МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ ПРАКТИЧЕСКИХ РАБОТ ПО ДИСЦИПЛИНЕ

Проектирование и расчет конструкций из дерева и пластмасс

Направление подготовки	08.03.01 Строительство
Направленность (профиль)	Проектирование зданий
Форма обучения	Очная

Ставрополь

В данном издании рассматриваются вопросы расчета элементов из цельной древесины, подверженных разным видам напряженных состояний, соединений деревянных элементов на механических связях, центрально-сжатых составных стержней на податливых связях, деревянных настилов и прогонов. А также конструирование и расчет клеефанерных плит покрытия, стоек одноэтажных, однопролетных двухшарнирных поперечных рам и их креплений к фундаментам, двускатных дощатоклееных балок прямоугольного поперечного сечения и вопросы усиления центрально-сжатых колонн и шпренгельных дощатоклееных балок.

Методические указания предназначены для самостоятельной работы студентов высших учебных заведений, курсового проектирования и выпускной квалификационной работы (бакалаврской работы) по направлению подготовки 08.03.01 Строительство, направленность (профиль) – Проектирование зданий.

Содержание

Введение…….. 5
Практическое занятие 1. Расчет сечений элементов подверженных центральному растяжению и центральному сжатию……. 6
Практическое занятие 2. Расчет сечений элементов подверженных поперечному изгибу…….. 16
Практическое занятие 3. Расчет сечений элементов подверженных косому изгибу…… 24
Практическое занятие 4. Расчет сечений элементов подверженных сжатию с изгибом и растяжению с изгибом……... 30
Практическое занятие 5. Расчет контактных соединений (упоры, лобовые врубки)…… 41
Практическое занятие 6. Расчет соединений на растянутых связях и на вклеенных стальных стержнях…… 51
Практическое занятие 7. Расчет центрально-сжатых составных стержней на податливых связях…… 59
Практическое занятие 8. Расчет деревянных настилов (обрешетки)…. 70
Практическое занятие 9. Расчет деревянных прогонов…….. 78
Практическое занятие 10. Компоновка, сбор нагрузок, силовой расчет и определение геометрических характеристик клеефанерной плиты покрытия на деревянном каркасе (часть 1)..……... 92
Практическое занятие 11. Компоновка, сбор нагрузок, силовой расчет и определение геометрических характеристик клеефанерной плиты покрытия на деревянном каркасе (часть 2)..……... 99
Практическое занятие 12. Проверки прочности, устойчивости и жесткости в клеефанерной плите покрытия на деревянном каркасе……... 113
Практическое занятие 13. Определение расчетных усилий в стойках однопролетной, одноэтажной поперечной рамы здания ……..... 126
Практическое занятие 14. Расчет прочности и устойчивости дощатоклееной стойки (колонны) поперечной двухшарнирной рамы… 146

Практическое занятие 15. Расчет жесткого узла сопряжения дощатоклееной стойки (колонны) с фундаментом……..… 152
Практическое занятие 16. Расчет прочности, устойчивости и прогиба дощатоклееной двухскатной балки прямоугольного поперечного сечения…….. 170
Практическое занятие 17. Усиление центрально-сжатой колонны и проверочные расчеты усиленной колонны……. 177
Практическое занятие 18. Расчет усиленной шпренгелем дощатоклееной балки постоянного поперечного сечения…… 183
Список рекомендуемой литературы……..... 192
Приложения…… 194

ВВЕДЕНИЕ

В методических указаниях к каждой теме даются: краткий теоретический материал с необходимыми формулами и разъяснениями, приводится пример решения задачи на данную тему, предлагаются контрольные задачи для решения на практических занятиях или самостоятельного решения и вопросы для закрепления разобранного материала. В приложениях приведен необходимый справочный материал, который требуется при решении задач.

При решении задач необходимо пользоваться нормами СП 64.13330.2011 «Деревянные конструкции» и справочным материалом, помещенным в приложениях учебного пособия.

Подбирая сечения, при решении задач, необходимо стремиться к наиболее экономичному решению, допуская запас прочности не более 20 % и увязывая принятые размеры сечений с сортаментом пиломатериалов и технологическими условиями их изготовления.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 1

Расчёт сечений элементов подверженных центральному растяжению и центральному сжатию

Теоретическая часть

Элементы, подверженные центральному растяжению, проверяются на прочность, а центральному сжатию – на прочность и устойчивость по первой группе предельных состояний.

Для сжатых и растянутых элементов ферм и других сквозных конструкций, связей, а также сжатых стоек, колонн и их отдельных ветвей требуется проверка на гибкость [4].

Проверку прочности центрально-растянутых и центрально-сжатых элементов выполняют по формулам:

– центрально-растянутых $\frac{N}{F_{нт}} \le R^*_{\ p}$, (1.1)

– центрально-сжатых $\frac{N}{F_{нт}} \le R^*_c$. (1.2)

Устойчивость центрально-сжатых элементов проверяют по формуле:

$$\frac{N}{\varphi F_{расч}} \le R^*_{\ c}. \quad (1.3)$$

Гибкость – по формуле: $\lambda \le \lambda_{макс}$. (1.4)

В формулах (1.1 – 1.4): $F_{нт}$ – площадь нетто поперечного сечения элемента.

При определении $F_{нт}$ для центрально-растянутого элемента, ослабления, расположенные на участке длиной до 200 мм включительно, следует принимать совмещёнными в одном сечении;

$F_{расч}$ – расчётная площадь поперечного сечения элемента, принимаемая равной:

$F_{расч} = F_{бр}$ – при отсутствии ослаблений или ослаблениях в опасных сечениях, не выходящих на кромки, если площадь ослаблений $F_{осл} < 25\,\% F_{бр}$;

$F_{расч} = \left(\frac{4}{3}\right) F_{нт}$ – если площадь ослабления > 25 % $F_{бр}$ (при ослаблениях не выходящих на кромки);

$F_{расч} = F_{нт}$ – при симметричных ослаблениях, выходящих на кромки элемента;

R_p*, R_c* – соответственно расчетные сопротивления материала растяжению и сжатию (для древесины вдоль волокон) умноженные в зависимости от условий работы и эксплуатации на коэффициенты условий работы m_i. Расчетные сопротивления R_i древесины сосны (кроме веймутовой), ели, лиственницы европейской и японской приведены в таблице 3 [4] и таблице А.1, приложение А. Расчетные сопротивления для других пород древесин устанавливаются путем умножения величин, приведенных в таблице 3 [4] и таблице А.1, приложение А на значения переходного коэффициента m_n. Значения переходного коэффициента m_n и коэффициентов условий работы m_i приведены в таблицах 4 – 9 и п. 3.2 [4] и таблицах Б.1 – Б.6 приложение Б и Б* данного методического пособия.

Коэффициент продольного изгиба φ определяют по формулам:

при гибкости элемента $\lambda \leq 70$

$$\varphi = 1 - \alpha \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2; \quad (1.5)$$

при $\lambda > 70$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2}, \quad (1.6)$$

где коэффициент α = 0,8 для древесины и α = 1 для фанеры; коэффициент A = 3000 для древесины и A = 2500 для фанеры. Для некоторых других материалов значения коэффициента φ можно подсчитать по формулам таблицы Ж.1, приложение Ж.

Гибкость элементов цельного сечения определяют по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{l\mu_0}{\sqrt{\frac{I}{F}}}, \quad (1.7)$$

где l_0 – расчетная длина элемента; r – радиус инерции сечения элемента с максимальными размерами брутто соответственно относительно оси x и y.

Для прямоугольного сечения размером $h \times b$ радиусы инерции можно подсчитать, с достаточной степенью точности, по формулам:

$$r_x = 0{,}289 \cdot h, \qquad r_y = 0{,}289\, b,$$

здесь h и b – соответственно высота и ширина поперечного прямоугольного сечения элемента; для других типов сечений значения радиусов инерции и геометрических характеристик можно найти в таблице И.1, приложение И, а также в справочной [10] и другой литературе; μ_0 – коэффициент, зависящей от условий закрепления концов элемента и характера приложения сжимающей нагрузки.

Для определения расчетной длины прямолинейных элементов, загруженных продольными силами по концам, коэффициент μ_0 следует принимать равным: при шарнирно-закрепленных концах, а также при шарнирном закреплении в промежуточных точках элемента – 1; при одном шарнирно-закрепленном и другом защемленном конце – 0,8; при одном защемленном и другом свободном нагруженном конце – 2,2; при обоих защемленных концах – 0,65.

При других вариантах загружений и для пересекающихся элементов значения коэффициента μ_0 следует принимать по указаниям [4].

Пример 1.1

Найти несущую способность центрально-растянутого элемента (рисунок 1.1), со следующими исходными данными:

h=250 мм; b=125 мм; a=100 мм; c=300 мм; e=210 мм; d=16 мм; материал – пихта; группа конструкций – А 1; сорт древесины – 2.

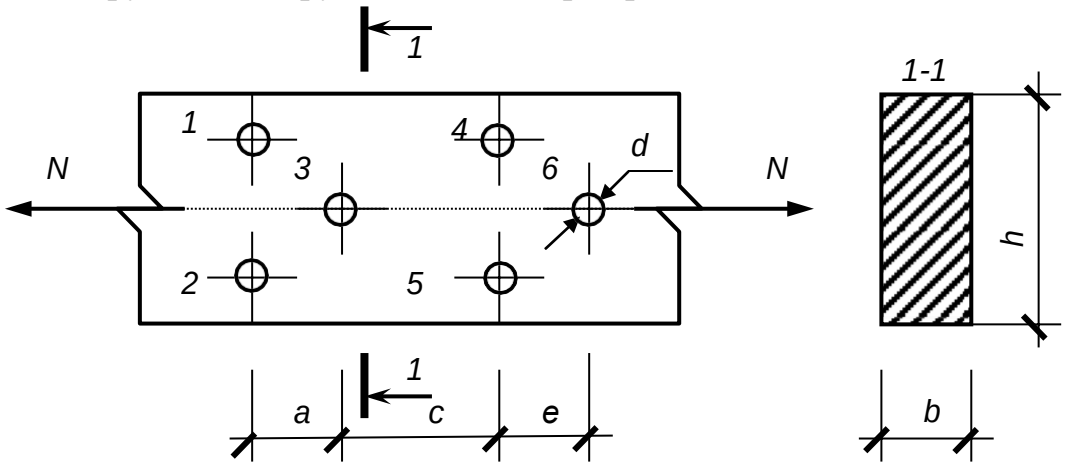


Рисунок 1.1 – Центрально-растянутый элемент

Решение

Несущую способность элемента при заданных условиях задачи вычисляем по формуле: $N=m_0\, m_n\, m_в\, R_p\, F_{нт}$, (1.8)

где m_0 – коэффициент, учитывающий наличие ослаблений, равен 0,8, приложение Б* *в*; m_n – коэффициент перехода на породу дерева, для пихты равен 0,8 таблица Б.1, приложение Б; $m_в$ – коэффициент, учитывающий различные условия эксплуатации, равен 1,0 таблица Б.2, приложение Б; R_p – расчетное сопротивление древесины (сосны, ели), принимается по таблице А.1, приложение А и равно 7 МПа = 0,7 кН/см^2.

Для вычисления $F_{нт}$ выбираем самый опасный участок, где на расстоянии 200 мм имеет место наибольшая площадь ослаблений (не попадающих при перемещении вдоль волокон одно на другое).

Такой участок будет на участке с отверстиями 1, 2 и 3.

$F_{нт} = hb - 3db = 25\cdot12{,}5 - 3\cdot1{,}6\cdot12{,}5 = 252{,}5$ см^2.

Несущая способность центрально-растянутого элемента по формуле (1.8): N=0,8·0,8·1,0·0,7·252,5 = 113,12 кН.

Пример 1.2

Найти несущую способность центрально-сжатого стержня (рисунок 1.2) со следующими исходными данными:

l = 3500 мм; h = 175 мм; b = 125 мм; a = 170 мм; d = 40 мм; стержень закреплен по концам в плоскостях $x - x$ и $y - y$ – шарнирно; материал – береза; условиях эксплуатации – Б 2; сорт древесины – 2.

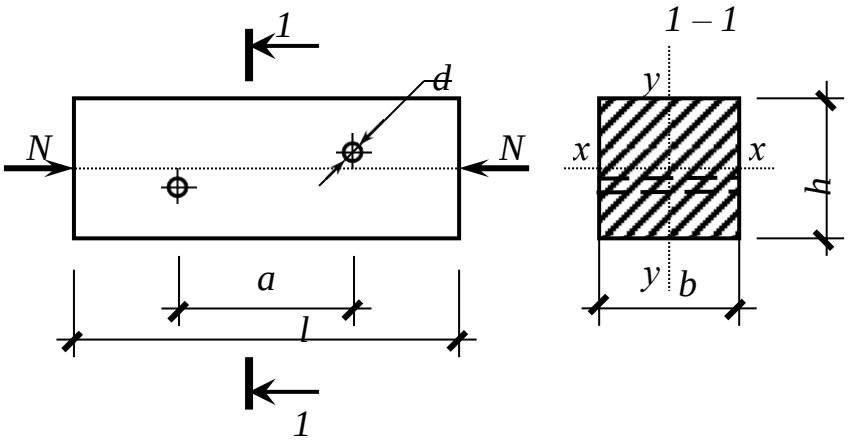


Рисунок 1.2 – Центрально-сжатый стержень

Решение

Несущая способность центрально-сжатого стрежня с учетом его устойчивости подсчитывается по формуле:

$$N = \varphi F_{расч} m_n m_в R_c, \qquad (1.9)$$

где m_n = 1,1 по таблице Б.1, приложение Б; $m_в$ = 1,0 по таблице Б.2, приложение Б; R_c = 14 МПа = 1,4 кН/см^2 (для сосны второго сорта, таблица А.1, приложение А).

Поскольку сечение ослаблено отверстием d = 40 мм, площадь ослабления равна: $F_{осл} = db = 4 \cdot 12{,}5 = 50$ см^2,

что составляет $\frac{50}{17{,}5 \cdot 12{,}5} 100\ \% = 22{,}86\ \% < 25\ \%$.

Расчетная площадь сечения при проверке устойчивости:

$F_{расч} = F_{бр} = 17{,}5 \cdot 12{,}5 = 218{,}75$ см^2.

Для определения коэффициента φ подсчитаем гибкость элемента:

$$\lambda_x = \frac{\mu_0 l}{0{,}289 h} = \frac{1{,}0 \cdot 350}{0{,}289 \cdot 17{,}5} = 69{,}2;$$

$$\lambda_y = \frac{\mu_0 l}{0{,}289 b} = \frac{1{,}0 \cdot 350}{0{,}289 \cdot 12{,}5} = 96{,}89.$$

Расчет ведем при большей гибкости λ_y = 96,89. Для гибкости $\lambda > 70$ определяем коэффициент φ по формуле (1.6):

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{96{,}89^2} = 0{,}32.$$

Несущая способность стержня с учетом его устойчивости по формуле (1.9):

$N = 0{,}32 \cdot 218{,}75 \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}4 = 107{,}8$ кН.

Несущую способность центрально-сжатого стержня по прочности подсчитываем по формуле: $N = F_{нт} \cdot m_n \cdot m_в \cdot R_c$. (1.10)

$F_{нт} = F_{бр} - F_{осл} = 17{,}5 \cdot 12{,}5 - 4 \cdot 12{,}5 = 168{,}75 см^2$;

$N = 168{,}75 \cdot 1{,}1 \cdot 1 \cdot 1{,}4 = 259{,}88 кН.$

Следовательно, несущая способность центрально-сжатого стержня будет равна: $N_{мин} = N = 107{,}8 кН.$

Задания

Задача 1.1

Найти несущую способность центрально-растянутого элемента (рисунок 1.3). Исходные данные приведены в таблице 1.1.

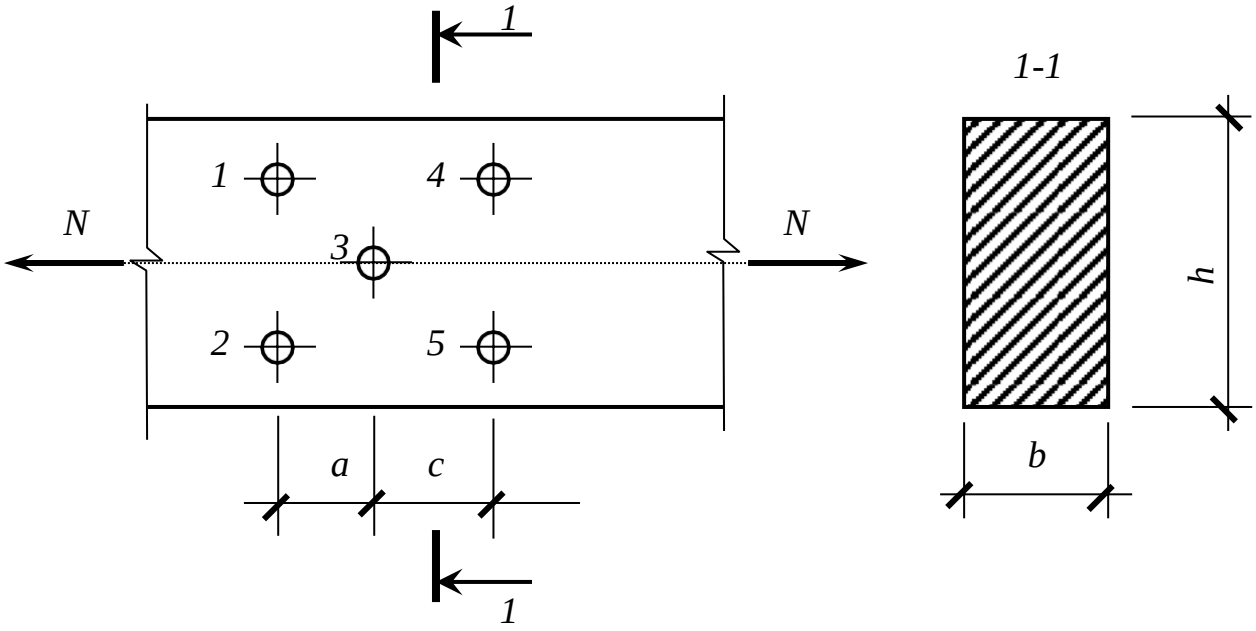


Рисунок 1.3 – Центрально-растянутый элемент

Таблица 1.1 – Исходные данные к решению задачи 1.1

№ варианта	Исходные данные							
	h, мм	*b*, мм	*a*, мм	*c*, мм	*d*, мм	материал	условия эксплуатации*	сорт древесины
1	200	150	120	150	16	Сосна	А 1	1
2	225	125	250	250	18	Лиственница	Б 3	2
3	250	150	190	130	14	Ель	А 2	1
4	275	100	210	180	20	Береза	В 1	1
5	175	100	300	100	12	Дуб	В 2	1
6	175	150	250	300	16	Пихта	А 3	2
7	200	125	210	210	18	Ясень	Б 3	2
8	225	150	200	150	12	Вяз	А 1	1
9	250	100	350	350	22	Кедр сибирский	В 2	1
10	250	125	120	150	16	Клен	Б 3	2

* Перед решением задач по таблице 1 [4] или таблице Н.1, приложение Н ознакомиться с характеристиками условий эксплуатации конструкций

Задача 1.2

Проверить несущую способность центрально-растянутого элемента (рисунок 1.4). Исходные данные приведены в таблице 1.2.

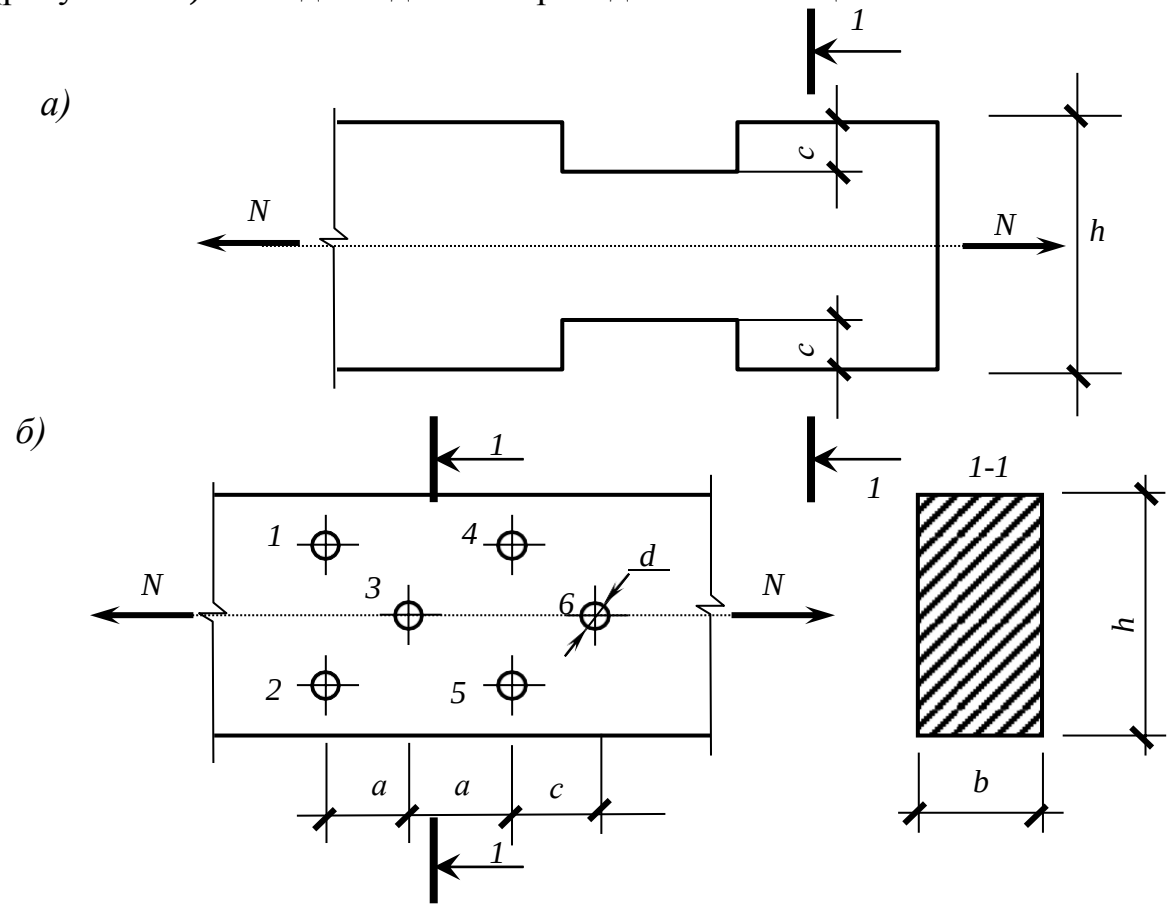


Рисунок 1.4 – Центрально-растянутый элемент

Таблица 1.2 – Исходные данные к решению задачи 1.2

№ варианта	Исходные данные									
	N, кН	*h*, мм	*b*, мм	*a*, мм	*c*, мм	*d*, мм	материал	условия эксплуатации	сорт	№ схемы по рисунку 1.4
1	60	100	100	-	10	-	сосна	А 3	1	*а*
2	70	125	100	250	120	10	акация	А 1	2	*б*
3	80	150	100	-	15	-	пихта	В 1	1	*а*
4	90	175	150	175	210	16	кедр сибирский	Б 3	2	*б*
5	100	200	150	-	20	-	лиственница	В 2	1	*а*
6	110	225	150	250	250	18	сосна	Г 2	2	*б*
7	120	250	150	-	25	-	ясень	Г 1	1	*а*
8	130	225	125	210	150	12	берёза	Б 3	1	*б*
9	140	250	125	-	20	-	сосна веймутова	А 2	2	*а*
10	150	275	100	175	250	10	вяз	Б 1	2	*б*

Задача 1.3

Найти несущую способность центрально-сжатого стержня (рисунок 1.5), данные по которому приведены в таблице 1.3.

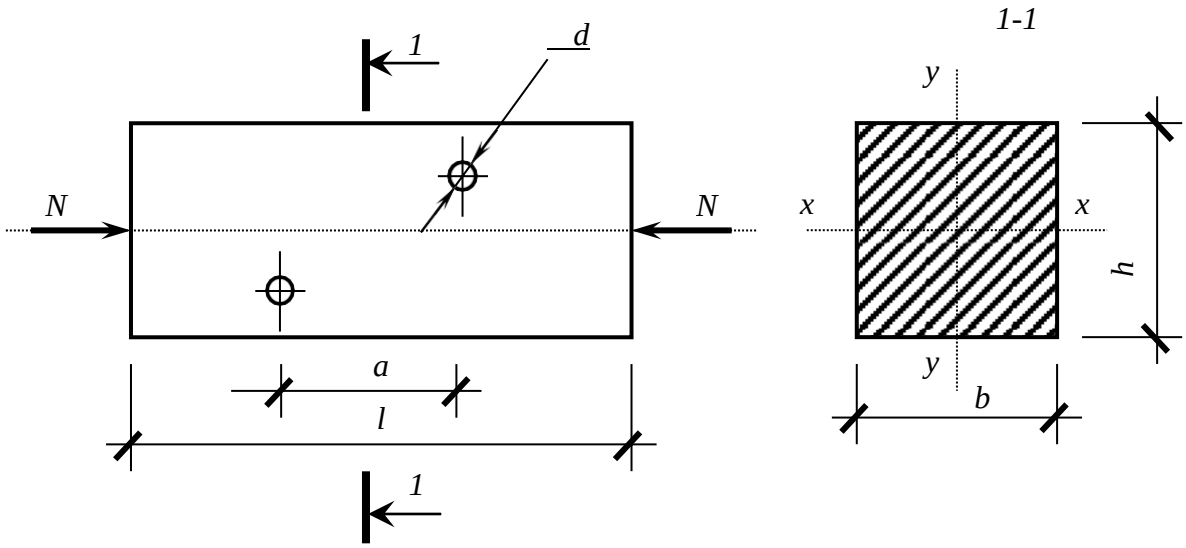


Рисунок 1.5 – Центрально-сжатый стержень

Таблица 1.3 – Исходные данные к решению задачи 1.3

№ варианта	Исходные данные									
	l, мм	*h*, мм	*b*, мм	*a*, мм	*d*, мм	схема закрепления концов в плоскости		материал	условия эксплуа-тации	сорт
						x – x	*y – y*			
1	3500	200	150	150	40	*ш – ш*	*ш – ш*	сосна	А 3	2
2	4500	250	150	300	24	*з – о*	*ш – ш*	пихта	А 2	1
3	3800	225	200	180	18	*з – о*	*з – о*	кедр сибирский	А 1	1
4	3500	250	150	300	28	*з – о*	*ш – ш*	ель	Б 3	1
5	6500	225	175	170	20	*ш – з*	*з – з*	лиственница	Б 3	1
6	4000	200	175	250	24	*ш – ш*	*з – з*	граб	Б 1	2
7	3000	225	175	120	20	*з – о*	*ш – ш*	дуб	В 3	2
8	4500	250	200	350	24	*з – з*	*з – о*	береза	В 2	1
9	5000	225	175	190	22	*з – о*	*ш – ш*	ясень	В 1	1
10	4000	200	150	160	20	*ш – з*	*з – ш*	вяз	А 2	2

Примечание: Буквы в графе «схема закрепления концов в плоскости» означают: *ш* – шарнирное, *з* – защемление, *о* – свободное (без закреплений).

Задача 1.4

Проверить несущую способность центрально-сжатого стержня (рисунок 1.6). Исходные данные приведены в таблице 1.4.

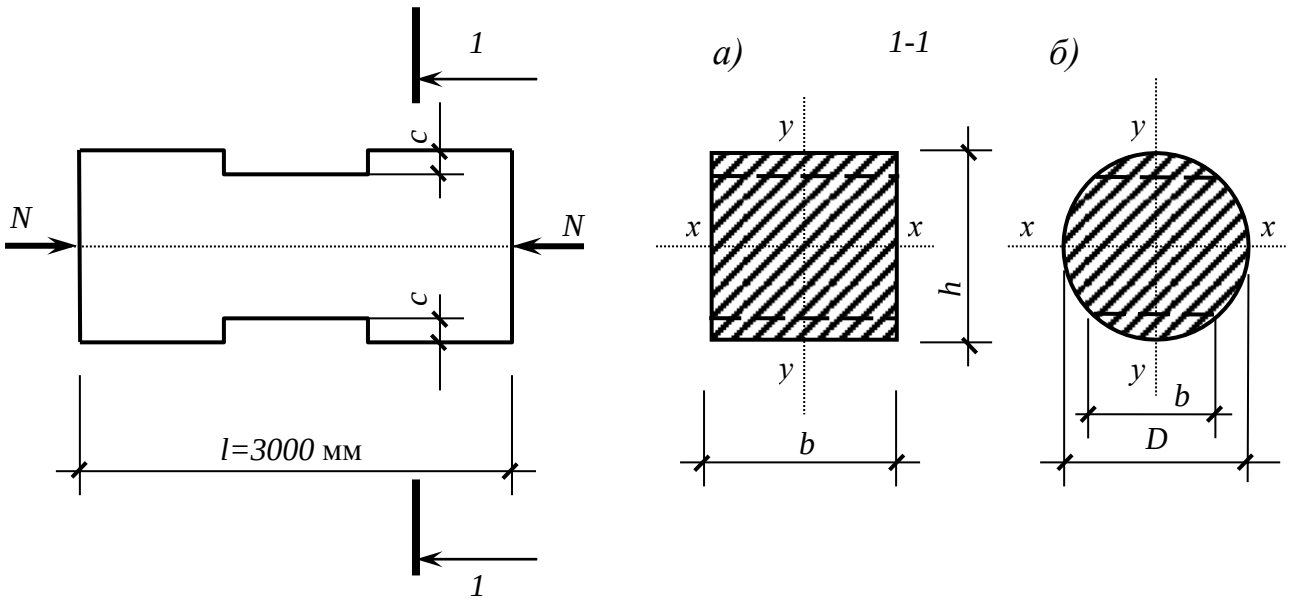


Рисунок 1.6 – Центрально-сжатый стержень

Таблица 4 – Исходные данные к решению задачи 1.4

№ варианта	Исходные данные										
	N, кН	Тип сечения	*h*, мм	*b*, мм	*D*, мм	*c*, мм	условия закрепления концов стержня в плоскости		материал	сорт	условия эксплуатации
							x – x	*y – y*			
1	80	*а*	175	150	–	20	*ш – ш*	*ш – ш*	пихта	2	А 1
2	90	*б*	–	*d*/2	220	–	*з – о*	*з – о*	ель	1	Б 2
3	70	*а*	150	100	–	30	*з – ш*	*ш – з*	акация	2	В 3
4	60	*б*	–	*d*/2	200	–	*ш – ш*	*ш – ш*	лиственница	1	Б 1
5	50	*а*	150	150	–	40	*ш – з*	*з – з*	бук	2	А 2
6	100	*б*	–	*d*/3	240	–	*ш – ш*	*з – о*	сосна	1	В 1
7	110	*а*	200	150	–	50	*з – ш*	*ш – ш*	ильм	2	А 3
8	120	*б*	–	*d*/2	250	–	*ш – з*	*з – о*	клен	1	Б 3
9	130	*а*	250	150	–	60	*з – о*	*ш – ш*	граб	2	В 2
10	140	*б*	–	*d*/3	270	–	*ш – ш*	*з – з*	кедр сибирский	2	Б 3

Примечание: *з* – защемление, *о* – свободный, *ш* – шарнир.

Вопросы к практическому занятию

1. Как к элементу должна быть приложена нагрузка, чтобы в нем возникло такое напряженное состояние, как центральное растяжение, центральное сжатие?

2. Какое внутреннее усилие возникает в центрально растянутом, сжатом элементе, назовите его?

3. Назовите конструкции или их элементы, где возможны такие напряженные состояния.

4. По какой группе предельных состояний рассчитываются такие элементы?

5. Назовите проверки, которые необходимо выполнить для центрально сжатого, центрально растянутого элемента.

6. Нормируется ли гибкость таких элементов?

7. Как для центрально-растянутых элементов определяется площадь поперечного сечения $F_{нт}$?

Литература: [1 – 4, 7, 10].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 2

Расчет сечений элементов, подверженных поперечному изгибу

Теоретическая часть

Элементы, подверженные поперечному изгибу, проверяются по первой группе предельных состояний на прочность, устойчивость плоской формы деформирования. По второй группе – на прогиб.

Расчет изгибаемых элементов, обеспеченных от потери устойчивости плоской формы деформирования, на прочность по нормальным напряжениям следует выполнять по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{расч}}} \le R_u^*. \qquad (2.1)$$

На прочность по скалыванию по формуле:

$$\tau = \frac{QS^{/}_{бр}}{I_{бр} \cdot b_{расч}} < R^*_{ск}. \qquad (2.2)$$

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования (из плоскости изгиба) элементов прямоугольного постоянного поперечного сечения следует выполнять по формуле:

$$\frac{M}{\varphi_M \cdot W_{бр}} \le R^*_u, \qquad (2.3)$$

$$\varphi_M = \frac{140}{l_p h} k_ф. \qquad (2.4)$$

На прогиб шарнирно-опертые и консольные изгибаемые элементы постоянного и переменного сечений проверяют по формулам:

$$f = \frac{f_0}{k}\left[1 + c\left(\frac{h}{l}\right)^2\right], \qquad (2.5)$$

$$f \le f_u, \qquad (2.6)$$

где в формулах (2.1 – 2.6): M – расчетный изгибающий момент в проверяемом сечении; Q – расчетная поперечная сила в проверяемом сечении; $I_{бр}$ – момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно

нейтральной оси; $W_{расч}$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения элемента.

Для цельных элементов $W_{расч} = W_{нт}$; для изгибаемых составных элементов на податливых соединениях расчетный момент сопротивления следует принимать равным моменту сопротивления нетто $W_{нт}$, умноженному на коэффициент k_w, который учитывает податливость связей и для элементов, составленных из одинаковых слоев, принимается по таблице Л.1, приложение Л.

При определении $W_{нт}$ ослабления сечений, расположенные на участке длиной до 200 мм, принимают совмещенными в одном сечении;

$S_{бр}$ – статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтрально оси;

$b_{расч}$ – расчетная ширина сечения элемента в проверяемом сечении;

l_p – расстояние между опорными сечениями элемента, а при закреплении сжатой кромки элемента в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба – расстояние между этими точками;

b – ширина поперечного сечения;

h – максимальная высота поперечного сечения на участке l_p;

$k_ф$ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p, принимается по таблице Л.2, приложение Л;

$R_и$*, R*$_{ск}$ – расчетные сопротивления материала, соответственно, изгибу и скалыванию (вдоль волокон), с учетом необходимых коэффициентов условий работы;

f_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига (определяется по формулам сопромата);

h – наибольшая высота сечения;

l – пролет балки;

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

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

Значения коэффициентов k и c для основных расчетных схем балок приведены в таблице Л.3, приложение Л.

При расчете изгибаемых элементов по формулам (2.3 и 2.4), с линейно меняющейся по длине высотой и постоянной шириной поперечного сечения, не имеющих закреплений из плоскости по растянутой от момента M кромке, или при наличии таких подкреплений при $m < 4$, коэффициент φ_M по формуле (2.4) следует умножать на дополнительный коэффициент $k_{жM}$. При $m \geq 4$ $k_{жM}$=1. При подкреплении из плоскости изгиба в промежуточных точках растянутой кромки элемента на участке l_p коэффициент $\varphi_м$, определенный по формуле (2.4) следует умножать и на коэффициент $k_{пM}$ (формула (24), [4]). Значения $k_{жM}$ приведены в таблице Л.2, приложение Л.

f_u – нормируемая величина прогиба определяется в соответствии с требованиями п. 10, таблица 19 [5].

Пример 2.1

Проверить прочность, устойчивость плоской формы деформирования и прогиб балки цельного прямоугольного сечения (рисунок 2.1) со следующими исходными данными: расчетная нагрузка q = 12кН/м; нормативная $q^н$ = 10 кН/м; расчетный пролет l = 4200 мм; вылет консоли a = 900 мм; высота поперечного сечения h = 250 мм; ширина поперечного сечения b = 150 мм; материал – кедр сибирский; сорт древесины – 1; условия эксплуатации – Б 1.

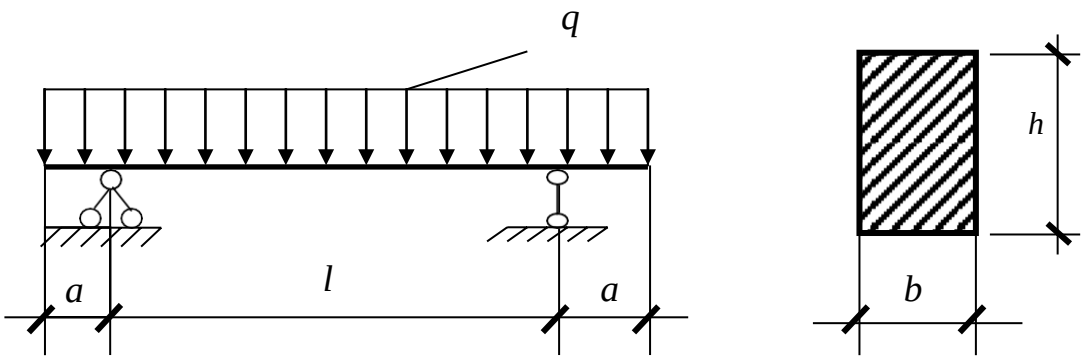


Рисунок 2.1 – Схема балки и сечение

Решение

Предварительно найдем внутренние усилия и геометрические характеристики сечения:

$$M_{ПР} = \frac{q}{2}\left(\frac{l^2}{4} - a^2\right) = \frac{12}{2}\left(\frac{4,2^2}{4} - 0,9^2\right) = 21,6 кН \cdot м;$$

$$M_{оп} = \frac{qa^2}{2} = \frac{12 \cdot 0,9^2}{2} = 4,86 кН \cdot м;$$

$$Q_{пр} = \frac{ql}{2} = \frac{12 \cdot 4,2}{2} = 25,2 кН; \qquad Q_{оп} = qa = 12 \cdot 0,9 = 10,8 кН;$$

$$W_{нт} = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \cdot 25^2}{6} = 1562,5 см^3 \text{ (ослаблений нет);}$$

$$S = \frac{bh^2}{8} = \frac{15 \cdot 25^2}{8} = 1171,88 см^3;$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{15 \cdot 25^3}{12} = 19531,25 см^4;$$

R_u =16 МПа = 1,6 кН/см^2; R_{ck} =1,8 МПа = 0,18 кН/см^2 по таблице А.1, приложение А:

$$R_u^* = m_п \cdot m_в \cdot R_u = 0,9 \cdot 1 \cdot 1,6 = 1,44 кН / см^2;$$

$$R_{ск}^* = m_п \cdot m_в \cdot R_{ск} = 0,9 \cdot 1 \cdot 0,18 = 0,162 кН / см^2$$

Проверки прочности:

$$\sigma = \frac{M}{W_{нт}} = \frac{21,6 \cdot 10^2}{1562,5} = 1,382 кН / см^2 < R_u^* = 1,44 кН / см^2;$$

$$\tau = \frac{QS}{Ib} = \frac{25,2 \cdot 1171,88}{19531,25 \cdot 15} = 0,101 кН / см^2 < R_{ск}^* = 0,162 кН / см^2.$$

Прочность обеспечена.

Выполним проверку устойчивости плоской формы деформирования.

Т.к. условиями задачи не оговорены закрепления сжатой кромки балки в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба, то для расчета принимаем l_p, в соответствии с формулой (2.4):

– для пролета: $l_{p_{пр}} = l = 420 см$;

– для консоли: $l_{p0} = a = 90см.$

Коэффициент $k_ф = k_{фпр} = 1{,}13$ – для пролета, $k_ф = k_{ф0} = 2{,}54$ – для консоли (таблица Л.2, приложение Л).

Коэффициент φ_M:

– для пролета: $\varphi_{Mпр} = 140\dfrac{b^2}{l_{рпр}\cdot h}\cdot k_{фпр} = 140\dfrac{15^2}{420\cdot 25}\cdot 1{,}13 = 3{,}39;$

– для консоли: $\varphi_{M0} = 140\dfrac{b^2}{l_{р0}\cdot h}\cdot k_{ф0} = 140\dfrac{15^2}{90\cdot 25}\cdot 2{,}54 = 35{,}56.$

Максимальный изгибающий момент М на рассматриваемом участке $l_р$:

– для пролета:

$M = M_{пр} = 21{,}6$ кН·м;

– для консоли:

$M = M_{оп} = 4{,}86$ кН·м.

По формуле (2.3) проверяем при $W_{нт} = W_{бр}$:

– для пролета:

$$\sigma = \frac{M_{пр}}{\varphi_{Mпр}\cdot W_{бр}} = \frac{21{,}6\cdot 10^2}{3{,}39\cdot 1562{,}5} = 0{,}408кН/см^2 < R_u^* = 1{,}44кН/см^2;$$

– для консоли:

$$\sigma = \frac{M_{оп}}{\varphi_{M0}\cdot W_{бр}} = \frac{4{,}86\cdot 10^2}{35{,}56\cdot 1562{,}5} = 0{,}009кН/см^2 < R_u^* = 1{,}44кН/см^2;$$

Устойчивость плоской формы деформирования обеспечена.

Полный прогиб без учета деформаций сдвига:

– на консоли

$$f_0' = \frac{q^н a^3}{24EJ}\left(l^2 - 6a\,l - 3a^2\right) =$$

$$= \frac{0{,}10\cdot 90}{24\cdot 10^3\cdot 19531{,}25}\left(420^3 - 6\cdot 90^2\cdot 420 - 3\cdot 90^3\right) = 0{,}989см,$$

– пролетный

$$f_{пр}^{/} = \frac{q^{н} l^{2}}{48EI}\left(\frac{5}{8}l^{2} - 3a^{2}\right) =$$

$$= \frac{0{,}10 \cdot 420^{2}}{48 \cdot 10^{3} \cdot 19531.25}\left(\frac{5}{8}420^{2} - 3 \cdot 90^{2}\right) = 1{,}617 см,$$

где E=10000 МПа=1000 кН/см^2 (приложение Б*).

Полный прогиб с учетом деформаций сдвига определяем с учетом коэффициента c по таблице Л.3, приложение Л.

На консоли

$$f_{0} = f_{0}^{/}\left[1 + c\left(\frac{h}{l}\right)^{2}\right] = f_{0}^{/}\left[1 + (5{,}4 + 2{,}6 \cdot \beta)\left(\frac{h}{l}\right)^{2}\right] =$$

$$= 0{,}989\left[1 + (5{,}4 + 2{,}6)\left(\frac{25}{90}\right)^{2}\right] = 1{,}6 см,$$

где l=a=90 см, β=1.

Пролетный

$$f_{пр} = f_{пр}^{/}\left[1 + c\left(\frac{h}{l}\right)^{2}\right] = f_{пр}^{/}\left[1 + (15{,}4 + 3{,}8 \cdot \beta)\left(\frac{h}{l}\right)^{2}\right] =$$

$$= 1{,}617 \cdot \left[1 + (15{,}4 + 3{,}8)\left(\frac{25}{420}\right)^{2}\right] = 1{,}727 см,$$

где β=1

Проверки относительных прогибов:

– пролетного $\frac{f}{l} = \frac{1{,}727}{420} = \frac{1}{243{,}2} < \frac{f_u}{l} = \frac{\frac{420}{170}}{420} = \frac{1}{170}$;

– на консоли $l = 2a = 2 \cdot 90 = 180 см$ $\frac{f}{l} = \frac{1{,}6}{180} = \frac{1}{112{,}5} > \frac{f_u}{l} = \frac{\frac{180}{120}}{180} = \frac{1}{120}$..

Прогиб балки не превышает предельного f_u (таблица 19 [5]) в пролете и больше предельного f_u на консоли.

Задания

Задача 2.1

Проверить прочность, устойчивость плоской формы деформирования и прогибы балки цельного прямоугольного сечения (рисунок 2.2). Исходные данные принять по таблице 2.1.

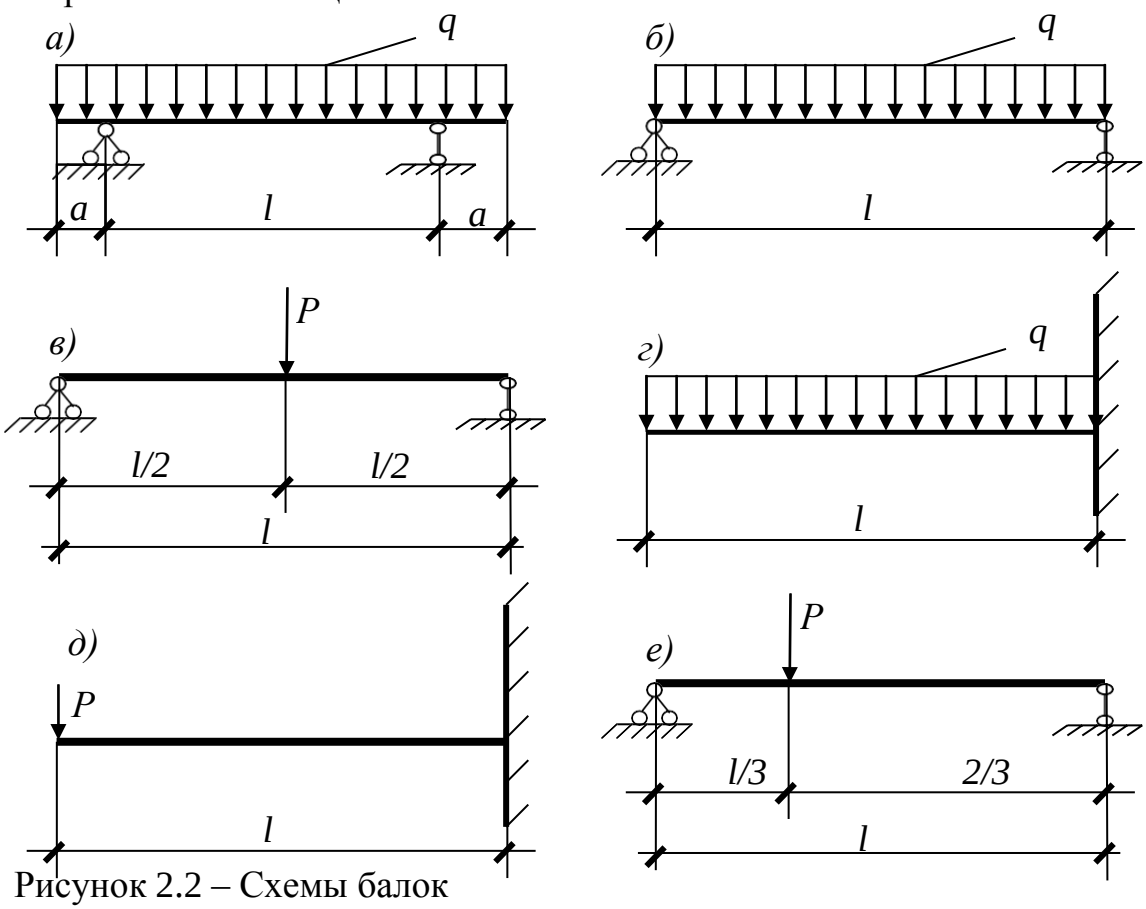


Рисунок 2.2 – Схемы балок

Таблица 2.1 – Исходные данные

№ варианта	Схема балки	Нагрузка				l, мм	a, мм	h, мм	b, мм	Материал	Сорт древесины	Условия эксплуатации
		расчетная		нормативная								
		q, кН/м	P, кН	$q^н$, кН/м	$P^н$, кН							
1	*а*	14	-	11,7	-	3000	700	250	175	кедр сибирский	1	А 1
2	*б*	7	-	5,9	-	4000	-	225	150	пихта	2	А 3
3	*в*	-	25	-	20,7	5000	-	250	175	ясень	1	В 2
4	*г*	10	-	8,3	-	2500	-	200	175	сосна	2	А 2
5	*д*	-	8	-	6,7	3000	-	250	175	акация	1	Б 3
6	*е*	-	12	-	9,9	4500	-	225	150	ель	2	В 3
7	*а*	16	-	13,3	-	5000	1200	250	200	береза	1	А 3
8	*б*	22	-	18,2	-	6000	-	250	200	вяз	2	В 1
9	*в*	-	15	-	12,6	3500	-	200	150	пихта	1	Б 1
10	*г*	5	-	4,2	-	2000	-	225	125	клен	2	В 2

Вопросы к практическому занятию

1. В каких элементах возникает изгибное напряженное состояние? Какие внутренние усилия возникают при этом в элементе?

