность узла обеспечена.

Таблица 7

Исходные данные для самостоятельного решения по занятию № 7

№ варианта	N, кН	Q, кН	Сечение, мм		Материал, сорт	Условия эксплуатации
			b	h _{оп}		
1	2	3	4	5	6	7
1	125	86,4	190	420	сосна, 2с	A1
2	165	93,3	142	360	пихта, 3с	A3
3	96	67,4	125	280	лиственница, 3с	B2
4	115,8	72,1	175	300	осина, 2с	B1
5	107,9	83,5	165	320	береза, 3с	B2
6	129	76,5	190	102	дуб, 2с	B3
7	98,7	82,4	150	240	ель, 1с	A2
8	121,5	66	125	280	кедр, 2с	B2
9	136	98,1	142	360	сосна, 2с	A2
10	145	84,3	165	420	пихта, 3с	B2
11	125	84,3	142	280	лиственница, 3с	A1
12	165	98,1	150	102	осина, 2с	A3
13	96	66	190	360	береза, 3с	B2
14	115,8	82,4	142	320	дуб, 2с	B1
15	107,9	76,5	165	280	ель, 1с	B2
16	129	83,5	190	420	кедр, 2с	B3
17	98,7	72,1	142	240	сосна, 2с	A2
18	121,5	67,4	125	360	пихта, 3с	B2
19	136	93,3	175	300	лиственница, 3с	A2
20	145	86,4	165	280	осина, 2с	B2
21	125	66	190	420	береза, 3с	A1
22	165	82,4	142	240	дуб, 2с	A3
23	96	67,4	150	360	ель, 1с	B2
24	115,8	72,1	125	320	кедр, 2с	B1
25	107,9	76,5	190	102	сосна, 2с	B2
26	129	83,5	125	240	пихта, 3с	B3
27	98,7	72,1	150	420	лиственница, 3с	A2
28	121,5	93,3	190	320	осина, 2с	B2
29	136	98,1	165	360	береза, 3с	A2
30	145	86,4	142	420	дуб, 2с	B2

Рекомендуемый сортамент болтов

Таблица 1

Диаметр, мм		Площадь сечения, см ²		Размеры квадратных шайб стяжных болтов, мм	
по стержню	по нарезке	A _{бр} - по стержню	A _{нт} - по нарезке	ширина	толщина
12	9,7	1,13	0,74	45	4
16	13,4	2,01	1,41	55	4
20	16,7	3,14	2,18	70	5
24	20,1	4,52	3,16	90	7
27	23,1	5,72	4,18	100	8
30	25,4	7,06	5,06	-	-
36	30,8	10,17	7,44	-	-

Рекомендуемый сортамент гвоздей

Таблица 2

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

Площади сечений стандартных пиломатериалов по ГОСТ 24454-80*(см²)

Таблица 3

Толщина(мм)	Ширина(мм)								
	75	100	125	150	175	200	225	250	275
16	12	16	20	24	-	-	-	-	-
19	14.25	19	23.75	28.5	33.25	-	-	-	-
22	16.5	22	27.5	33	38.5	44	49.5	-	-
25	18.75	25	31.25	37.5	43.75	50	56.25	62.5	68.75
32	24	32	40	48	56	64	72	80	88
40	30	40	50	60	70	80	90	100	110
44	33	44	55	66	77	88	99	110	121
50	37.5	50	62.5	75	87.5	100	112.5	125	137.5
60	45	60	75	90	105	120	135	150	165
75	56.25	75	93.75	112.5	131.25	150	168.75	187.5	206.25
100	-	100	125	150	175	200	225	250	275
125	-	-	156.25	187.5	218.75	250	281.25	312.5	-
150	-	-	-	225	262.5	300	337.5	375	-
175	-	-	-	-	306.25	350	393.75	437.5	-
200	-	-	-	-	-	400	450	500	-
250	-	-	-	-	-	-	-	625	-

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
к практическим занятиям по курсу
«Конструкции из дерева и пластмасс»
для студентов специальности ПГС 270102

(Часть II).

Составители: Г.Н.Шмелев, М.А.Дымолазов

Компьютерная верстка Л.С.Галавиева, Э.Г.Камалетдинова

Редактор: Н.Х.Михайлова

Корректор: М.А.Рожавина

Рецензент: дтн, профессор И.Л.Кузнецов

Подписано в печать	Формат 60x84/16
Заказ	Печать RISO Уч. изд. л. 3,0
Бумага тип №1	Тираж 300 экз. Уч. печ. л. 3,25

Редакционно-издательский отдел ФГОУ ВПО Казанского государственного архитектурно-строительного университета 420043, Казань, Зеленая 1.

Печатно-множительный отдел ФГОУ ВПО Казанского государственного архитектурно-строительного университета 420043, Казань, Зеленая 1.

Лицензия ПД № 0229 от 26.12.2000 г.

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
к практическим занятиям по курсу
«Конструкции из дерева и пластмасс»
для студентов специальности ПГС 270102

(Часть II).

Составители: Г.Н.Шмелев, М.А.Дымолазов

Редактор: Г.А.Рябенкова

Редакционно-издательский отдел
Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Подписано в печать		Формат 60x84/16
Бумага офсетная №1	Заказ	Усл. -печ.л. 2,25
Печать ризографическая	Тираж 150 экз	Уч. -изд.л. 2,75

Печатно-множительный отдел КГАСУ
420043, Казань, Зеленая 1.