2. Назовите конструкции, которые испытывают такое напряженное состояние.

3. По каким группам предельных состояний проверяются элементы, испытывающие изгиб?

4. Назовите проверки, которые необходимо выполнить для изгибаемого элемента по первой группе предельных состояний.

5. Какую проверку для изгибаемого элемента необходимо выполнить по второй группе предельных состояний?

Литература: [1 – 7, 10, 11].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 3

Расчет сечений элементов, подверженных косому изгибу

Теоретическая часть

Косой изгиб возникает в элементах, когда направление действующей нагрузки не совпадает с направлением одной из главных осей поперечного сечения элемента (рисунок 3.1).

В этом случае действующую нагрузку q раскладывают на главные оси элемента (рисунок 3.1):

на ось $y - y$ $$q_x = q \cdot \cos\alpha \,, \qquad (3.1)$$

на ось $x - x$ $$q_y = q \cdot \sin\alpha \,, \qquad (3.2)$$

где α – угол наклона опорной плоскости по отношению к горизонту.

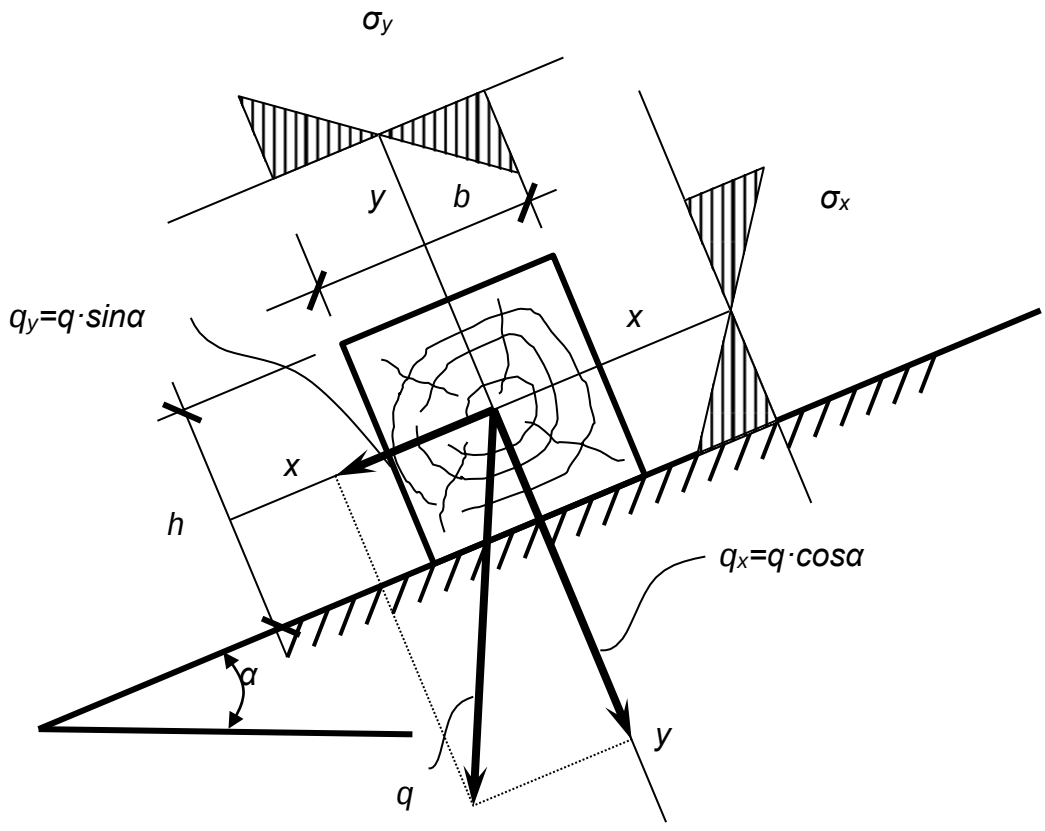


Рисунок 3.1 – Схема работы на косой изгиб

В условиях косого изгиба работают прогоны скатных покрытий, панели, установленные на наклонной плоскости, образованной верхней гранью

несущих конструкций покрытия.

Косой изгиб существенно увеличивает размеры поперечного сечения элементов, его следует избегать с помощью конструктивных мер, например, устройства подкладки под прогоны. Скатная составляющая нагрузки q_y может быть также погашена устройством жесткого косого настила либо постановкой тяжей в плоскости ската крыши в середине пролета прогонов.

В элементах круглого сечения косой изгиб не возникает, так как все его оси являются осями симметрии.

Проверку прочности при косом изгибе выполняют по формуле:

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = \frac{M_x}{W_{x,нт}} + \frac{M_y}{W_{y,нт}} \le R_u^*, \qquad (3.3)$$

где M_x и M_y – изгибающие моменты соответственно от составляющих нагрузки q_x и q_y;

$W_{x,нт}$ и $W_{y,нт}$ – моменты сопротивлений нетто соответственно относительно главных осей сечения x и y.

Прогиб элемента при косом изгибе определяется как геометрическая сумма прогибов f_x и f_y от усилий q_x и q_y по формуле:

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}, \qquad (3.4)$$

где f_x и f_y – прогибы относительно осей x и y.

$$f \le f_u. \qquad (3.5)$$

Пример 3.1

Проверить прочность и прогиб прогона, работающего на косой изгиб (рисунок 3.1, 3.2) при следующих исходных данных: расчетный пролет l=1500 мм=150 см; угол наклона кровли $\alpha=32^0$; высота поперечного сечения h=100 мм=10 см; ширина поперечного сечения b=60 мм=6 см; материал – ель; сорт древесины – 1; расчетная равномерно-распределенная нагрузка q=2кН, нормативная $q^н$=1,2 кН/м, условия эксплуатации – Б 2.

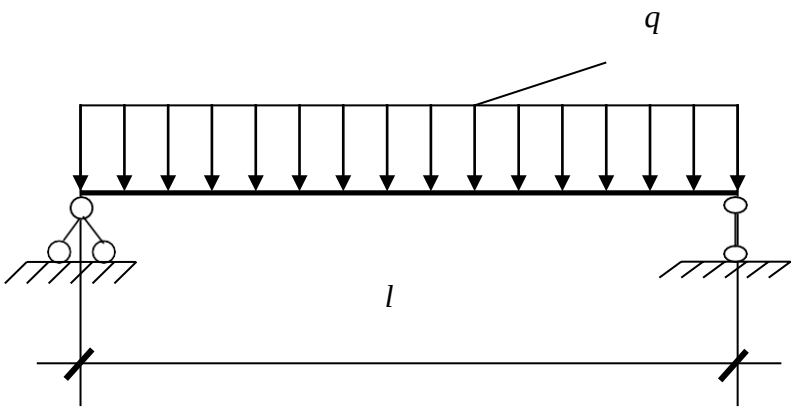


Рисунок 3.2 – Расчетная схема прогона

Решение

Проверку прочности прогона выполняем по формуле (3.3). Геометрические характеристики сечения:

$$W_{x,\text{нт}} = W_{xбр} = \frac{bh^2}{6} = \frac{6 \cdot 10^2}{6} = 100 см^3 \quad \text{(ослаблений нет)},$$

$$W_{y,\text{нт}} = W_{yбр} = \frac{hb^2}{6} = \frac{10 \cdot 6^2}{6} = 60 см^3 \quad \text{(ослаблений нет)},$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{6 \cdot 10^3}{12} = 500 см^4,$$

$$I_y = \frac{hb^3}{12} = \frac{10 \cdot 6^3}{12} = 180 см^4.$$

Для определения M_x и M_y найдем составляющие нагрузки:

$$q_x = q \cdot \cos\alpha = 2 \cdot 0{,}848 = 1{,}696 кН/м,$$

$$q_y = q \cdot \sin\alpha = 2 \cdot 0{,}53 = 1{,}06 кН/м,$$

здесь $\cos\alpha = \cos 32^0 = 0{,}848$, $\sin\alpha = \sin 32^0 \approx 0{,}53$

Изгибающие моменты:

$$M_x = \frac{q_x \cdot l^2}{8} = \frac{1{,}696 \cdot 1{,}5^2}{8} = 0{,}477 кН \cdot м,$$

$$M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = \frac{1{,}06 \cdot 1{,}5^2}{8} = 0{,}298 кН \cdot м.$$

Проверка прочности:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{x,нт}} + \frac{M_y}{W_{y,нт}} = \frac{0,477 \cdot 10^2}{100} + \frac{0,298 \cdot 10^2}{60} = 0,477 + 0,497 =$$

$$= 0,974 \frac{кН}{см^2} < R^*_и = m_в \cdot R_и = 1 \cdot 1,4 = 1,4 \frac{кН}{см^2}$$

($R_и$=14 МПа=1,4 кН/см^2 таблица А.1, приложение А и $m_в$=1 таблица Б.2, приложение Б).

Прочность обеспечена.

Прогиб от действия:

составляющей $q_x^н = q^н \cdot \cos\alpha = 1,2 \cdot 0,848 = 1,018 кН/м$

$$f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_x^н \cdot l^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,018 \cdot 150^4}{10_2 \cdot 10_3 \cdot 500} = 0,134 см,$$

составляющей $q_y^н = q^н \cdot \sin\alpha = 1,2 \cdot 0,53 = 0,636$кН/м

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y^н \cdot l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,636 \cdot 150^4}{10^2 \cdot 10^3 \cdot 180} = 0,233 см,$$

где E=10000 МПа=1000 кН/см^2 (приложение Б*).

Полный прогиб:

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{0,134^2 + 0,233^2} = 0,269 см.$$

Проверка прогиба:

$$\frac{f}{l} = \frac{0,269}{150} = \frac{1}{558} < \frac{f_u}{l} = \frac{\frac{150}{135}}{150} = \frac{1}{135}.$$

Прогиб прогона не превышает предельного f_u (таблица 19 п. 2,а [5]).

Задания

Задача 3.1

Проверить прочность и прогиб прогона работающего на косой изгиб (рисунок 3.1, 3.3).

Исходные данные принять по таблице 3.1.

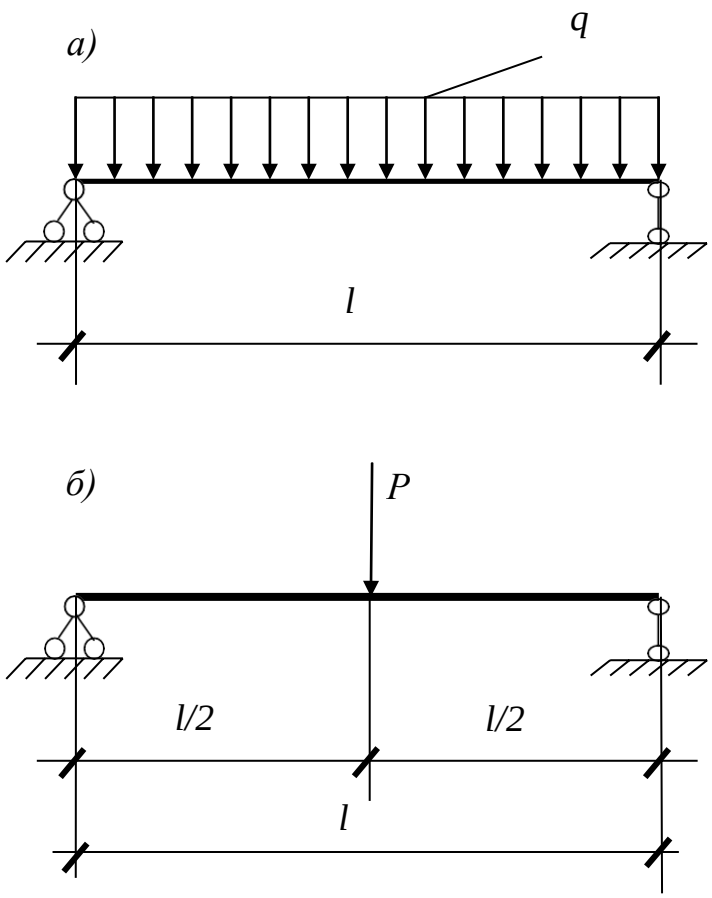


Рисунок 3.3 – Расчетная схема прогона

Таблица 3.1 – Исходные данные

№ варианта	Схема балки	Нагрузка				*l*, мм	*h*, мм	*b*, мм	Материал	Сорт древесины	Условия эксплуатации
		нормативная		расчетная							
		$q^н$, кН/м	$P^н$, кН	*q*, кН/м	*P*, кН						
1	*а*	1,83	-	2,2	-	1000	125	60	ясень	1	Б 1
2	*б*	-	10,7	-	15	1200	150	75	береза	2	Б 2
3	*а*	1,51	-	1,8	-	1500	175	75	пихта	1	Б 3
4	*б*	-	14,3	-	20	2000	200	125	сосна	2	В 1
5	*а*	1,25	-	1,5	-	2500	150	60	кедр сибирский	1	В 2
6	*б*	-	21	-	24	3000	175	150	граб	2	В 3
7	*а*	2,1	-	2,5	-	3500	150	100	бук	1	Б 1
8	*б*	-	8,4	-	10	4000	175	125	ель	2	Б 2
9	*а*	0,84	-	1,0	-	4500	200	100	лиственница	1	Б 3
10	*б*	-	4,2	-	5,0	1100	100	60	пихта	2	В 2

Вопросы к практическому занятию

1. Когда в элементе может возникнуть такое напряженное состояние, как косой изгиб?

2. Назовите конструкции, в которых возможно такое напряженное состояние, как косой изгиб.

3. При косом изгибе, как должна быть представлена нагрузка, от которой будут определяться внутренние расчетные усилия?

4. Для расчета элемента при косом изгибе, какие внутренние усилия должны быть найдены?

5. По каким группам предельных состояний необходимо выполнить проверки элементов, работающих в условиях косого изгиба?

6. Назовите эти проверки. В чем их особенность по сравнению с проверками в изгибаемых элементах?

Литература: [1 – 3, 5, 10, 11].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 4

Расчет сечений элементов подверженных сжатию с изгибом и растяжению с изгибом

Теоретическая часть

Элементы подверженные сжатию с изгибом или внецентренному сжатию рассчитываются по двум группам предельных состояний.

По первой группе предельных состояний такие элементы расчитываются в плоскости изгиба на прочность по краевым сжимающим напряжениям; из плоскости изгиба – на устойчивость плоской формы деформирования. По второй группе предельных состояний – на прогиб.

Расчет на прочность по краевым сжимающим напряжениям сжато-изгибаемых и внецентренно-сжатых шарнирно-опертых элементов при симметричных эпюрах изгибающих моментов (синусоидального, параболического, полигонального и близких к ним очертаний) и консольных элементов выполняют по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M}{\xi_{расч}} \le R_c^* \ .$$

На прочность по касательным напряжениям по формуле:

$$\tau = \frac{QS_{бр}}{I_{бр} b_{расч} \xi} \le R_{ск}^* . \qquad (4.2)$$

На устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемые элементы рассчитывают по формуле:

$$\varphi \frac{N}{R_y^* F_{с\,бр}} + \left(\xi \varphi \frac{M}{R_M^* W_{и\,бр}} \right)^n \le 1. \qquad (4.3)$$

При необходимости проверки устойчивости сжато-изгибаемых элементов без учета действия изгибающего момента расчет выполняют по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{расч}} \le R_c^* . \qquad (4.4)$$

Прогиб сжато-изгибаемых шарнирно-опертых симметрично нагруженных и консольных элементов определяют по формуле:

$$f=\frac{\left\{ f_0 \left[1+c\left(\frac{h}{l} \right)^2 \right] \right\}}{\xi}, \quad . \tag{4.5}$$

$$f \le f_u, \tag{4.6}$$

где в формулах (4.1 – 4.5): φ – коэффициент продольного изгиба элемента определяется по формулам (1.5), (1.6); φ_M – коэффициент устойчивости для изгибаемых элементов, подсчитывается по формуле (2.4); φ_y – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле (1.6) для гибкости участка элемента расчетной длиной l_p из плоскости деформирования; n = 2 – для элементов без закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования и n = 1 – для элементов, имеющих такие закрепления; ξ – коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента.

Величину коэффициента ξ для древесины подсчитывают по формуле:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3000 F_{бр} R_c^*}. \tag{4.7}$$

В случаях, когда в шарнирно-опертых элементах эпюры изгибающих моментов имеют треугольное или прямоугольное очертание, коэффициент ξ по формуле (4.7) умножается на поправочный коэффициент $k_н$:

$$k_н = \alpha_н + \xi\left(1 - \alpha_н\right), \tag{4.8}$$

где $\alpha_н$ – коэффициент, который следует принимать равным 1,22 при треугольных эпюрах изгибающих моментов (от сосредоточенной силы) и 0,81 при эпюрах прямоугольного очертания (от постоянного изгибающего момента).

При несимметричном загружении шарнирно-опертых элементов расчет по формуле (4.1) выполняют с учетом требований п. 4.17, примечания 3 [4].

Для элементов переменного по высоте сечения площадь $F_{бр}$ в формуле (4.7) принимают для максимального по высоте сечения, а числитель формулы необходимо умножить на коэффициент $k_{жN}$, принимаемый по таблице Л.4, приложение Л.

При отношении напряжений в формуле (4.1) от изгиба

$\sigma_u = \frac{M}{\xi W_{расч}}$ к напряжениям от сжатия $\sigma_c = \frac{N}{F_{расч}}$ менее 0,1 $\left(\frac{\sigma_u}{\sigma_c} < 0{,}1\right)$ сжато-изгибаемые элементы проверяют также и на устойчивость по формуле (1.3) без учета изгибающего момента. Значение коэффициента φ определяют по формулам (1.5), (1.6).

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов по формуле (4.3), имеющих на участке l_p закрепления из плоскости деформирования со стороны растянутой от момента M кромки, а также элементов переменного по высоте сечения, следует выполнять с учетом указаний п. 4.18 [4].

Если коэффициенты φ_y>1 и $\varphi_м$>1 в формуле (4.3), то проверка устойчивости плоской формы деформирования по формуле (4.3) не требуется. Когда же только один из коэффициентов больше единицы, то проверку по формуле (4.3) необходимо выполнять.

Пояснения к формулам (4.5) и (4.6) см. практическое занятие 2.

Внецентренно-сжатые и сжато-изгибаемые элементы проверяются на устойчивость из плоскости изгиба на действие только сжимающей силы N по формулам (1.3), (1.5), если гибкость из плоскости изгиба λ_y<70 и напряжение от сжатия выше напряжения от изгиба $\sigma_c > \sigma_u$.

Проверку прочности растянуто-изгибаемых и внецентренно-растянутых элементов производят по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{MR_p^*}{W_{расч}R_u^*} \le R_p^*. \qquad (4.9)$$

где $W_{расч}$, (см^3) – расчетный момент сопротивления поперечного сечения (см. пояснения к формуле (2.1)); $F_{расч}$, (см^2) – площадь расчетного сечения нетто.

Проверку на прогиб выполняют по формулам (2.5), (2.6).

При действии на элемент равномерно-распределенной нагрузки q величину f_0 можно подсчитать по формуле (4.10):

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^н \cdot l^4}{EI}. \qquad (4.10)$$

Если к элементу приложена с эксцентриситетом e только продольная растягивающая сила N, то f_0 можно найти по формуле (4.11):

$$f_0 = \frac{M^н \cdot l^2}{10EI}, \qquad (4.11)$$

где $q^н$, $M^н$ – соответственно нормативная равномерно-распределенная нагрузка и нормативный изгибающий момент.

При приложении к продольной оси элемента поперечной нагрузки и центральной продольной растягивающей силы N (например, рисунок 4.4, а) в расчетах на прочность по формуле (4.9) и жесткость по формулам (2.5), (4.10) не учитывают дополнительный момент от продольной силы N.

Пример 4.1

Проверить прочность, устойчивость полоской формы деформирования и прогиб элемента прямоугольного поперечного сечения ($h \times b$), подверженного действию осевой сжимающей силы N и поперечной равномерно распределенной нагрузки q (рисунок 4.1). Исходные данные: продольная расчетная сжимающая сила N = 42 кН; расчетная равномерно распределенная нагрузка q = 5,5 кН/м; нормативная $q^н$=4,23 кН/м; геометрическая длина элемента l=4200 мм; высота поперечного сечения h=225 мм; ширина b=150 мм; материал – ель второго сорта. Условия эксплуатации не оговорены. Элемент не имеет промежуточных раскреплений из плоскости.

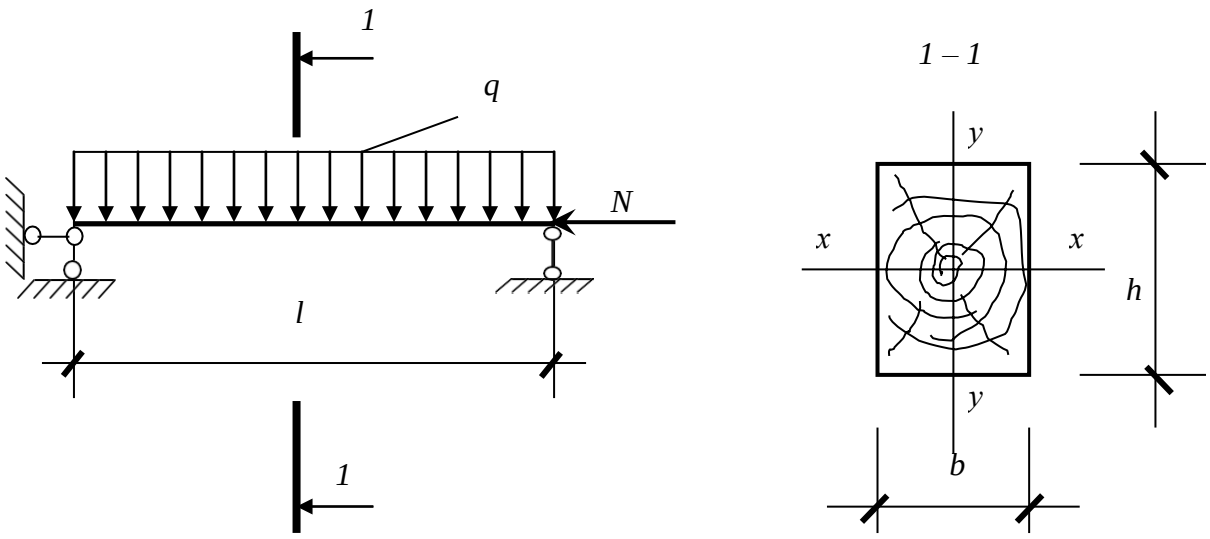


Рисунок 4.1 – Расчетная схема элемента

Решение

Предварительно подсчитаем изгибающий момент в середине длины элемента без учета дополнительного момента от продольной силы и геометрические характеристики сечения:

$F_{нт=} b \times h = 15 \cdot 22,5 = 337,5$ см^2 (ослаблений нет);

$$W_{нт} = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \cdot 22,5^2}{6} = 1265,6 см^3; \quad S_{бр} = \frac{b \cdot h^2}{8} = \frac{15 \cdot 22,5^2}{8} = 949,2 см^3;$$

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,5 \cdot 4,2^2}{8} = 12,13 kH \cdot м; \quad Q = \frac{ql}{2} = \frac{5,5 \cdot 4,2}{2} = 11,55 kH;$$

$$\lambda = \frac{\mu l}{0,289h} = \frac{1,0 \cdot 420}{0,289 \cdot 22,5} = 64,59; \quad I_{бр} = \frac{bh^3}{12} = \frac{15 \cdot 22,5^3}{12} = 14238,3 см^4.$$

R_c = 15 МПа = 1,5кН/см^2 $R_{ск}$=1,6 МПа=0,16 кН/см^2; $R_и$ =15 МПа=1,5 кН/см^2 (таблица А.1, приложение А);

Коэффициент ξ по формуле (4.7) $\xi = 1 - \frac{64,59^2 \cdot 42}{3000 \cdot 337,5 \cdot 1,5} = 0,8846.$

Проверка прочности по нормальным напряжениям по формуле (4.1):

$$\sigma = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M}{\xi W_{расч}} = \frac{42}{337,5} + \frac{12,13 \cdot 10^2}{0,8846 \cdot 1265,6} = 0,124 + 1,083 = 1,207 кН/см^2 < R_и^* = 1,5 кН/см^2.$$

$$\sigma_и = \frac{M}{\xi W_{расч}} = \frac{12,13 \cdot 10^2}{0,8846 \cdot 1265,6} = 1,083 кН/см^2$$

$$\sigma_c = \frac{N}{F_{расч}} = \frac{4,2}{337,5} = 0,124 кН/см^2$$

$$\frac{\sigma_и}{\sigma_c} = \frac{1,083}{0,124} = 8,73 > 0,1$$

следовательно, проверять сечение на устойчивость по формуле (4.4) без учета изгибающего момента не требуется.

Проверка прочности по касательным напряжениям по формуле (4.2):

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{бр}}{I_{бр} b_{расч} \xi} = \frac{11,55 \cdot 949,2}{14238,3 \cdot 15 \cdot 0,8846} = 0,06 кН/см^2 < R_{ск}^* = 0,16 кН/см^2.$$

Проверяем устойчивость плоской формы деформирования от совместного действия *N* и *M* по формуле (4.3). Предварительно находим величины:

$$\lambda_{\acute{o}} = \frac{l_0}{r_y} = \frac{\mu \cdot l}{0,289 \cdot b} = \frac{1,0 \cdot 420}{0,289 \cdot 15} = 96,89$$

$$\varphi_{\acute{o}} = \frac{3000}{\lambda_{\acute{o}}^2} = \frac{3000}{96,89^2} = 0,3196$$

$$\varphi_{i} = 140 \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_{\acute{o}} = 140 \cdot \frac{15^2}{420 \cdot 22,5} \cdot 1,13 = 3,77,$$

где $k_ф$=1,13 (таблица Л.2, приложение Л).

Проверка устойчивости:

$$\frac{N}{\varphi_{y} \cdot F_{\acute{o}\acute{a}} \cdot R_{c}^{*}} + \left(\frac{M}{\xi \cdot \varphi_{\acute{i}} \cdot W_{\acute{o}\acute{a}} \cdot R_{\acute{e}}^{*}} \right)^{n} = \frac{42}{0,3196 \cdot 337,5 \cdot 1,5} + \left(\frac{12,13 \cdot 10^2}{0,8846 \cdot 3,77 \cdot 1265,6 \cdot 1,5} \right)^{2} =$$

$$= 0,26 + 0,0367 = 0,297 < 1$$

Устойчивость обеспечена.

Проверяем прогиб по формулам (4.5), (4.6):

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^{н} \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4,23 \cdot 420^4}{100 \cdot 1000 \cdot 14238,3} = 1,204 см;$$

k=1; c=15,4+3,8·β=15,4+3,8·1=19,2 (таблица Л.3, приложение Л).

$$f = \frac{\frac{f_0}{k}\left[1 + c\left(\frac{h}{l}\right)^2\right]}{\xi} = \frac{\frac{1,204}{1}\left[1 + 19,2\left(\frac{22,5}{420}\right)^2\right]}{0,8846} = 1,436 \text{ см}.$$

f=1,436 см < $f_{и} = \frac{l}{170} = \frac{420}{170} = 2,46 см$

Прогиб балки обеспечен.

Задача 4.2

Проверить прочность и жесткость (прогиб) растянуто-изгибаемого элемента прямоугольного поперечного сечения размером $h \times b$ (рисунок 4.2). Исходные данные: продольная растягивающая сила N = 130 кН; расчетная равномерно-распределенная нагрузка q = 6 кН/м; нормативная $q^{н}$ = 4,6 кН/м; геометрическая длина элемента l = 3800 мм; высота поперечного сечения h = 200мм; ширина b= 150 мм; материал – ясень, первого сорта. Условия эксплуатации не оговорены. Ослаблений поперечного сечения нет.

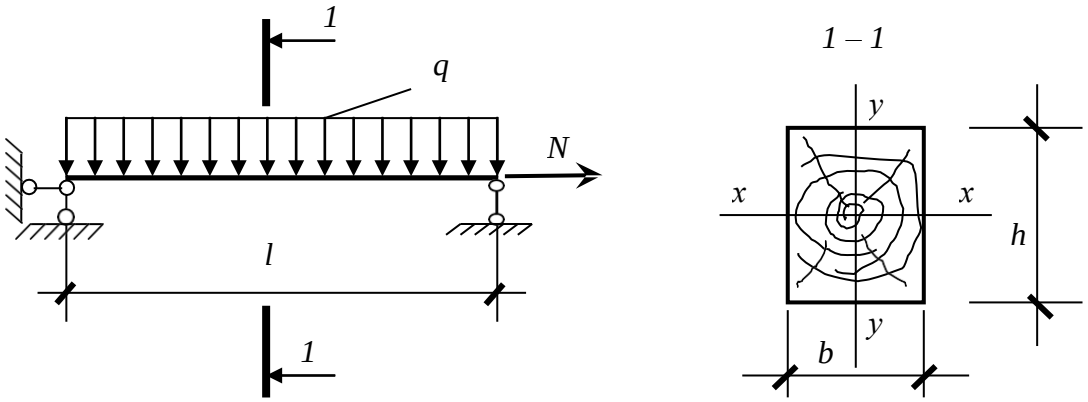


Рисунок 4.2 – Расчетная схема элемента

Решение

Проверку прочности выполняем по формуле (4.9). Предварительно найдем необходимые величины, входящие в эту формулу:

$F_{расч} = F_{бр} = 20 \times 15 = 300 см^2$ (ослаблений сечения нет);

$W_{расч} = W_{бр} = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \cdot 20^2}{6} = 1000 см^3$ (ослаблений сечения нет);

$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{6 \cdot 3{,}8^2}{8} = 10{,}83 кНм$; $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{15 \cdot 20^3}{12} = 10000 см^4$;

$R^*_р = m_п \cdot R_р = 1{,}3 \cdot 10 = 13 МПа = 1{,}3 кН/см^2$ (таблица А.1, приложение А, таблица Б.1, приложение Б);

$R^*_и = m_п \cdot R_и = 1{,}3 \cdot 16 = 20{,}8 МПа = 2{,}08 кН/см^2$ (таблица А.1, приложение А; таблица Б.1, приложение Б).

Проверка прочности элемента:

$$\sigma = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M \cdot R^*_р}{W_{расч} \cdot R^*_и} = \frac{130}{300} + \frac{10{,}83 \cdot 10^2 \cdot 1{,}3}{1000 \cdot 2{,}08} = 0{,}433 + 0{,}677 = 1{,}11 кН/см^2 < R^*_р = 1{,}3 кН/см^2.$$

Прочность обеспечена.

Проверяем жесткость (прогиб) по формулам (4.10), (2.5) и (2.6). Предварительно находим: $k = 1$; $c = 15{,}4 + 3{,}8 \cdot \beta = 15{,}4 + 3{,}8 \cdot 1 = 19{,}2$ (таблица Л.3, приложение Л);

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^н \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4{,}6 \cdot 380^4}{100 \cdot 1000 \cdot 10000} = 1{,}249 см,$$

где E=10000 МПа=1000 кН/см^2 (приложение Б*).

Проверка жесткости:

$$f = \frac{f_0}{k}\left[1 + c\left(\frac{h}{l}\right)^2\right] = \frac{1,249}{1}\left[1 + 19,2\left(\frac{20}{380}\right)^2\right] = 1,315см$$

$$f = 1,315см < f_u = \frac{l}{163,3} = \frac{380}{163,3} = 2,327см.$$

Жесткость (прогиб) элемента обеспечена.

Задания

Задача 4.1

Проверить прочность, устойчивость плоской формы деформирования и прогиб элемента цельного прямоугольного сечения ($h \times b$), подверженного действию сжимающей силы и изгиба (рисунок 4.3). Элемент не имеет промежуточных подкреплений из плоскости изгиба. При невыполнении проверки устойчивости плоской формы деформирования, предложить решение, при котором эта проверка будет выполнена. Исходные данные принять по таблице 4.1. При проверке прогиба нормативную нагрузку ($q^н$, $P^н$) получить путем деления расчетной (q, P) на коэффициент надежности по нагрузке γ_f= 1,2.

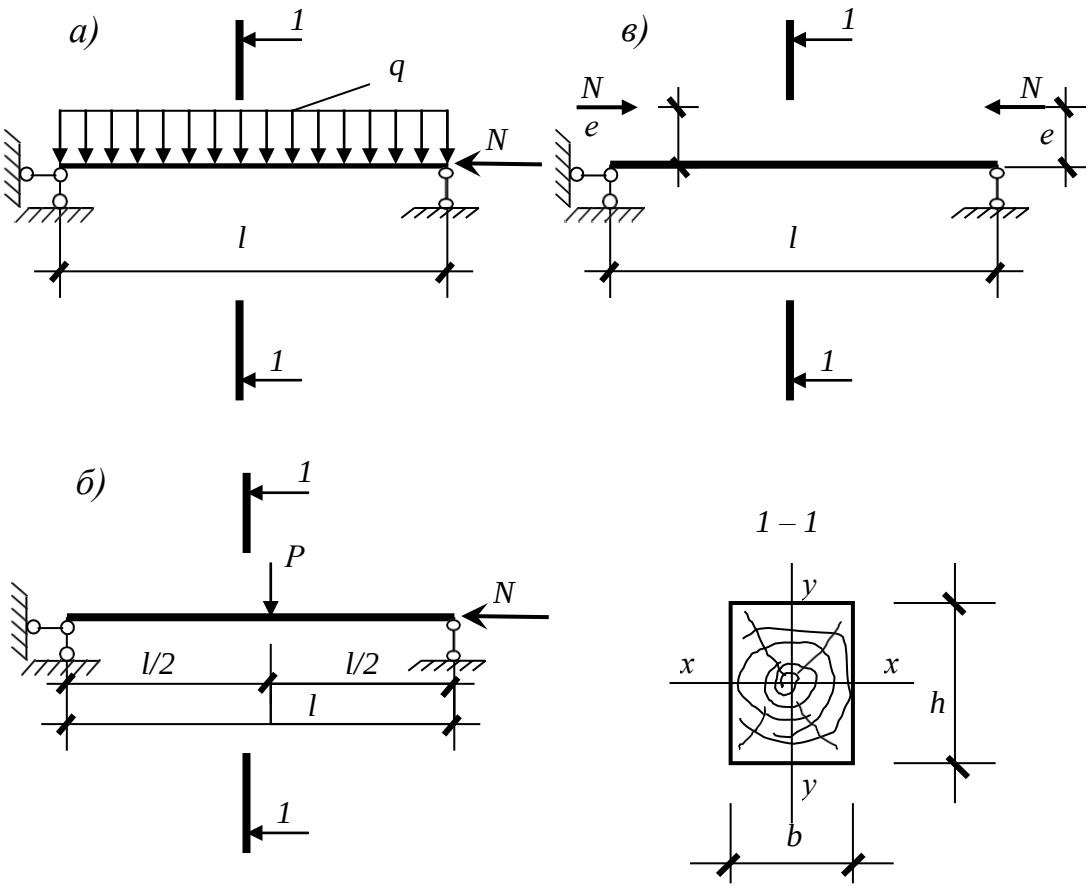


Рисунок 4.3 – Схемы элементов и нагрузок

Таблица 4.1 – Исходные данные

№ варианта	Схема элемента	*N*, кН	Расчетная нагрузка		*l*, мм	*e*, мм	*h*, мм	*b*, мм	Материал, сорт
			q, кН/м	*P*, кН					
1	*а*	15	2,5	-	4500	-	225	125	пихта, 2с
2	*б*	20	-	3,5	3500	-	175	100	лиственница, 1с
3	*в*	25	-	-	4000	120	250	150	клен, 1с,
4	*а*	30	3,5	-	3000	-	225	125	ель, 2с
5	*а*	20	4,5	-	2000	-	175	100	береза, 1с
6	*б*	35	-	1,5	2500	-	200	125	сосна, 1с
7	*в*	12	-	-	4500	90	200	150	кедр сибирский, 1с
8	*а*	25	5,0	-	3500	-	225	175	акация, 2с
9	*б*	10	-	2,0	4500	-	225	200	ясень, 2с
10	*в*	18	-	-	5000	150	250	175	ель, 2с

Задача 4.2

Проверить прочность и жесткость растянуто-изгибаемого элемента прямоугольного поперечного сечения ($h \times b$). Исходные данные принять по таблице 4.2 и рисунку 4.4. При проверке прогиба нормативную нагрузку ($q^н$, $N^н$) получить путем деления расчетной (q, N) на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}2$.

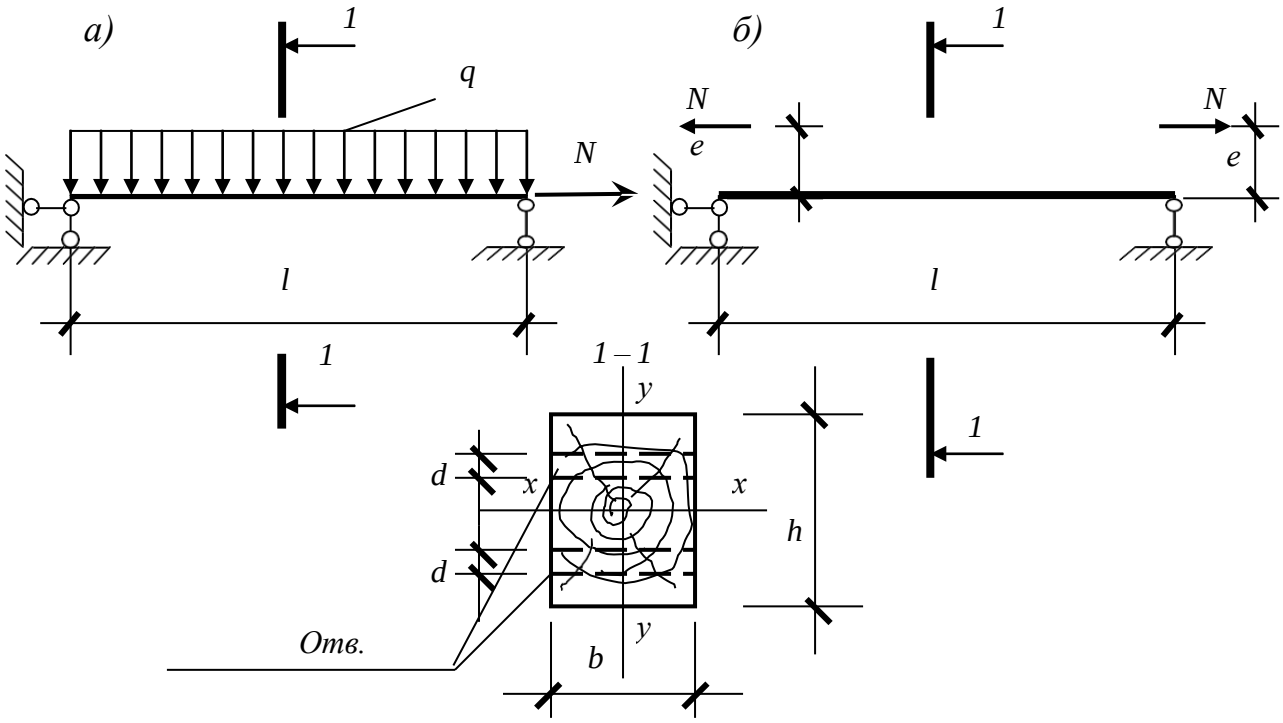


Рисунок 4.4 – Растянуто-изгибаемые элементы

Таблица 4.2 – Исходные данные

№ варианта	Исходные данные								
	схема элемента	*N*, кН	*l*, мм	расчетная нагрузка q, кН/м	*e*, мм	*b*, мм	*h*, мм	сечение симметрично ослаблено отверстиями в середине пролета по высоте *h*, (*n*×*d*)*, мм, на длине участка *a*, мм	материал, сорт
1	*а*	100	3500	2,0	-	125	200	-	сосна, 2с
2	*б*	80	2500	-	70	150	200	-	акация, 1с
3	*а*	125	4000	4,0	-	150	175	*n*×*d*=2×1,2; *a*=150	кедр сибирский, 2с
4	*б*	70	3000	-	45	150	225	-	пихта, 1с
5	*а*	200	2500	5,0	-	175	250	*n*×*d*=2×1,6; *a*=220	лиственница, 2с
6	*б*	150	3500	-	30	150	275	-	ель, 1с
7	*а*	60	2000	7,0	-	125	250	*n*×*d*=2×1,2; *a*=190	вяз, 1с
8	*б*	110	4500	-	35	150	250	-	сосна, 1с
9	*а*	150	3000	3,0	-	175	225	-	береза, 2с
10	*б*	90	4000	-	55	150	175	-	дуб, 2с

Примечание * *n* – количество отверстий по высоте поперечного сечения *h*; *d* – диаметр отверстия, мм; *a* – расстояние между отверстиями на длине элемента *l*, мм; расстановка отверстий по длине элемента – прямая

Вопросы к практическому занятию

1. Как к элементу должна быть приложена нагрузка, чтобы в нем возникло внецентренное сжатие? Нарисуйте.

2. Как к элементу должна быть приложена нагрузка, чтобы в нем возникло такое напряженное состояние, как сжатие и изгиб? Нарисуйте.

3. Какие внутренние усилия возникают в таких элементах? Назовите их.

4. По каким группам предельных состояний ведется расчет внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов?

5. Назовите предельные состояния, которые могут возникнуть в таких элементах.

6. В чем заключается особенность расчета таких элементов?

7. Как к элементу должна быть приложена нагрузка, чтобы в нем возникло внецентренное растяжение, растяжение и изгиб?

8. Какие внутренние усилия возникают в таких элементах?

9. Назовите проверки, которые необходимо выполнить для внецентренно-растянутых, растянуто-изгибаемых элементов?

10.В элементах с каким напряженным состоянием не учитывают дополнительный момент от продольной силы N в расчетах по формулам (4.9; 2.5; 4.10)?

11.Назовите конструкции или их элементы, где может возникнуть внецентренное сжатие (сжатие и изгиб), внецентренное растяжение (растяжение и изгиб).

12.Нормируется ли гибкость внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов?

Литература: [1, 2, 4].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 5

Расчет контактных соединений (упоры, лобовые врубки)

Теоретическая часть

Контактными называют соединения, в которых усилия от одного элемента к другому передаются через обработанные контактные поверхности и они работает только на передачу сжимающих усилий. Поставленные в таких соединениях рабочие связи несут обычно функции отдельных элементов или служат аварийными связями.

В контактных соединениях деревянных элементов в местах примыкания между собой и с элементами из других строительных материалов решающим является работа древесины на смятие.

Соединения, в которых усилия сжатия приложены перпендикулярно ($\alpha = 90^{\circ}$) к волокнам, можно встретить в местах опирания стоек к горизонтальным ригелям, опирания прогонов, балок, ферм на стены и т.д. Расчет таких соединений сводится к проверке прочности смятия древесины поперек волокон по контактным поверхностям. Проверку прочности выполняют по формуле:

$$\sigma_{см} = \frac{N}{F_{см}} \le R^{*}_{см90} \qquad (5.1)$$

где N, кН – сила, вызывающая смятие (расчетная сила сжатия);

$F_{см}$, см^2 – расчетная площадь смятия (контактная площадь);

$R^{*}_{см90}$, кН/см^2 – расчетное сопротивление древесины смятию поперек волокон (см. таблицу А.1, п. 4а, или п. 4б, или п. 3, приложение А, $R_{см90}$), умноженное на необходимые коэффициенты условий работы, а при других породах древесины и на $m_{п}$ (таблица Б.1, приложение Б);

$\sigma_{см}$, кН/см^2 – напряжения смятия.

Если смятие происходит под углом α к волокнам древесины, то вместо $R^{*}_{см90}$ в формулу (5.1) необходимо подставлять $R^{*}_{см\alpha}$. Расчетное сопротивление древесины смятию под углом α к направлению волокон определяется по

формуле:

$$R^{*}_{см\alpha} = \frac{R^{*}_{см}}{1+\left(\frac{R^{*}_{см}}{R^{*}_{см90}}-1\right)\cdot \sin^{3}\alpha}, \qquad (5.2)$$

где $R^{*}_{см}$, кН/см^2 – расчетное сопротивление древесины смятию вдоль волокон (таблица А.1, приложение А, $R_{см.}$), умноженное на необходимые коэффициенты условий работы, а при других породах древесины и на m_n (таблица Б.1, приложение Б).

В случаях, когда смятие передается нижнему элементу поперек волокон на части длины (при длине незагруженных участков не менее длины площадки смятия и толщины элементов), за исключением случаев, оговоренных в п. 4 таблицы А.1, приложения А, в формулу (5.1) вместо $R^{*}_{см\ 90}$ подставляют величину $R^{*м}_{см\ 90}$.

$$R^{*м}_{см90} = R^{*}_{с90}\left(1+\frac{8}{l_{см}+1,2}\right), \qquad (5.3)$$

где $R^{*}_{с90}$, кН/см^2 – расчетное сопротивление древесины сжатию и смятию по всей поверхности поперек волокон (таблица А.1, п. 3, приложение А, $R_{с90}$), умноженное на необходимые коэффициенты условий работы, а при других породах древесины и на $m_п$ (таблица Б.1, приложение Б);

$l_{см}$, см – длина площади смятия вдоль волокон древесины.

Соединение на лобовой врубке относится к контактным соединениям. В таких соединениях примыкание одного элемента происходит под углом к другому, усилие передается с одного элемента на другой непосредственным упором и работает только на передачу сжимающих усилий. Элементы, соединяемые на лобовых врубках, стягиваются болтами, скобами и т.п. Дополнительная связь является аварийной и вступает в работу только на стадии монтажа конструкции или при разрушении опорного узла. Соединение применяют для узловых сопряжений деревянных элементов в плоскостных конструкциях, например в опорных узлах стропильных систем (рисунок 5.1).

При конструировании ферм из брусьев с узлами на лобовой врубки с од-

ним зубом необходимо учитывать следующие рекомендации:

– ось сжатого элемента должна проходить через центр площади смятия перпендикулярно к ней (ортогональные врубки);

– ось растянутого элемента центрируется по сечению нетто;

– минимальная глубина врезки должна быть не менее 20 мм, максимальная глубина врезки – не более 1/3 высоты сечения растянутого элемента в опорных узлах и не более 1/4 высоты сечения в промежуточных узлах ферм;

– длина площади скалывания $l_{ск}$ должна быть не менее 1,5 высоты растянутого элемента (в расчетах учитывается $l_{ск}$ не более 10 h_{bp});

– врубка стягивается аварийным болтом, который ставится перпендикулярно к оси сжатого элемента, диаметр болта 16 ÷24 мм;

– размеры подбалки и опорной подушки назначают конструктивно.

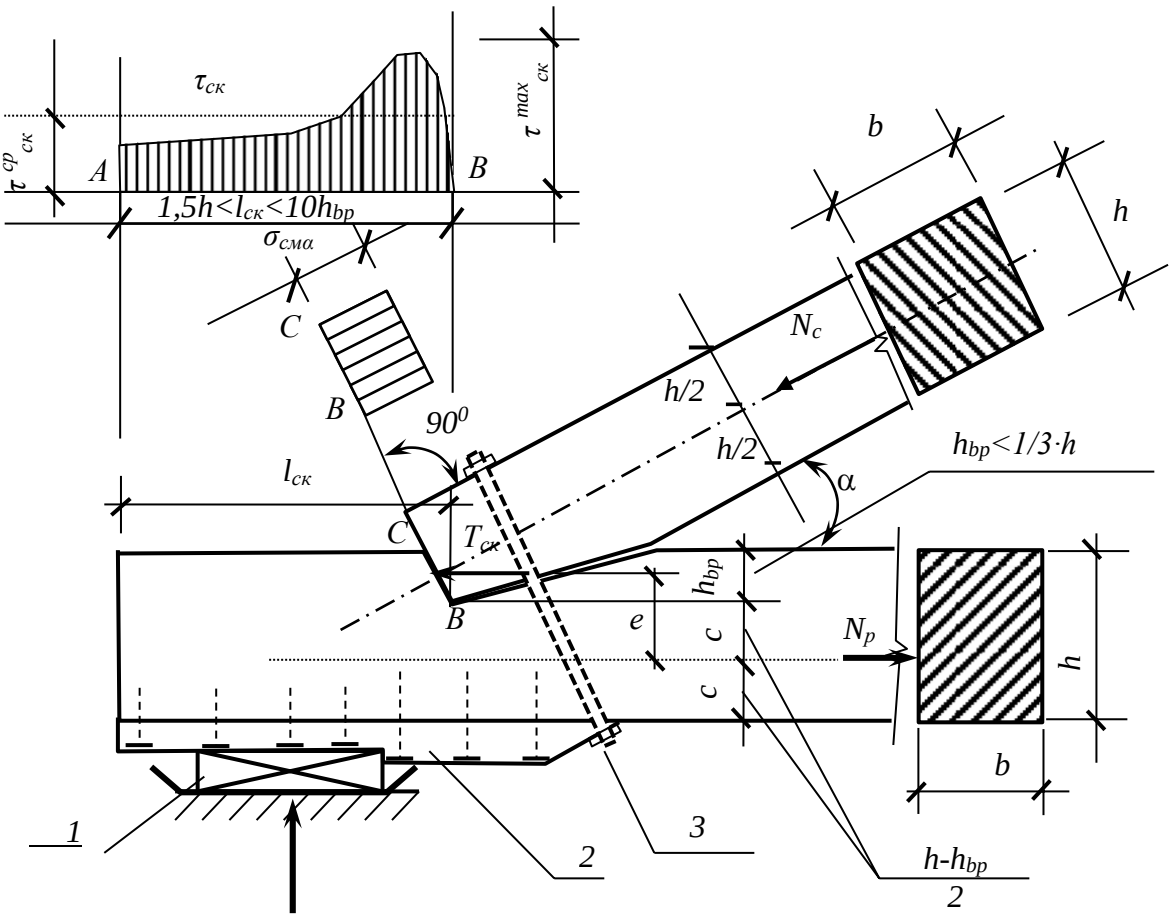


Рисунок 5.1 – Соединение на лобовой врубке с одним зубом: 1 – опорная подушка; 2 – подбалка; 3 – аварийный болт

К предельным состояниям работы соединения на лобовой врубке относятся:

1) смятие древесины под углом α для нижнего элемента;

2) скалывание древесины вдоль волокон в нижнем элементе;

3) растяжение нижнего элемента по ослабленному сечению.

Проверку прочности на смятие древесины под углом α для нижнего элемента по площади контакта выполняют по формуле:

$$\sigma_{см} = \frac{N_c}{F_{см}} \le R^*_{см\alpha}\ , \qquad (5.4)$$

где $F_{см} = \frac{b \cdot h_{вр}}{\cos\alpha}$, см^2 – площадь смятия в нижнем элементе шириной b;

$R^*_{см\,\alpha}$, кН/см^2 – расчетное сопротивление древесины смятию под углом α, определяют по формуле (5.2);

N_c, кН – сжимающее расчетное усилие;

$\sigma_{см}$, кН/см^2 – сминающие напряжения.

Проверкуа прочности на скалывание древесины вдоль волокон в нижнем элементе выполняют по формуле:

$$\tau_{ск} = \frac{T_{ск}}{F_{ск}} \le R^{*ср}_{ск}\ , \qquad (5.5)$$

где $F_{ск} = b \cdot l_{ск}$, см^2 – площадь скалывания в нижнем элементе шириной b;

$R^{*ср}_{ск}$ – среднее по площади скалывания расчетное сопротивление древесины скалыванию, по формуле:

$$R^{*ср}_{ск} = \frac{R^*_{ск}}{1 + \beta \frac{l_{ск}}{e}}\ , \qquad (5.6)$$

здесь $R^*_{ск}$, кН/см^2 – расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон (при расчете по максимальному напряжению, см. таблицу А.1, п. 5 *в*, приложение А, $R_{ск}$), умноженное на необходимые коэффициенты условий работы, а при других породах древесины и на m_n (таблица Б.1, приложение Б);

$l_{ск}$, см – расчетная длина площадки скалывания, принимаемая не более 10 глубин врезки в элемент;

e, см – плечо сил скалывания, для одностороннего скалывания $e = 0{,}5h$ (h, см – высота сечения нижнего элемента);

β – коэффициент, принимаемый равным 0,25, как для одностороннего скалывания;

$T_{ск}$, кН – усилие, вызывающее скалывание, $T_{ск} = N_c \cdot \cos\alpha$;

$\tau_{ск}$, кН/см^2 – скалывающие напряжения.

Проверку прочности на растяжение нижнего элемента вдоль волокон по ослабленному сечению, выполняют по формуле

$$\sigma_p = \frac{N_p}{F_{нт}} \le R^*_p \cdot m_o, \qquad (5.7)$$

где $F_{нт} = b \cdot (h - h_{вр})$, см^2 – площадь нетто поперечного сечения нижнего элемента в зоне ослабления; R^*_p, кН/см^2 – расчетное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон (таблица А.1, приложение А, R_p), умноженное на необходимые коэффициенты условий работы, а при других породах древесины и на m_n; $m_o = 0{,}8$ – коэффициент, учитывающий наличие ослаблений в растянутом элементе; $N_p = T_{ск} = N_c \cdot \cos\alpha$, кН – растягивающее усилие в нижнем элементе; σ_p, кН/см^2 – растягивающие напряжения в нижнем элементе.

Пример 5.1

Проверить прочность контактного соединения, изображенного на рисунке 5.2, при следующих исходных данных:

– расчетная сжимающая сила $N = 170$ кН;

– длина площадки смятия $l_{см} = 25$ см;

– длина незагруженных участков по обе стороны от площадки смятия $a = 30$ см;

– ширина площадки опирания $b = 15$ см;

– материал упорного элемента дуб, второго сорта (2 с);

– условия эксплуатации А 2;

– толщина сминаемого элемента δ=15 см.

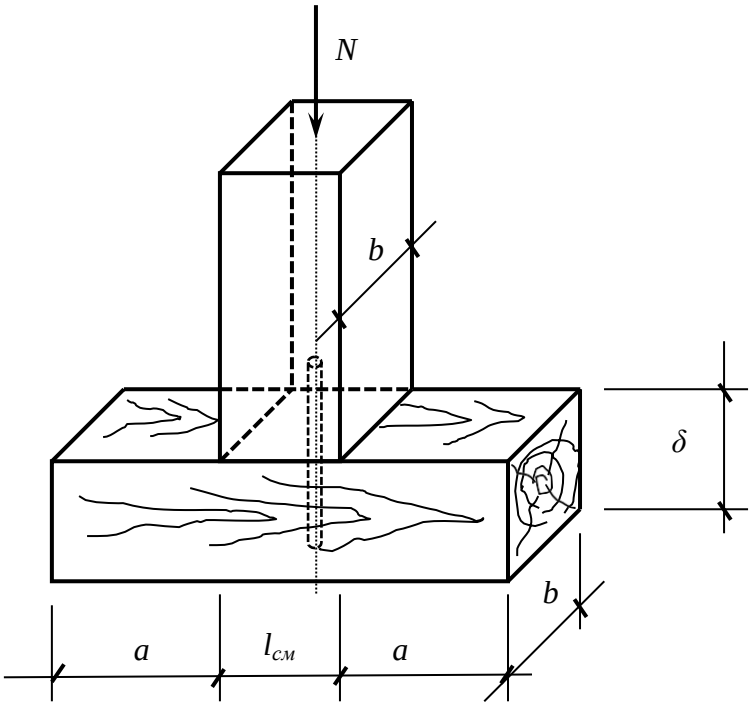


Рисунок 5.2 – К расчету контактного соединения примера 5.1

Решение

Проверку прочности соединения выполняем по формуле (5.1). Предварительно находим:

– площадь смятия $F_{см} = b \cdot l_{см} = 15 \cdot 25 = 375$ см^2;

– расчетное сопротивление (сосна 2 сорт, таблица А.1, п. 3, приложение А) $R_{см\ 90} = 1{,}8$ МПа $= 0{,}18$ кН/см^2; коэффициент, учитывающий породу древесины (дуб, таблица Б.1, приложение Б) $m_п = 2{,}0$; коэффициент, учитывающий условия эксплуатации, $m_в = 1{,}0$. Другие условия не оговорены, поэтому их не учитываем.

Так как $a = 30$ см $> l_{см} = 25$ см и $a > \delta = 15$ см, то учитываем влияние незагруженных участков на величину $R_{см\ 90}$. Расчетное сопротивление местному смятию находим по формуле (5.3).

$$R^{*м}_{см90} = m_п \cdot m_в \cdot R_{см90} \left(1 + \frac{8}{l_{см} + 1{,}2} \right) = 2 \cdot 1 \cdot 0{,}18 \cdot \left(1 + \frac{8}{25 + 1{,}2} \right) = 0{,}4699 кН/см^2$$

Проверяем прочность соединения:

$$\sigma_{см} = \frac{N}{F_{см}} = \frac{170}{375} = 0{,}453 кН/см^2 < R^{*м}_{см90} = 0{,}4699 \text{ кН/см}^2$$

Прочность обеспечена.

Пример 5.2

Рассчитать лобовую врубку, изображенную на рисунке 5.1 при следующих исходных данных:

– расчетное сжимающее усилие в верхнем поясе N_c = 90 кН;

– угол примыкания верхнего пояса к нижнему α = 45º;

– ширина сечения нижнего пояса b = 15 см;

– высота сечения нижнего пояса h = 25,0 см;

– высота врезки $h_{вр}$ = 8 см;

– расчетная длина площадки скалывания $l_{ск}$ = 55 см;

– материал сосна, 1 сорта;

– условия эксплуатации А 3.

Решение

Для сосны 1-го сорта по таблице А.1, приложения А находим $R_{см}$ = 16 МПа = 1,6 кН/см^2, R_p = 10 МПа = 1кН/см^2, $R_{см90}$ = 3 МПа = 0,3кН/см^2, $R_{ск}$ = 2,4 МПа = 0,24 кН/см^2.

С учетом условий эксплуатации:

$R^*_{см} = m_в \cdot R_c = 0{,}9 \cdot 1{,}6 = 1{,}44$ кН/см^2;

$R^*_p = m_в \cdot m_o \cdot R_p = 0{,}9 \cdot 0{,}8 \cdot 1 = 0{,}72$ кН/см^2;

$R^*_{см90} = m_в \cdot R_{см\ 90} = 0{,}9 \cdot 0{,}3 = 0{,}27$ кН/см^2;

$R^*_{ск} = m_в \cdot R_{ск} = 0{,}9 \cdot 0{,}24 = 0{,}216$ кН/см^2.

Другие условия не оговорены, поэтому их не учитываем.

Расчетное сопротивление древесины смятию под углом α = 45º по формуле (5.2), будет равно:

$$R^*_{см45} = \frac{R^*_{см}}{1+\left(\frac{R_{см}}{R^*_{см90}}-1\right)\cdot \sin^3\alpha} = \frac{1{,}44}{1+\left(\frac{1{,}44}{0{,}27}-1\right)\cdot(0{,}707)^3} = 0{,}57 кН/см^2,$$

sin α = sin 45º = 0,707; cos α = cos 45º = 0,707.

Находим площадь смятия $F_{см} = \frac{b \cdot h_{вр}}{\cos\alpha} = \frac{15 \cdot 8}{0{,}707} = 169{,}73 см^2$.

Проверяем прочность древесины на смятие по формуле (5.4).

$$\sigma_{см} = \frac{N_c}{F_{см}} = \frac{90}{169,73} = 0,53 кН/см^2 < R^*_{см45} = 0,57 кН/см^2 .$$

Прочность на смятие обеспечена.

Проверяем прочность древесины на скалывание по формуле (5.5), предварительно определив $R^{*ср}_{ск}$, e, β и $T_{ск}$, $F_{ск}$.

$e = 0,5\,h = 0,5 \cdot 25 = 12,5$ см; $\beta = 0,25$;

$$R^{*ср}_{ск} = \frac{R^*_{ск}}{1 + \beta \frac{l_{ск}}{e}} = \frac{0,216}{1 + 0,25 \frac{55}{12,5}} = 0,103 кН/см^2;$$

$T_{ск} = N_{ск} \cdot \cos 45^\circ = 90 \cdot 0,707 = 63,63$ кН;

$F_{ск} = b \cdot l_{ск} = 15 \cdot 55 = 825$ см^2;

$$\tau_{ск} = \frac{T_{ск}}{F_{ск}} = \frac{63,63}{825} = 0,077 кН/см^2 < R^{*ср}_{ск} = 0,103 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность на скалывание обеспечена.

Прочность древесины нижнего пояса на растяжение по ослабленному сечению проверяем по формуле (5.7), определив $F_{нт}$ и N_p.

$F_{нт} = b\,(h - h_{вр}) = 15(25 - 8) = 255$ см^2;

$N_p = T_{ск} = N_c \cdot \cos\alpha = N_c \cdot \cos 45^\circ = 63,63$ кН;

$$\sigma_p = \frac{N_p}{F_{нт}} = \frac{63,63}{255} = 0,25 кН/см^2 \le R^*_p = 0,72 кН/см^2 .$$

Прочность на растяжение обеспечена.

Задания

Задача 1.

Проверить прочность контактного соединения, изображенного на рисунке 5.3 по данным таблицы 5.1.

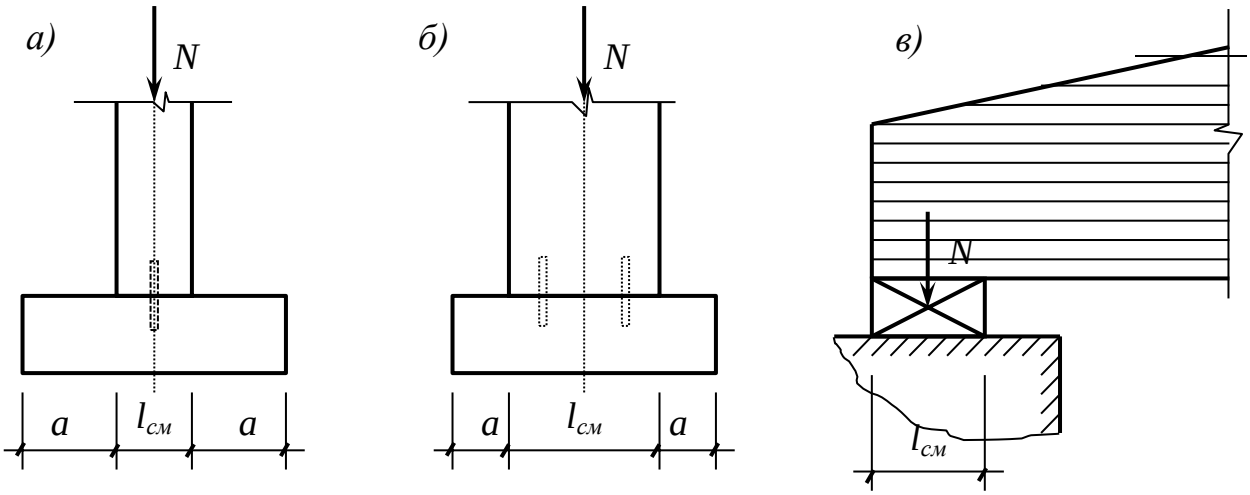


Рисунок 5.3 – Схемы упоров

Таблица 5.1 – Исходные данные

№ варианта	Схема упора	*N*, кН	Длина площадки смятия, $l_{см}$, см	Длина незагруженных участков по обе стороны от пл. смятия, а, см	Ширина соединения, b, см	Толщина сминаемого элемента δ, ми	Материал упорного элемента, сорт	Условия эксплуатации
1	*а*	90	15,0	20,0	17,5	17,5	ель, 2 с	Б 2
2	*б*	60	25,0	15,0	12,5	-	пихта, 2 с	В 1
3	*в*	150	20,0	-	20,0	-	ясень, 1 с	А 2
4	*а*	120	20,0	30,0	20,0	20,0	кедр сибирский, 2 с	Б 3
5	*б*	140	35,0	25,0	15,0	-	акация, 1 с	А 3
6	*в*	160	15,0	-	17,5	-	береза, 1 с	В 2
7	*а*	190	28,0	40,0	15,0	15,0	ель, 1 с	Г 1
8	*б*	130	30,0	15,0	17,5	-	лиственница, 2 с	Б 1
9	*в*	210	25,0	-	25,0	-	вяз, 1 с	В 1
10	*а*	180	30,0	35,0	20,0	20,0	сосна, 1 с	В 2

Задача 2

Рассчитать лобовую врубку, изображенную на рисунке 5.1 по исходным данным таблицы 5.2.

Таблица 5.2 – Исходные данные

№ варианта	N, кН	Угол α, °	Размеры поперечного сечения нижнего пояса		Глубина врезки, $h_{вр}$, см	Длина площ. скалывания $l_{ск}$, см	Материал, сорт	Условия эксплуатации
			ширина b, см	высота h, см				
1	60	45	12,5	17,5	5,0	30,0	граб, 2с	Б 3
2	70	40	17,5	20,0	5,5	35,0	бук, 1с	Б 2
3	90	35	20,0	22,5	7,5	35,0	пихта, 2с	Б 1
4	100	30	20,0	25,0	8,0	45,0	кедр сибирский, 1с	В 1
5	75	45	15,0	20,0	6,5	40,0	вяз, 2с	В 2
6	50	40	12,5	15,0	4,5	25,0	дуб, 1с	В 3
7	80	35	17,5	17,5	4,0	30,0	лиственница, 2с	А 3
8	65	30	15,0	17,5	3,5	28,0	акация, 1с	А 2
9	75	25	15,0	15,0	3,0	32,0	ясень, 2с	А 1
10	110	35	17,5	20,0	6,0	43,0	сосна, 2с	Б 3

Вопросы к практическому занятию

1. Какие соединения называются контактными?
2. Какая проверка выполняется для контактных соединений?
3. В каких случаях в формуле (5.1) полученные напряжения $\sigma_{см}$ сравниваются с $R^{*}_{см90}$?
4. К каким соединениям относится лобовая врубка? Где применяются такие соединения?
5. Назовите предельные состояния, возникающие при работе лобовой врубки?

Литература: [1, 2, 4].

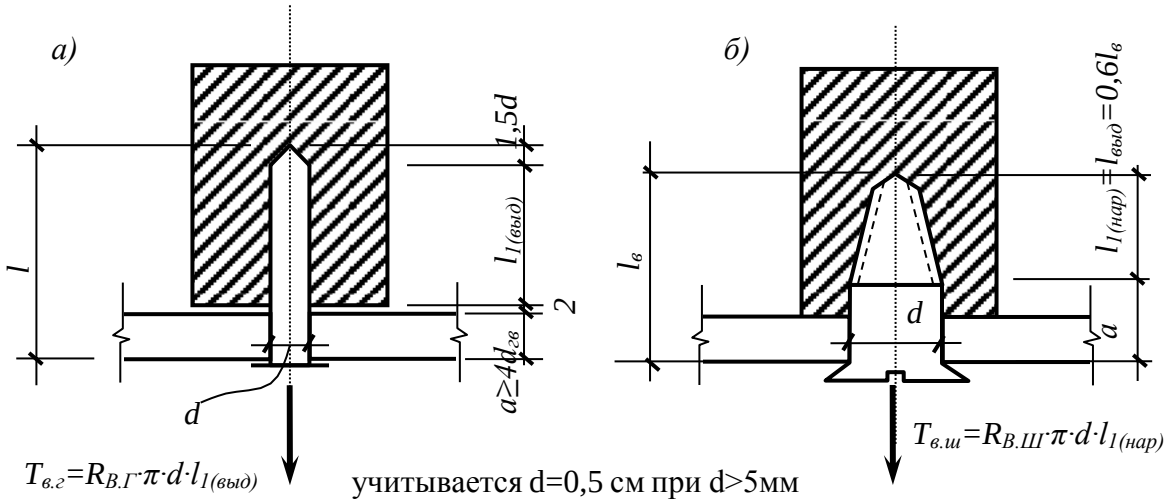
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 6

Расчет соединений на растянутых связях и на вклеенных стальных стержнях

Теоретическая часть:

К растянутым связям относятся гвозди, винты (шурупы и глухари), работающие на выдергивание, скобы, хомуты, стяжные болты и тяжи.

Несущая способность гвоздя выдергиванию обеспечивается силами трения. При уменьшении этих сил вследствие усушки, появления трещин и по другим причинам, несущая способность гвоздя выдергиванию резко снижается. Поэтому для гвоздей, работающих на выдергивание, необходимо соблюдение тех же норм расстановки, которые приняты для гвоздей, работающих как нагели на изгиб.



$l_{1(выд)} = l - a - 2 - 1{,}5d \geq 10d \geq 2a$

Рисунок 6.1 – Соединения на гвоздях и шурупах, работающих на выдергивание

Расчетная несущая способность одного гвоздя, забитого в древесину поперек волокон, определяется по формуле

$$T_{В.Г} = R_{В.Г} \cdot \pi \cdot d \cdot l_{1(выд)} \qquad (6.1)$$

где $R_{В.Г}$ – расчетное сопротивление выдергиванию на единицу поверхности сопротивления гвоздя с древесиной, которое следует принимать для воздушно-сухой древесины равным $R_{В.Г} = 0{,}03$кН/см^2, а для сырой, высыхающей в кон-

струкции $R_{В.Г}$ = 0,01кН/см^2 ; d – диаметр гвоздя, см; $l_{1(выд)}$ – расчетная длина защемленной, сопротивляющейся выдергиванию части гвоздя, см (рисунок 6.1, *а*).

Расчетное сопротивление гвоздя выдергиванию умножается на все необходимые коэффициенты условий работы. Длина защемленной части гвоздя $l_{1(выд)}$ должна быть не менее двух толщин $\geq 2a$ пробиваемого элемента и не менее $\geq 10d$. При определении расчетной длины защемления гвоздя из его длины вычитается по 2мм на каждый шов между соединяемыми элементами и не учитывается заостренная часть гвоздя длиной 1,5d (рисунок 6.1,*а*). При свободном выходе гвоздя из пакета расчетная толщина последнего элемента уменьшается на 1,5d. При использовании гвоздей диаметром более 5 мм в расчет вводится диаметр d = 5 мм. В расчетах учитываются гвозди, глубина защемления которых не менее $\geq 4d$. Расстановка гвоздей, работающих на выдергивание, производится по правилам расстановки гвоздей, работающих на сдвиг (п. 5.21 [4]).

Шурупы и глухари удерживаются в древесине не только силами трения, но и упором винтовой нарезки в прорезаемые в древесине винтовые канавки. Расчетная несущая способность на выдергивание одного шурупа (глухаря), завинченного в древесину поперек волокон, определяется по формуле:

$$T_{В.Ш} = R_{В.Ш} \cdot \pi \cdot d \cdot l_{1(нар)} \qquad (6.2)$$

где $R_{В.Ш}$ – расчетное сопротивление выдергиванию шурупа или глухаря на единицу поверхности соприкасания нарезной части шурупа с древесиной, которое принимается для воздушно-сухой древесины 0,1 кН/см^2; расчетное сопротивление выдергиванию следует умножать в соответствующих случаях на коэффициенты условий работы (таблица Б.1, Б.2, приложение Б и $m_т$, $m_д$); d – наружный диаметр нарезной части шурупа, см; $l_{1(нар)}$ – длина нарезной части шурупа, сопротивляющаяся выдергиванию, см (рисунок 6.1, *б*).

Расстояние между осями винтов должно быть не менее: вдоль волокон древесины $S_1 = 10d$; поперек волокон $S_2 = S_3 = 5d$.

Соединения на вклеенных стальных стержнях из арматуры периодического профиля класса А – II и выше, диаметром 12.....25 мм, работающих на

выдергивание или продавливание, допускается применять в условиях эксплуатации А 1, А 2, Б 1 и Б 2 при температуре окружающего воздуха до 35 ºС.

Вклеивание предварительно очищенных и обезжиренных стержней осуществляется составами на основе эпоксидных смол в предварительно просверленные отверстия или профрезерованные пазы (рисунок 6.2).

Диаметры отверстий или размеры пазов должны приниматься более номинальных диаметров вклеиваемых стержней на 5 мм.

Рекомендуемые расстояния между осями вклеенных стержней, работающих на выдергивание или продавливание вдоль волокон, следует принимать не менее $S_2 = 3d$, а до наружных граней – не менее $S_3 = 2d$.

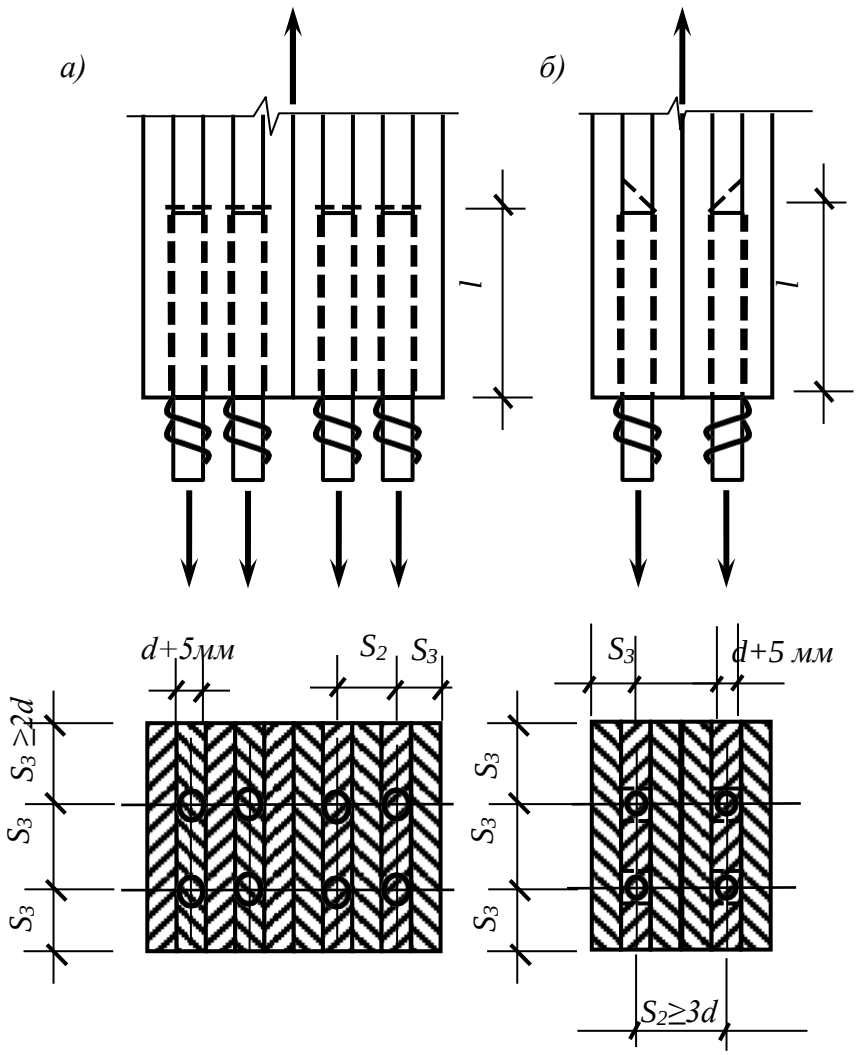


Рисунок 6.2 – Соединения на стержнях из арматуры периодического профиля, вклеенных: *а* – в цилиндрические отверстия; *б* – в профрезерованные пазы

Расчетная несущая способность вклеенного стержня на выдергивание или продавливание вдоль и поперек волокон в растянутых и сжатых стыках элементов деревянных конструкций из сосны или ели определяется по формуле:

$$T = R_{ск} \cdot \pi \cdot [d + 0{,}5] \cdot l \cdot k_c, \qquad (6.3)$$

где $R_{ск}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию, кН/см^2, $R_{ск}$ = 0,21 кН/см^2;

d – номинальный диаметр вклеиваемого стержня, см;

l – длина заделываемой части стержня, см, которая принимается по расчету, но не менее $\geq 10d$ и не более $\leq 30d$;

k_c – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига в зависимости от длины заделываемой части стержня, определяется по формуле:

$$k_c = 1{,}2 - 0{,}02 \frac{l}{d}. \qquad (6.4)$$

Пример 6.1

Найти необходимое количество гвоздей n и расставить их в соединении при подшивке досок из сосны толщиной a = 32 мм и шириной b = 175 мм к брусу сечением $b \times h$ = 175 × 175 мм.

Отрывающее продольное усилие N = 2 кН, диаметр гвоздей d = 5 мм, длина гвоздей l = 150 мм, условия эксплуатации А 1.

Решение

Определяем расчетную длину защемления гвоздя:

$l_{1(выд)} = l - a - 2 - 1{,}5d = 150 - 32 - 2 - 1{,}5 \cdot 5 = 108{,}5$ мм $> 10d = 5 \cdot 10 = 50$ мм.

Следовательно, гвозди можно учитывать в расчете на восприятие силы N. Для условий эксплуатации группы А 1 по таблице Б.2, приложение Б находим коэффициент $m_в$ = 1. Расчетная несущая способность одного гвоздя по формуле (6.1):

$$T_{В.Г} = m_в \cdot R_{В.Г} \cdot \pi \cdot d \cdot l_{1(выд)} = 1 \cdot 0{,}03 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}5 \cdot 10{,}85 = 0{,}51 кН$$

Необходимое количество гвоздей для крепления досок

$$n = \frac{N}{T_{гв}} = \frac{2{,}0}{0{,}51} = 3{,}92 шт$$

Принимаем 4 гвоздя. Расстановка гвоздей показана на рисунке 6.3.

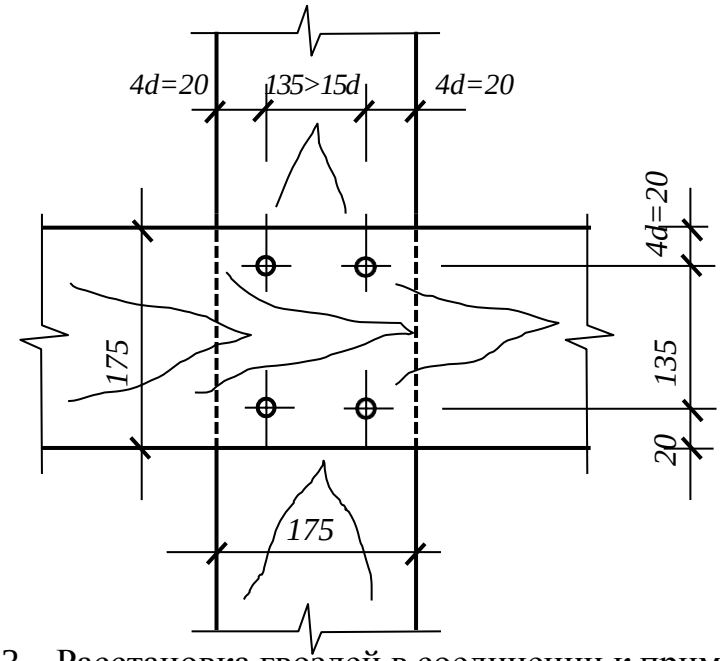


Рисунок 6.3 – Расстановка гвоздей в соединении к примеру 6.1

Пример 6.2

Рассчитать стык растянутого элемента конструкции из древесины сосны, выполненного на вклеенных стальных стержнях, согласно рисунка 6.4, при следующих исходных данных: диаметр стержней d = 12 мм = 1,2 см, класс стали А – II, размеры поперечного сечения растянутого элемента h = 800 мм, b = 144 мм.

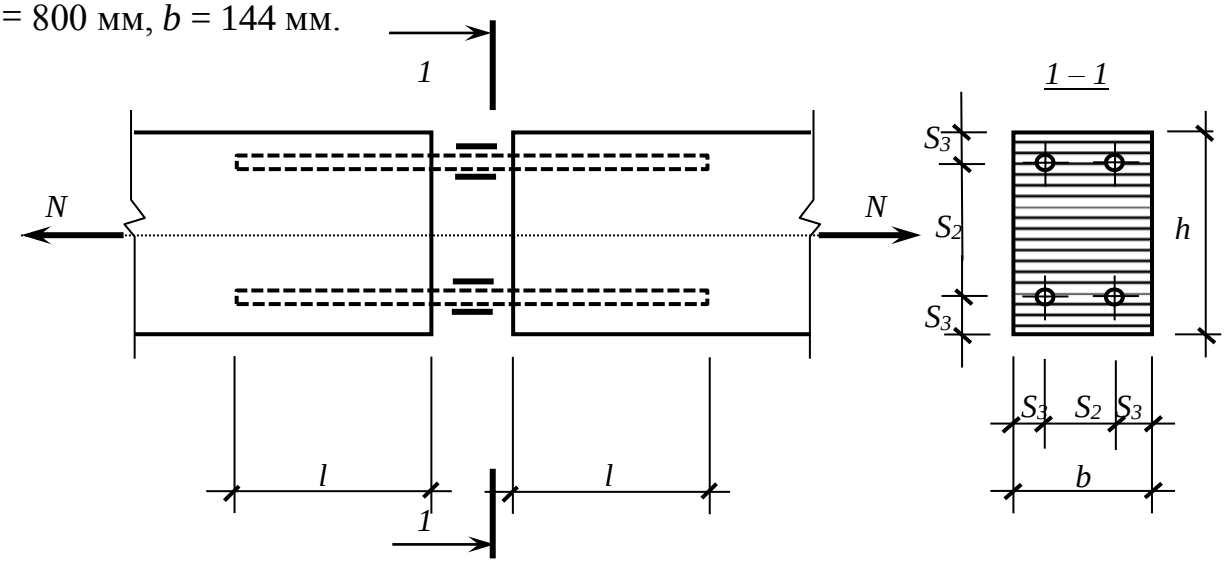


Рисунок 6.4 – Стык растянутого элемента

Из условия равнопрочности работы стержней на растяжение и выдергивание определим длину их вклеивания.

Расчетное сопротивление растяжению стального стержня из арматуры периодического профиля класса А – II (таблица 22*, СНиП 2.03.01 – 84* Бетонные и железобетонные конструкции. М.: 2004) R_s = 28 кН/см^2. При наличии нарезки поправочный коэффициент m_1 = 0,8, при двойных болтах дополнительный коэффициент m_2 = 0,85. Расчетная площадь поперечного сечения одного болта F_{cl} = 1,131 см^2 .

Несущая способность одного растянутого болта по нарезке составит

$$N_{(a)} = F_a \cdot R_s \cdot m_1 \cdot m_2 = 1{,}131 \cdot 28 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}85 = 21{,}53 кН$$

Из условия равнопрочности, используя формулы (6.3) и (6.4), находим требуемую длину l вклеенной части болта.

$$R_{\tilde{n}\hat{e}} \cdot \pi \cdot [d + 0{,}5] \cdot l \cdot k_c = N_{(a)}$$

$$0{,}21 \cdot 3{,}14 \cdot [1{,}2 + 0{,}5] \cdot l \cdot \left\lceil 1{,}2 - 0{,}02 \frac{l}{1.2} \right\rceil = 21{,}53 кН.$$

Получаем следующее квадратное уравнение:

0,0187 l^2 – 1.3452 l + 21.53 = 0.

Его решение дает:

$$l_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{1{,}3452 \pm \sqrt{1{,}3452^2 - 4 \cdot 0{,}0187 \cdot 21{,}53}}{2 \cdot 0{,}0187}$$

l_1 = 47,92 см

l_2 = 24,024 см

Длина заделываемой части стержня должна быть $10d \le l \le 30d$, следовательно l_1 = 47,92 см > $30d$ = 30·1,2 = 36 см, принимать нельзя;

l_2 = 24,024 см < $30d$ = 36 см и l_2 = 24,024 см > $10d$ = 10·1,2 = 12 см.

Окончательно принимаем:

l = 20d = 20·1,2 = 24 см; $\quad k_c = 1{,}2 - 0{,}02 \frac{24}{1{,}2} = 0{,}8$

Несущая способность стыка при 4-х стержнях будет равна

$$T_{(4)} = 4 \cdot 0{,}21 \cdot 3{,}14 \cdot \left[1{,}2 + 0{,}5\right] \cdot 24 \cdot 0{,}8 = 86.09 кН$$

Задания.

Задача 1

Подсчитать количество гвоздей или винтов n и расставить их в соединении при подшивке досок из ели толщиной δ = 40 мм и шириной b = 200 мм к брусу сечением $b \times h$ = 200 × 200 мм (варианты 1 – 5), или определить несущую способность N соединения при подшивке досок из ели толщиной δ = 32 мм и шириной b = 150 мм к брусу сечением $b \times h$ = 150 × 150 мм и расставить связи в соединении (варианты 6 – 10). Исходные данные принять по таблице 6.1.

Таблица 6.1 – Исходные данные к задаче 1

№ варианта	N, кН	d, мм	l, мм	n, шт	Тип связей	Условия эксплуатации	Определяемая величина
1	1,1	4,5	125	-	гвозди	А 1	n
2	1,4	6	95	-	шурупы	В 1	n
3	1,6	10	100	-	глухари	Б 2	n
4	1,3	5	150	-	гвозди	А 1	n
5	1,6	8	100	-	шурупы	В 1	n
6	-	5,5	175	4	гвозди	Б 1	N
7	-	6	90	2	шурупы	Б 2	N
8	-	12	120	2	глухари	А 2	N
9	-	6	200	4	гвозди	А 1	N
10	-	8	80	2	глухари	Б 3	N

Задача 2

Рассчитать стык растянутого элемента конструкции из древесины сосны, выполненного на вклеенных стальных стержнях, согласно рисунка 6.4. Исходные данные принять по таблице 6.2.

Таблица 6.2 – Исходные данные к задаче 2

№ варианта	Поперечные размеры сечения бруса		Диаметр стержней d, мм	Класс стали арматуры	Коэффициенты		Расчетное сопротивление стали растяжению, R_s, кН/см^2	Площадь поперечного сечения одного стержня F_a, см^2
	h, мм	b, мм			m_1	m_2		
1	800	144	16	A-II	0,8	0,85	28,0	2,011
2	900	144	12	A-III	0,8	0,85	36,5	1,131
3	850	144	14	A-III	0,8	0,85	36,5	1,539
4	500	144	18	A-II	0,8	0,85	28,0	2,545
5	550	144	20	A-III	0,8	0,85	36,5	3,142
6	600	144	20	A-II	0,8	0,85	28,0	3,142
7	950	144	18	A-III	0,8	0,85	36,5	2,545
8	650	144	12	A-II	0,8	0,85	28,0	1,131
9	700	144	14	A-III	0,8	0,85	36,5	1,539
10	750	144	16	A-III	0,8	0,85	36,5	2,011

Вопросы к практическому занятию

1. Чем обеспечивается несущая способность гвоздя выдергиванию?
2. Чему должна быть равна длина защемленной части гвоздя $l_{1(выд)}$?
3. Расскажите о правилах расстановки гвоздей, работающих на выдергивание.
4. Какие расстояния допускаются между осями винтов вдоль волокон и поперек волокон древесины?
5. Чем обеспечивается несущая способность шурупов и глухарей выдергиванию?
6. Арматуру каких классов рекомендуется применять в соединениях на вклеенных стальных стержнях?
7. Каких диаметров?
8. В каких условиях эксплуатации?
9. Какой должна быть длина заделываемой части вклеенного стержня?
10. Что учитывается коэффициентом k_c при определении несущей способности вклеенного стержня?

Литература: [1, 2, 4, 10].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 7

Расчет центрально-сжатых составных стержней на податливых связях

Теоретическая часть:

А. Общие положения

К составным стержням на податливых связях относятся стержни выполненные в виде пакета из досок и брусьев и соединенные между собой по длине связями (рисунок 7.1). Так могут быть выполнены: колонны, стойки, пояса и раскосы ферм и другие конструкции и их элементы.

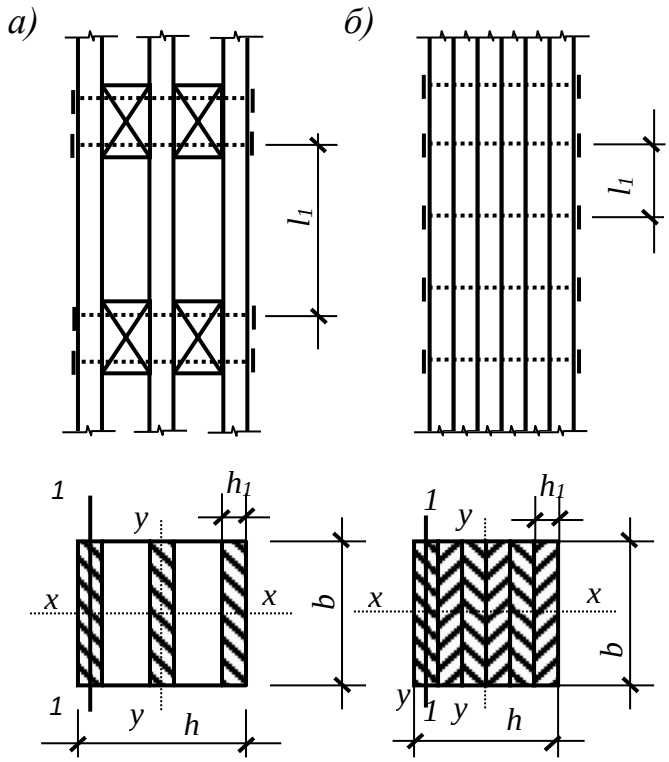


Рисунок 7.1 – Составные стержни: *а* – с прокладками; *б* – без прокладок; h_1 – толщина ветви

Все виды механических соединений обладают податливостью и поэтому в составных стержнях при работе их под нагрузкой происходит взаимное смещение отдельных ветвей вдоль рабочих швов. Такие составные стержни имеют меньшую жесткость и меньшую несущую способность, чем равновеликие им по площади стержни из цельного сечения.

Различают следующие основные типы составных стержней на податливых связях (рисунок 7.2)

1. Стержни – пакеты. Состоят из ветвей равной длины, вплотную при-

легающих друг к другу и опертых всем сечением (рисунок 7.2 *а*). Расстояние между связями в таких стержнях малы и обычно не превышают $l_1<7h_1$. Гибкость составных стержней на податливых связях относительно оси *y* (рисунок 7.1, *б*, 7.2, *а*) определяют с учетом податливости соединений по формуле (7.1). При l_1 меньше семи толщин (h_1) ветви гибкость отдельной ветви λ_1 (в формуле 7.1) относительно оси 1 – 1 принимают $\lambda_1=0$. Гибкость относительно оси *x*, проходящей через центры тяжести сечений всех ветвей, определяется как для цельного сечения, т. е. без учета податливости связей, если ветви нагружены равномерно (рисунок 7.2, *а*).

При $l_1\geq7h_1$ в расчетах по формуле (7.1) следует учитывать гибкость отдельной ветви λ_1 относительно оси 1 – 1 (рисунок 7.1, *б*, 7.2, *а*).

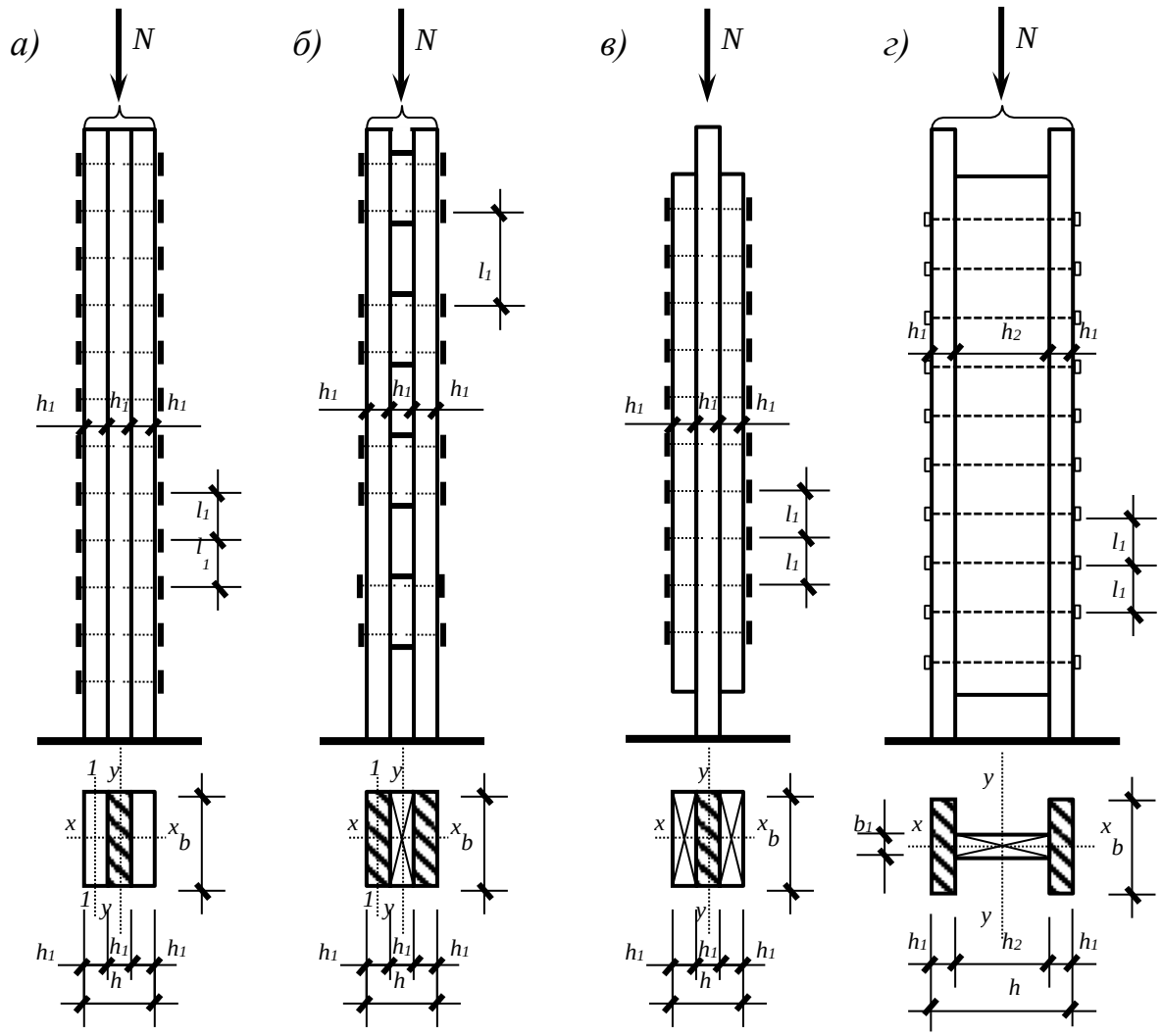


Рисунок 7.2 – Основные типы составных стержней на податливых связях: *а* – стержни-пакеты; *б* – стержни с короткими прокладками; *в, г* – стержни, часть ветвей которых не оперта по концам

2. Стержни с короткими прокладками (рисунок 7.1 *а*, 7.2 *б*). Ветви таких стержней расположены на некотором расстоянии друг от друга. Все ветви воспринимают сжимающее усилие и оперты по концам и соединены между собой короткими прокладками. Расчетная длина ветви принимается равной расстоянию l_1 между крайними связями прокладок.

Гибкость λ составного стержня определяют с учетом податливости соединений по формуле:

$$\lambda = \sqrt{\left(\mu_y \lambda_y\right)^2 + \lambda_1^2}, \qquad (7.1)$$

где λ_y – гибкость всего элемента относительно оси *y* (рисунки 7.1, 7.2 *а, б*), вычисленная по расчетной длине элемента l_0 без учета податливости; λ_1 – гибкость отдельной ветви относительно оси 1 – 1 (рисунки 7.1, 7.2, *а, б*), вычисленная по расчетной длине ветви l_1; при l_1 меньше семи толщин (h_1) ветви принимают λ_1=0; гибкость отдельной ветви λ_1определяют по формуле:

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{r_1}, \qquad (7.2)$$

здесь r_1 – радиус инерции ветви относительно своей оси, параллельной оси *y* (рисунки 7.1, 7.2 *а, б*);

μ_y – коэффициент приведения гибкости, определяемый по формуле:

$$\mu_{\acute{o}} = \sqrt{1 + k_c \frac{bhn_{ø}}{l_0^2 \cdot n_c}}, \qquad (7.3)$$

где *b* и *h* – соответственно ширина и высота поперечного сечения элемента, см;

$n_ш$ – расчетное количество швов в элементе, определяемое числом швов, по которым суммируется взаимный сдвиг элементов (на рисунке 7.1 *а* – 4 шва; 7.1 *б* – 5 швов; 7.2 *а* – 2 шва; 7.2 *б* – 2 шва);

l_0 – расчетная длина элемента, м; n_c – расчетное количество срезов связей в одном шве на 1 м элемента (при нескольких швах с различным количеством срезов следует принимать среднее для всех швов количество срезов); k_c – коэффициент податливости соединений, который следует определять по формуле таблицы К.4, приложение К.

При определении k_c диаметр гвоздей следует принимать не более 0,1

толщины соединяемых элементов. Если размер защемленных концов гвоздей менее *4d*, то срезы в примыкающих к ним швах в расчете не учитывают. Значение k_c соединений на стальных цилиндрических нагелях следует определять по толщине *а* более тонкого из соединяемых элементов.

При определении k_c диаметр дубовых цилиндрических нагелей следует принимать не более 0,25 толщины более тонкого из соединяемых элементов.

Связи в швах следует расставлять равномерно по длине элемента.

Гибкость составного элемента λ, вычисленная по формуле (7.1) не должна приниматься больше гибкости λ' отдельных ветвей, определяемой по формуле:

$$\lambda' = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{\sum I_{iбр}}{F_{бр}}}}, \qquad (7.4)$$

где $\Sigma I_{iбр}$ – сумма моментов инерции брутто поперечных сечений отдельных ветвей относительно собственных осей, параллельных оси *У* (см. рисунки 7.1, 7.2 а, б);

$F_{бр}$ – площадь сечения брутто элемента;

l_0 – расчетная длина элемента.

Расчет стержней (рисунки 7.1 *а* и 7.2 *б*) с короткими прокладками относительно оси *Х* производится как для стержня цельного сечения, т.е. без учета податливости связей, если ветви нагружены равномерно (рисунок 7.2 *а, б*).

3. Стержни, часть ветвей которых не оперты по концам (рисунок 7.2 *в,г*).

В таких стержнях ставятся сплошные накладки или прокладки, которые увеличивают жесткость стержня, но не могут воспринимать сжимающие усилия, т. к. они не доходят до опоры.

Для расчета такого вида стержней применяют приближенный метод.

При расчете относительно оси *у* гибкость стержня λ_y как цельного элемента определяют по формуле:

$$\lambda_y = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_y}{F_o}}}, \qquad (7.5)$$

где I_y – момент инерции всех ветвей относительно оси *У*;

F_o – площадь сечения только опертых ветвей. Так, например, для стержней: по рисунку 7.2 *в* – $F_o = h_1 \cdot b$, см^2; по рисунку 7.2 *г*– $F_o = 2h_1 \cdot b$, см^2.

Гибкость λ с учетом податливости связей определяется по формуле (7.1).

Расчет относительно оси *X* (см. рисунок 7.2 *в, г*) производится по гибкости, определяемой по формуле:

$$\lambda_x = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I_x}{F_o}}} \quad , \qquad (7.6)$$

где I_x – момент инерции поперечного сечения, определяется по приближенной формуле:

$$I_x = I_o + 0{,}5 I_{н.о}\,, \qquad (7.7)$$

где I_o – момент инерции поперечного сечения опертых ветвей относительно оси *X*, так для стержня по рисунку 7.2, *в* – $I_o = \frac{h_1 b^3}{12}$, см^4, а для стержня по рисунку 7.2, *г* – $I_o = 2\frac{hb^3}{12} = \frac{hb^3}{6}$, см^4;

$I_{н.о}$ – момент инерции поперечного сечения неопертых стержней: по рисунку 7.2, *в* – $I_{н.о} = 2\frac{hb^3}{12} = \frac{hb^3}{6}$, см^4, по рисунку 7.2, *г* – $I_{н.оп} = \frac{h_1 b^3}{12}$, см^4;

F_o – площадь сечения только опертых стержней (см. пояснения к формуле (7.5)); 0,5 – коэффициент, учитывающий неполное использование жесткости неопертых ветвей, соединенных с основными ветвями податливыми связями.

Более точный расчет момента инерции может быть вычислен по формуле, предложенной В. Г. Писчиковым (с. 150 [1]).

Б. Расчетцентрально-сжатыхсоставных стержней на податливыхсвязях

Такие стержни рассчитывают:

а) на прочность;

б) на устойчивость.

1. Стержни-пакеты (рисунки 7.1 *б*, 7.2 *а*), опертые всем сечением.

Расчет на устойчивость относительно оси *У* ведется с учетом податливости связей по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y F_{расч}} \le R_c^*, \qquad (7.8)$$

где φ_y – определяется в зависимости от величины гибкости λ, найденной по формуле (7.1):

для древесины при $\lambda \le 70$ $\varphi_y = 1 - 0{,}8\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$;

при $\lambda > 70$ $\varphi_y = \frac{3000}{\lambda^2}$;

λ – находится по формуле (7.1) и для составных центрально-сжатых колонн не должна превышать $\lambda \le \lambda_{макс}=120$ и быть не более гибкости λ отдельных ветвей, определяемой по формуле (7.4); в формуле (7.1) при $l_1 < 7h_1$, $\lambda_1=0$;

$F_{расч}$ – определяется, как суммарная площадь сечения всех ветвей; $F_{расч} = nh_1b$, см^2,

n – число опертых сечений ветвей (для рисунка 7.1 *б* – 6; рисунка 7.2 *а* – 3).

Расчет на устойчивость относительно оси Х, проходящей через центр тяжести сечений всех ветвей, производится как для цельного элемента, если верви нагружены равномерно по формулам (1.3) – (1.7). Расчет на прочность выполняется по формуле (1.2).

2. Стержни с короткими прокладками (рисунки 7.1 *а*, 7.2 *б*).

Все ветви опираются по концам и воспринимают сжимающее усилие.

Расчет на устойчивость относительно оси *У* производится с учетом податливости связей по формулам (7.8), (7.1), (7.4), с учетом, что $F_{расч}$ определяется, как суммарная площадь всех ветвей, например, $F_{расч}= nh_1b$, см^2 (для рисунка 7.1 *а* – n=3, для рисунка 7.2 *б* – n=2).

Расчет относительно оси *X* производится как для стержня цельного сечения без учета прокладок по формулам (1.3) – (1.7), если ветви нагружены равномерно. На прочность такие стержни проверяются по формуле (1.3).

3. Стержни, часть ветвей которых не оперты по концам (рисунок 7.2 *в, г*).

В таких стержнях сплошные накладки или прокладки не могут воспринимать сжимающие усилия, т. к. они не доходят до опоры.

Расчет на устойчивость относительно оси *У* ведут с учетом податливости связей по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y F_{расч}} \le R_c^*, \qquad (7.9)$$

где $F_{расч}$ находится как площадь сечения только опертых ветвей, например для рисунка 7.2 *в* – $F_{расч} = h_1 b$, см^2, для рисунка 7.2 *г* – $F_{расч} = 2h_1 b$, см^2.

Гибкость λ_y определяется по формуле (7.5), а λ с учетом податливости связей по формуле (7.1), при этом $\lambda \le \lambda_{макс} = 120$ (для колонн), для других центрально-сжатых элементов по таблице 14 [4].

Коэффициент φ_y определяется, в зависимости от величин λ по формулам, приведенным в пояснениях к формуле (7.8).

Расчет на устойчивость относительно оси *X* выполняется по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x F_{расч}} \le R_c^*, \qquad (7.10)$$

где $\varphi_x = 1 - 0{,}8\left(\frac{\lambda_x}{100}\right)^2$ при $\lambda_x \le 70$ и $\varphi_x = \frac{3000}{\lambda_x^2}$ при $\lambda_x > 70$, λ_x находят по формуле (7.6); $\lambda_x \le \lambda_{макс} = 120$; $F_{расч}$ принимается равной F_o площади только опертых стержней (см. пояснения к формуле (7.5)).

Пример 7.1

Требуется проверить устойчивость составного центрально-сжатого стержня-пакета (рисунок 7.3 *а*) при следующих исходных данных:

– продольное сжимающее усилие *N*=90 кН;

– ширина поперечного сечения стержня b = 200 мм = 20 см;

– высота поперечного сечения стержня h = 300 мм = 30 см;

– толщина поперечного сечения одной ветви h_1 = 75 мм = 7,5 см;

– материал стержня – пихта, 2 сорта;

– вид связей – гвозди;

– диаметр гвоздей – d = 5,5 мм = 0,55 см;

– расчетная длина ветви l_1=200 мм = 20 см;

– свободная длина стержня l = 5000 мм = 500 см;

– условия эксплуатации А 1.

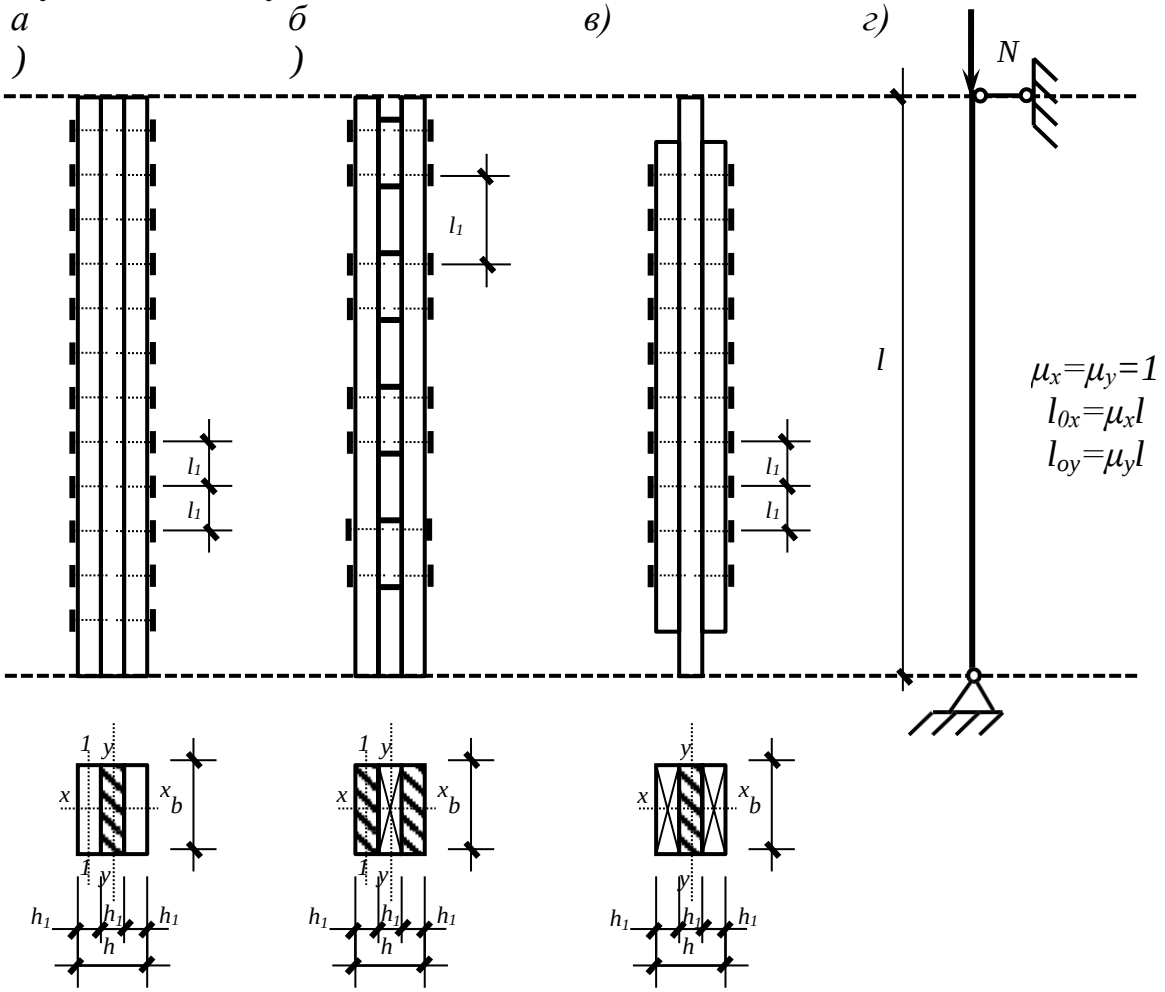


Рисунок 7.3 – Составные центрально-сжатые стержни: *а* – стержень-пакет; *б* – стержень с короткими прокладками; *в* – стержень, часть ветвей которого не оперта по концам; *г* – расчетная схема стержней

Решение

Расчетные длины стержня (рисунок 7.3 *г*)

$l_{ox} = \mu_x\, l$ = 1·500= 500 см;

$l_{oy} = \mu_y\, l = 1 \cdot 500 = 500$ см.

По таблице А.1, приложение А – R_c=13 МПа = 1,3 кН/см^2, по таблице Б.1, приложение Б – m_n = 0,8; по таблице Б.2, приложение Б, $m_в$ = 1;

$R_c^* = m_n \cdot m_в \cdot R_c = 0{,}8 \cdot 1 \cdot 1{,}3 = 1{,}04$ кН/см^2.

Число ветвей n образующих высоту поперечного сечения h равно

$$n = \frac{h}{h_1} = \frac{30}{7{,}5} = 4.$$

По заданию l_1=20 см < $7h_1$=7·7,5 = 52,5 см, следовательно, при расчете на устойчивость относительно оси *У*, гибкость отдельной ветви λ_1 не учитываем, т. е. в формуле (7.1) λ_1=0. Гвоздь длиной $l_{гв}$ = 17,5 см (таблица Е.4, приложение Е) проходит через две доски h_1 = 7,5 см и заходит в третью. Поскольку расчетная длина защемления гвоздя

$a_{защ} = l_{гв} - 2h_1 - 2 \cdot 0{,}2 - 1{,}5\, d = 17{,}5 - 2 \cdot 7{,}5 - 2 \cdot 0{,}2 - 1{,}5 \cdot 0{,}55 = 1{,}275$ см < $4d_{гв}$ = = 4·0,55 = 2,2 см, то гвоздь считается двухсрезным n = 2 и в каждом шве на 1 пог. м. будет число срезов связей $n_c = n\frac{100}{l_1} = 2\frac{100}{20} = 10$.

По таблице К.4, приложение К находим $k_c = \frac{1}{10d^2} = \frac{1}{10 \cdot 0{,}55^2} = 0{,}33$;

$n_ш$ = 3.

По формуле (7.3) подсчитываем μ_y:

$$\mu_y = \sqrt{1 + k_c \frac{b \cdot h \cdot n_ш}{l_0^2 \cdot n_c}} = \sqrt{1 + 0{,}33\frac{20 \cdot 30 \cdot 3}{5^2 \cdot 10}} = 1{,}837.$$

Гибкость стержня, относительно оси *У*, подсчитанная как для цельного стержня без учета податливости $\lambda_y = \frac{l_{oy}}{0{,}289 \cdot h} = \frac{500}{0{,}289 \cdot 30} = 57{,}67$.

Гибкость по формуле (7.1)

$$\lambda = \sqrt{\left(\mu_y \lambda_y\right)^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{\left(1{,}837 \cdot 57{,}67\right)^2 + 0} = 105{,}94,$$

проверяем выполнение условий

$$\lambda = 105,94 < \lambda' = \frac{l_{oy}}{\sqrt{\frac{\sum I_{ibp}}{F_{бр}}}} = \frac{500}{\sqrt{\frac{4 \cdot \frac{20 \cdot 7,5^3}{12}}{30 \cdot 20}}} = 230,94 ,$$

где λ' – гибкость отдельной ветви, определяется по формуле (7.4).

$\lambda = 105,94 < \lambda_{макс} = 120$

Т. к. $\lambda = 105,94 > 70$, то коэффициент φ_y подсчитываем по формуле:

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{105,94^2} = 0,267 ;$$

Расчетная площадь сечения: $F_{расч} = h \cdot b = 30 \cdot 20 = 600$ см^2.

Проверяем устойчивость относительно оси *У* по формуле (7.8):

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y \cdot F_{расч}} = \frac{90}{0,267 \cdot 600} = 0,562 \frac{кН}{см^2} < R_c^* = 1,04 \frac{кН}{см^2}.$$

Устойчивость относительно оси *У* обеспечена.

Проверяем устойчивость стержня относительно оси *Х*, как стержня цельного сечения $F_{расч}$= 600 см; $r_x = 0,289 \cdot b = 0,289 \cdot 20 = 5,78$ см;

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{r_x} = \frac{500}{5,78} = 86,51 > 70 \qquad \lambda_x < \lambda_{макс} = 120$$

$$\varphi_x = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{86,51^2} = 0,4$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x \cdot F_{расч}} = \frac{90}{0,4 \cdot 600} = 0,375 \frac{кН}{см^2} < R_c^* = 1,04 \frac{кН}{см^2}$$

Устойчивость обеспечена.

Задания

Требуется проверить устойчивость составных центрально-сжатых стержней. Исходные данные принять по таблице 7.1, схемы стержней см. рисунок 7.3. Число ветвей *n*, образующих поперечное сечение *h* на рисунке 7.3 а для схемы *а* – показано условно.

Таблица 7.1 – Исходные данные

№ варианта	N, кН	b, мм	h, мм	h_1, мм	Схема стержня	Материал, сорт	Вид связей	Диаметр, мм	l_1, мм	l, мм	Условия эксплуатации
1	70	150	200	50	*а*	сосна, 2с	гвозди	5	125	3000	А 1
2	80	150	225	75	*б*	осина, 2с	болты	14	125	4000	А 3
3	60	125	300	100	*в*	пихта, 1с	болты	16	150	3500	Б 1
4	90	175	240	60	*а*	лиственница, 2с	гвозди	6	150	5000	Б 3
5	100	175	375	125	*б*	клен, 2с	болты	12	250	6000	А 1
6	50	125	225	75	*в*	ель, 1с	болты	18	175	3000	А 3
7	80	125	200	50	*а*	ясень, 2с	гвозди	5	175	4000	Б 1
8	80	200	300	100	*б*	кедр, 1с	болты	24	200	5000	Б 3
9	90	200	375	125	*в*	береза, 2с	болты	20	220	5500	А 1
10	50	200	200	50	*а*	вяз, 1с	гвозди	5	200	6000	А 3

Вопросы к практическому занятию.

1. Какие стержни относятся к составным на податливых связях?

2. Почему такие стержни имеют меньшую несущую способность, чем равновеликие им по площади стержни цельного сечения?

3. Какие различают основные типы стержней на податливых связях?

4. Какие конструктивные решения имеют эти стержни?

5. В чем заключается отличие в расчете на устойчивость таких стержней?

6. Какие предельные состояния возникают в таких стержнях?

Литература: [1 – 4, 10, 11].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 8

Расчет деревянных настилов (обрешетки)

Теоретическая часть:

Настилы из досок или брусков применяются в покрытиях в виде основы под кровли различных типов, либо в качестве самостоятельных кровельных щитов заводского изготовления.

Различают два типа настилов (рисунок 8.1): продольный – доски рабочего слоя настила располагаются перпендикулярно коньку кровли; поперечный – доски рабочего слоя настила располагаются параллельно коньку кровли.

Поперечные настилы конструируют однослойными: сплошными или разреженными, в виде обрешетки (под кровлю из штучных материалов: оцинкованных стальных листов, волнистых асбестоцементных листов, металлочерепицы, черепицы и других аналогичных материалов) или в виде двойного перекрестного настила (под мягкую рулонную кровлю).

Двойной перекрестный настил состоит из двух слоев: нижнего – рабочего и верхнего – защитного. Защитный косой слой выполняется из досок толщиной 16....32 мм, шириной не менее 100 мм, укладываемых под углом 45...60º к рабочему слою. Защитный слой обеспечивает совместную работу всех элементов настила, защищает рулонную кровлю от разрывов при короблении и растрескивании более толстых досок рабочего слоя.

Толщина и шаг досок рабочего настила должны иметь длину, достаточную для перекрытия двух пролетов (такой настил может применяться только при шаге несущих конструкций не более 3 м).

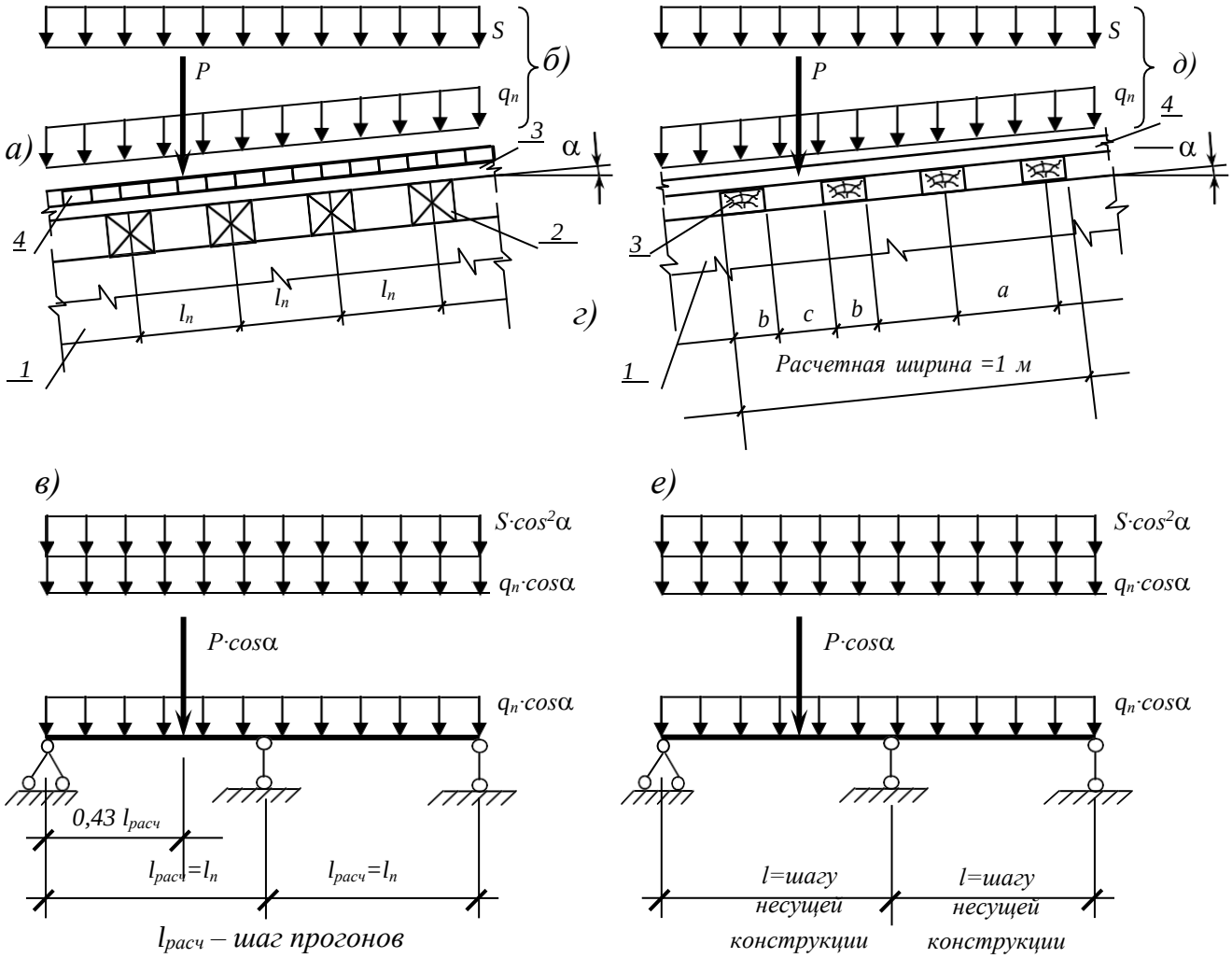


Рисунок 8.1 – Типы настилов: *а* – продольный настил; *б* – схема приложения нагрузок; *в* – расчетная схема; *г* – поперечный настил; *д* – схеме приложения нагрузок; *е* – расчетная схема; (*1* – верхний пояс несущей конструкции; *2* – прогон; *3* – рабочий настил; *4* – защитный настил)

В этом случае настилы условно рассматриваются как двухпролетные неразрезные балки (рисунок 8.1). Расчет ведется для полосы настила шириной 1 м с учетом числа досок рабочего слоя на этой ширине (доски защитного слоя учитываются только при сборе нагрузок). При углах наклона кровли менее 10º считается, что:

– постоянная нагрузка от покрытия (включая собственную массу настила) – равномерно распределена по поверхности кровли;

– снеговая нагрузка – зависит от формы покрытия и распределяется на горизонтальную проекцию кровли;

– ветровая нагрузка, при углах наклона кровли до 30º, разгружает настилы и в расчетах не учитывается;

– временная от сосредоточенного груза $P = \gamma_f \cdot P^н = 1{,}2 \cdot 1 = 1{,}2$ кН. При разреженном настиле с шагом досок $a > 15$см нагрузка от сосредоточенного груза передается на одну доску (брусок); при сплошном настиле – на две доски; при двойном настиле (рабочем и защитном) этот груз считается распределенным на ширину 0,5 м настила ($P = 2{,}4$ кН).

Настилы рассчитываются на два сочетания нагрузок:

I сочетание: постоянная + временная снеговая – (q_x)

$$M_1 = q_x \cdot l^2/8; \qquad (8.1)$$

II сочетание: постоянная q_n + временная от сосредоточенного груза (P)

$$M_2 = 0{,}07 q_n \cdot l^2 + 0{,}207 \cdot P \cdot l, \qquad (8.2)$$

где P – расчетная нагрузка от сосредоточенного груза, кН;

l – расчетный пролет настила, м (рисунок 8.1);

q_n – нормальная составляющая расчетной нагрузки 1-го сочетания, кН/м.

На первое сочетание нагрузок расчет ведется по формулам:

– на прочность

$$\sigma = \frac{M_1}{W_{нт}} \le R_u^* \qquad (8.3)$$

где M_1 – расчетный изгибающий момент от I-го сочетания нагрузок, кН·см;

$W_{нт}$ – момент сопротивления нетто; $W_{нт} = \frac{b \cdot \delta^2}{6} \cdot n$, см^3;

b – ширина досок рабочего настила, см;

δ – толщина досок рабочего настила, см;

n – число досок на расчетной ширине 1 м, $n = 100/(b + c)$;

c – расстояние между досками в свету, см.

– на жесткость:

$$\frac{f}{l} = \frac{2{,}13 \cdot q_x^н \cdot l_p^3}{384 \cdot E \cdot J} \le \left\lceil \frac{f}{l} \right\rceil. \qquad (8.4)$$

При втором сочетании нагрузок проверяется только прочность

$$\sigma = \frac{M_2}{W_{нт}} \le R_и^* \cdot m_н, \qquad (8.5)$$

где M_2 – расчетный изгибающий момент при II сочетании нагрузок;

$m_н$ – коэффициент, учитывающий кратковременность действия нагрузки ($m_н$ = 1,2);

$R_и^*$ – расчетное сопротивление древесины изгибу, умноженное на необходимые коэффициенты условий работы по таблицам приложения 2 и приложения 2*; по нормам [4] для элементов настила и обрешетки под кровлю из древесины 3-го сорта сосны, ели расчетное сопротивление изгибу $R_и$ разрешается принимать $R_и$ = 13 МПа = 1,3 кН/см^2.

Рабочий настил воспринимает нормальные составляющие нагрузок, защитный настил – скатные составляющие нагрузок. Считается, что скатные составляющие нагрузок воспринимаются жесткой основой крыши, что должно обеспечиваться конструктивными мероприятиями, или косым настилом.

При уклоне кровли более 10º расчет поперечного разреженного настила из брусков (обрешетки) производится на косой изгиб (см. занятие 3).

Пример 8.1

Подобрать и проверить сечение сплошного двухпролетного одинарного настила (обрешетки), выполненного из сосновых досок 3-го сорта. Условия эксплуатации А 2. Нормативная постоянная нагрузка $g_n^н$ = 0,14 кН/м^2, расчетная временная (снеговая) S_q = 1,2 кН/м^2.

Коэффициент надежности для постоянной нагрузки γ_f = 1,1. Уклон кровли 0,1. Шаг несущих конструкций B = 3,0 м. Угол наклона кровли α = 5º71'; cos α = 0,995. Коэффициент надежности по ответственности γ_n = 0,95.

Расчетные схемы настила и прикладываемые к нему нагрузки см. рисунок 8.2.

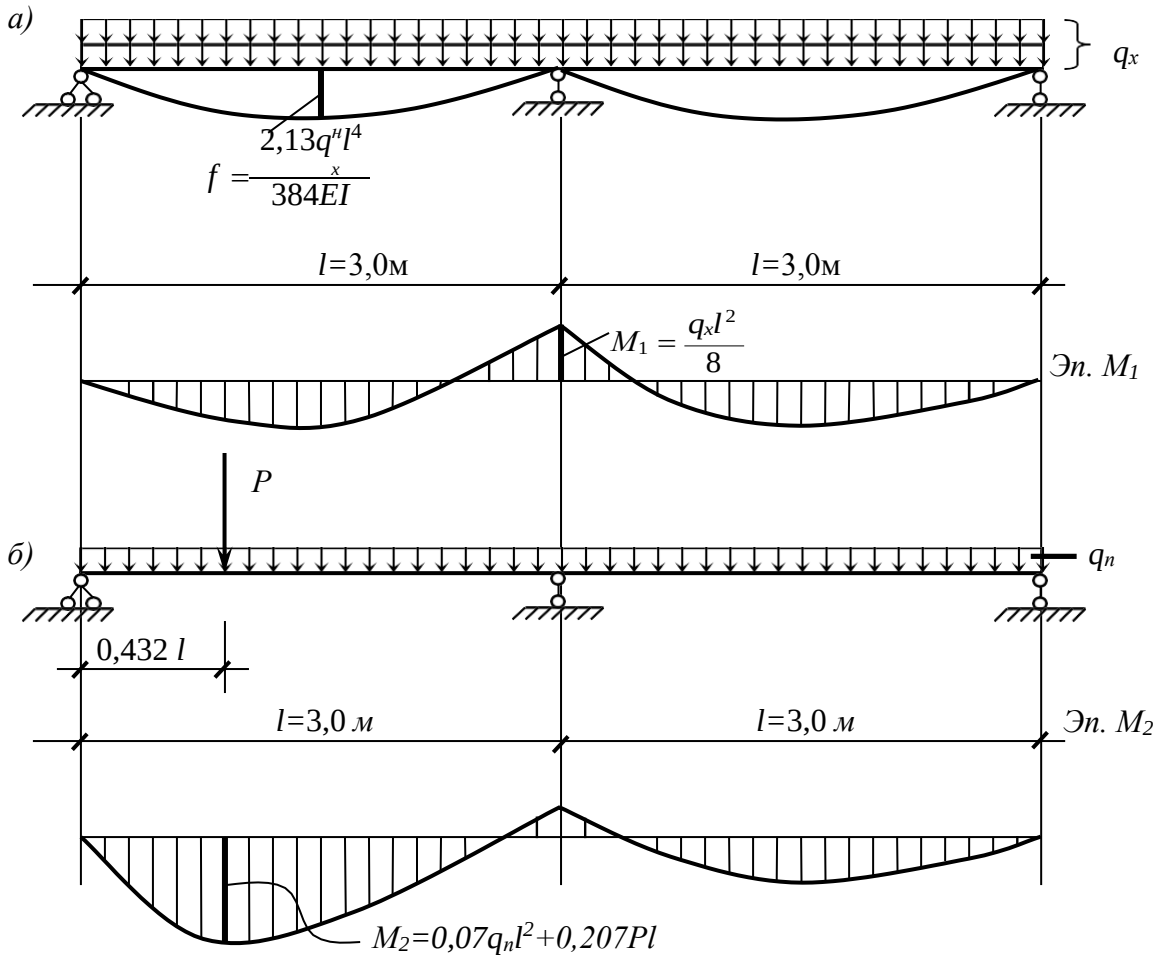


Рисунок 8.2 – Расчетные схемы настила и эпюры *M*: *а* – при первом сочетании нагрузок, *б* – при втором сочетании нагрузок

Нормальная составляющая действующей нагрузки на полосе настила шириной b = 1м (первое сочетание) равна:

нормативная:

$$q^н_x = \gamma_n \left(g^н_n + S_q \cdot 0,7 \cdot \cos\alpha\right) \cdot \cos\alpha \cdot b = 0,95\left(0,14 + 1,2 \cdot 0,7 \cdot 0,995\right) \cdot 0,995 \cdot 1 = 0,92 кН / м$$

расчетная:

$$q_x = \gamma_n \left(\gamma_f \cdot g^н_п + S_q \cdot \cos\alpha\right) \cdot \cos\alpha \cdot b = 0,95\left(1,1 \cdot 0,14 + 1,2 \cdot 0,995\right) \cdot 0,995 \cdot 1 = 1,274 кН / м.$$

Максимальный изгибающий момент на средней опоре по формуле (8.1)

$M_1 = 0{,}125 \cdot q_x \cdot l^2 = 0{,}125 \cdot 1{,}274 \cdot 3^2 = 1{,}433$ кН·м.

$$R^*_и = R_и \cdot m_в = 1,3 \cdot 1 = 1,3 кН / см^2.$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{тр} = \frac{M_1}{R_u^*} = \frac{1,433 \cdot 100}{1,3} = 110,23 см^3.$$

Требуемая толщина досок:

$\delta = \sqrt{\frac{6W_{тр}}{100}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 110,23}{100}} = 2,572 см$ при ширине полосы настила 100 см. Согласно сортамента (таблица Е.1, приложение Е), принимаем доски толщиной δ = 32 мм, шириной b = 150 мм. Принятая толщина досок лежит в пределах рекомендуемых 19 мм < δ = 32 мм = 32 мм. Тогда

$$J = \frac{b \cdot \delta^3}{12} = \frac{100 \cdot 3,2^3}{12} = 273,07 см^4;$$ E = 1000 кН/см^2;

$$\left\lceil \frac{f}{l} \right\rceil = \frac{1}{150}.$$

Проверяем относительный прогиб по формуле (8.4)

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13 \cdot q^н \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot J} = \frac{2,13 \cdot 0,92 \cdot 300^3}{384 \cdot 100 \cdot 1000 \cdot 273,07} \approx \frac{1}{198,19} > \left\lfloor \frac{1}{150 \cdot 0,95} \right\rfloor = \left\lfloor \frac{1}{143} \right\rfloor.$$

Условие выполняется.

При расчете настила на второе сочетание расчетных нагрузок монтажную нагрузку передаем на две доски шириной по b = 15 см, т.е. 0,15·2 = 0,3 м. Расчетное значение монтажной нагрузки

$P = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot P^н \cdot \cos\alpha = 0,95 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 0,995 = 1,134$ кН.

Нагрузка от собственного веса настила

$q_n = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot q_n^н \cdot 0,3 \cos\alpha = 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,14 \cdot 0,3 \cdot 0,995 = 0,044$ кН/м.

Максимальный изгибающий момент в пролете под монтажной нагрузкой найдем по формуле (8.2)

$M_2 = 0,07 \cdot q_n \cdot l^2 + 0,207 \cdot P \cdot l = 0,07 \cdot 0,044 \cdot 3^2 + 0,207 \cdot 1,134 \cdot 3 = 0,732$ кН·м.

$$W = \frac{30 \cdot 3,2^2}{6} = 51,2 см^3.$$

Напряжение изгиба при принятом сечении настила по формуле (8.5)

$$\sigma = \frac{M_2}{W_{нт}} = \frac{0,732 \cdot 100}{51,2} = 1,43 кН/см^2 < R_и \cdot m_в \cdot m_н = 1,3 \cdot 1 \cdot 1,2 = 1,56 кН/см^2.$$

Принятая толщина сечения досок сплошного двухпролетного настила

δ = 32мм удовлетворяет требованиям прочности и жесткости.

Задания

Задача 8.1

Подобрать и проверить сечение поперечного настила, выполненного из сосновых досок 3-го сорта. Данные для расчета взять из таблицы 8.1 и рисунка 8.3. Коэффициент надежности для постоянной нагрузки принять γ_f = 1,1.

Таблица 8.1 – Исходные данные

№ варианта	Условия эксплуатации	Конструктивное решение настила	Расчетная схема настила	Наличие защитного слоя настила	Расстояние между досками в свету, мм	Нормативная постоянная нагрузка, $g^н_п$, кН/м^2	Расчетная временная (снеговая) нагрузка, S_q, кН/м^2	Угол наклона кровли, α, °	Шаг несущих конструкций, B, мм	Нормативная временная сосредоточенная нагрузка, $P^н$, кН	Коэффициент надежности по временной нагрузке, γ_f
1	А 1	двойной перекрестный	*а*	есть	10	0,26	1,8	6º	2,5	1,0	1,2
2	А 2	однослойный сплошной	*б*	нет	-	0,15	2,4	8º	1,1	1,0	1,2
3	А 1	однослойный сплошной	*а*	нет	-	0,16	1,2	9º	1,2	1,0	1,2
4	Б 2	двойной перекрестный	*а*	есть	15	0,12	1,8	7º	2,0	1,0	1,2
5	А 3	двойной перекрестный	*а*	есть	20	0,32	3,2	5º	1,5	1,0	1,2
6	А 1	однослойный сплошной	*б*	нет	-	0,20	2,4	4º	1,3	1,0	1,2
7	А 1	двойной перекрестный	*б*	есть	10	0,20	2,4	7º	1,5	1,0	1,2
8	А 2	однослойный сплошной	*а*	нет	-	0,28	3,2	6º	1,3	1,0	1,2
9	Б 1	двойной перекрестный	*а*	есть	15	0,18	2,4	8º	1,4	1,0	1,2
10	А 2	однослойный сплошной	*б*	нет	-	0,18	1,8	5º	2,0	1,0	1,2

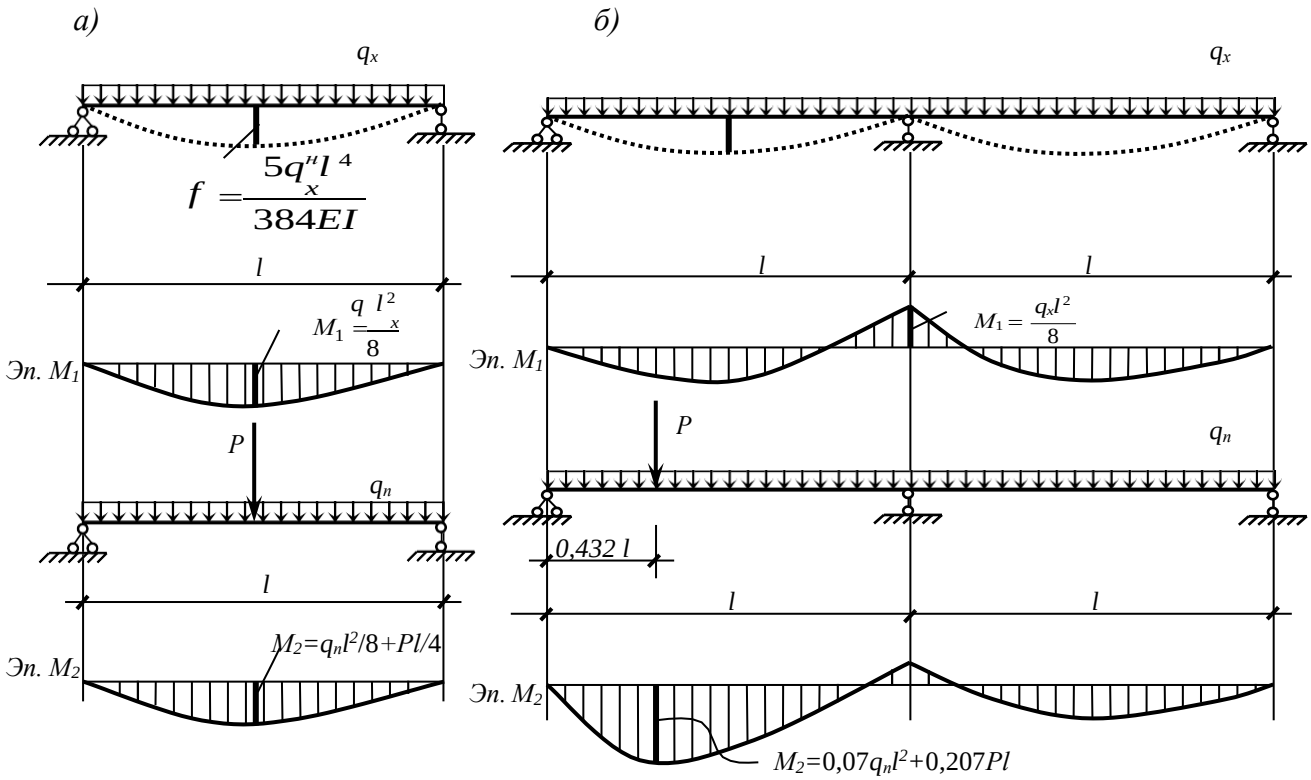


Рисунок 8.3 – Расчетные схемы настилов к задаче 8.1: *а* – разрезные; *б* – двухпролетные

Вопросы к практическому занятию

1. Какие различают типы настилов?
2. Какие конструктивные решения могут иметь настилы?
3. Какие принимают расчетные схемы настилов?
4. На какие загружения рассчитываются настилы?
5. Какого сорта древесину разрешается применять для настилов?
6. На какую ширину грузовой площади ведут расчет настилов?
7. Как определяется ширина грузовой площадипри учете в расчетах силы *P*?
8. Какие проверки необходимо выполнить для настилов?

Литература: [1, 2, 4, 5, 10].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 9

Расчет деревянных прогонов

Теоретическая часть

Прогоном называют конструктивный элемент покрытия здания, укладываемый по основным несущим конструкциям (балкам, фермам и т. п.), и предназначенный, главным образом, для восприятия нагрузок от кровли.

Прогоны могут выполняться из досок, брусьев, клееных элементов или бревен.

В конструкциях покрытий применяют прогоны: разрезные, консольно-балочные и неразрезные (рисунки 9.1 – 9.3).

Разрезные прогоны выполняются из брусьев или бревен, стыкуемых на опорах (рисунок 9.1 (узел А – впритык)) или косым прирубом. Такие прогоны просты в изготовлении и монтаже, но менее экономичны, чем неразрезные особенно при пролетах более 4 м. Их обычно применяют при больших уклонах в покрытиях из чешуйчатой кровли.

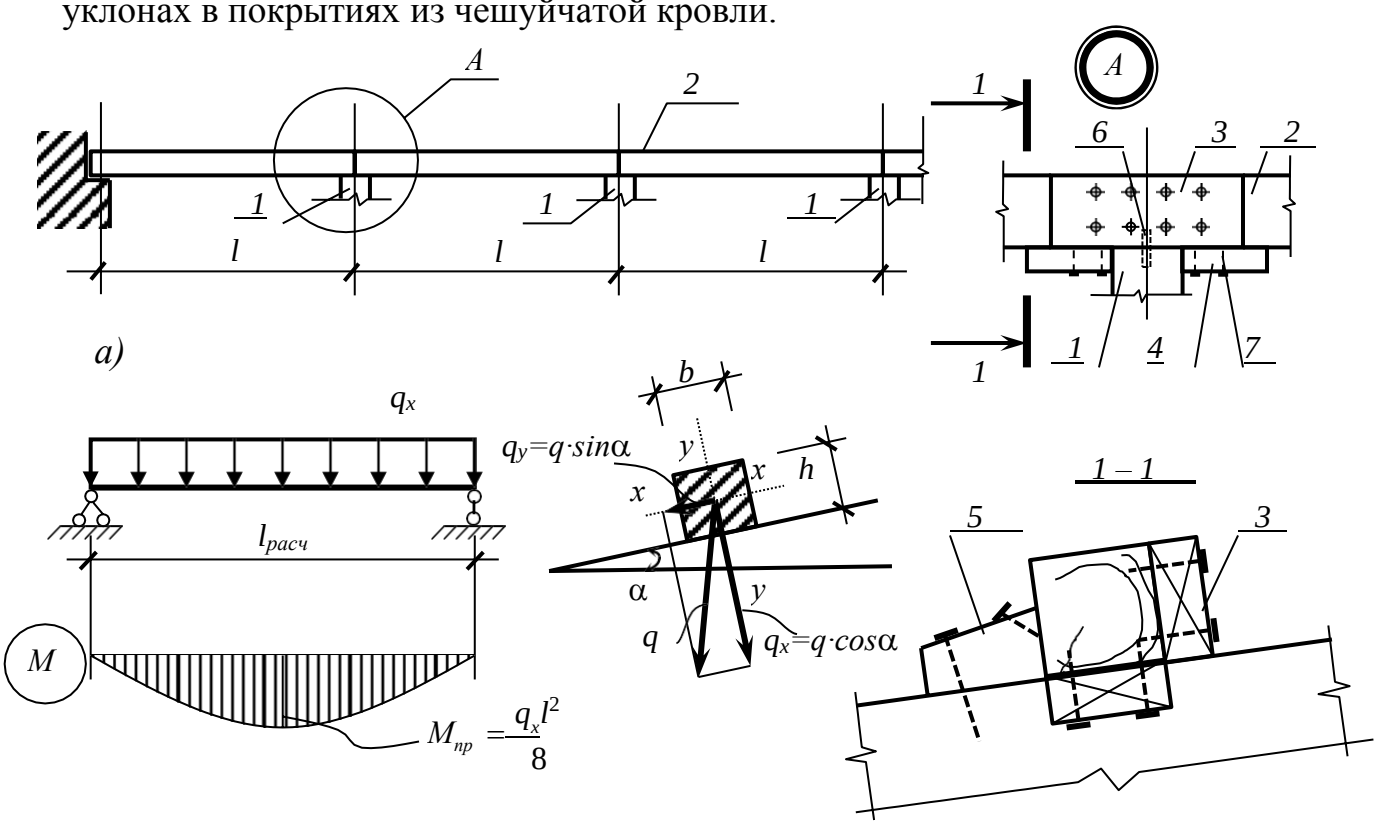


Рисунок 9.1 – Схема разрезного прогона: а – расчетная схема. 1 – несущая конструкция; 2 – прогон; 3 – накладка на стыке прогонов; 4 – упорные кобылки из досок; 5 – бобышка; 6 – стальной стержень; 7 – гвозди

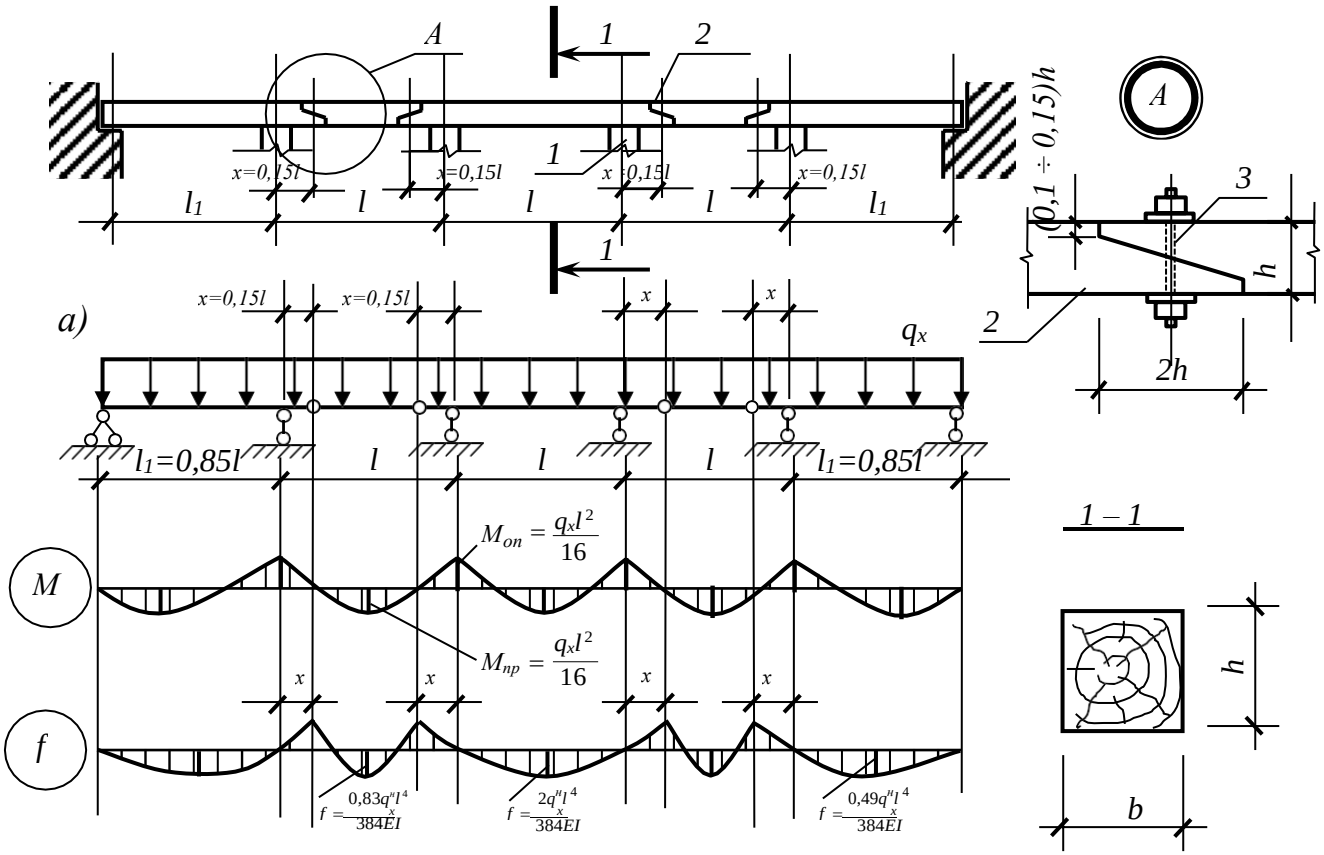


Рисунок 9.2 – Схема консольно-балочного прогона: *а* – расчетная схема прогона и эпюры *M* и *f*; 1 – несущая конструкция; 2 – прогоны; 3 – болт

Более выгодными по расходу материала, чем разрезные прогоны, являются консольно-балочные (рисунок 9.2) и неразрезные (рисунок 9.3), но они более сложны в конструктивном отношении.

Консольно-балочные прогоны применяются чаще всего в покрытиях и чердачных перекрытиях зданий при преобладающей равномерно-распределенной нагрузке во всех пролетах. Стыки (шарниры) в таких прогонах размещают по два через пролет в зоне наименьших изгибающих моментов. Консольно-балочные прогоны могут применяться при пролете *l* не более 4,5 м, т. к. заготовочная длина материала больше пролета прогона на длину двух консолей (рисунок 9.2). Это позволяет использовать лесоматериалы стандартной длины. Такие прогоны выполняют из брусьев или бревен, а стыки осуществляют в виде косого прируба, в середине которого устанавливается по одному болту для предотвращения от смещения прогонов (рисунок 9.2, узел А). Болты не рекомендуется затягивать, чтобы обеспечить свободный поворот концов прогонов в стыке и снизить вероятность растрескивания.

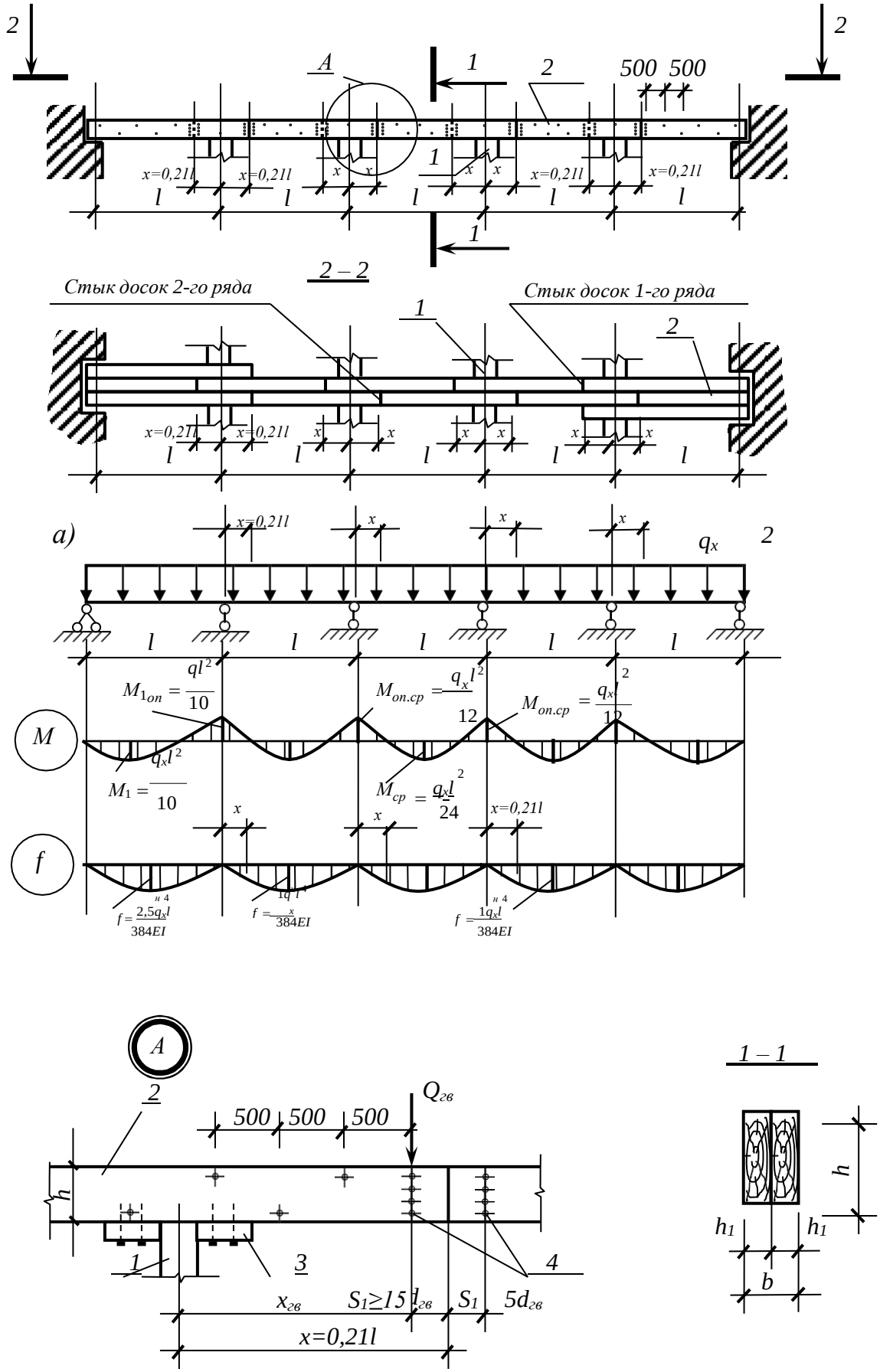


Рисунок 9.3 – Схема спаренных неразрезных прогонов: а – расчетная схема прогона и эпюры *M* и *f*. 1 – несущая конструкция; 2 – прогоны; 3 – упорные кобылки из досок; 4 – гвозди

Спаренные неразрезные прогоны (рисунок 9.3) выполняют из двух рядов досок толщиной не менее 4 см, поставленных на ребро. Доски соединяются между собой по всей длине гвоздями, расположенными в шахматном порядке через 50 см. Стыки досок располагаются по обе стороны от опоры в месте нулевого значения момента. Каждый стык одного ряда элементов перекрывается цельным элементом другого ряда досок. Длина гвоздей должна обеспечить загиб их концов при выходе из прогона. Применяют неразрезные прогоны при небольших уклонах под рулонную кровлю, т. к. при больших (крутых) уклонах такие доски не могут воспринимать скатную составляющую нагрузки. И поэтому их применяют только в сочетании с настилом, например перекрестным, который воспринимает скатную составляющую нагрузки и предупреждает возникновение косого изгиба. Эти прогоны являются наиболее простым решением дощатых прогонов кровли.

Расчет всех видов прогонов ведется по первой группе предельных состояний на действие нормальных напряжений от изгибающих моментов и по второй группе предельных состояний – на прогиб.

а) Разрезные прогоны (рисунок 9.1) работают и рассчитываются как однопролетные шарнирно-опертые балки (рисунок 9.1 *а*), оси сечений которых (*Х, У*) не совпадают с направлением действия нагрузки. Если прогоны не закреплены от изгиба в плоскости ската покрытия (например, перекрестным настилом), то такие прогоны рассчитываются на косой изгиб, как горизонтальные однопролетные шарнирно опертые балки, пролетом *l* (см. практическое занятие 3).

Если прогоны закреплены от изгиба в плоскости ската, например перекрестным настилом (скатная составляющая нагрузки воспринимается настилом), то они рассчитываются на изгиб только в плоскости, нормальной к плоскости ската, на нормальную составляющую нагрузки q_x (от собственного веса покрытия и веса снега). В элементах из бревен косой изгиб отсутствует.

Максимальный изгибающий момент М возникает в середине пролета прогона и определяется при простом изгибе по формуле (когда учитывается

только нормальная составляющая q_x нагрузки)

$$M = \frac{q_x l^2}{8}, \qquad (9.1)$$

где q_x – нормальная составляющая расчетной нагрузки q, кН/м; l – расчетный пролет прогона, м.

При косом изгибе (когда учитываются q_x и q_y)

$$M_x = \frac{q_x l^2}{8}, \qquad M_y = \frac{q_y l^2}{8}, \qquad (9.2)$$

где q_y – скатная составляющая расчетной нагрузки q, кН/м.

Проверка прочности по нормальным напряжениям выполняется по формуле:

– при простом изгибе

$$\sigma = \frac{M}{W_{расч}} \le R_u^*; \qquad (9.3)$$

– при косом изгибе:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{x,\,расч}} + \frac{M_y}{W_{y,\,расч}} \le R_u^* \qquad (9.4)$$

где M_x и M_y – составляющие расчетного изгибающего момента соответственно для осей x и y;

$W_{x,расч}$, $W_{y,расч}$ – составляющие расчетного момента сопротивления сечения $W_{расч}$ относительно осей x и y; $W_{x,\,расч} = \frac{bh^2}{6}$, см^3; $W_{y,\,расч} = \frac{hb^2}{6}$, см^3 ($W_{расч} = W_{бр} = \frac{bh^2}{6}$, см^3 при проверке на действие максимального изгибающего момента в неослабленном сечении). При расчете прогонов на косой изгиб крепление прогонов к основным несущим конструкциям (рисунок 9.1, узел А, элемент 5 – бобышка) рассчитывают на действие скатных составляющих опорных давлений R_y двух прогонов $R_y = q_y \cdot l$.

Проверку относительного прогиба прогона (по второй группе предельных состояний), от действия нормативной нагрузки $q_н$, выполняют по формуле:

– при простом изгибе и равномерно распределенной нагрузке

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^н l^3}{EI_x} \le \frac{f_u}{l}, \qquad (9.5)$$

где $I_x = \frac{bh^3}{12}$, см^4. (9.5 а)

– при косом изгибе и равномерно распределенной нагрузке

$$\frac{f}{l} = \frac{\sqrt{f_x^2 + f_y^2}}{l} \le \frac{f_u}{l}, \qquad (9.6)$$

где f_x и f_y – составляющие прогиба, соответственно, относительно осей x и y,

$$f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_x^н \cdot l^4}{EI_x}, \qquad f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y^н \cdot l^4}{EI_y}; \qquad (9.10)$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12}, \qquad I_y = \frac{hb^3}{12}, \qquad (9.11)$$

где $q_x^н$, $q_y^н$ – соответственно, нормативные значения составляющих нагрузок q_x и q_y.

$f_{\text{è}}$ – предельная нормируемая величина прогиба, определяется в соответствии с требованиями гл. 10 таблицы 19 [5].

б) Консольно-балочные прогоны (рисунок 9.2 *а*)

Расчет таких прогонов выполняют по схеме многопролетной статически определимой балки с пролетами l на нормальные составляющие нагрузок q_x. Скатная составляющая нагрузки q_x должна быть воспринята конструкцией кровельного покрытия, например, перекрестного настила, так как она может вызвать сдвиги в стыках, что может привести к отказу конструкции.

При устройстве стыков (шарниров) по два через пролет на расстоянии от оси опоры до центра стыка $x \approx 0{,}15\ l$ получается равномоментное решение (рисунок 9.2 *а*, эпюра *М*) прогона с равными моментами в пролете и на опорах.

Тогда величины изгибающих моментов на опорах M_{on} и в пролете M_{np} можно найти по формулам:

$$M_{on} = -\frac{q_x l^2}{16}, \qquad M_{np} = \frac{q_x l^2}{16}. \tag{9.12}$$

Максимальная относительная величина прогиба в пролете без шарнира:

$$\frac{f}{l} = \frac{2q^н l^3}{384EI}; \qquad I = \frac{bh^3}{12}, \text{ см}^4, \tag{9.13}$$

где $q_x^н$ – нормативная величина нормальной составляющей нагрузки q_x, кН/см.

Проверку прочности по нормальным напряжениям для консольно-балочного прогона выполняют по формуле:

$$\sigma = \frac{M_{пр}}{W_{расч}} \le R_u^*. \tag{9.14}$$

Проверку относительного прогиба по формуле:

$$\frac{f}{l} \le \frac{f_u}{l}, \tag{9.15}$$

где $\frac{f}{l}$ определяют по формуле (9.13); f_u – по таблице 19 [5].

в) Спаренные неразрезные прогоны (рисунок 9.3).

Расчет спаренного неразрезного прогона выполняют как многопролетной неразрезной шарнирно опертой балки с равными пролетами. Они работают и рассчитываются на изгиб только от действия нормальной к скату составляющей нагрузки q_x. При устройстве стыков на расстоянии от оси опоры до центра стыка $x \approx 0{,}21 \cdot l$ получают равнопрогибное решение (рисунок 9.3, эпюра *«f»*). В крайних пролетах и над второй опорой возникают наибольшие изгибающие моменты (рисунок 9.3, эпюра *«M»*), поэтому прогон здесь усиливают третьей доской (рисунок 9.3, вид 2 – 2).

Можно уменьшать крайние пролеты до 0,8l, в этом случае уменьшается давление на крайние опоры, и нижележащие несущие конструкции (балки, фермы, колонны) решаются аналогично промежуточным.

Изгибающие моменты на промежуточных опорах (за исключением первой и последней промежуточных) можно найти по формуле:

$$M_{on.cp} = \frac{q_x l^2}{12}. \quad (9.16)$$

На промежуточной первой и последней:

$$M_{1.on} = \frac{q_x l^2}{10}. \quad (9.17)$$

Максимальная относительная величина прогиба определяется по формуле:

– в средних пролетах

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{384} \cdot \frac{q_x^н \cdot l^3}{EI_x}, \quad (9.18)$$

где $q_x^н$ – нормативная величина нормальной составляющей нагрузки q_x, кН/см.

– в крайних пролетах

$$\frac{f}{l} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{q_x^н \cdot l^3}{EI_x}. \quad (9.19)$$

Проверку прочности по нормальным напряжениям для спаренных неразрезных прогонов выполняют по формуле:

– на промежуточных опорах

$$\sigma = \frac{M_{on.cp}}{W_{расч}} \le R_u^*; \quad (9.20)$$

– на промежуточной первой и последней

$$\sigma = \frac{M_{1on}}{W_{расч}} \le R_u^*. \quad (9.21)$$

Проверку относительного прогиба по формуле:

$$\frac{f}{l} \le \frac{f_u}{l}, \quad (9.22)$$

где $\frac{f}{l}$ – определяют по формуле (9.18); f_u – по таблице 19 [5].

– в крайних пролетах по формуле (9.22),

где $\frac{f}{l}$ – определяют по формуле (9.19); f_u – по таблице 19 [5].

Гвоздевой забой стыка (рисунок 9.3, узел А) рассчитывают на восприятие поперечной силы $Q_{гв}$. Количество гвоздей с каждой стороны стыка определяют исходя из того, что поперечная сила, приходящаяся на один ряд досок прогона равна:

$$Q_{гв} = \frac{M_{оп}}{2x_{гв}}. \qquad (9.23)$$

В то же время поперечную силу $Q_{гв}$ можно определить по формуле:

$$Q_{гв} = n_{ср} \cdot T_{гв}, \qquad (9.24)$$

отсюда, количество гвоздей, которые ставятся с каждой стороны стыка можно найти по формуле:

$$n_{гв} = \frac{M_{оп}}{2x_{гв}T_{гв,\,мин}}, \qquad (9.25)$$

где $M_{оп}$ – расчетный изгибающий момент на опоре, кН·см; $x_{гв}$ – расстояние от оси опоры до места приложения равнодействующей гвоздевого забоя по одну сторону стыка; $T_{гв,мин}$ – меньшее значение расчетной несущей способности гвоздя, определяемое по формулам таблицы К.1, приложение К.

Пример 9.1

Подобрать и проверить сечение спаренного неразрезного прогона по рисунку 9.3 при следующих исходных данных:

– пролеты прогона – l = 4500 мм = 450 см = 4,5 м;

– нормативное значение нормальной составляющей равномерно распределенной нагрузки – $q_x^н$=2,6 кН/м;

– расчетное значение нормальной составляющей равномерно распределенной нагрузки – q_x =3,43 кН/м;

– расстояние от оси опоры до центра стыка – $x = 0{,}21 \cdot l$ $\left(\frac{x}{l} = 0,21\right)$;

– материал прогона – сосна, 2 сорта.

Решение

Расчетная схема прогона (рисунок 9.3 а) – многопролетная неразрезная шарнирно опертая балка с пролетами l = 4,5 м.

Подбираем сечение по несущей способности.

Изгибающий момент на промежуточных (средних) опорах находим по формуле (9.16):

$$M_{on.cp} = \frac{q_x l^2}{12} = \frac{3{,}43 \cdot 4{,}5^2}{12} = 5{,}79 \text{ кН·м.}$$

Изгибающий момент на первой и последней промежуточной опорах по формуле (9.17)

$$M_{1on} = \frac{q_x l^2}{10} = \frac{3{,}43 \cdot 4{,}5^2}{10} = 6{,}95 \text{ кН·м.}$$

Расчетное сопротивление древесины изгибу по таблице А.1, приложение А. $R_и$ = 13 МПа = 1,3 кН/см^2.

Так как не оговорены условия эксплуатации, то коэффициент $m_в$ не учитываем, тогда $R_и^*$ = $R_и$= 1,3 кН/см^2.

Сечение подбираем по $M_{on.cp}$ =5,79 кН·м. Требуемый момент сопротивления сечения $W_{тр} = \frac{M_{on.cp}}{R_и^*} = \frac{5{,}79 \cdot 100}{1{,}3} = 445{,}4$ см^3. Принимаем сечение из 2-х досок, толщиной по h_1=4,4 см (рисунок 9.3, сечение 1 – 1). Требуемая высота сечения $h_{тр} = \sqrt{\frac{6W_{тр}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 445{,}4}{2 \cdot 4{,}4}} = 17{,}43$ см. принимаем сечение из двух досок $b \times h$=8,8×17,5 см.

Проверяем напряжение изгиба по формуле (9.20), предварительно определив $W_{расч} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{8{,}8 \cdot 17{,}5^2}{6} = 449{,}17$ см^3.

Напряжение $\sigma = \frac{M_{on.cp}}{W_{расч}} = \frac{5{,}79 \cdot 100}{449{,}17} = 1{,}29$ кН/см^2 < $R_и^*$ = 1,3 кН/см^2.

Крайние пролеты, включая сечение над первой и последней промежу-

точной (рисунок 9.3) опорах, где изгибающие момента больше, увеличиваем за счет третьей доски.

Напряжение на опорах при $W_{расч} = \frac{3 \cdot 4{,}4 \cdot 17{,}5^2}{6} = 673{,}75$ см^3

$$\sigma = \frac{M_{1оп}}{W_{расч}} = \frac{6{,}95 \cdot 100}{673{,}75} = 1{,}032 \text{ кН/см}^2 < R_и^* = 1{,}3 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность обеспечена.

Проверяем относительный прогиб в среднем пролете по формулам (9.18 и 9.22).

$E = 1000 \frac{кН}{см^2}$; $I_x = \frac{8{,}8 \cdot 17{,}5^3}{12} = 3930{,}21$ см^4.

$$\frac{f}{l} = \frac{1 \cdot q_x^н \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{1 \cdot 2{,}6 \cdot 450^3}{384 \cdot 100 \cdot 1000 \cdot 3930{,}21} = 0{,}00157 = \frac{1}{637} < \frac{f_u}{l} = \frac{1}{175},$$

где $\frac{f_u}{l} = \frac{1}{175}$ по п. 2, таблица 19 [5].

Относительный прогиб в крайних пролетах прогона. Сечение прогона в крайних пролетах $b \times h = 13{,}2 \times 17{,}5$ см. Момент инерции $I_x = \frac{13{,}2 \cdot 17{,}5^3}{12} = 5895{,}31$ см^4.

Относительный прогиб по формулам (9.19, 9.22).

$$\frac{f}{l} = \frac{2{,}5 q_x^н \cdot l^3}{384 E I_x} = \frac{2{,}5 \cdot 2{,}6 \cdot 450^3}{384 \cdot 100 \cdot 1000 \cdot 5895{,}31} = 0{,}0026 = \frac{1}{384{,}6} < \frac{f}{l} = \frac{1}{175}.$$

Расчет гвоздевого стыка (рисунок 9.3, узел А).

Принимаем гвозди по таблице Е.4, приложение Е – $d_{гв}$ = 4 мм, длиной 110 мм.

Расстояние от оси опоры до места приложения равнодействующей гвоздевого забоя по одну сторону стыка:

$x_{гв} = 0{,}21 \cdot l - 15 d_{гв} = 0{,}21 \cdot 450 - 15 \cdot 0{,}4 = 88{,}5$ см.

Поперечная сила, действующая на гвозди, определяется по формуле (9.23):

$$Q_{гв} = \frac{M_{оп.ср}}{2x_{гв}} = \frac{5{,}79 \cdot 100}{2 \cdot 88{,}5} = 3{,}27 \text{ кН}.$$

Гвозди работают симметрично при одном шве между досками $n_ш = 1$. Несущая способность одного гвоздя при $a_1 = h_1 - 1{,}5d = 4{,}4 - 1{,}5 \cdot 0{,}4 = 3{,}8$ см:

– по изгибу гвоздя (см. таблицу К.1, п3а, приложение К) $T_и = 2{,}5d_{гв} + 0{,}01a_1^2 = 2{,}5 \cdot 0{,}4^2 + 0{,}01 \cdot 3{,}8 = 0{,}544$ кН < $4d^2 = 4 \cdot 0.4^2 = 0.64$кН

– по смятию древесины (см. таблицу К.1, п 2а, г, приложение К):

$T_c = 0{,}35cd = 0{,}35 \cdot 4{,}4 \cdot 0{,}4 = 0{,}616$ кН,

$T_a = k_н \cdot a_1 \cdot d = 0{,}377 \cdot 3{,}8 \cdot 0{,}4 = 0{,}573$ кН,

где $k_н = 0{,}377$ найден по таблице К.2, приложение К, в зависимости от отношения $\frac{a_1}{c} = \frac{3{,}8}{4{,}4} = 0{,}864$; $c = h_1 = 4{,}4$ см; $T_{гв,мин} = T_и = 0{,}544$ кН.

Требуемое число гвоздей с каждой стороны стыка определяем по формуле (9.25):

$$n_{гв} = \frac{M_{оп.ср}}{2x_{гв}T_{гв,\,мин}} = \frac{5{,}79 \cdot 100}{2 \cdot 88{,}5 \cdot 0{,}544} = 6{,}01 \text{ шт}.$$

Принимаем по шесть гвоздей в конце каждой доски.

Задания

Подобрать и проверить сечение прогона.

Исходные данные принять по таблице 9.1.

Таблица 9.1 – Исходные данные

№ варианта	Пролет, l, мм	Нормальная составляющая нагрузки		Схема прогона, рисунок	$\frac{x}{l}$	Материал прогона, сорт
		$q^н$, кН/м	q, кН/м			
1	4500	2,1	2,6	неразрезная, рисунок 9.3	0,21	ель, 1 с
2	2000	2,44	3,2	разрезная, рисунок 9.1		ясень, 2 с
3	4000	1,98	2,5	консольно-балочная, рисунок 9.2	0,15	береза, 2 с
4	4000	2,58	3,4	неразрезная, рисунок 9.3	0,21	лиственница, 1 с
5	3000	2,26	2,8	разрезная, рисунок 9.1		Кедр сибирский, 1 с
6	4500	2,4	2,9	консольно-балочная, рисунок 9.2	0,15	вяз, 1 с
7	3000	2,12	2,8	неразрезная, рисунок 9.3	0,21	сосна, 2 с
8	4500	2,08	2,6	разрезная, рисунок 9.1		ясень, 1 с
9	3500	2,31	3,1	консольно-балочная, рисунок 9.2	0,15	сосна, 1 с
10	4000	1,98	2,4	неразрезная, рисунок 9.3	0,21	клен, 2 с

Вопросы к практическому занятию

1. Какие прогоны применяют в конструкциях покрытий? Из каких пиломатериалов могут выполняться прогоны?

2. Какое конструктивное решение имеют разрезные прогоны их достоинства и недостатки? В каких кровлях их применяют?

3. Какое конструктивное решение имеют консольно-балочные прогоны? В чем их преимущество и недостаток по сравнению с разрезными?

4. Какое конструктивное решение имеют спаренные неразрезные прогоны? В чем их преимущество и недостаток по сравнению с разрезными?

5. Какие проверки выполняют для прогонов?

6. Какую расчетную схему принимают для разрезного прогона и порядок его расчета?

7. Какую расчетную схему принимают для консольно-балочного прогона и порядок его расчета?

8. Какую расчетную схему принимают для спаренного неразрезного прогона и порядок его расчета?

Литература: [1, 2, 4, 10].

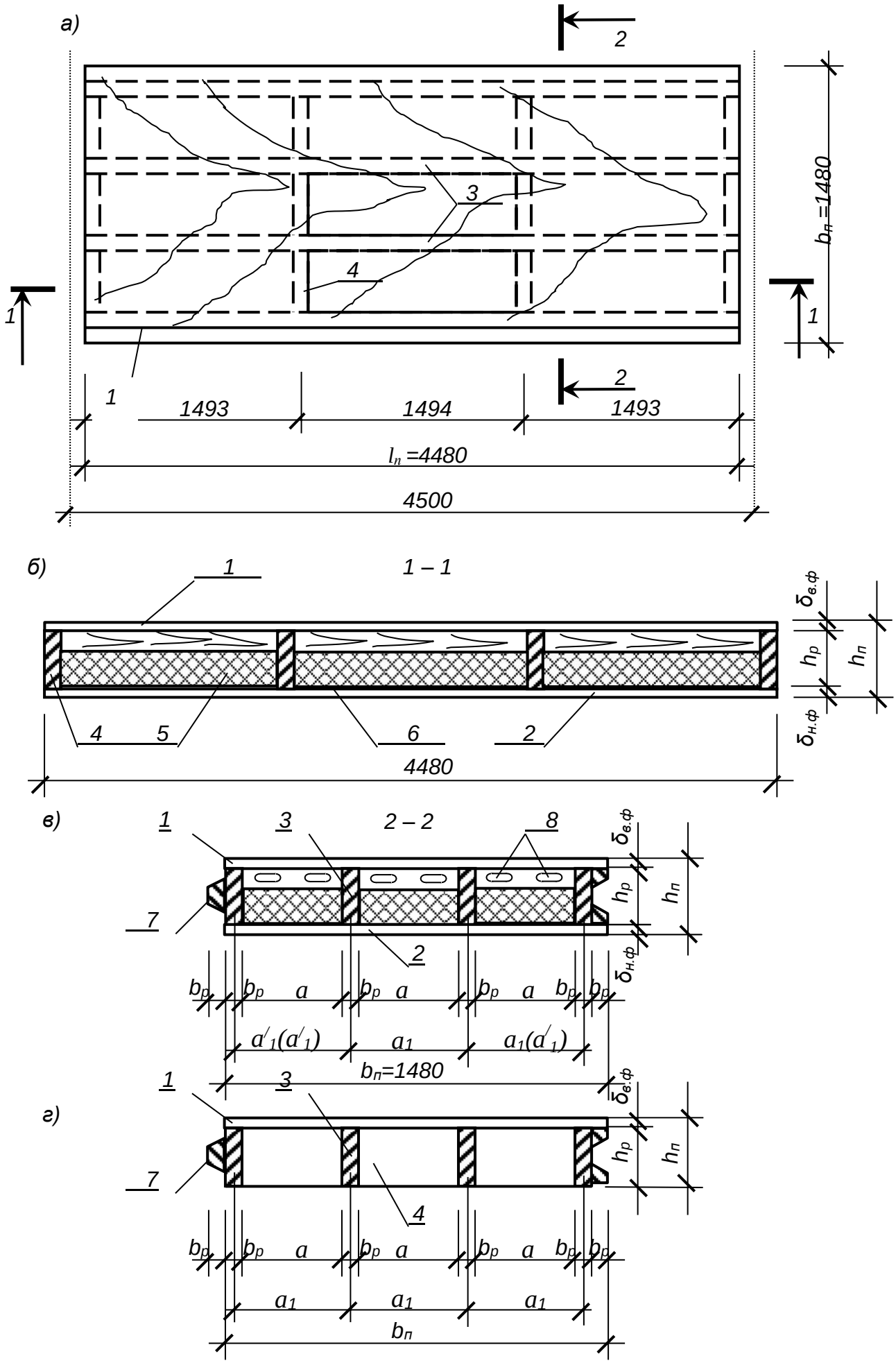
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 10

Компоновка, сбор нагрузок, силовой расчет и определение геометрических характеристик клеефанерной плиты покрытия на деревянном каркасе (часть 1)

Теоретическая часть

Клеефанерные плиты изготавливают в заводских условиях. Их применяют в качестве несущих конструкций кровельного покрытия под малоуклонную рулонную кровлю с наружным отводом воды. Плиты могут применяться в отапливаемых зданиях с относительной влажностью воздуха внутри помещения до 75 % и в неотапливаемых при расчетной температуре наружного воздуха не ниже $t = -50\ ^0$С. Такими плитами можно перекрывать пролеты 3 ÷ 6 м. При соответствующем технико-экономическом обосновании 9 и 12 метровые пролеты. В этом случае продольные несущие ребра выполняют, как правило, составного сечения клееные.

При пролетах 3 ÷ 6 м ребра выполняются из цельной древесины. Длина плит покрытия (l_n) соответствует шагу «B» несущих конструкций. $l_n = B - 20$ мм, где 20 мм – зазор между торцами соседних плит (рисунок 10.1, е).


а)
2
3
4
1
1
2
1
1493
1494
1493
$l_п$ =4480
4500
$b_п$ =1480
б)
1
1 – 1
4
5
6
2
4480
$\delta_{в.ф}$
$h_р$
$h_п$
$\delta_{н.ф}$
в)
1
3
2 – 2
8
7
2
$b_р$
a
a_1
a'_1
$b_п$=1480
$\delta_{в.ф}$
$h_р$
$h_п$
$\delta_{н.ф}$
г)
1
3
7
4
$b_р$
a
a_1
$b_п$

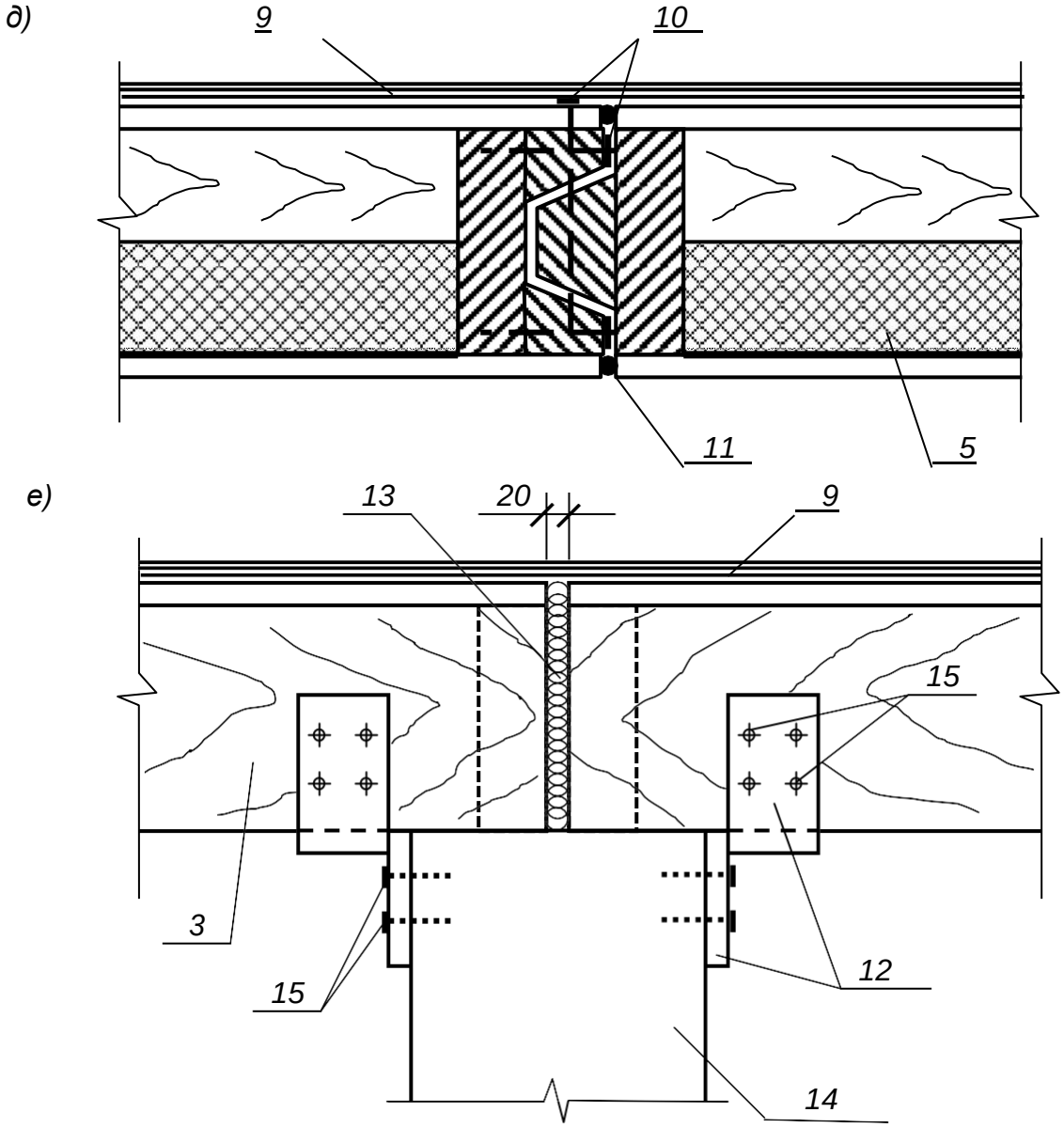


Рисунок 10.1 – Плитные покрытия: а – план плиты; б, в – разрезы; г – разрез клеефанерной холодной плиты с верхней обшивкой; д – продольный стык плит; е – узел опирания плит на элементы несущих конструкций. 1 – верхняя фанерная обшивка; 2 – нижняя фанерная обшивка; 3 – продольные ребра; 4 – поперечные ребра; 5 – утеплитель; 6 – пароизоляция; 7 – соединительные бруски; 8 – пазы; 9 – трехслойный рулонный ковер; 10 – гвозди; 11 – герметик; 12 – крепежные детали; 13 – утеплитель стыка; 14 – несущая конструкция; 15 – шурупы; в скобках указаны обозначения принятые в примере 10.1

Ширину плит принимают соответственно стандартной ширине фанерного листа обшивок:

$$b_{\text{п}} = b_{общ} - \rho,$$

где ρ – припуск на механическую обработку обшивок плиты (для обрезки

кромок для их выравнивания) $\rho \approx 2\times10$ мм.

Высоту плит рекомендуется принимать в пределах $h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{40}\right) l$, где l можно принять равным шагу «B» несущих конструкций. Меньшие значения $h_{\text{п}}$ принимаются при малых пролетах, неутепленных плит и небольших снеговых нагрузках (например, I и II снеговых районах).

Плиты покрытия состоят из деревянного несущего каркаса и фанерных обшивок. Для обшивок используют фанеру повышенной водостойкости марки ФСФ сорта не ниже В/ВВ из древесины березы или лиственницы толщиной не менее 8 мм. При соответствующем технико-экономическом обосновании можно применять бакелизированную фанеру марки ФБС. Волокна нагруженных шпонов фанеры располагают вдоль плиты и стыкуют «на ус». Длина уса должна быть равной 10 – 12 толщинам фанеры. Расположение наружных шпонов фанеры вдоль плиты позволяет в заводских условиях выполнить сращивание листов наиболее технологичным и унифицированным видом стыка «на ус», а также лучше использовать прочность фанеры. Фанерные полки (обшивки) соединяют с каркасом (ребрами) водостойкими антисептическими клеями (таблица 2 [4] или таблица Н.2, приложение Н). Выбор типа и марки клея зависит от области применения и температурно-влажностных условий эксплуатации конструкции.

Каркас плит состоит из продольных и поперечных ребер. Продольные ребра выполняют из досок поставленных на ребро или брусков цельного сечения (реже клееной древесины) не ниже второго сорта. Ширина ребер может быть принята 25, 33, 36, 42, и 52 мм, высота определяется расчетом и может колебаться от 94 мм до 192 мм (все размеры даны с учетом острожки), при большей высоте рекомендуется применять клееные ребра. Шаг между продольными ребрами принимают не более 50 см. Он определяется условием работы на изгиб верхней обшивки от сосредоточенных грузов. Поперечные ребра устанавливают с шагом не более 1,5 м вдоль плиты и, как правило, в местах расположения стыков фанеры.

В утепленных плитах в качестве утеплителя рекомендуются несгорае-

мые и биостойкие теплоизоляционные материалы (полимерные плиты из пенопласта, пенополиуретан, стекломаты или минераловатные жесткие и полужесткие плиты на синтетическом связующем (таблица Д.1*, приложение Д). Толщина слоя утеплителя определяется расчетом на тепловую защиту здания. Под утеплителем устраивают пленочную (из полиэтиленовой пленки толщиной 0,2 мм по ГОСТ 10354) или окрасочную (эмалями типа ПФ – 115) пароизоляцию. Во избежание смещения при транспортировке и монтаже мягкий утеплитель закрепляют прижимными решетками из деревянных брусков сечением 25×25 мм, соединяя с каркасом гвоздями.

Для проветривания внутренних полостей плит должен быть предусмотрен зазор 50 мм между утеплителем и верхней обшивкой и пазы поперечных ребрах. В плитах под рулонную кровлю вентиляция осуществляется вдоль здания через отверстия в торцовых и поперечных ребрах каркаса. Площадь вентиляционных отверстий определяется расчетом в зависимости от температурно-влажностного режима помещения, климатического района и протяженности вентилируемого ската.

При изготовлении на верхнюю обшивку наклеивают один слой рулонного ковра для предотвращения плиты от увлажнения при транспортировке и монтаже. Остальные слои наклеивают после сборки покрытия.

Плиты монтируют на основные несущие конструкции. Ширина опорной площадки плиты должна быть не менее 6 см, зазор между торцами плит допускается 20 мм. Эти требования должны быть учтены при назначении ширины сечения основной несущей стропильной конструкции.

Плиты прикрепляют к несущим конструкциям и соединяют между собой, рисунок 10.1, *е, д*.

Таким образом, создается горизонтальный жесткий диск, обеспечивающий устойчивость плоской формы деформирования основной несущей конструкции, а также предотвращается неравномерный прогиб соседних плит. Соединять их можно глухими нагелями через 1,5 – 2 м или с помощью стыковочных брусков, прибиваемых гвоздями к наружным продольным реб-

рам через 50 см. Элементы крепления плит к основным несущим конструкциям проверяются расчетом.

В зависимости от назначения, при рулонной кровле, клеефанерные плиты могут выполняться следующих типов: коробчатого сечения с двумя обшивками – утепленные и неутепленные (холодные), ребристые, неутепленные с верхней обшивкой (рисунок 10.1).

Клеефанерные плиты покрытия рассчитывают по балочной схеме по первой и второй группам предельных состояний (рисунок 10.2) от действия, в основном, следующих нагрузок:

1 – постоянной, включающей вес кровли и собственный вес панели;

2 – временных кратковременных –

а) снеговой,

б) монтажной;

3 – временной длительной – снеговой нагрузки с пониженным нормативным значением.

Ветровая нагрузка при углах наклона кровли до 30^0 в расчетах не учитывается. На воздействие первых двух равномерно-распределенных нагрузок (нагрузок отнесенных к полной ширине плиты) плиты рассчитываются по первой группе предельных состояний. От воздействия первой и третьей нагрузок расчет ведут по второй группе предельных состояний – на прогиб. (К плитам покрытия, если они открыты для обзора, могут предъявляться эстетико-психологические требования в соответствии с п. 2 *а*, таблицы 19 [4]).

При расчете от 1 и 2 *а* нагрузок расчетная схема плиты представлена на рисунке 10.2. При расчете на нагрузку 2 *б* расчетная схема представлена на рисунке 10.3.

Монтажная сосредоточенная нагрузка с расчетным значением P = 1,2 кН (от веса монтажника с инструментом) прикладывается к верхней обшивке плиты (рисунок 10.3) (в середине расстояния между продольными ребрами) и распределяется на ширину 100 см. Нормативное значение этой нагрузки $P^н$ = 1 кН, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{f(p)}$ = 1,2.

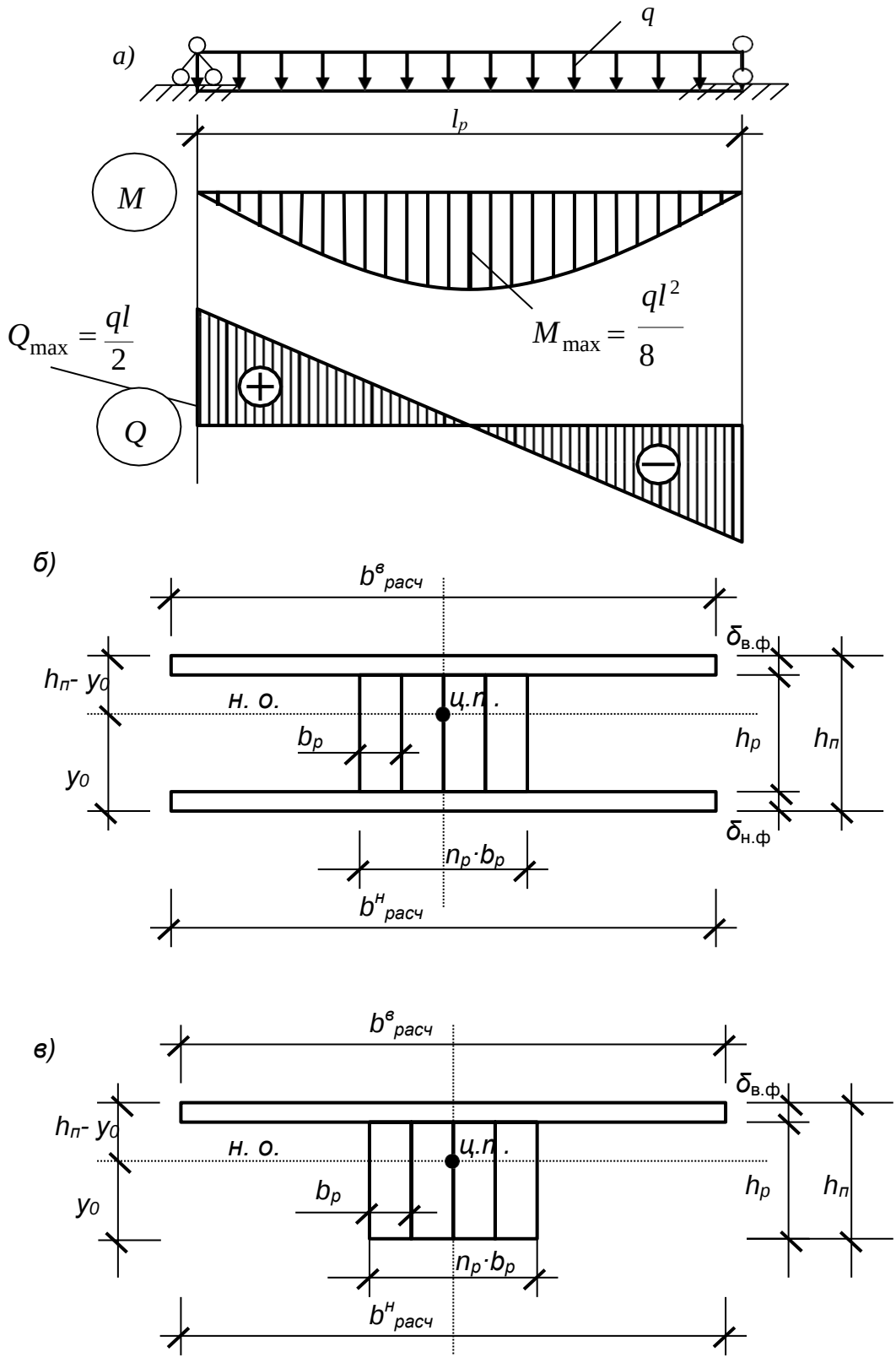


Рисунок 10.2 – Расчетная схема клеефанерной плиты и расчетные сечения: а – расчетная схема плиты и эпюры *M, Q*; б – расчетное сечение плиты с двумя обшивками; в – расчетное сечение плиты с одной верхней обшивкой

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 11

Компоновка, сбор нагрузок, силовой расчет и определение геометрических характеристик клеефанерной плиты покрытия на деревянном каркасе (часть 2)

Формулы для подсчета величин изгибающего момента и поперечной силы при первом загружении и изгибающего момента при втором варианте загружения приведены на рисунке 10.2 и рисунке 11.1, соответственно.

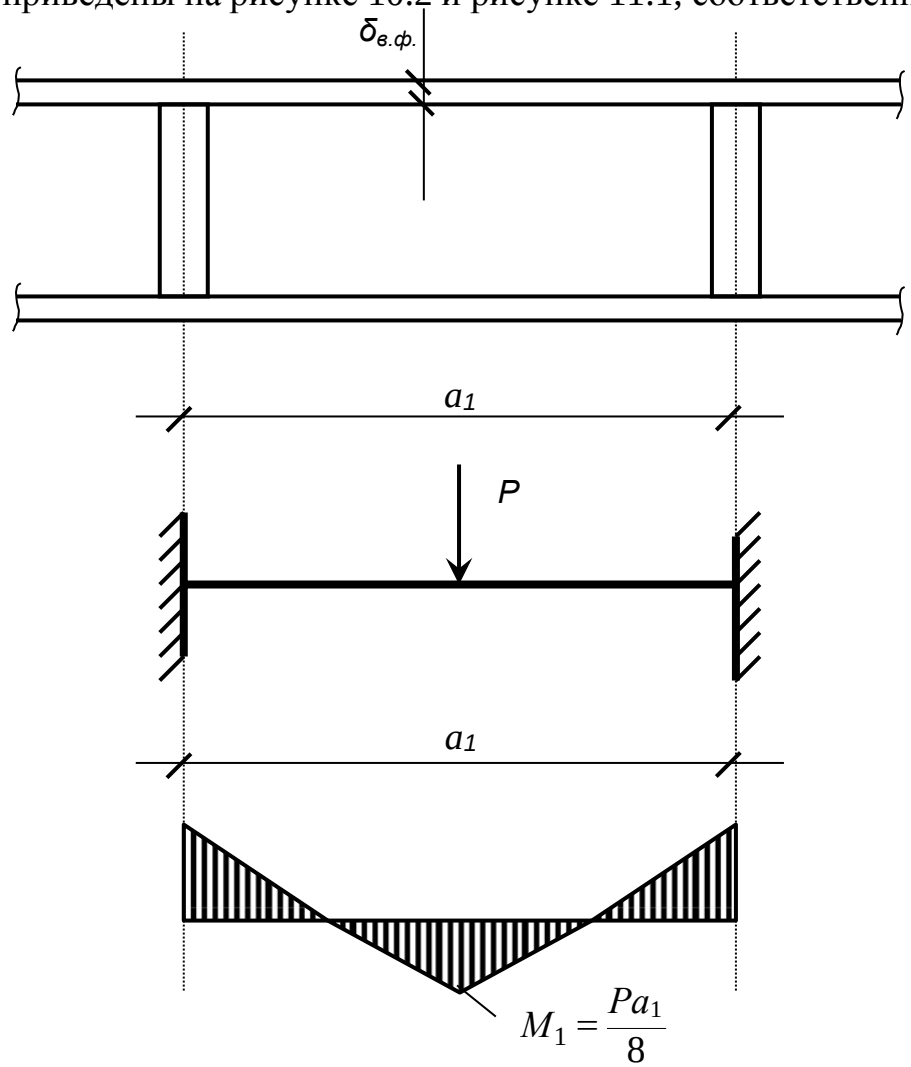


Рисунок 11.1 – К расчету верхней обшивки клеефанерной плиты

При компоновке плит расстояние между продольными ребрами и их необходимое количество по ширине можно найти из условия расчета на местный изгиб (от сосредоточенной монтажной нагрузки P = 1,2 кН) верхней

фанерной обшивки.

Изгибные напряжения от этой нагрузки в верхней обшивке поперек наружных шпонов фанеры определяют по формуле:

$$\sigma_и = \frac{M_1}{W^{во}_{ф}} = \frac{6 \cdot P \cdot a_1}{8 \cdot 100 \cdot \delta^2_{в.ф}} = 0{,}9 \cdot \frac{a_1}{\delta^2_{в.ф}} \le m_н \cdot R_{ф.и}, \qquad (11.1)$$

где P = 1,2 кН; a_1 – расстояние между осями двух рядом расположенных продольных ребер, см (рисунок 11.3); $\delta_{в.ф}$ – толщина верхней фанерной обшивки плиты, см; $m_н$ – коэффициент, учитывающий кратковременность приложения нагрузки, $m_н$ = 1,2 (таблица Б.3, приложение Б); $R_{ф.и}$ – расчетное сопротивление фанеры изгибу из плоскости листа поперек волокон нагруженных слоев (таблица В.1, приложение В), кН/см^2.

Из (11.1) можно получить допустимое расстояние между осями ребер при принятых $\delta_{в.ф}$ и $R_{ф.и}$.

$$a_1 \le 133{,}33\ R_{ф.и} \cdot \delta^2_{в.ф}, \text{ см} \qquad (11.2)$$

Необходимо помнить, что окончательно размер a_1 должен быть принят не более 50 см. Если по расчету это расстояние получилось больше, то можно принять меньше толщину $\delta_{в.ф}$, но не менее 0,8 см = 8 мм.

После выполнения компоновки плиты, сбора нагрузок и силового расчета приступают к определению геометрических характеристик поперечного сечения.

Расчет клееных элементов из фанеры с древесиной согласно норм [4] п. 4.23 следует выполнять по методу приведенного поперечного сечения.

Конструктивные решения поперечных сечений плит с двумя и одной обшивками показаны на рисунке 10.1. Их расчетные сечения приведены на рисунке 10.2. Для клеефанерной плиты с двумя обшивками расчетное поперечное сечение (благодаря жесткости клеевых соединений) рассматривается как двутавровый профиль (рисунок 10.2 *б*), а с одной обшивкой – как тавровый (рисунок 10.2 *в*). Толщина стенки таких профилей равна сумме всех толщин продольных ребер $\Sigma b_р$, входящих в поперечное сечение плиты. Расчетная ширина фанерных обшивок $b_{расч}$ принимается равной:

$$b_{расч} = 0{,}9\, b_n \text{ при } l_n \geq 6\, a_1\,, \qquad (11.3)$$

$$b_{расч} = 0{,}15\, \frac{l_n}{a_1} \cdot b_n \text{ при } l_n < 6\, a_1\,, \qquad (11.4)$$

где $b_п$ – полная ширина сечения плиты (рисунок 10.1); l_n – пролет плиты (рисунок 10.1); a_1 – расстояние между продольными ребрами по осям (рисунок 10.1).

Уменьшенная расчетная ширина обшивок ($b_{расч}$) в расчетном сечении, по сравнению с полной шириной ($b_п$), учитывает неравномерность распределения нормальных напряжений в обшивках.

Древесина и фанера имеют различные модули упругости и поэтому расчетные поперечные сечения плит рассчитывают по приведенным геометрическим характеристикам. Приведение выполняют к тому материалу элемента конструкции, в котором находятся напряжения.

Приведенные к фанере геометрические характеристики расчетных поперечных сечений клеефанерных плит можно найти по следующим формулам:

– площадь поперечного сечения

$$F_{пр} = F_{ф} + F_{д}\left(\frac{E_д}{E_ф}\right), \text{ см}^2; \qquad (11.5)$$

– статический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси

$$S_{пр} = S_{ф} + S_{д} \cdot \left(\frac{E_д}{E_ф}\right), \text{ см}^3; \qquad (11.6)$$

– момент инерции

$$I_{пр} = I_{ф} + I_{д} \cdot \left(\frac{E_д}{E_ф}\right), \text{ см}^4; \qquad (11.7)$$

– момент сопротивления для растянутых волокон (при несимметричных сечениях)

$$W_{пр}^{но} = \frac{I_{пр}}{y_0}, \text{ см}^3; \qquad (11.8)$$

где y_0 – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани обшивки.

Для симметричных сечений $\acute{o}_0 = \frac{h_п}{2}$, здесь $h_п$ – полная высота сечения плиты, см. Для несимметричных сечений $y_0 = \frac{S_{прх1}}{F_{пр}}$ (двутавровых – при разных: толщинах ($\delta_{в.ф}$, $\delta_{н.ф}$), расчетной ширине ($b^{в}_{расч}$, $b^{н}_{расч}$) обшивок или того и другого вместе; тавровых), здесь $S_{прх1}$ – приведенный статический момент сечения относительно оси x_1, подсчитывается по формулам (11.18, 11.19).

Момент сопротивления для сжатых волокон (при несимметричных сечениях)

$$W^{во}_{пр} = \frac{I_{пр}}{h_п - y_0}, \text{ см}^3. \qquad (11.9)$$

$F_ф$, $S_ф$, $I_ф$, $E_ф$ – соответственно: площадь поперечного сечения, статический момент, момент инерции и модуль упругости фанеры.

$F_д$, $S_д$, $I_д$, $E_д$ – то же древесины.

Если необходимо найти приведенные к древесине геометрические характеристики расчетных поперечных сечений панелей, то их можно найти по следующим формулам:

$$F_{пр} = F_д + F_ф\left(\frac{E_ф}{E_д}\right), \text{ см}^2; \qquad (11.10)$$

$$S_{пр} = S_д + S_ф\left(\frac{E_ф}{E_д}\right), \text{ см}^3; \qquad (11.11)$$

$$I_{пр} = I_д + I_ф\left(\frac{E_ф}{E_д}\right), \text{ см}^4; \qquad (11.12)$$

$$W^{н}_{пр} = \frac{I_{пр}}{y_0}, \text{ см}^3; \qquad (11.13)$$

$$W^{в}_{пр} = \frac{I_{пр}}{(h_п - y_0)}, \text{ см}^3. \qquad (11.14)$$

Для несимметричных приведенных расчетных поперечных сечений

(двутавровых, тавровых) прежде чем подсчитать приведенные к фанере геометрические характеристики, необходимо найти положение нейтральной оси (положение центра тяжести) такого сечения. Расстояние y_0 от произвольно выбранной оси x_1 (обычно принимают за нее нижнюю грань плиты приведенного расчетного сечения) до нейтральной оси можно найти по формуле:

$$y_0 = \frac{S_{прх1}}{F_{пр}}, \tag{11.15}$$

где $F_{пр}$ – приведенная площадь поперечного сечения; для несимметричных сечений можно найти по формулам:

– двутаврового

$$F_{пр} = b^{в}_{расч} \cdot \delta_{в.ф} + b^{н}_{расч} \cdot \delta_{н.ф} + n_р \cdot h_р \cdot b_р \frac{E_Д}{E_ф}, \tag{11.16}$$

здесь $n_р$ – число продольных ребер в приведенном расчетном сечении плиты;

– таврового с верхней обшивкой (полкой)

$$F_{пр} = b^{в}_{расч} \cdot \delta_{в.ф} + n_р \cdot h_р \cdot b_р \frac{E_Д}{E_ф}, \tag{11.17}$$

$S_{прх1}$ – приведенный статический момент сечения относительно оси x_1 (относительно нижней грани плиты):

– для двутаврового

$$S_{прх1} = b^{н}_{расч} \cdot \delta_{н.ф} \cdot \left(\frac{\delta_{н.ф}}{2}\right) + b^{в}_{расч} \cdot \delta_{в.ф} \cdot \left(h_п - \frac{\delta_{в.ф}}{2}\right) + n_р \cdot h_р \cdot b_р \cdot \left(h_р + \delta_{н.ф} - \frac{h_р}{2}\right) \cdot \frac{E_д}{E_ф}, \tag{11.18}$$

– для таврового с верхней обшивкой (полкой)

$$S_{прх1} = n_р \cdot h_р \cdot b_р \cdot \left(\frac{h_р}{2} + \delta_{н.ф}\right) \cdot \frac{E_д}{E_ф} + b^{в}_{расч} \cdot \delta_{в.ф} \cdot \left(h_п - \frac{\delta_{в.ф}}{2}\right). \tag{11.19}$$

Момент инерции приведенного сечения, (приведенного к фанере) относительно нейтральной оси:

– двутаврового

$$I_{пр} = \frac{b^{в}_{расч} \cdot \delta^{3}_{в.ф}}{12} + b^{в}_{расч} \cdot \delta_{в.ф} \cdot \left[h_{п} - y_{0} - \left(\frac{\delta_{в.ф}}{2} \right) \right]^{2} + \frac{b^{н}_{расч} \cdot \delta^{3}_{н.ф}}{12} +$$

$$+ b^{н}_{расч} \cdot \delta_{н.ф} \cdot \left[y_{0} - \left(\frac{\delta_{н.ф}}{2} \right) \right]^{2} + n_{p} \cdot \frac{b_{p} \cdot h^{3}_{p}}{12} \cdot \frac{E_{д}}{E_{ф}} + n_{p} \cdot b_{p} \cdot h_{p} \cdot \left[y_{0} - \delta_{н.ф} - \frac{h_{p}}{2} \right]^{2} \cdot \frac{E_{д}}{E_{ф}}, \quad (11.20)$$

– таврового с верхней обшивкой (полкой)

$$I_{пр} = \frac{b^{в}_{расч} \cdot \delta^{3}_{в.ф}}{12} + b^{в}_{расч} \cdot \delta_{в.ф} \cdot \left[h_{п} - y_{0} - \frac{\delta_{в.ф}}{2} \right]^{2} +$$

$$+ n_{p} \cdot \frac{b_{p} \cdot h^{3}_{p}}{12} \cdot \frac{E_{д}}{E_{ф}} + n_{p} \cdot b_{p} \cdot h_{p} \cdot \left[y_{0} - \frac{h_{p}}{2} \right]^{2} \cdot \frac{E_{д}}{E_{ф}}. \quad (11.21)$$

Моменты сопротивления приведенного поперечного сечения (приведенного к фанере) определяют по формулам (11.8) и (11.9), где $I_{пр}$ подсчитывают по формулам (11.20) или (11.21) в зависимости от типа расчетного поперечного сечения плиты.

Приведенный статический момент верхней обшивки относительно центра тяжести сечения можно найти по формуле:

$$S^{в}_{пр} = b^{в}_{расч} \cdot \delta_{в.ф} \cdot \left(h_{п} - y_{0} - \frac{\delta_{в.ф}}{2} \right). \quad (11.22)$$

Пример 11.1

Выполнить компоновку, сбор нагрузок, силовой расчет и найти геометрические характеристики приведенного поперечного сечения клеефанерной плиты покрытия промышленного здания. Кровля рулонная. Плиты опираются на несущие стропильные конструкции.

Исходные данные:

1. Условия эксплуатации – А 2;

2. Уровень ответственности здания – II;

3. Шаг несущих стропильных конструкций – B = 4,5 м;

4. Снеговая нагрузка (район) – III;

5. Материал каркаса – пихта, 2 сорта по ГОСТ 8446 – 86* Е;

6. Кровля – рулонная трехслойная, с уклоном 0,1;

7. Изготовление плиты – заводское.

Решение

Компоновка плиты. Выбор конструктивной схемы

Принимаем ребристую утепленную (условия эксплуатации А2) плиту с двумя обшивками на деревянном каркасе размером в плане $l_n \times b_n$ = 4480×1480 мм. Обшивки из водостойкой клееной березовой фанеры марки ФСФ, сорта В/ВВ по ГОСТ 3916.1 – 89. Учитывая характеристику условий эксплуатации конструкции (плита покрытия предназначена для промышленного отапливаемого здания) и температурно-влажностные условия эксплуатации А2 (таблица Н.1, приложение Н) по таблице Н.2, приложение Н принимаем клей марки ФРФ – 50 (ТУ 6 – 05 – 281 – 14 – 77*).

Направление волокон наружных слоев фанерных обшивок, верхней и нижней, принимаем продольным. Листы фанеры длиной 1525 мм стыкуем «на ус» в двух местах по длине плиты. Поперечные ребра размещаем в торцах плиты и под стыками фанеры. Толщину верхней обшивки полки) принимаем $\delta_{в.ф}$ = 9 мм, нижней – $\delta_{н.ф}$ = 8 мм.

Утеплитель – минераловатные плиты толщиной 8 см на синтетическом связующем по ГОСТ 9573 – 82* с плотностью 75 кг/м^3; пароизоляция – полиэтиленовая пленка толщиной 0,2 мм по ГОСТ 10354.

Допустимое расстояние в осях между продольными ребрами каркаса, находим по формуле (10.2). $R_{ф.и}$ = 6,5 МПа = 0,65 кН/см^2 (таблица В.1, приложение В).

$a_1 \leq 133{,}33 \cdot R_{ф.и} \cdot \delta_{в.ф}^2$, но не более 50 см.

$a_1 \leq 133{,}33 \cdot 0{,}65 \cdot 0{,}9^2 = 70{,}2$ см.

Полученное расстояние a_1 = 70,2 см превышает рекомендуемое a_1 = 50 см. Уменьшаем толщину верхней обшивки до минимально рекомендуемой $\delta_{в.ф}$ = 8 мм, тогда $a_1 \leq 133{,}33 \cdot 0{,}65 \cdot 0{,}8^2 = 55{,}5$ см.

Следовательно, деревянный каркас плиты будет состоять из четырех продольных и двенадцати коротких поперечных ребер (рисунок 10.1).

Для дощатого каркаса, связывающего верхние и нижние фанерные об-

шивки в монолитную склеенную коробчатую плиту, используем черновые заготовки из досок по рекомендуемому сортаменту пиломатериалов (применительно к ГОСТ 8486 – 860* Е, таблица Е.1, приложение Е) сечением $b \times \delta$ = 150 × 50 мм. Ширина доски b = 150 мм будет служить высотой поперечного сечения продольного ребра h_p и составляет ~ h_p = 15 см ≈ $\frac{1}{30} l_{\text{п}}$, что лежит в пределах рекомендуемой высоты плиты, толщина доски δ = 50 мм будет служить толщиной продольного ребра b_p и тоже лежит в пределах рекомендуемых размеров. После сушки (до 12 % влажности) и четырехстороннего фрезерования черновых заготовок на склейку идут чистые доски сечением $h_p \times b_p$ = 142×42 мм. Высота плиты $h_{\text{п}} = h_p + \delta_{в.ф} + \delta_{н.ф}$ = 142+8+8 = 158 мм, что составляет $\frac{158}{448} = \frac{1}{28{,}4}$ пролета и соответствует рекомендациям $\frac{1}{15} - \frac{1}{40}$. Расстояние между продольными ребрами по осям $a_{ср} = \frac{(b_n - 2b_p)}{3} = \frac{(1480 - 2 \cdot 42)}{3} = 465{,}33 мм.$ Принимаем два крайних расстояния по a'_1= 465 мм и среднее a_1 =466 мм.

Для придания каркасу жесткости продольные ребра соединяем на клею с поперечными ребрами, расположенными по торцам и по длине плиты (рисунок 10.1 *а*). Продольные кромки панелей при установке стыкуются с помощью специально устроенного шпунта из трапециевидных брусков, приклеенных к крайним продольным ребрам. Такое соединение в шпунт предотвращает вертикальный сдвиг в стыке и разницу в прогибах кромок смежных панелей даже под действием сосредоточенной нагрузки, приложенной к краю одной из плит (рисунок 10.1 *г*). Зазор между утеплителем и верхней обшивкой составляет 142 – 80 – 0,2 = 61,8 мм > 50 мм.

Условие для проветривания внутренних полостей соблюдается. В торцевых и промежуточных поперечных ребрах каркаса предусматриваем отверстия для вентиляции.

В результате компоновки и выбора конструктивной схемы плиты при-

нято (рисунок 10.1,а, б, в):

– ребристая утепленная клеефанерная плита с двумя фанерными обшивками на деревянном каркасе размером в плане $l_п \times b_п = 4480 \times 1480$ мм;

– обшивки из водостойкой березовой фанеры марки ФСФ, сорта В/ВВ по ГОСТ 3916.1-89. Направление волокон наружных слоев фанерных обшивок – продольное, листы по длине панели стыкуются на «ус». Поперечные ребра размещены в торцах и под стыками фанеры;

– толщина верхней фанерной обшивки $\delta_{в.ф.} = 8$ мм, нижней $\delta_{н.ф.} = 8$ мм.

– соединения элементов каркаса (продольных и поперечных ребер) и обшивок с каркасом клеевые (см. задание). Клей марки ФРФ-50 по ТУ6 – 05 – 281 – 14 – 77*.

– деревянный каркас образуют несущие продольные и конструктивные поперечные ребра. В поперечном сечении каркаса плиты располагаются 4-ре продольных ребра сечением $4(h_р \times b_р) = 4(142 \times 42)$ мм и три соединительных бруска (рисунок 10.1, *а, в*). Продольные и поперечные ребра представляют собой отфрезерованные доски, поставленные на ребро. Материал досок – пихта 2 сорта. Толщина соединительных брусков $b_{бр} = b_р = 42$ мм.

– утеплитель – минераловатные плиты толщиной 80 мм на синтетическом связующем по ГОСТ 9373-82* с плотностью $\gamma_{ут} = 75$ кг/м^3; пароизоляция – полиэтиленовая пленка толщиной 0,2 мм по ГОСТ 10354.

– $a_1' = 465$ мм, $a_1 = 466$ мм (рисунок 10.1).

Сбор нагрузок и силовой расчет

Подсчет нормативной и расчетной нагрузок выполним в табличной форме.

Таблица 11.1 – Подсчет нагрузки на 1 м^2 плиты

№ п/п	Нагрузка	Нормативная, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная, кН/м^2
1	Кровля рулонная трехслойная	0,12	1,3	0,156
2	Фанера клееная березовая марки ФСФ $(\delta_{в.ф}+ \delta_{н.ф})\cdot\gamma_ф = 2\cdot 0{,}008\cdot \frac{700}{100}$	0,112	1,1	0,123
3	Каркас из древесины пихты:			
	– продольные ребра с учетом брусков продольных стыков			
	$\frac{n_p \cdot h_p \cdot b_p}{b_п}\cdot\frac{\gamma_д}{100} = \frac{5\cdot 0{,}142\cdot 0{,}042}{1{,}48}\cdot\frac{500}{100}$	0,101	1,1	0,111
	– поперечные ребра			
	$\frac{n_{п.р}\cdot l^*_{п.р}\cdot h_{п.р}\cdot b_{п.р}}{b_п}\cdot\frac{\gamma_д}{100} = \frac{(1\cdot 0{,}424^*+2\cdot 0{,}423^*)\cdot 0{,}142\cdot 0{,}042}{4{,}48}\cdot\frac{500}{100}$	0,010	1,1	0,011
4	Утеплитель – минераловатные плиты $\frac{h_{ут}\cdot(a-b_р)}{a_{ср}}\cdot\gamma_{ут} = \frac{0{,}08(0{,}465-0{,}042)}{0{,}4653}\cdot 0{,}75$	0,055	1,2	0,065
5	Пароизоляция	0,02	1,2	0,024
	Постоянная	$g^n_н$=0,418	–	g^n=0,49
	Временная (снеговая) 1,8·0,7	$S_н$=1,26	–	S=1,8
	Полная	$g_н$=1,678	–	g=2,29

*$l_{п.р.}$ – длина поперечного ребра равна расстоянию между продольными ребрами в свету (рисунок 10.1)

Коэффициент надежности по ответственности γ_n = 0,95.

Полная расчетная нагрузка на 1 пог. м плиты

$q = \gamma_n \cdot g \cdot b = 0{,}95\cdot 2{,}29\cdot 1{,}5 = 3{,}263$ кН/м.

Расчетный пролет плиты (расстояние между серединами точек опирания плиты на несущую стропильную конструкцию. Ширину площадки опирания принимаем 6 см).

$l_p = l_n - 0{,}06 = 4{,}48 - 0{,}06 = 4{,}42$ м.

Расчетная схема плиты и эпюры внутренних усилий приведены на рисунке 10.2 *а*.

Максимальный изгибающий момент в середине пролета

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l_p^2}{8} = \frac{3{,}263 \cdot 4{,}42^2}{8} = 7{,}97 \text{ кН·м.}$$

Максимальная поперечная сила равна опорной реакции плиты

$$Q_{\max} = \frac{q \cdot l_p}{2} = \frac{3{,}263 \cdot 4{,}42}{2} = 7{,}21 \text{ кН.}$$

Геометрические характеристики приведенного поперечного сечения плиты.

Приведенное поперечное сечение плиты (рисунок 10.2 б).

Находим приведенную ширину фанерных обшивок в соответствии с формулами (11.3, 11.4).

$l_n = 448$ см; $a_{ср} \approx 46{,}5$ см; т.к. $l_n = 448$ см $> 6 \cdot a_{ср} = 6 \cdot 46{,}5 = 279$ см, то расчетная ширина верхней и нижней фанерных обшивок:

$b_{расч}^{в} = b_{расч}^{н} = 0{,}9 \cdot b_n = 0{,}9 \cdot 148 = 133{,}2$ см.

Геометрические характеристики поперечного сечения клеефанерной плиты приводим к фанерной обшивке, учитывая отношение

$$\frac{E_д}{E_ф} = \frac{1000}{900} = 1{,}11,$$

где $E_д = 10000$ МПа $= 1000$ кН/см^2,

$E_ф = 9000$ МПа $= 900$ кН/см^2.

Значение $E_ф$ по таблице Г.1, приложение Г.

При одинаковой толщине и расчетной ширине обшивок, центр тяжести приведенного поперечного двутаврового сечения располагается в середине его высоты и $y_0 = \frac{h_n}{2}$.

Приведенная площадь сечения по формуле:

$$F_{пр} = F_{д} + F_{ф}\left(\frac{E_{ф}}{E_{д}}\right) = b^{в}_{расч}\cdot\delta_{в.ф} + b^{н}_{расч}\cdot\delta_{н.ф} + n_{р}\cdot b_{р}\cdot h_{р}\cdot\left(\frac{E_{д}}{E_{ф}}\right) =$$

$$= 133,2\cdot 0,8 + 133,2\cdot 0,8 + 4\cdot 4,2\cdot 14,2\cdot 1,11 = 477,92 см^2.$$

Приведенный статический момент верхней фанерной обшивки относительно нейтральной оси, проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения, находим по формуле:

$$S^{в}_{пр} = b^{в}_{расч}\cdot\delta_{в.ф}\cdot\left(\frac{h_{п}}{2} - \frac{\delta_{в.ф}}{2}\right) = 133,2\cdot 0,8\cdot\left(\frac{15,8}{2} - \frac{0,8}{2}\right) = 799,2 см^3.$$

Приведенный момент инерции поперечного сечения плиты по формуле (10.7):

$$I_{пр} = I_{ф} + I_{д}\left(\frac{E_{д}}{E_{ф}}\right) = \frac{b^{в}_{расч}\cdot\delta^{3}_{в.ф}}{12} + b^{в}_{расч}\cdot\delta_{в.ф}\cdot\left(\frac{h_{п}}{2} - \frac{\delta_{в.ф}}{2}\right)^2 +$$

$$+ \frac{b^{н}_{расч}\cdot\delta^{3}_{н.ф}}{12} + b^{н}_{расч}\cdot\delta_{н.ф}\left(\frac{h_{п}}{2} - \frac{\delta_{н.ф}}{2}\right)^2 + n_{р}\cdot\frac{b_{р}\cdot h^{3}_{р}}{12}\cdot\left(\frac{E_{д}}{E_{ф}}\right) =$$

$$= \left[\frac{133,2\cdot 0,8^3}{12} + 133,2\cdot 0,8\cdot\left(\frac{15,8}{2} - \frac{0,8}{2}\right)^2\right]\cdot 2 + 4\cdot\left(\frac{4,2\cdot 14,2^3}{12}\right)\cdot 1,11 = 16449 см^4.$$

Приведенный момент сопротивления поперечного сечения плиты по формулам (11.8 и 11.9) при $y_0 = \frac{h_{п}}{2}$:

$$W^{во}_{пр} = W^{но}_{пр} = \frac{2\cdot I_{пр}}{h_{п}} = \frac{2\cdot 16449}{15,8} = 2082,15 \text{ см}^3.$$

Задания

Требуется выполнить компоновку, сбор нагрузок, силовой расчет и найти геометрические характеристики приведенного поперечного сечения клеефанерной плиты покрытия промышленного здания. Кровля рулонная. Плита опирается на несущие стропильные конструкции. Изготовление плиты – заводское. Исходные данные принять по таблице 11.2.

Таблица 11.2 – Исходные данные

№ варианта	Условия эксплуатации	Уровень ответственности	Шаг несущих стропильных конструкций, *B*, м	Снеговая нагрузка (район)	Материал	
					обшивок, марка, сорт	каркаса – древесина, сорт
1	А 1	I	3,0	I	фанера клееная березовая, ФСФ, В/ВВ	сосна, 2 с
2	А 2	I	3,5	II	то же	кедр сибирский, 2 с
3	Б 1	II	4,0	III	то же	лиственница, 1 с
4	Б 2	II	4,5	II	то же	пихта, 1 с
5	А 1	II	5,0	I	фанера клееная из древесины лиственницы, ФСФ, В/ВВ	кедр сибирский, 1 с
6	А 2	II	5,5	III	то же	пихта, 2 с
7	Б 1	I	6,0	I	то же	ель, 2 с
8	Б 2	I	5,5	II	то же	сосна, 2 с
9	А 1	I	5,0	III	то же	лиственница, 2 с
10	А 2	II	4,5	II	то же	кедр сибирский, 1 с

Вопросы к практическому занятию

1. Для каких условий эксплуатации рекомендуется применять клеефанерные плиты покрытия?

2. От чего зависит выбор марки клееной фанеры для обшивок плиты?

3. Назовите минимально рекомендуемую толщину обшивок плиты.

4. Как рекомендуется располагать направление волокон верхних слоев фанерных листов обшивок и почему?

5. Как осуществляется стык фанерных листов по длине панели?

6. От чего зависит выбор типа марки клея?

7. Из каких элементов состоит каркас плиты?

8. Назовите допустимый шаг продольных и поперечных ребер. Где желательно размещать поперечные ребра?

9. Какие материалы рекомендуются в качестве утеплителя в утепленных панелях?

10. Какой по величине зазор необходимо предусмотреть между утеплителем и верхней обшивкой плиты и зачем? Что для этой же цели предусмат-

ривается в поперечных ребрах?

11. Каков минимальный размер ширины опорной площадки плиты?

12. С какой целью плиты прикрепляют к несущим конструкциям и соединяют между собой?

13. С помощью каких элементов можно выполнить соединение плит между собой?

14. Какие типы сечений могут иметь клеефанерные плиты покрытия?

15. По какому методу следует выполнять расчет клееных элементов из фанеры с древесиной (клеефанерных плит)?

16. На какие нагрузки рассчитываются плиты?

17. По какой расчетной схеме рассчитывают клеефанерные плиты?

18. Какое расчетное поперечное сечение имеет плита с двумя обшивками? То же с одной обшивкой?

19. Чем объясняется уменьшенная расчетная ширина обшивок в расчетном сечении по сравнению с полной (конструктивной)?

20. По каким геометрическим характеристикам выполняют расчет приведенного поперечного сечения плиты и почему?

Литература: [1, 2, 4, 5, 7, 10].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 12

Проверки прочности, устойчивости и жесткости в клеефанерной плите покрытия на деревянном каркасе

Теоретическая часть

В клеефанерных плитах на деревянном каркасе с двумя или одной верхней обшивками выполняют следующие проверки по первой группе предельных состояний:

при двух обшивках:

– прочность растянутой (нижней) фанерной обшивки;

– устойчивость сжатой (верхней) фанерной обшивки;

– прочность верхней обшивки на местный изгиб;

– прочность на скалывание ребер каркаса плит или обшивки по шву в месте примыкания ее к ребрам;

при одной верхней обшивке:

– прочность на изгиб продольных деревянных ребер;

– устойчивость сжатой (верхней) фанерной обшивки;

– прочность верхней обшивки на местный изгиб;

– прочность на скалывание продольных деревянных ребер или обшивки по шву в месте примыкания ее к ребрам.

По второй группе предельных состояний все плиты проверяются на прогиб.

Прочность растянутой (нижней) фанерной обшивки проверяют по формуле, позволяющей учесть совместную работу обшивок и продольных ребер.

Проверку прочности растянутой (нижней) фанерной обшивки выполняют по формуле:

$$\sigma_{р} = \frac{M}{W_{\text{пр}}^{но}} \leq m_{ф} \cdot R_{ф.р.}^{*}, \qquad (12.1)$$

где M – расчетный изгибающий момент, кН·см;

$R^*_{ф.р.}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению, с учетом необходимых коэффициентов условий работы, кН/см^2. Значения $R_{ф.р.}$ приведены в таблице 8П, приложение 3;

$m_ф$ – коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления в стыках фанерной обшивки, принимаемый равным при усовом соединении или с двусторонними накладками: $m_ф$ = 0,6 для фанеры обычной и $m_ф$ = 0,8 для фанеры бакелизированной. При отсутствии стыков $m_ф$ = 1;

$W_{пр}^{но}$ – момент сопротивления поперечного сечения, приведенного к фанере (для нижней обшивки плиты), см^3.

Проверку устойчивости сжатой (верхней) фанерной обшивки выполняют по формуле:

$$\sigma_c = \frac{M}{\varphi_ф \cdot W_{пр}^{во}} \le R^*_{ф.с.}, \qquad (12.2)$$

где $\varphi_ф$ – коэффициент устойчивости обшивки:

$$\varphi_ф = \frac{1250}{(a / \delta_{в.ф.})^2} \text{ при } a/\delta_{в.ф.} \ge 50 \qquad (12.3)$$

$$\varphi_ф = 1 - \frac{(a / \delta_{в.ф.})^2}{5000} \text{ при } a/\delta_{в.ф.} < 50, \qquad (12.4)$$

здесь a – расстояние между ребрами в свету (рисунок 10.1, в, г);

$\delta_{в.ф}$ – толщина верхней обшивки;

$R^*_{ф.с.}$ – расчетное сопротивление фанеры сжатию, с учетом необходимых коэффициентов условий работы, кН/см^2.

Прочность верхней обшивки плиты на местный изгиб как полосы шириной 100 см, защемленной между продольными ребрами от действия сосредоточенной силы P = 1,2 кН проверяют по формуле:

$$\sigma_u = \frac{M_1}{W_ф^{во}} = \frac{6 \cdot P \cdot a_1}{8 \cdot 100 \cdot \delta_{вф}^2} \le R^*_{ф.и90} \cdot m_н \qquad (12.5)$$

где $R^*_{ф.и90}$ – расчетное сопротивление фанеры изгибу поперек волокон наружных слоев с учетом необходимых коэффициентов условий работы, кН/см^2;

$m_н$ = 1,2 – коэффициент, вводимый при расчете на монтажную нагрузку, см. таблицу Б.3, приложение Б;

a_1 – расстояние по осям двух рядом расположенных продольных ребер, см (рисунок 11.3).

Прочность на скалывание ребер каркаса плит или обшивки по шву в месте примыкания ее к ребрам проверяют по формуле:

$$\tau_{ск} = \frac{Q \cdot S_{пр}}{I_{пр} \cdot в_{расч}} \le R^*_{ск}, \left(R^*_{ф.ск}\right), \qquad (12.6)$$

где Q – расчетная поперечная сила, кН;

$S_{пр}$ – статистический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси, см^3;

$в_{расч}$ – расчетная ширина сечения, равная суммарной ширине продольных ребер каркаса, см (рисунок 10.2 б, в);

$R^*_{ск}$, $R^*_{ф.ск}$ – соответственно расчетное сопротивление скалыванию древесины вдоль волокон или фанеры вдоль волокон наружных слоев с учетом необходимых коэффициентов условий работы, кН/см^2.

Проверку плит на прогиб выполняют по формуле прогиба шарнирно опертой балки с учетом модуля упругости фанеры и пониженной жесткости сечения плиты, введением в знаменатель коэффициента 0,7. Относительный прогиб плиты от нормативной нагрузки:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^н \cdot l^3}{0,7 \cdot E_ф \cdot I_{пр}} \le f_u / l \qquad (12.7)$$

где $q^н$ – нормативная нагрузка, кН/м.

При эстетико-психологических требованиях, предъявляемых к плитам покрытий открытых для обзора, эта нагрузка складывается из постоянной и временной длительной. За временную длительную нагрузку, в соответствии с п. 1.7* к [5] для таких плит принимают снеговую с пониженным значением, определяемым умножением полного нормативного значения на коэффициент 0,5.

$f_è$ – нормируемая величина прогиба, (таблица 19 п. 2 [5]).

Пример 12.1

По исходным данным примера 11.1, результатам компоновки, сбора нагрузок, силового расчета и определения геометрических характеристик клеефанерной плиты покрытия на деревянном каркасе (рисунок 10.1, рисунок 10.2), выполнить: проверки прочности, устойчивости и жесткости плиты.

Решение:

Для заданных условий эксплуатации А 2 коэффициент $m_в = 1$, (таблица Б.2, приложение Б); коэффициент $m_ф = 0,6$ (см. пояснения к формуле (12.1).

Расчетные характеристики материалов (по таблицам В.1, Г.1, А.1 приложений В, Г, Д):

– верхняя обшивка

$R_{ф.с} = 12МПа = 1,2кН/см^2$;

$R_{ф.и} = 6,5МПа = 0,65кН/см^2$; $R_{ф.ск} = 0,8МПа = 0,08кН/см^2$;

$E_ф = 9000МПа = 900\ кН/см^2$;

– нижняя обшивка

$R_{ф.р} = 14МПа = 1,4кН/см^2$; $R_{ф.ск} = 0,8МПа = 0,08кН/см^2$;

– ребер

$R_и = 13МПа = 1,3кН/см^2$; $R_{ск} = 1,6\ МПа = 0,16кН/см^2$; $m_п = 0,8$ (таблица Б.1, приложение Б).

$$R^*_и = R_и \cdot m_п \cdot m_в = 1,3 \cdot 0,8 \cdot 1 = 1,04 кН/см^2;$$

$$R^*_{ск} = R_{ск} \cdot m_п \cdot m_в = 0,16 \cdot 0,8 \cdot 1 = 0,128 кН/см^2.$$

$E_д = 10000МПа = 1000кН/см^2$.

Нормативная снеговая нагрузка на плиту $S_н = 1,26кН/м^2$ (см. таблицу 11.1).

Проверяем прочность нижней растянутой обшивки по формуле (12.1), где $M = M_{max}$:

$$\sigma_р = \frac{M}{W^{но}_{пр}} = \frac{7,97 \cdot 100}{2082,15} = 0,383\ кН/см^2 < R_{ф.р} \cdot m_в \cdot m_ф = 1,4 \cdot 1 \cdot 0,6 =$$

$0,84кН/см^2$

Прочность обеспечена.

Проверяем устойчивость верхней сжатой обшивки по формуле (12.2), где $M = M_{max}$:

при $\frac{a}{\delta_{в.ф.}} = \frac{42,4}{0,8} = 53 > 50$, $\varphi_ф = \frac{1250}{\left(\frac{a}{\delta_{в.ф.}}\right)^2} = \frac{1250}{\left(\frac{42,4}{0,8}\right)^2} = 0,445$

$$\sigma_c = \frac{M}{\varphi_ф W_{пр}^{во}} = \frac{7,97 \cdot 100}{0,445 \cdot 2082,15} = 0,86 \text{ кН/см} < R_{фс} \cdot m_B = 1,2 \cdot 1 = 1,2 кН/см^2$$

Устойчивость обеспечена.

Прочность верхней обшивки на местный изгиб по формуле (12.5)

$$\sigma_и = \frac{M_1}{W_ф^{во}} = \frac{6 \cdot P \cdot a_1}{8 \cdot 100 \cdot \delta_{в.ф.}^2} = \frac{6 \cdot 1,2 \cdot 46,6}{8 \cdot 100 \cdot 0,8^2} = 0,655 кН/см^2 <$$

$$< R_{ф.и} \cdot m_в \cdot m_н = 0,65 \cdot 1 \cdot 1,2 = 0,78 кН/см^2$$

Прочность обеспечена.

Проверяем прочность на скалывание по клеевому шву верхней обшивки в пределах ширины продольных ребер по формуле (12.6), где

$S_{пр} = 799,2$ см^3; $I_{пр} = 16449$ см^4;

$b_{расч} = \Sigma b_р = 4 \cdot 4,2 = 16,8$ см; $Q = Q_{max} = 7,21$ кН;

$$\tau_{ск} = \frac{Q \cdot S_{пр}}{I_{пр} \cdot b_{расч}} = \frac{7,21 \cdot 799,2}{16449 \cdot 16,8} = 0,021 кН/см^2 <$$

$$< R_{ф.ск.} \cdot m_в = 0,08 \cdot 1 = 0,8 кН/см^2$$

Прочность обеспечена.

Проверка плиты на прогиб.

Относительный прогиб плиты вычисляем по формуле (12.7) при:

$q^н = \gamma_n (g_н^n + S_н \cdot 0,5) \cdot b = 0,95(0,418+1,26 \cdot 0,5) \cdot 1,5 \approx 1,5$ кН/м и

$E_ф = 900$ кН/см^2

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^н \cdot l^3}{0,7 \cdot E_ф \cdot I_{пр}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,5 \cdot 442^3}{100 \cdot 0,7 \cdot 900 \cdot 16449} =$$

$$0,001627 = \frac{1}{614} \le \frac{f_u}{l} = \frac{1}{174}$$

Относительный прогиб плиты не превышает предельно допустимый.

Пример 12.2

Выполнить проверку несущей способности и жесткости клеефанерной плиты (рисунок 12.1) при следующих исходных данных:

– расчетный пролет l = 5,92 м; ширина плиты $b_п$ = 1,48 м;

– нормативная нагрузка $\gamma_н \cdot q^H$ = 2,1 кН/м (постоянная и временно длительная, умноженные на коэффициент надежности по ответственности $\gamma_н$);

– расчетная нагрузка $\gamma_н \cdot q$ = 4,53 кН/м;

– верхняя обшивка выполнена из семислойной березовой фанеры марки ФСФ толщиной $\delta_{в.ф.}$ = 9 мм;

– нижняя обшивка – из семислойной березовой фанеры марки ФСФ толщиной $\delta_{н.ф.}$ = 8 мм;

– ребра – из сосновых досок 2-го сорта.

– число продольных ребер в поперечном сечении плиты – 4;

– размеры поперечного сечения одного продольного ребра (после острожки) $h_р \times b_р$ = 192 × 42 мм;

– условия эксплуатации А1.

Решение

Расчетные характеристики материалов (по таблицам В.1, Г.1, А.1 приложений В, Г, А):

– верхняя обшивка

$R_{ф.с}$ =12 МПа = 1,2 кН/см^2, $R_{ф.и}$ = 6,5МПа = 0,65 кН/см^2, $R_{ф.ск}$ = 0,8 МПа = 0,08 кН/см^2, $E_ф$ = 9000 МПа = 900 кН/см^2;

По условиям эксплуатации $m_в$ = 1, тогда

$$R^*_{ф.с} = R_{ф.с} \cdot m_в = 1,2 \cdot 1 = 1,2 \text{кН/см}^2, R^*_{ф.и} = R_{ф.и} \cdot m_в = 0,65 \cdot 1 = 0,65 \text{кН/см}^2,$$
$$R^*_{ф.ск} = R_{ф.ск} \cdot m_в = 0,08 \cdot 1 = 0,08 \text{кН/см}^2.$$

– нижняя обшивка

$R_{ф.р}$ = 14 МПа = 1,4 кН/см^2, $E_ф$ = 9000 МПа = 900 кН/см^2; $m_в$ = 1;

$$R^*_{ф.р} = R_{ф.р} \cdot m_в = 1,4 \cdot 1 = 1,4 кН/см^2$$

– ребра

$R_и$ = 13 МПа = 1,3 кН/см^2, $R_{ск}$ = 1,6 МПа = 0,16 кН/см^2, $E_д$ = 10000 МПа = 1000 кН/см^2.

$$R^*_и = R_и \cdot m_в = 1{,}3 \cdot 1 = 1{,}3 кН/см^2; R^*_{ск} = R_{ск} \cdot m_в = 0{,}16 \cdot 1 = 0{,}16 кН/см^2.$$

Высота сечения плиты $h_п = h_р + \delta_{в.ф} + \delta_{н.ф} = 19{,}2 + 0{,}9 + 0{,}8 = 20{,}9 см$;

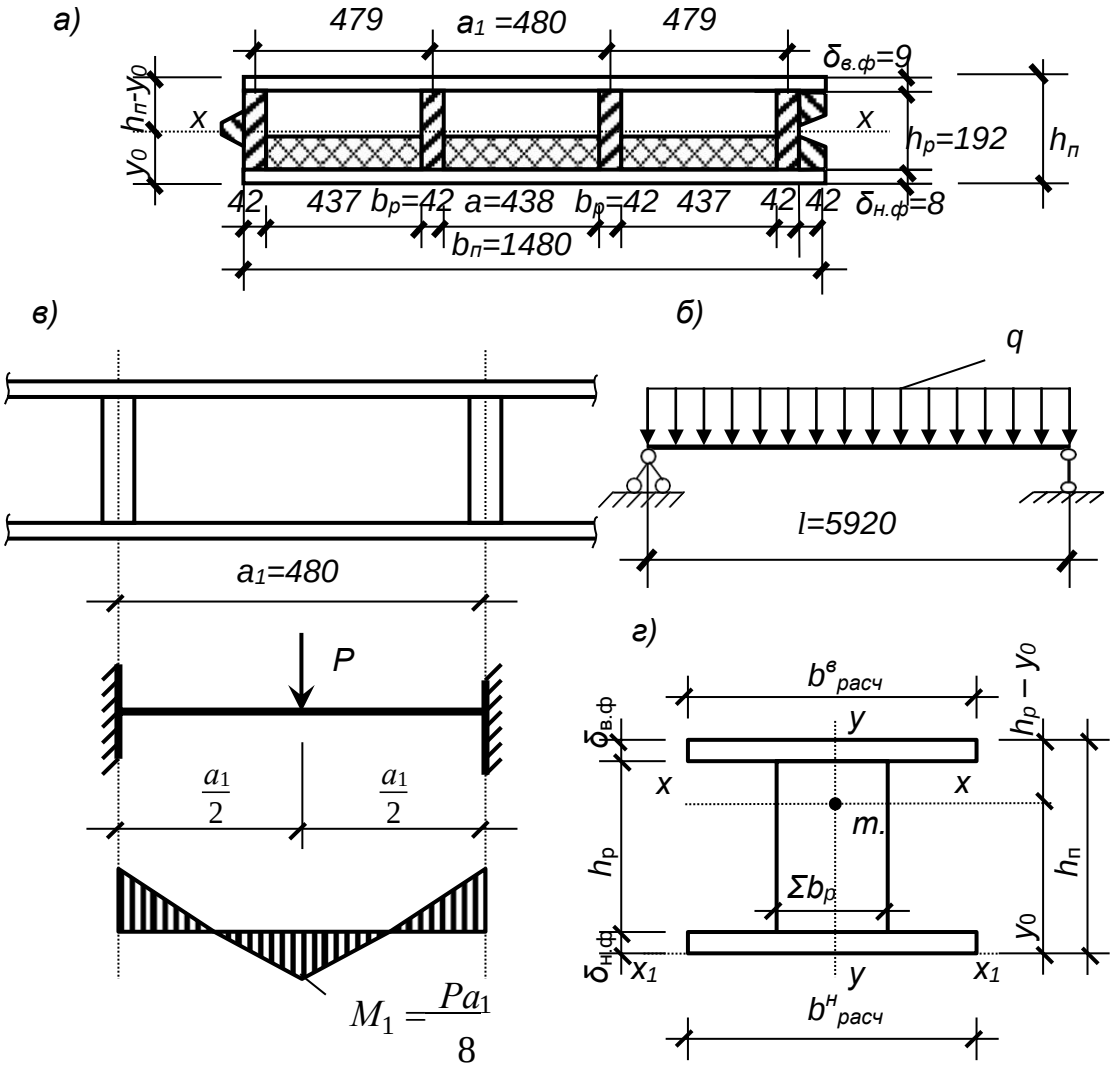


Рисунок 12.1 – Поперечное сечение, расчетные схемы и расчетное сечение плиты: *а* – поперечное сечение; *б* – расчетная схема при действии равномерно распределенной расчетной нагрузки; *в* – конструктивная и расчетная схема при действии сосредоточенной нагрузки; *г* – приведенное поперечное сечение плиты

Расчетные усилия в плите:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{4{,}53 \cdot 5{,}92^2}{8} = 19{,}85 кН \cdot м;$$

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{4{,}53 \cdot 5{,}92}{2} = 13{,}41 кН.$$

Расчетная ширина обшивки плиты при

a_1 = 48 см, l = 592 см > 6·a_1 = 6·48 = 288 см.

$b^{в}_{\ расч} = b^{н}_{\ расч} = b_{расч} = 0{,}9 b_n = 0{,}9 \cdot 1{,}48 = 1{,}332$ м = 133,2 см.

Расчетные площади:

– верхней обшивки $F_{во} = \delta_{в.ф} \cdot b^{в}_{расч} = 0{,}9 \cdot 133{,}32 = 119{,}88 см^2$;

– нижней обшивки $F_{но} = \delta_{н.ф} \cdot b^{н}_{расч} = 0{,}8 \cdot 133{,}32 = 106{,}56 см^2$;

– продольных ребер $F_р = b_р \cdot h_р \cdot n_р = 4{,}2 \cdot 19{,}2 \cdot 4 = 322{,}56 см^2$.

Приведенная (к материалу фанеры) площадь поперечного сечения по формуле

$$F_{пр} = F_{во} + \frac{E_д}{E_ф} F_д + F_{но} = 119{,}88 + \frac{1000}{900} \cdot 322{,}56 + 106{,}56 = 584{,}84 см^2.$$

$F_{пр}$ – можно найти и по формуле (11.16).

В дальнейшем отношение модулей упругости древесины $E_Д$ и фанеры $E_ф$ обозначим через коэффициент η

$$\eta = \frac{E_д}{E_ф} = \frac{10000}{9000} = 1{,}11.$$

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

$S_{пр.х1} = S_{во} + S_{но} + \eta S_д = 119{,}88 \cdot 20{,}45 + 106{,}56 \cdot 0{,}4 + 1{,}11 \cdot 322{,}56 \cdot 10{,}4 =$
$= 6217{,}803$ см^3.

где $S_{во} = F_{во} \cdot \left(h_п - \frac{\delta_{в.ф}}{2} \right)$; $S_{но} = F_{но} \cdot \frac{\delta_{н.ф}}{2}$.

$S_{пр.х1}$ можно найти и по формуле (11.18)

Находим положение нейтральной оси (от нижней грани обшивки) по формуле (11.15)

$$y_0 = \frac{S_{пх1}}{F_{пр}} = \frac{6217{,}803}{584{,}84} = 10{,}63 см; \qquad h_п - y_0 = 20{,}9 - 10{,}63 = 10{,}27 см.$$

Приведенный момент инерции относительно нейтральной оси по формуле (11.20), в которой отношение $\frac{E_Д}{E_ф}$ заменено на коэффициент η:

$$I_{пр} = \frac{b^{в}_{расч} \cdot \delta^{3}_{в.ф}}{12} + b^{в}_{расч} \cdot \delta_{в.ф} \cdot \left(h_п - y_0 - \frac{\delta_{в.ф}}{2} \right)^2 + \frac{b^{н}_{расч} \cdot \delta^{3}_{н.ф}}{12} + b^{н}_{расч} \cdot \delta_{н.ф} \left(y_0 - \frac{\delta_{н.ф}}{2} \right)^2 + \frac{n_р \cdot b_р \cdot h^3_р}{12} \cdot \eta_р +$$

$$+ \eta \cdot n_р \cdot b_р \cdot h_р \cdot \left(y_0 - \delta_{н.ф} - \frac{h_р}{2} \right)^2 = \frac{133,2 \cdot 0,9^3}{12} + 133,2 \cdot 0,9 \cdot (10,27 - 0,45)^2 +$$

$$+ \frac{133,2 \cdot 0,8^3}{12} + 133,2 \cdot 0,8 \cdot (10,63 - 0,4)^2 + 1,11 \cdot \frac{4 \cdot 4,2 \cdot 19,2^3}{12} +$$

$$+ 1,11 \cdot 4 \cdot 4,2 \cdot 19,2 \cdot (10,63 - 0,8 - 9,6)^2 = 33743,88 см^4.$$

Моменты сопротивления верхней и нижней обшивок по формулам (11.9 и 11.8) равны:

$$W^{во}_{пр} = \frac{I_{пр}}{h_п - y_о} = \frac{33743,88}{10,27} = 3285,675 см^3;$$

$$W^{но}_{пр} = \frac{I_{пр}}{y_о} = \frac{33743,88}{10,63} = 3174,40 см^3.$$

Проверяем прочность нижней обшивки на растяжение по формуле (11.1)

$$\sigma = \frac{M}{W^{но}_{пр}} = \frac{19,85 \cdot 100}{3174,40} = 0,63 кН/см^2 < R^*_{ф.р} m_о = 1,4 \cdot 0,6 = 0,84 кН/см^2.$$

Прочность обеспечена.

Проверяем устойчивость верхней обшивки по формуле (12.2):

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_ф \cdot W^{во}_{пр}} = \frac{19,85 \cdot 100}{0,526 \cdot 3285,675} = 1,15 кН/см^2 < R^*_{ф.с} = 1,2 кН/см^2,$$

где $\varphi_ф = 1 - \frac{\left(a/\delta\right)^2_{в.ф.}}{5000} = 1 - \frac{48,67^2}{5000} = 0,526$

при $\frac{a}{\delta_{в.ф.}} = \frac{43,8}{0,9} = 48,67 < 50.$

Устойчивость обеспечена.

Прочность верхней обшивки на местныйизгиб проверяем по формуле (12.5):

$$\sigma = \frac{6Pa_1}{8b\delta^2} = \frac{6 \cdot 1,2 \cdot 48}{8 \cdot 100 \cdot 0,9^2} = 0,533 кН/см^2 < R^*_{ф.и} m_н = 0,65 \cdot 1,2 = 0,78 кН/см^2,$$

где $a_1 = a + b_p = 43,8 + 4,2 = 48 см;$

b = 100 см – ширина расчетной полосы;

$m_н$= 1,2 – коэффициент условия работы для кратковременной монтажной нагрузки.

Прочность обеспечена.

Проверяем прочность на скалывание верхней обшивки по шву в месте примыкания ее к ребрам по формуле (12.6), определив предварительно

$$S_{пр} = F_{во} \cdot \left(h_п - y_0 - \frac{\delta_{в.ф}}{2} \right) = 119,88 \cdot \left(20,9 - 10,63 - \frac{0,9}{2} \right) = 1177,22 см^3;$$

$$\tau_{ск} = \frac{Q \cdot S_{пр}}{J_{пр} \cdot b_{расч}} = \frac{13,41 \cdot 1177,22}{33743,88 \cdot 4 \cdot 4,2} \approx 0,028 кН/см^2 < R^*_{ф.ск} = 0,08 кН/см^2 .$$

Прочность обеспечена.

Проверяем прочность деревянных ребер, предварительно определив геометрические характеристики поперечного сечения плиты, приведенные к древесине:

– по нормальным напряжениям

$$\eta' = \frac{E_ф}{E_д} = \frac{900}{1000} = 0,9 .$$

$$I_{пр.д.} = 0,9 \frac{133,2 \cdot 0,9^3}{12} + 0,9 \cdot 133,2 \cdot 0,9 \left(10,27 - 0,45\right)^2 + 0,9 \cdot \frac{133,2 \cdot 0,8^3}{12} +$$

$$+0,9 \cdot 133,2 \cdot 0,8 \left(10,63 - 0,4\right)^2 + 4 \cdot \frac{4,2 \cdot}{12} + 4 \cdot 4,2 \cdot 19,2 \left(10,63 - 0,8 - 9,6\right)^2 =$$

$$= 30379,42 см^4.$$

– нижних волокон

$$\sigma = \frac{M}{I_{пр.д.}} (y - \delta_{н.ф}) = \frac{19,85 \cdot 100}{30379,42} (10,63 - 0,8) = 0,64 кН/см^2 \le R^*_и = 1,3 кН/см^2;$$

– верхних волокон

$$\sigma = \frac{M}{I_{пр.д.}} (h_п - y_о - \delta_{вф}) = \frac{19,85 \cdot 100}{30379,42} (20,9 - 10,63 - 0,9) = 0,61 кН/см^2 < R^*_и = 1,3 кН/см^2;$$

– по касательным напряжениям:

$$\tau = \frac{QS_{пр}}{I_{пр} b_{расч}} = \frac{13,41 \cdot 1797}{30397,42 \cdot 4 \cdot 4,2} = 0,047 кН/см^2 < R^*_{ск} = 0,16 кН/см^2,$$

где $S_{пр} = \eta' \cdot S_{во} + S_д = 0,9 \cdot 133,2 \cdot 0,9(10,27 - 0,45) + 4 \cdot 4,2(10,27 - 0,9) \cdot (10,27 - 0,9 - 4,685) = 1797$ см^3.

Прочность ребер обеспечена.

Прогиб плиты

$$f = \frac{5}{384} \frac{q^н \cdot l^4}{EI_{пр} \cdot 0,7} = \frac{5 \cdot 2,1 \cdot 592^4}{384 \cdot 100 \cdot 900 \cdot 33743.88} = 1,58 см$$

Относительный прогиб плиты составляет

$$\frac{f}{l} = \frac{1,58}{592} = \frac{1}{375} < \frac{f_u}{l} = \frac{1}{199}$$

Относительный прогиб плиты не превышает предельно допустимого (таблица 19 [4]).

Задание 1

По исходным данным таблицы 11.2, результатам компоновки, сбора нагрузок, силового расчета, определенных геометрических характеристик клеефанерных плит покрытия на деревянном каркасе по вариантам занятия 11, выполнить проверки прочности, устойчивости и жесткости плит.

Задание 2

Требуется выполнить проверки, указанные в задании таблицы 12.1 для клеефанерной плиты при b_n = 1480 мм, изображенной на рисунке 12.2. Обшивки из фанеры марки ФСФ, сорт В/ВВ. Исходные данные принять по таблице 12.1. К плите предъявляются эстетико-психологические требования по нормированию относительно прогиба в соответствии с таблицей 19 п.2 [4].

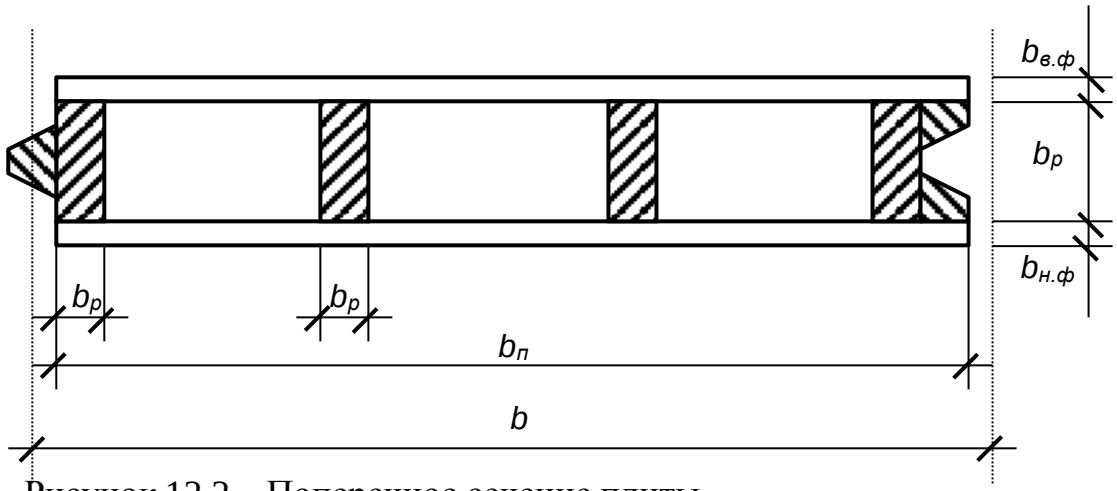


Рисунок 12.2 – Поперечное сечение плиты

Таблица 12.1 – Исходные данные

№ варианта	Расчетный пролет плиты, l, м	Нагрузка, кН/м		Сечение ребра, $b_р \times h_р$, мм	Толщина обшивки, мм		Число продольных ребер	Материал ребер – древесина, сорт	Материал обшивок – клееная фанера из шпона	Что требуется проверить	Условия эксплуатации
		расчетная $\gamma_n \cdot q$	нормативная $\gamma_n \cdot q^н$		верхней, $\delta_{в.ф.}$	нижней $\delta_{н.ф.}$					
1	2,92	4,53	2,3	33×142	9	8	4	ель, 2 с	березы	прочность растянутой обшивки	А2
2	3,42	4,02	2,1	33×142	8	8	4	лиственница, 2 с	лиственницы	прочность ребер на изгиб	А1
3	3,92	3,93	1,9	36×167	8	8	4	сосна, 2 с	березы	прочность ребер на скалывание	Б1
4	4,42	4,22	2,11	42×167	9	8	4	лиственница, 1 с	лиственницы	устойчивость верхней обшивки	Б2
5	4,92	3,62	2,0	36×167	9	8	5	ель, 2 с	березы	прогиб	А1
6	5,42	3,35	1,8	42×192	12	8	4	сосна, 1 с	лиственницы	прочность верхней обшивки на местный изгиб	А2
7	5,92	2,81	1,57	52×192	10	8	5	пихта, 2 с	березы	прочность растянутой обшивки	Б1
8	4,92	2,20	1,3	42×192	8	8	4	пихта, 1 с	лиственницы	прочность клееных швов	Б2
9	3,92	3,44	1,91	36×142	9	9	4	ель, 2 с	березы	устойчивость верхней обшивки	А1
10	2,92	4,1	2,0	33×167	10	10	4	лиственница, 2 с	лиственницы	прогиб	А2

Вопросы к практическому занятию.

1. Перечислите проверки по первой и второй группам предельных состояний, которые выполняют для клеефанерных плит с двумя обшивками на деревянном каркасе.

2. То же для плит с одной верхней обшивкой.

Литература: [1, 2, 4, 5, 10].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 13

Определение расчетных усилий в стойках однопролетной, одноэтажной двухшарнирной поперечной рамы здания

Теоретическая часть

Однопролетная двухшарнирная поперечная рама здания обычно состоит из двух стоек (колонн) и ригеля. Ригелем может служить балка, ферма.

Рассмотрим поперечную раму здания, состоящую из двух стоек (колонн) защемленных в фундаментах и шарнирно соединенных с ригелем. Ригель – метеллодеревянная пятиугольная стропильная ферма с нисходящим опорным раскосом. Конструктивная схема такой поперечной рамы представлена на рисунке 13.1.

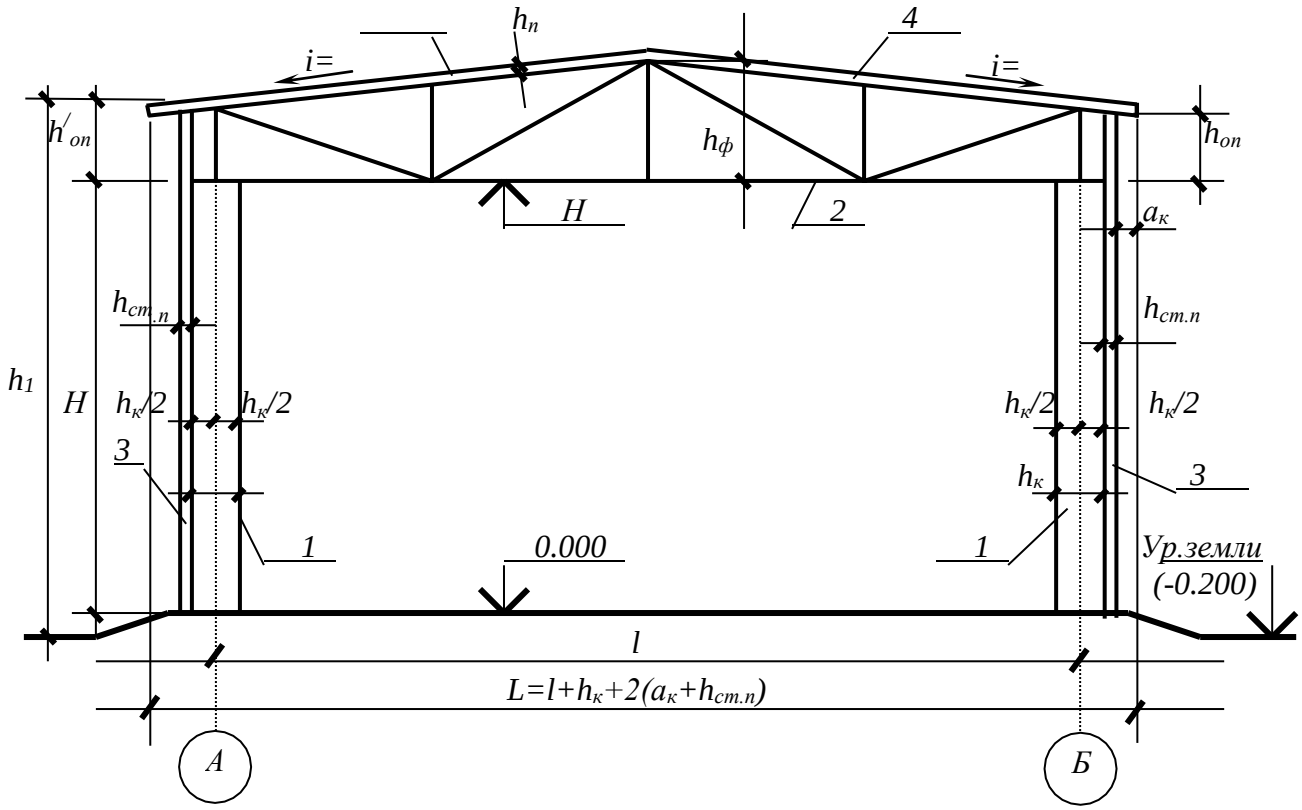


Рисунок 13.1 – Конструктивная схема поперечной рамы здания: 1 – стойка (колонна); 2 – ферма; 3 – стеновые панели; 4 – плиты покрытия; 5 – рулонная кровля; H – высота до низа несущей конструкции (длина стойки поперечной рамы); $h_ф$ – высота стропильной фермы в середине пролета (в коньке); $h_{оп}$ – высота стропильной фермы на опоре; $h_{оп}'$ - высота на опоре с учетом высоты плит покрытия; $h_к$ – высота поперечного сечения стойки (колонны); l – пролет стропильной конструкции; $h_{ст.\ п.}$ – высота сечения стеновых панелей; $a_к$ – вылет карниза

Компоновка такой поперечной рамы заключается в определении вертикальных и горизонтальных размеров, не оговоренных в задании. К таким вертикальным размерам относятся: высота фермы в коньке $h_ф$, высота фермы на опоре $h_{оп}$, высота на опоре $h_{оп}'$ с учетом высоты несущих элементов кровли. К горизонтальным – высота сечения колонны $h_к$, высота сечения стеновых панелей $h_{ст.\,п.}$ (толщина стены), вылет карниза $а_к$.

Высоту металлодеревянных пятиугольных ферм в коньке принимают $h_ф \geq (\frac{1}{6}.....\frac{1}{7})l$, деревянных $h_ф \geq \frac{1}{6}l$. Высоту на опоре $h_{оп}$ подсчитывают в зависимости от принятого уклона кровли и принятой высоты фермы $h_ф$. При кровле, выполненной из рулонных материалов, уклон обычно принимают $i = (1 : 10…..1 : 8)$. Тогда $h_{оп} = h_ф - i\frac{l}{2}$. Высота $h_{оп}' = h_{оп} + h_п$, где $h_п$ – высота кровельного покрытия, принимают равной высоте клеефанерной плиты покрытия (после ее расчета).

$H_1 = H + h_{оп}' + 0{,}2$, м.

Высоту поперечного сечения колонны $h_к$ предварительно принимают с таким расчетом, чтобы ее гибкость в плоскости поперечной рамы была $\lambda_х \leq 100…120$ и $h_к = \left(\frac{1}{16}.....\frac{1}{12}\right)Н$. Ширину поперечного сечения принимают $b_к = \left(\frac{1}{2}.....\frac{1}{4}\right)h_{\hat{e}}$. Окончательно размеры поперечного сечения колонны $h_к$ и $b_к$ принимают после выполнения расчета колонны.

Высоту сечения стеновых панелей $h_{ст.\,п.}$ (если не выполнялся расчет и конструирование стенового ограждения) можно принять равным высоте кровельного покрытия $h_п$. Конструктивное решение стенового ограждения принимают аналогично кровельному.

Вылет карниза $a_к \geq 50$ см.

Вместе с компоновкой поперечной рамы решается вопрос о схеме расположения элементов связей: вертикальных между колоннами в продольном направлении здания, поперечных и продольных в плоскости верхних и ниж-

них поясов ферм, вертикальных между фермами.

Вертикальные связи между колоннами в продольном направлении здания располагаются в крайних шагах, примыкающих к торцам здания, и повторяются по длине через 20…30м. Тип решетки вертикальных связей - крестовая, раскосная, полураскосная. Материал элементов связей – древесина, сталь. При выборе материала для элементов связей необходимо учитывать, что максимальная длина пиломатериала составляет 6,5 м, а фасонного проката 12 м. Схемы компоновочных решений связей в покрытиях и стенах зданий приведены в [10] с. 158, [1] с. 264, 266, 269, [6] с. 183.

Расчетные усилия в колоннах двухшарнирных поперечных рам получают после силового расчета рам от загружения их разными нагрузками с последующим составлением расчетных сочетаний в опасных сечениях колонн. К таким нагрузкам относятся – постоянные и временные: снеговая, ветровая, крановая.

Рассмотрим поперечную двухшарнирную раму, находящуюся под действием следующих нагрузок: постоянной, снеговой и ветровой.

Постоянная нагрузка приложена к элементам поперечной рамы вертикально в виде сосредоточенных сил (пример 13.1, рисунок 13.3): от веса покрытия и собственного веса фермы – G_n, стенового ограждения – $G_{ст}$, и собственного веса стоек (колонн) – $G_к$.

Нагрузка G_n приложена по продольным осям стоек рам в месте сопряжения с ригелем (в центре тяжести поперечного сечения стоек – учитывая принятое в конструктивной схеме опирание стропильной фермы на колонны, см. рисунок 13.1)

$$G_n = \gamma_n \left(\frac{G_{о.к.п.}}{\cos\alpha} + G_{риг} \right), \qquad (13.1)$$

где $G_{о.к.п.}$ – расчетная нагрузка от ограждающих конструкций покрытия, кН. Подсчет такой нагрузки приведен в примере 13.1;

$G_{риг}$ – расчетная нагрузка от веса ригеля (фермы), кН,

α – угол наклона верхнего пояса стропильной фермы к горизонту;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности здания (приложение 15).

Нормативную нагрузку от собственного веса проектируемой несущей конструкции $g^{н}_{с.в.}$ в зависимости от ее типа, пролета и величины полезной нормативной нагрузки $\left(g^{н} + P^{н}_{вр}\right)$ находят по формуле

$$g^{н}_{с.в.} = \frac{\left(g^{н} + P^{н}_{вр}\right)}{\left(\frac{1000}{k_{с.в.} \cdot l} - 1\right)}, \text{ кН/м}^2 \qquad (13.2)$$

где $g^{н}$ – нормативная нагрузка от веса покрытия, приходящаяся на единицу площади (без учета собственного веса несущей конструкции), кН/м^2. Подсчет такой нагрузки см. пример 13.1 ($g^{н}_{о.к.п}$);

$P^{н}_{вр}$ – нормативная временная (снеговая) нагрузка, кН/м^2, приходящаяся на единичную горизонтальную проекцию покрытия определяется в соответствии с требованиями норм СНиП [5, п. 5]. Для рассматриваемых рам подсчет такой нагрузки приведен в примере 13.1, таблица 13.1 ($S^{н}$);

l – расчетный пролет проектируемой несущей конструкции, м;

$k_{с.в.}$ – коэффициент собственного веса.

Значения коэффициентов собственного веса $k_{с.в.}$ для некоторых типов деревянных конструкций по [6] и [11]:

	$k_{с.в.}$
1. Свободно опертые однопролетные балки:	
дощатоклееные прямоугольного сечения……..	7….9
клеефанерные ……...	5….6
2. Стропильные фермы при внеузловой нагрузке:	
треугольные деревянные…….	4,5…6
треугольные металлодеревянные……	4….5
многоугольные деревянные…….	3,5..4,5
сегментные деревянные……...	3…3,5
сегментные металлодеревянные…….	2,5…3
3. Трехшарнирные дощатоклееные арки прямоугольного сечения……	2,5…4
4. Металлодеревянные пятиугольные стропильные фермы с клееным верхним поясом и нисходящими опорными раскосами	3…4,5

Для других типов балок, ферм, арок, рам, стоек рам значения $k_{с.в.}$ можно найти соответственно по таблицам (таблицы 6.1; 9.1; 7.1; 8.1 [10] и таблицы 24; 50; 43 [11].

Нагрузку от стенового ограждения $G_{ст}$ будем считать приложенной в середине высоты колонны на расстоянии равном величине эксцентриситета e от оси стойки рамы (рисунок 13.3).

$$G_{ст} = \gamma_n \left(g_{ст.п} + g_{эл.кр.} \right) \left(H + h'_{оп} \right) \cdot B , \qquad (13.3)$$

где $g_{ст.п}$ – расчетная нагрузка от стеновых панелей, кН/м^2. Подсчет нагрузки см. пример 13.1;

$g_{эл.кр.}$ – расчетная нагрузка от элементов крепления, кН/м^2;

$g_{эл.кр.} \approx 0{,}1$ кН/м^2

H – высота стойки, м (см. рисунок 13.1; 13.3);

$h_{o}'_{n} = h_{оп} + h_n$, здесь $h_{оп}$ – высота фермы на опоре, м; h_n – высота панели покрытия, м; $h_n = \left(\frac{1}{15} \ldots \frac{1}{35} \right) L$, здесь $L = B$, м;

B – шаг рам в продольном направлении, м.

Величину эксцентриситета e определяют по формуле

$$e = \frac{h_к}{2} + \frac{h_{ст.п.}}{2} , \qquad (13.4)$$

где $h_к$ – высота поперечного сечения колонны, м (см. компоновку поперечной рамы и пример 13.1);

$h_{ст.п.}$ – толщина стеновой панели, м.

При сборе нагрузок на поперечную раму, если неизвестна $h_{ст.п.}$, то толщину стеновой панели можно принять равной толщине плиты покрытия h_n (при курсовом проектировании), а в практических расчетах воспользоваться рекомендациями таблицы 20 [11].

Собственный вес колонны подсчитывают по формуле

$$G_к = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot h_к \cdot b_к \cdot H \cdot \rho \text{ , кН} \qquad (13.5)$$

где ρ – плотность древесины, кН/м^3, в зависимости от условий эксплуатации принимается 500…800 кг/м^3 = 5…8 кН/м^3, (таблица М.1, приложение М). Эту нагрузку, при расчете рам, считают приложенной в уровне жесткого крепления стоек к фундаменту по осям стоек.

Снеговая нагрузка.

Снеговая временная нагрузка $S_{сн}$ приложена по осям стоек вертикально в виде сосредоточенных сил в месте сопряжения стоек с ригелем (см. рис. 13.3). Расчетное значение веса снегового покрова S_q на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли принимают в зависимости от снегового района РФ по данным таблицы 4* [5] или таблицы Т.1, приложения Т. Полное расчетное значение снеговой нагрузки S на горизонтальную проекцию покрытия определяют по формуле

$$S = S_q \cdot \mu, \qquad (13.6)$$

где S_q – расчетное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли (см. заданный снеговой район РФ и таблицу), кН/м^2 (1 кПа = 1 кН/м^2);

μ – коэффициент перехода от веса снегового пок рова земли к снеговой нагрузке на покрытие. Значение μ для односкатных и двускатных покрытий (таблица У.1, приложение У. Для других профилей покрытий значение μ определяют по приложению В* и п.п. 5.3…5.6 [5]. При необходимости определения нормативного значения снеговой нагрузки S_0, ее значение определяют умножением расчетного значения на коэффициент 0,7 (пример 13.1, табл. 13.1).

Сосредоточенную узловую нагрузку от снега определяют по формуле

$$S_{сн} = \gamma_n \cdot S\left(L/2\right) \cdot B, \text{ кН} \qquad (13.7)$$

где $L = l + h_к + 2\left(a_к + h_{ст.п.}\right)$, м, здесь l – пролет стропильной конструкции, м (по заданию);

$h_к$ – высота поперечного сечения стойки (колонны), м;

$a_к$ – вылет карниза, м;

$h_{ст.п.}$ – высота сечения стеновых панелей (толщина стены), м;

B – шаг рам в продольном направлении, м (по заданию).

Ветровая нагрузка.

Ветровые временные нагрузки $q^э_{акт}$, $q^э_{от}$, $W_{акт}$, $W_{от}$ приложены горизонтпльно и действуют перпендикулярно к продольным осям стоек рам. Расчетные нагрузки $q^э_{акт}$ и $q^э_{от}$ являются равномерно распределенными эквивалентными фактическим линейным нагрузкам (в виде ломаной прямой, если высота продольных вертикальных стен здания от поверхности земли до карниза более 5 м). Эти нагрузки определяют по формулам

$$q^э_{акт} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot W_0 \cdot k_{ed} \cdot c_e \cdot B,$$

$$q^э_{от} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot W_0 \cdot k_{ed} \cdot c_{ез} \cdot B, \qquad (13.8)$$

где γ_f – коэффициент надежности по ветровой нагрузке, принимается по п. 6.11 [5], γ_f=1,4;

W_0 – нормативное значение ветрового давления, принимается в зависимости от ветрового района (по заданию) РФ по таблице 5 [5] или по таблице Т.2, приложение Т;

k_{ed} - коэффициент, который определяют по таблице П.1, приложение П или таблице П 4.6 [15] в зависимости от расстояния H* (от уровня земли до низа ригеля рамы в расчетной схеме) и типа местности. Коэффициентом k учитывают изменение ветрового давления по высоте в зависимости от типа местности. Типы местности и значения коэффициента k приведены в п. 6.5 и таблице 6 [5], а также в приложении Т, таблица Т.3 настоящего пособия. Введение в формулы (13.8) коэффициента k_{ed} вместо k позволяет заменить ломаную прямую ветрового давления (отсоса) равной ей эквивалентной равномернораспределенной;

c_e и $c_{ез}$ - аэродинамические коэффициенты соответственно со стороны ветрового давления и отсоса. определяют по приложению 4 [5] или таблице У.2, приложение У. В курсовом проекте значения этих коэффициентов можно принять c_e = 0,8, $c_{ез}$ = - 0,6.

Ветровая нагрузка, действующая на участке от низа ригеля до верхних точек вертикальных поверхностей продольных стен, заменяется сосредоточенными силами, приложенными в уровне низа ригеля рамы (рисунок 13.3). Величины этих сил от активного давления $W_{акт}$ и отсоса $W_{от}$ определяют по формулам:

$$W_{акт} = \frac{\left(q^{э}_{акт1} + q^{э}_{акт}\right) \cdot h'_{оп}}{2}; \qquad W_{от} = \frac{\left(q^{э}_{от1} + q^{э}_{от}\right) \cdot h'_{оп}}{2}, \tag{13.9}$$

где $q^{э}_{акт1}$ и $q^{э}_{от1}$ - ветровые нагрузки, определяемые по формулам (13.8) с заменой в них k_{ed} на $k_e{}'_d$.

$k_e{}'_d$ – коэффициент, который определяют по таблице П.1, приложение П на расстоянии $H_1 = H + h_o{}'_n + 0,2$, м от уровня земли и типа местности.

Силовой расчет поперечной рамы.

Поперечная двухшарнирная рама здания с защемленными в фундаментах и шарнирно соединенных с ригелем колоннами, представляет собой статически неопределимую систему с одним неизвестным, рисунок 13.3.

За лишнее неизвестное принимают продольное усилие в ригеле. Его определяют от каждого вида загружения:

стенового – $X_{ст}$, ветрового $X_в = X_w + X_q$.

Неизвестное усилие в ригеле от стенового ограждения определяют по формуле

$$X_{ст} = \frac{9}{8} \cdot \frac{M_{ст}}{H}, \tag{13.10}$$

где $M_{ст} = G_{ст} \cdot e$; $e = \frac{h_{ст.п}}{2} + \frac{h_к}{2}$ - расстояние между серединами стенового ограждения и колонны.

Неизвестное усилие в ригеле от ветровой нагрузки определяют по формуле

$$X_в = X_w + X_q = 0,5(W_{акт} - W_{от}) + \frac{3}{16} H\left(q^{э}_{акт} - q^{э}_{от}\right), \tag{13.11}$$

где X_w – неизвестное усилие в ригеле от сосредоточенных ветровых нагрузок,

приложенных в уровне ригеля

$$X_w = 0{,}5(W_{акт} - W_{от}); \tag{13.12}$$

X_q – неизвестное усилие в ригеле от равномерно распределенных ветровых нагрузок на колонны

$$X_q = \frac{3}{16} H \left(q^э_{акт} - q^э_{от}\right). \tag{13.13}$$

Затем находят изгибающие моменты, поперечные и продольные силы в заделке колонн.

Изгибающие моменты в уровне верха фундамента:

– от стенового ограждения

$$\begin{aligned} M_{лев.ст.} &= -M_{ст} + X_{ст} \cdot H, \\ M_{пр.ст.} &= M_{ст} - X_{ст} \cdot H; \end{aligned} \tag{13.14}$$

– от ветровой нагрузки

$$\begin{aligned} M_{лев.в} &= W_{акт} \cdot H + \frac{q^э_{акт} \cdot H^2}{2} - X_в \cdot H; \\ M_{пр.в} &= W_{от} \cdot H + \frac{q^э_{от} \cdot H^2}{2} + X_в \cdot H \end{aligned} . \tag{13.15}$$

Поперечные силы:

– от стенового ограждения

$$\begin{aligned} Q_{лев.ст.} &= X_{ст}; \\ Q_{пр.ст.} &= -X_{ст}; \end{aligned} \tag{13.16}$$

– от ветровой нагрузки

$$\begin{aligned} Q_{лев.в} &= q^э_{акт} \cdot H + W_{акт} - X_в; \\ Q_{пр.в} &= q^э_{от} \cdot H + W_{от} + X_в. \end{aligned} \tag{13.17}$$

Продольные силы:

– от веса покрытия $G_п$, веса колонны $G_к$ и веса стен $G_{ст}$ (постоянная нагрузка)

$$N^п_{лев.ст} = N^п_{пр.ст} = -G_п - G_к - G_{ст}; \tag{13.18}$$

– от снеговой нагрузки

$$N^{сн}_{лев.ст} = N^{сн}_{пр.ст} = -S_{сн}. \tag{13.19}$$

<u>Определение расчетных усилий в стойках (колоннах) однопролетной, одноэтажной поперечной рамы здания.</u>

Для дальнейшего расчета и конструирования колонн необходимо определить расчетные усилия при разных воздействиях, составив из них расчетные сочетания.

Первое основное сочетание нагрузок – включает постоянные нагрузки и одну временную нагрузку (длительную или кратковременную), коэффициенты сочетаний ψ_1 и ψ_2 вводить не следует.

ψ_1 – коэффициент сочетаний для длительных нагрузок. ψ_2 – для кратковременных.

В нашем случае временные нагрузки, такие как снеговая и ветровая, со своими полными нормативными значениями относятся к кратковременным.

Второе основное сочетание нагрузок – включает постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок или сооветствующих им усилий следует умножать на коэффициенты сочетаний, равные:

для длительных нагрузок $\psi_1 = 0{,}95$,

для кратковременных $\psi_2 = 0{,}9$.

Первое основное сочетание нагрузок ($\psi_2 = 1$).

$N^1_{лев} = N^1_{пр.ст} = N^n_{лев.ст} + N^{сн}_{лев.ст}$. (см. форм. (13.18), (13.19));

$M^1_{лев.} = M_{лев.ст.}$

$M^1_{пр.} = M_{пр.ст.}$ (см. форм. (13.14);

$Q^1_{лев.} = Q_{лев.ст.}$

$Q^1_{пр.} = Q_{пр.ст.}$ (см. форм. (13.16).

Второе основное сочетание нагрузок ($\psi_2 = 0{,}9$).

$N^2_{лев} = N^2_{пр.ст} = N^n_{лев.ст} + N^{сн}_{лев.ст} \cdot \psi_2$;

$M^2_{лев.} = M_{лев.ст.} + M_{лев.в} \cdot \psi_2$ (см. форм. (13.14), (13.15));

$M^2_{пр.} = M_{пр.ст.} + M_{пр.в} \cdot \psi_2$

$Q^2_{лев.} = Q_{лев.ст.} + Q_{лев.в} \cdot \psi_2$ (см. форм. (13.16), (13.17));

$Q^2_{пр.} = Q_{пр.ст.} + Q_{пр.в} \cdot \psi_2$

Из полученных сочетаний выбирают наиболее неблагоприятное для расчета колонн на прочность и устойчивость плоской формы деформирова-

ния (в котором больше по велечине изгибающий момент)

Для расчета крепления стойки к фундаменту состовляет третье сочетание, включающее постоянные (с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$) и ветровые (коэффициент ψ_2 не учитывается).

Третье сочетание нагрузок для крепления стойки к фундаменту

$$N^3_{лев} = N^3_{пр} = G_{о.к.п.} \cdot \frac{0,9}{\gamma_{f1}} + G_{риг} \cdot \frac{0,9}{\gamma_f} + G_{ст} \cdot \frac{0,9}{\gamma_{f2}} + G_k \cdot \frac{0,9}{\gamma_f},$$

$$M^3_{лев} = M_{лев.ст.} \frac{0,9}{\gamma_{f2}} + M_{лев.в};$$

$$M^3_{пр} = M_{пр.ст.} \frac{0,9}{\gamma_{f2}} + M_{пр.в.};$$

$$Q^3_{лев.} = Q_{лев.ст.} \frac{0,9}{\gamma_{f2}} + Q_{лев.в};$$

$$Q^3_{пр.} = Q_{пр.ст.} \frac{0,9}{\gamma_{f2}} + Q_{пр.в.};$$

здесь γ_{f1} и γ_{f2} – усредненные коэффициенты надежности по нагрузке, соответсвенно для оградающих конструкций покрытия и стенового ограждения.

Пример 13.1

Требуется определить расчетные усилия в стойках однопролетной, одноэтажной поперечной рамы промышленного здания. Для расчета принять следующие исходные данные:

– условия эксплуатации – А 2;

– уровень ответственности здания – II;

– пролет стропильной конструкции – l=20 м;

– длина здания (количество шагов поперечных рам n) – n=12;

– несущий элемент кровли – клеефанерная плита покрытия;

– шаг рам в продольном направлении – B=4,5 м;

– высота до низа несущей конструкции – H=5,3 м;

– снеговая нагрузка (район) – III;

– ветровая нагрузка (район) – V;

– материал стоек (колонн) поперечной рамы – пихта, 2 с;

– материал несущей стропильной конструкции – пихта, 2 с;

– тип несущей конструкции – металлодеревянная, пятиугольная стропильная ферма с нисходящими опорными раскосами.

Решение

Схематический разрез здания приведен на рисунке 13.2. Выполним компоновку поперечной рамы.

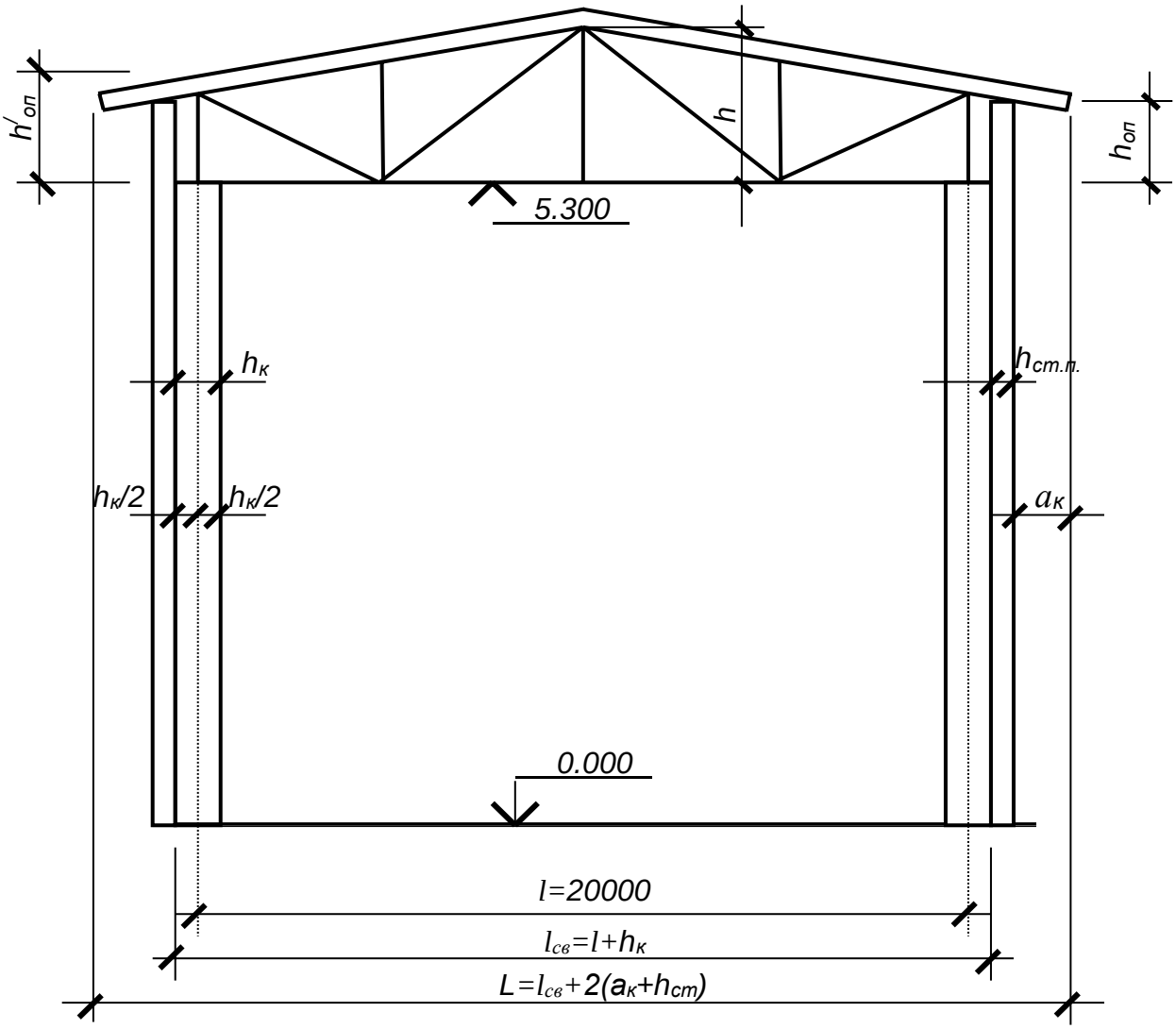


Рисунок 13.2 – Схематический разрез здания: $l_{св}$ – пролет здания в свету; $a_к$ – вылет карниза; $h_{ст.п.}$ – высота сечения стеновых панелей (толщина стеновых панелей)

13.1.1 Здание отапливаемое т.к. по заданию условия эксплуатации А 2. Кровлю принимаем рулонную по клеефанерным плитам и металлодеревянными фермами (по заданию). Уклон кровли i = 0,1. Стеновые панели –

клеефанерные трехслойные общей толщиной (с обшивками) $h_{ст.п}$ = 15,8 см = 0,158 м. Масса панели, с учетом утеплителя ~ 30 кг/м^2 (ориентировочно массу панелей (кН/м^2) без утеплителя можно принять по таблице 4.1, п. 7, с. 43 [10] или по таблице 20 б, п. 1, с. 53 [11]). Расчетная нагрузка от панелей (с учетом утеплителя) $g_{ст.п}= g_{ст.п}^{н} \cdot \gamma_f$ = 0,3 · 1,14 = 0,342 кН/м^2 площади стены. Вес элементов крепления стеновых панелей можно принять $g_{эл.кр}$=0,1 кН/м^2. Металлодеревянные пятиугольные фермы имеют пролет 20 м (по заданию). Высоту таких ферм в пролете (коньке) рекомендуется принимать равной $h = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{7}\right) l$, (таблица 9.1 [10] и теоретическую часть занятия). Принимаем высоту фермы в пролете (коньке) $h = \left(\frac{1}{6}\right) \cdot 20 = 3,33$м, тогда высота фермы на опоре, при уклоне кровли i = 0,1 составит

$$h_{оп} = h - \frac{l}{2} \cdot i = 3,33 - \frac{20}{2} \cdot 0,1 = 2,33i \text{ .}$$

13.1.2 Предварительный подбор сечения клееной колонны.

Предельная гибкость для колонн равна λ_{max} = 120, (таблица 14 [4]). При подборе размеров сечения колонн целесообразно задаваться гибкостью 100. Тогда при λ = 100,

$$\lambda_x = \frac{2,2H}{r_x} = \frac{2,2H}{0,289h_к}; \qquad h_к = \frac{2,2H}{0,289 \cdot 100} \approx \frac{H}{13,14};$$

$$\lambda_y = \frac{H}{r_y} = \frac{H}{0,289b_к}; \qquad b_к = \frac{H}{0,289 \cdot 100} = \frac{H}{28,9}.$$

При высоте здания H = 5,3 м получим $h_к = \frac{H}{13,14} = \frac{5,3}{13,14} \approx 0,403м;$

$$b_к = \frac{H}{28,9} = \frac{5,3}{28,9} \approx 0,183м.$$

Принимаем, что для изготовления колонн будут использованы доски шириной 200 мм и толщиной 40 мм. После фрезерования (острожки) толщина досок составит 40 – 7 = 33 мм. Ширина колонны после фрезерования (острожки) заготовочных блоков по пласти будет 200 – 15=185 мм. С учетом

принятой толщины досок после острожки высота сечения колонн будет $h_к$=13·33=429 мм; ширина $b_к$=185 мм, что лежит в рекомендуемых пределах ($h_к = \left(\frac{1}{12} - \frac{1}{16}\right) H$ и $b_к = \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{4}\right) h_к$).

Определение нагрузок на колонны поперечной рамы.

Расчетная схема рамы приведена на рисунке 13.3.

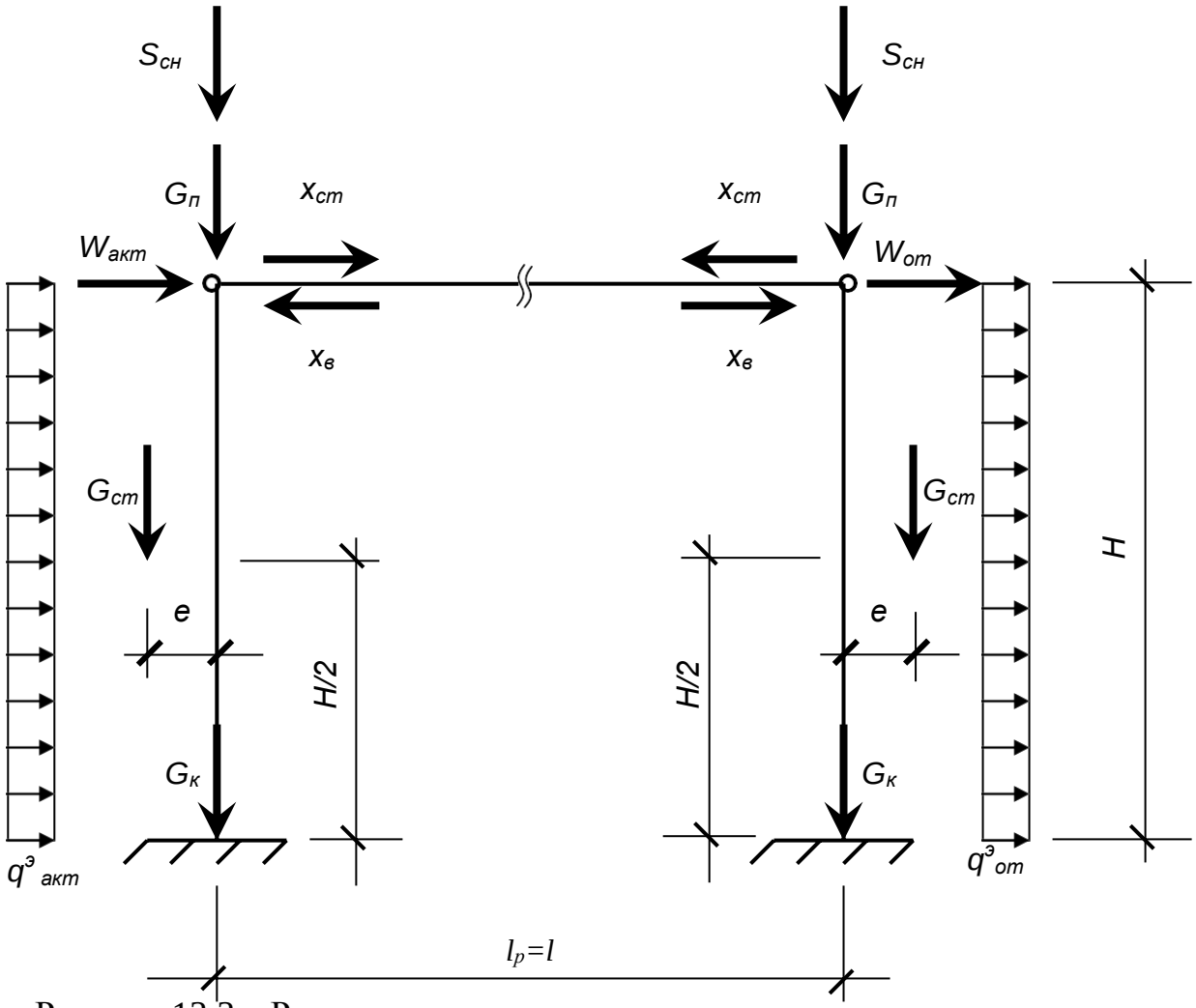


Рисунок 13.3 – Расчетная схема для рамы

Определяем действующие на колонны расчетные вертикальные и горизонтальные нагрузки. Расчет нагрузок на 1 м^2 горизонтальной проекции от покрытия, включая собственный вес фермы и снега выполним в табличной форме (таблица 13.1).

Нагрузки на колонну:

– от ограждающих конструкций покрытия

$G_{о.к.п.}=\gamma_n \cdot g_{о.к.п.} \cdot \frac{L}{2} \cdot B$,

где $L=l_p+h_к+2h_{ст.п}+2a_к$,

здесь l_p – расчетный пролет поперечной рамы, принят равным пролету стропильной конструкции (см. компоновочное решение рисунок 13.2); l_p = 20 м; $h_к$ – высота сечения колонны, предварительно принята $h_к$=0,429 м; $h_{ст.п}$ – высота сечения стеновых панелей, $h_{ст.п}$=0,158 м; $a_к$ – вылет карниза, $a_к$=0,5 м;

Таблица 13.1 – Нагрузки на 1 м^2 от покрытия, включая собственный вес фермы и снега

№ п/п	Нагрузка	Нормативная, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная, кН/м^2
1	Постоянная от покрытия: трехслойный рулонный ковер клеефанерные утепленные плиты	 0,12 0,298	 1,3 1,12	 0,156 0,334
	Итого по ограждающим покрытиям[1]	$g^н_{о.к.п.}$=0,418	1,17	$g^н_{о.к.п.}$=0,49
2	Собственный вес металлодеревянной пятиугольной фермы с нисходящим опорным раскосом (при $k_{св}$=4)[2] по формуле (12.) $\frac{(g^н+S^н)}{\left(\frac{1000}{k_{св}\cdot l}-1\right)}=\frac{(0,418+1,26)}{\left(\frac{1000}{4\cdot 20}-1\right)}$; $S^н=S_q\cdot 0,7\cdot\mu=1,8\cdot 0,7\cdot 1=1,26 кН/м^2$ Итого по покрытию	0,146 0,564	1,1	0,161 0,651
3	Снеговая для III снегового района – расчетная S_q=1,8 кН/м^2; полное расчетное значение снеговой нагрузки S на горизонтальную проекцию покрытия при μ=1 $S=S_q\cdot\mu$=1,8·1=1,8 кН/м^2; $S^н=S_0\cdot\mu=S_q\cdot 0,7\cdot\mu=1,8\cdot 0,7\cdot 1=1,26 кН/м^2$	 $S^н$=1,26		 S=1,8

L = 20+0,429+2·0,158+2·0,5 = 21,745 м

$G_{о.к.п.}$ = 0,95·0,49·(21,745/2)·4,5 = 22,78 кН;

от веса ригеля (фермы)

[1] Эта нагрузка принята из примера расчета 11.1 клеефанерной плиты покрытия, таблица 11.1 и приведена (в общем виде) к нагрузке кН/м^2, горизонтальной проекции

[2] $k_{св}$ – значение коэффициента собственного веса фермы можно принять по таблице 50 [11] или по рекомендациям в теоретической части.

$G_{риг} = \gamma_n \cdot g_{риг} \cdot \frac{L}{2} \cdot B = 0,95 \cdot 0,161 \cdot (20/2) \cdot 4,5 \approx 6,9$ кН;

от снега

$S_{сн} = \gamma_n \cdot S \cdot \frac{L}{2} \cdot B = 0,95 \cdot 1,8 \cdot (21,745/2) \cdot 4,5 \approx 83,66$ кН.

Нагрузка на колонну от стен (эта нагрузка была принята $g_{ст.п}$=0,334 кН/м^2).

$h'_{оп} = h_{оп} + h_п = 2,33 + 0,158 \approx 2,49$ м (рисунок 13.2, высота панели покрытия $h_п = 0,158$ м принята из примера расчета 11.1).

$G_{ст} = \gamma_n (g_{ст.п} + g_{эл.кр})(H + h'_{оп})B = 0,95(0,334 + 0,1)(5,3 + 2,49) \cdot 4,5 \approx 14,45$ кН

Эту нагрузку $G_{ñò}$ для упрощения определения изгибающих моментов, считаем приложенной с эксцентриситетом е на высоте, равной Н/2;

$e = \frac{h_к}{2} + \frac{h_{ст.п}}{2} = \frac{0,429}{2} + \frac{0,158}{2} \approx 0,294$ м.

Собственный вес колонны:

$G_к = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot h_к \cdot H \cdot \rho = 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,429 \cdot 0,185 \cdot 5,3 \cdot 5 \approx 2,198$ кН,

где ρ – плотность древесины пихты, при условиях эксплуатации А2, ρ = 5 кН/м^3.

Ветровая нагрузка действующая на раму: $W_0 = 0,6$ кН/м^2. Для здания с двускатным покрытием и размером в плане $l \times b$ = 20 × 54 м, где $b = n \cdot B$ = = 12·4,5 = 54 м, аэродинамические коэффициенты c_e = + 0,8;

$\frac{b}{l} = \frac{54}{20} = 2,7 > 2$ и

$\frac{h_1}{l} = \frac{H + h_{оп} + h_п + 0,2}{l} = \frac{5,3 + 2,33 + 0,158 + 0,2}{20} = \frac{7,988}{20} \approx 0,4 < 0,5$, c_{e3}=-0,5

(приложение 4[5] или таблица У.2, приложение У).

При H' = H + 0,2 = 5,3 + 0,2 = 5,5 м и типе местности А k_{ed}=0,754 (таблица П.1, приложение П).

$q^э_{акт} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot w_0 \cdot c_e \cdot k_{ed} \cdot B = 0,95 \cdot 1,4 \cdot 0,6 \cdot 0,8 \cdot 0,754 \cdot 4,5 = 2,166$ кН/м;

$q^э_{от} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot w_0 \cdot c_{e3} \cdot k_{ed} \cdot B = 0,95 \cdot 1,4 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 0,754 \cdot 4,5 = 1,354$ кН/м.

Ветровая нагрузка, передаваемая от покрытия, расположенного вне колонны:

$h'_{оп} = 2{,}49$ м; при $h_1 = 7{,}988$ м $k_{ed1} = 0{,}799$.

$$q^э_{акт.1} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot w_0 \cdot c_e \cdot k_{ed1} \cdot B = 0{,}95 \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}799 \cdot 4{,}5 = 2{,}295 \text{ кН/м};$$

$$W_{акт} = \frac{(q^э_{акт.1} + q^э_{акт})}{2} \cdot h_{оп} = \frac{(2{,}295 + 2{,}166)}{2} \cdot 2{,}49 = 5{,}554 \text{ кН};$$

$$q^э_{от1} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot w_0 \cdot c_{e3} \cdot k_{ed1} \cdot B = 0{,}95 \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}799 \cdot 4{,}5 = 1{,}435 \text{ кН/м}.$$

$$W_{от} = \frac{(q^э_{от.1} + q^э_{от})}{2} \cdot h'_{оп} = \frac{(1{,}435 + 1{,}354)}{2} \cdot 2{,}49 = 3{,}472 \text{ кН};$$

Определение усилий в колоннах.

Определяем изгибающие моменты (без учета коэффициента сочетаний):

от ветровой нагрузки – усилие в ригеле

$$x_B = x_w + x_q = 0{,}5(W_{акт} - W_{от}) + \frac{3}{16} H (q^э_{акт} - q^э_{от}) = 0{,}5(5{,}554 - 3{,}472) + \frac{3 \cdot 5{,}3}{16} \cdot$$

$\cdot(2{,}166 - 1{,}354) = 1{,}848$ кН.

Изгибающий момент в уровне верха фундамента:

$$M_{лев.В} = W_{акт} \cdot H + \frac{q^э_{акт} \cdot H^2}{2} - X_B \cdot H = 5{,}554 \cdot 5{,}3 + \frac{2{,}166 \cdot 5{,}3^2}{2} - 1{,}848 \cdot 5{,}3 = 50{,}06 \text{ кН·м};$$

$$M_{пр.В} = W_{от} \cdot H + \frac{q^э_{от} \cdot H^2}{2} + X_B \cdot H = 3{,}472 \cdot 5{,}3 + \frac{1{,}354 \cdot 5{,}3^2}{2} + 1{,}848 \cdot 5{,}3 = 47{,}21 \text{ кН·м}.$$

От внецентренного приложения нагрузки от стен: эксцентриситет приложения нагрузки от стен $e = 0{,}294$ м;

изгибающий момент, действующий на стойку рамы

$$M_{ст} = G_{ст} \cdot e = 14.45 \cdot 0{,}294 = 4{,}248 \text{ кН·м};$$

усилие в ригеле (усилие растяжения)

$$X_{ст} = \frac{9}{8} \cdot \frac{M_{ст}}{H} = \frac{9}{8} \cdot \frac{4{,}248}{5{,}3} = 0{,}902 \text{ кН};$$

Изгибающие моменты в уровне верха фундамента:

$M_{лев.ст} = -M_{ст} + X_{ст} \cdot H = -4,478 + 0,902 \cdot 5,3 = 0,303$ кН·м;

$M_{пр.ст} = M_{ст} - X_{ст} \cdot H = 4,478 - 0,902 \cdot 5,3 = -0,303$ кН·м;

Определяем поперечные силы (без учета коэффициента сочетаний):

от ветровой нагрузки

$Q_{лев.В} = q^{э}_{акт} \cdot H + W_{акт} - X_{в} = 2,166 \cdot 5,3 + 5,554 - 1,848 = 15,186$ кН.

От внецентренного приложения нагрузки от стен

$Q_{лев.ст} = X_{ст} = 0,902$ кН.

Определяем расчетные усилия в колоннах с учетом, в необходимых случаях, коэффициентов сочетаний:

первое основное сочетание нагрузок (коэффициент сочетаний ψ не учитывается, т.к. одна кратковременная нагрузка)

$N = G_{о.к.п} + G_{риг} + G_{ст} + G_{к} + S_{сн} = -22,78 - 6,9 - 14,45 - 2,198 - 83,66 \approx -130$ кН.

Второе основное сочетание нагрузок ($\psi_2 = 0,9$, т.к. учитывается две кратковременные нагрузки)

$N = G_{о.к.п} + G_{риг} + G_{ст} + G_{к} + S_{сн} \cdot \psi_2 = -22,78 - 6,9 - 14,45 - 2,198 - 83,66 \cdot 0,9 = -121,62$ кН.

Моменты на уровне верха фундаментов (в заделке стоек):

$M_{лев} = M_{лев.ст} + M_{лев.В} \cdot \psi_2 = 0,303 + 50,06 \cdot 0,9 = 45,36$ кН·м;

$M_{пр} = M_{пр.ст} + M_{пр.В} \cdot \psi_2 = -0,303 + 47,21 \cdot 0,9 = 42,19$ кН·м;

$Q_{лев} = Q_{лев.В} \cdot \psi_2 + Q_{лев.ст} = 15,86 \cdot 0,9 + 0,902 = 15,176$ кН.

Для расчета колонн на прочность и устойчивость плоской формы деформирования принимаем значения: $M = M_{лев} = 45,36$ кН·м; N =-121,62 кН.

Составляем расчетное сочетание для расчета крепления стойки к фундаменту (коэффициент ψ_2 не учитывается, т.к. одна кратковременная нагрузка). Третье сочетание нагрузок.

Изгибающие моменты в уровне фундамента

$M_{лев} = M'_{лев.ст} + M_{лев.В} = 0,303\frac{0,9}{1,12} + 50,06 \approx 50,30$ кН·м;

$M_{пр} = M'_{пр.ст} + M_{пр.В} = -0,303\frac{0,9}{1,12} + 47,21 = 46,97$ кН·м;

поперечная сила

$$Q_{\text{лев}} = Q'_{\text{лев.ст}} + Q_{\text{лев.В}} = 0{,}902\frac{0{,}9}{1{,}12} + 15{,}186 = 15{,}911 \text{ кН}.$$

Нормальную силу (продольную силу) определяем при $\gamma_f = 0{,}9$ (для постоянной нагрузки).

$$N = G'_{\text{о.к.п}} + G'_{\text{риг}} + G'_{\text{ст}} + G'_{\text{кол}} = -22{,}78\frac{0{,}9}{1{,}17} - 6{,}9\frac{0{,}9}{1{,}1} - 14{,}45\frac{0{,}9}{1{,}12} - 2{,}198\frac{0{,}9}{1{,}1} = -36{,}58 \text{ кН}.$$

Задания

Задача

Требуется определить расчетные усилия в стойках однопролетной, одноэтажной поперечной рамы промышленного здания. Уклон кровли принять $i = 0{,}1$. Стеновые панели – клеефанерные с фанерными полками на деревянном каркасе. Высоту стеновой панели можно принять $h_{ст.п} \approx \left(\frac{1}{30} - \frac{1}{50}\right)$ от ее пролета (см. в задании размер B). Массу панелей (без утеплителя) принять $q^{н}_{п.п} \approx 0{,}1...0{,}3$ кН/м^2. Указания по назначению высоты клеефанерной плиты покрытия см. занятие 10. Массу плиты покрытия принять, как и стеновых панелей. Исходные данные принять по таблице 13.2.

Таблица 13.2 – Исходные данные

№ варианта	Условия эксплуатации	Уровень ответственности здания	Пролет стропильной конструкции, l, м	Длина здания (кол-во шагов поперечных рам), n	Несущий элемент кровли	Шаг рам в продольном направлении, В, м	Высота до низа несущей конструкции, H, м	Снеговая нагрузка (район)	Ветровая нагрузка (район)	Материал несущей конструкции (древесина, сорт)	Тип несущей стропильной конструкции
1	А1	I	12.0	20	Клеефанерная плита покрытия	3.0	4.0	III	V	сосна, 2с	Металлодеревянная, пятиугольная стропильная ферма с нисходящим опорным раскосом
2	А2	II	13.0	18		3.5	4.5	II	IV	лиственница, 2с	
3	Б1	I	14.0	16		4.0	5.0	IV	III	кедр сибирский, 2с	
4	Б2	II	15.0	14		4.5	5.5	III	II	пихта, 2с	
5	А1	I	16.0	12		5.0	6.0	II	V	ель,2с	
6	А2	II	17.0	10		5.5	6.5	I	IV	лиственница, 2с	
7	Б1	I	18.0	12		6.0	7.0	IV	III	кедр сибирский, 2с	
8	Б2	II	19.0	8		5.0	7.5	III	II	пихта, 2с	
9	А1	I	20.0	10		4.0	8.0	II	IV	лиственница, 2с	
10	А2	II	21.0	12		3.5	8.5	I	I	кедр сибирский, 2с	

Вопросы к практическому занятию

1. В каких пределах рекомендуется принимать высоту металлодеревянных пятиугольных ферм в пролете?

2. В каких пределах рекомендуется принимать высоту и ширину сечения дощатоклееных наружных колонн?

3. Какие нагрузки действуют на колонны поперечных рам? Назовите их.

4. Сколько раз статически неопределима двухшарнирная рама?

5. Что принимают за лишнее неизвестное в двухшарнирной раме?

6. Какие сочетания составляются для определения расчетных усилий в колоннах?

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 14

Расчет прочности и устойчивости дощатоклееной стойки (колонны) поперечной двухшарнирной рамы

Теоретическая часть

Стойки (колонны) поперечных двухшарнирных рам по напряженному состоянию относятся к сжато-изогнутым элементам. В результате действия на них нагрузок разного направления и точек приложения в поперечных сечениях стоек возникают: изгибающие моменты (*M*), поперечные (*Q*) и продольные (сжимающие) силы (*N*).

Поперечные сечения стоек (колонн) проверяют как сжато-изогнутые элементы на:

- прочность по краевым сжимающим напряжениям по формуле (4.1) (в плоскости поперечной рамы см. практическое занятие 4);

- устойчивость плоской формы деформирования (из плоскости попереченофй рамы) по формуле (4.3);

- устойчивость (из плоскости поперечной рамы , из плоскости изгиба как центрально сжатый элемент по формуле (4.4) на действие только сжимающей силы *N*, если гибкость из плоскости изгиба $\lambda_y < 70$ и напряжение от сжатия выше напряжения от изгиба $\sigma_c > \sigma_u$ или существует основное сочетание при котором есть продольная сжимающая сила *N*, но отсутвует изгибающий момент *M* (см. примеры расчета 13.1 и 14.1)

- прочность клеевых швов на скалывание (проверка прочности по касательным напряжениям) по формуле (4.2).

Пример 14.1

По исходным данным и полученным результатам примера 13.1 выполнить расчет колонны на прочность по краевым сжимающим напряжениям, на устойчивость плоской формы деформирования, на устойчивость из плоскости как центрально сжатого стержня и клеевые швы на скалывание.

Решение

Расчет выполняем на действие *N*, *M* и *Q* при втором основном сочетании нагрузок. $N = -121{,}62$ кН; $M_{лев} = 45{,}36$ кН·м; $Q = 15{,}176$ кН. Высота колонны $H = 5{,}3$ м, высота поперечного сечения $h_к = 42{,}9$ см, ширина поперечного сечения $b_к = 18{,}5$ см (см. занятие 13, пример 13.1). В дальнейших расчетах знак у *N* не учитывается, т.к. расчет стойки (колонны) выполняется как для сжато-изогнутого элемента.

Проверяем на прочность по формуле (4.1) предварительно определив необходимые расчетные характеристики:

расчетная длина колонны (в плоскости рамы)

$$l_{ox} = \mu_{ox} \cdot H = 2{,}2 \cdot 5{,}3 = 11{,}66 \text{ м} = 1166 \text{ см};$$

площадь поперечного сечения колонны

$$F_{расч} = F_{бр} = h_к \cdot b_к = 42{,}9 \cdot 18{,}5 = 793{,}65 \text{ см}^2;$$

момент сопротивления поперечного сечения

$$W_{расч} = W_{бр} = \frac{b_к \cdot h_к^2}{6} = \frac{18{,}5 \cdot 42{,}9^2}{6} = 5674{,}6 \text{ см}^2;$$

гибкость (в плоскости рамы)

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{r_x} = \frac{l_{ox}}{0{,}289 h_к} = \frac{1166}{0{,}289 \cdot 42{,}9} = 94{,}05 < \lambda_{макс} = 120;$$

$$\varphi_x = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{94{,}05^2} = 0{,}339.$$

Для древесины пихты 2-го сорта, принятых размеров поперечного сечения колонны и условий эксплуатации R_c^* (таблицы А.1 – Б.5, приложения А, Б):

$$R_c^* = R_c \cdot m_c \cdot m_n \cdot m_в \cdot m_б \cdot m_{сл} \cdot m_н = 1{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1{,}2 = 1{,}44 \text{ кН/см}^2.$$

По формуле (4.7) находим коэффициент ξ

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi R_c F_{бр}} = 1 - \frac{121.62}{0{,}339 \cdot 1{,}44 \cdot 793{,}65} = 0{,}686.$$

Эпюра моментов в таких рамах близка к треугольной, поэтому к ξ вводим поправочный коэффициент $k_н$ по формуле (4.8)

$$k_{н} = \alpha_{н} + \xi(1-\alpha_{н}) = 1,22 + 0,686(1-1,22) = 1,07;$$

$$M_{д} = \frac{M}{k_{н}\xi} = \frac{45,36 \cdot 100}{1,07 \cdot 0,681} = 6179,67 \text{ кН·см.}$$

Проверяем несущую способность стойки

$$\sigma = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_{д}}{W_{расч}} = \frac{121,62}{793,65} + \frac{6179,67}{5674,6} = 0,153 + 1,089 = 1,242 \text{ кН/см}^2 < R_{с}^{*} = 1,44$$

кН/см^2.

Оставляем ранее принятое сечение, т.к. меньшее не обеспечивает прочность.

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования выполняем по формуле (4.3).

Принимаем, что распорки по наружным рядам колон (в плоскости, параллельной наружным стенам) идут только по верху колонн. Тогда расчетная длина колонны (из плоскости рамы).

$$l_{оу} = \mu_{оу} \cdot H = 1 \cdot 5,3 = 5,3 \text{ м} = 530 \text{ см};$$

гибкость колонны (из плоскости рамы)

$$\lambda_{у} = \frac{l_{оу}}{r_{у}} = \frac{l_{оу}}{0,289 b_{ê}} = \frac{530}{0,289 \cdot 18,5} = 99,13 < \lambda_{макс} = 120;$$

$$\varphi_{у} = \frac{3000}{\lambda_{y}^{2}} = \frac{3000}{99,13^2} = 0,187;$$

$$\varphi_{i} = 140 \frac{b^2}{l_{р} h} k_{ô} = 140 \frac{b_{ê}^2}{l_{оу} h_{ê}} k_{ô} = 140 \frac{18,5^2}{530 \cdot 42,9} 1,75 = 3,688,$$

где $k_{ф}$ – применительно к эпюре моментов треугольного очертания (см. таблицу Л.2, приложение Л) при $d = 0$ (т.к. момент в верхней части колонны равен 0)

$$k_{ф} = 1,75 - 0,75d = 1,75$$

Проверяем устойчивость плоской формы деформирования колонны (из плоскости рамы при $R_{u}^{*} = R_{c}^{*} = 1,44$ кН/см^2 и n=2 как для элементов, не имеющих закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования:

$$\frac{N}{\varphi_{у} R_{с}^{*} F_{бр}} + \left(\frac{M}{\varphi_{м} R_{u}^{*} W_{бр}} \right)^{n} \le 1$$

$$\frac{121,62}{0,187\cdot 1,44\cdot 793,65}+\left(\frac{6179,67}{3,688\cdot 1,44\cdot 5674,6}\right)^2=0,569+0,042=0,611<1.$$

Устойчивость обеспечена.

При не обеспечении устойчивости плоской формы деформирования и большой гибкости $100 < \lambda_y \le 120$ (большая расчетная длина l_{oy} при малом значении $b_к$), можно уменьшить расчетную длину стоек l_{oy} в два раза за счет установки распорок по середине их высоты по наружным граням вдоль всего здания и соединения их в узлах с вертикальными продольными связями стоек. Тогда расчетная длина стоек из плоскости поперечной рамы, для случая сжатой наружной грани, будет равна $\left(l^c_{oy}=\frac{H}{2}\right)$.

В этом случае проверку устойчивости плоской формы деформирования стойки по формуле (4.3) выполняют дважды: с раскрепленной растянутой кромкой, но при n=1, $l^p_{oy}=H$ и с учетом коэффициентов $k_{пп}$ и $k_{пт}$ (по формулам (34 и 24) [4] при m=1;

и для случая сжатой наружной грани стойки, с расчетной длиной ее в плоскости, перпендикулярной плоскости рамы (из плоскости рамы) $l^c_{oy}=\frac{H}{2}$ для нижнего ее участка, как более неблагоприятного, при n=2 и без коэффициентов $k_{пп}$ и $k_{пт}$.

Такой пример расчета стойки можно найти в п. 8.3, пример 9, с. 132 – 133 [10].

Выполним расчет колонны на устойчивость из плоскости как центрально сжатого стержня при λ_y=99,13, φ_y=0,187 (см. расчет на устойчивость плоской формы деформирования); N=130,0 кН (для первого основного сочетания нагрузок, см. занятие 13, пример 13.1) по формуле (1.3):

$$\sigma=\frac{N}{\varphi_y F_{расч}}=\frac{130}{0,187\cdot 793,65}=0,876\ \text{кН/см}^2<R^*_c=1,44\ \text{кН/см}^2.$$

где $F_{расч}=F_{нт}=F_{бр}=793,65$ см^2, а φ_y находят по формулам (1.5) или (1.6) в зависимости от величины λ_y и при соблюдении условия (1.4) $\lambda_y \le \lambda_{макс}$=120.

Устойчивость обеспечена.

Проверяем клеевые швы на скалывание по формуле (4.2), предварительно определив $S_{бр}$ и $I_{бр}$:

$$S_{\text{бр}} = \frac{b_{\text{к}} \cdot h_{\text{к}}^2}{8} = \frac{18,5 \cdot 42,9^2}{8} = 4255,95 \text{ см}^3;$$

$$I_{\text{бр}} = \frac{b_{\text{к}} \cdot h_{\text{к}}^3}{12} = \frac{18,5 \cdot 42,9^3}{12} = 121720,12 \text{ см}^4;$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\text{бр}}}{\xi I_{\text{бр}} \cdot b_{\text{расч}}} = \frac{15,176 \cdot 4255,95}{0,686 \cdot 121720,12 \cdot 18,5} = 0,0418 \text{ кН/см}^2 < R^*_{\text{сê}} = 0,144 \text{ кН/см}^2,$$

где $R^*_{\text{ск}} = R_{\text{ск}} \cdot m_{\text{п}} \cdot m_{\text{В}} \cdot m_{\text{н}} \cdot m_{\text{сл}} = 0,15 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1 = 0,144$ кН/см^2.

$R_{\text{сê}}$ – расчетное сопротивление скалыванию вдоль волокон при изгибе клееных элементов. $R_{\text{сê}}$=1,5МПа = 0,15 кН/см^2 (таблица А.1, приложение А).

Прочность обеспечена.

Все проверки по устойчивости и прочности колонны обеспечены, следовательно, предварительно принятые размеры сечения колонны оставляем.

Задания

Выполнить для клееной стойки, поперечной рамы проверки: на прочность по нормальным напряжениям, на устойчивость плоской фермы деформирования (учитывая шаг постановки связей по таблице 14.1), устойчивость из плоскости (как центрально сжатого стержня), клеевые швы на скалывание. Стойка склеена из досок толщиной 33 м (после фрезерования). Исходные данные принять по таблице 14.1 и рисунку 14.1 *а*.

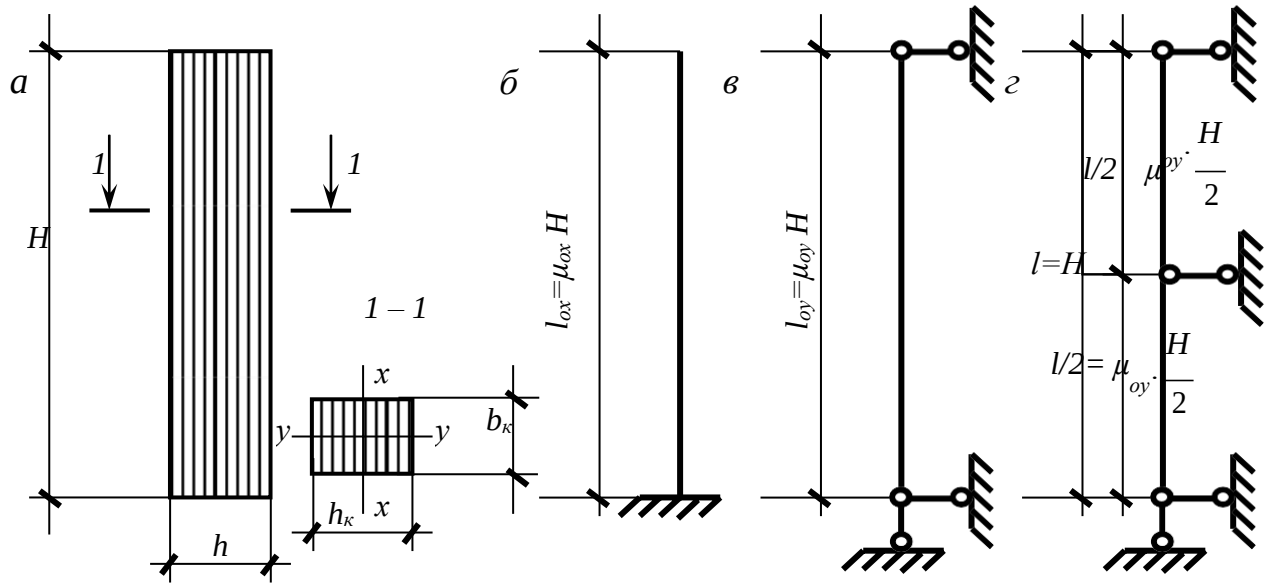


Рисунок 14.1 – Стойка поперечной рамы: *а* – конструктивное решение; *б* – расчетная схема стойки в плоскости поперечной рамы; *в, г* – то же из плоскости поперечной рамы

Таблица 14.1 – Исходные данные

№ варианта	*N*, кН	*M*, кНм	Расчетное продольное усилие *N*, кН, для проверки стойки, как центрально сжатого стержня	Размеры сечения. мм		Высота стойки, *H*, мм (рисунок 14.1 *а, б*)	Шаг постановки связей по длине стойки, из плоскости поперечной рамы, мм	Материал, сорт
				$h_к$	$b_к$			
1	50	41	53,5	264	117	3000	3000 (рисунок 14.1 *в*)	сосна, 2с
2	53	45	56,7	297	142	3500	3500 (рисунок 14.1 *в*)	ель, 2с
3	60	50	64,2	330	142	4000	4000 (рисунок 14.1 *в*)	лиственница, 2с
4	66	57	70,6	363	167	4500	4500 (рисунок 14.1 *в*)	пихта, 2с
5	75	62	80,3	396	190	5000	5000 (рисунок 14.1 *в*)	кедр, 2с
6	80	60	85,6	429	190	5500	5500 (рисунок 14.1 *в*)	пихта, 2с
7	82	66	87,7	462	210	6000	3000 (рисунок 14.1 *г*)	лиственница, 2с
8	78	64	83,5	528	240	6500	3750 (рисунок 14.1 *г*)	ель, 2с
9	65	52	70	561	240	7000	3500 (рисунок 14.1 *г*)	сосна, 2с
10	68	55	73	495	240	6300	3150 (рисунок 14.1 *г*)	кедр, 2с

Вопросы к практическому занятию

1. Чему равна предельная гибкость $\lambda_{макс}$ для колонн?
2. Чему равен коэффициент μ_{ox} при определении расчетной длины колонны $l_{оо}$ (в плоскости рамы) при отсутствии жестких торцовых стен в здании?
3. То же из плоскости рамы?
4. Назовите проверки, которые необходимо выполнить для стойки поперечной рамы?
5. Что необходимо сделать, если одна из проверок не выполняется?

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 15

Расчет жесткого узла сопряжения дощатоклееной стойки (колонны) с фундаментом

Теоретическая часть

Стойки поперечных рам в целях обеспечения их устойчивости и геометрической неизменяемости должны жестко соединяться с фундаментом.

Узел крепления стойки двухшарнирной рамы к фундаменту является наиболее ответственным местом. Предложено достаточно много конструктивных решений таких узлов. Рассмотрим два таких решения: опирание стойки на фундамент с применением анкерных болтов и траверс (рисунок 15.1, *а*) и опирание стойки на фундамент с применением анкерных полос и наклонных тяжей (рисунок 15.1, *б*).

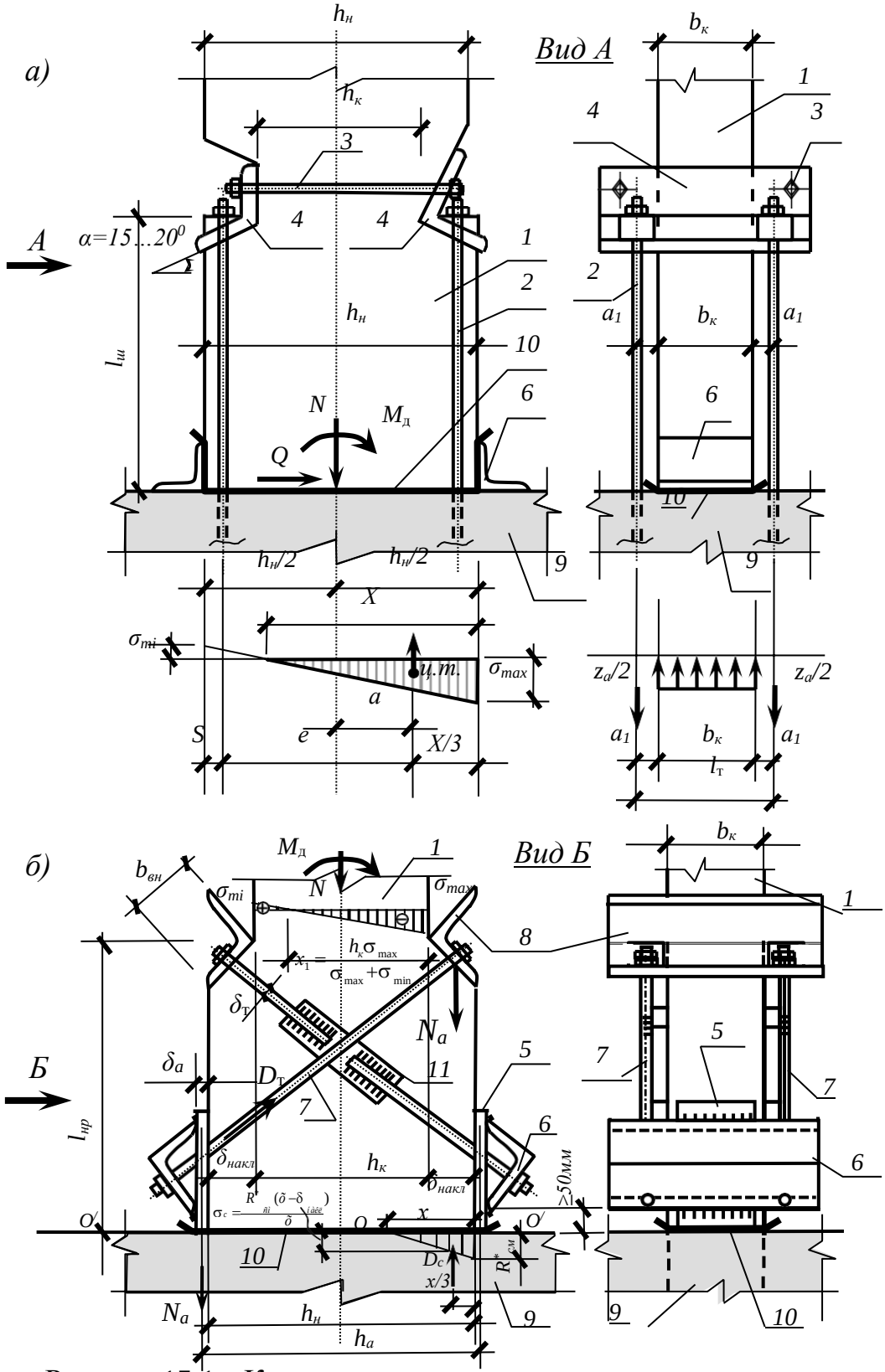


Рисунок 15.1 – Конструкции узлов крепления двухшарнирных рам к фундаментам: *а* – с применением анкерных болтов и траверс; *б* – с применением анкерных полос и наклонных тяжей; 1 – стойка; 2 – анкерные болты; 3 – стяжной болт; 4 – траверса слева – из размалкованного уголка, справа – обычного на рис. 15.1*а*; 5 – анкерные крепления из полосовой стали; 6 – упоры из прокатных уголков; 7 – наклонные (стяжные) болты; 8 – траверса (из обычного уголка); 9 – фундамент; 10 – гидроизоляция; 11 – стальная пластина

В узле (рисунок 15.1, а) анкерные болты 2 крепят к стойке с помощью стальных профильных 4 или сварных уголков, выполняющих роль траверс. Траверсы устанавливаются в углубления (вырезы) стоек. Для этого к сечению колонны $h_к$ приклеиваются симметрично с двух сторон дополнительно 2 – 3 доски ($\delta_{накл}$). Для предотвращения сползания траверсы стягивают болтами 3. Анкерные (фундаментные) болты 2 рассчитывают по наибольшему растягивающему усилию при действии постоянной нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f=0,9 и ветровой с коэффициентом сочетания ψ=1 (см. практическое занятие 13, пример 13.1, третье сочетание нагрузок).

Расчет такого узла крепления выполняют в следующей последовательности.

1. Назначают высоту поперечного сечения уширения стойки (колонны) $h_н$.

2. Для расчетного сочетания находят деформационный момент $M_д$.

3. Определяют напряжения на поверхности фундамента и длины участков эпюры напряжений (см. рисунок 15.1, а) по формулам:

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = -\frac{N}{b_к \cdot h_н} \pm \frac{6M_д}{b_к \cdot h_к^2}; \qquad (15.1)$$

$$x = \frac{\sigma_{max} \cdot h_н}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}; \quad a = \frac{h_н}{2} - \frac{x}{3}, \qquad (15.2)$$

где N , $M_д$ – расчетное продольное сжимающее усилие, кН и изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определенный из расчета по деформированной схеме, кН·см;

$b_к$, $h_н$ – соответственно ширина поперечного сечения колонны (стойки), см и высота поперечного сечения уширения колонны (стойки), см;

x – высота сжатой зоны эпюры напряжений, см (рисунок 15.1, а);

a – расстояние от центра тяжести высоты поперечного сечения колонны $h_н$ до центра тяжести высоты сжатой зоны эпюры напряжений, см (рисунок 15.1, а).

4. Проверяют стойку на смятие по краевым максимальным напряжени-

ям вдоль волокон

$$\sigma_{max} = R^{*}_{\text{ñì}}, \qquad (15.3)$$

где $R^{*}_{\text{ñì}} = R_{\text{ñì}} \cdot m_{n} \cdot m_{B} \cdot m_{\text{í}} \cdot m_{\text{á}} \cdot m_{\text{ñë}}$.

5. Подбор сечения анкерных креплений выполняют в зависимости от величины эксцентриситета $e_0 = \frac{M_д}{N}$, где $M_д = \frac{M}{\xi}$.

Если $e_0 \le \frac{h_н}{6}$ и все сечение сжато (когда σ_{max} и σ_{min} имеют отрицательные значения см. формулу (15.1)), анкерные фундаментные крепления ставятся конструктивно. Суммарная площадь их сечения должна составлять не менее 1% площади сечения колонны в нижней ее части $F_a \ge 0,01 \cdot h_н \cdot b_к$.

Если $e_0 > \frac{h_н}{6}$ и сечение колонны сжато не по всей площади (σ_{max} имеет отрицательное значение, а σ_{min} – положительное значение, см. формулу (15.1)), то определяют расстояние от центра тяжести сжатой эпюры до оси растянутого анкера по формуле

$$e = h_н - \frac{X}{3} - S, \qquad (15.4)$$

если анкер расположен в пределах высоты нижней части стойки (колонны) $h_н$ (рисунок 15.1, *а*); и

$$e = h_н - \frac{X}{3} + S, \qquad (15.5)$$

если он расположен за пределами наружной грани стойки.

В формулах (15.4 и 15.5) S – это расстояние от обушка прокатного уголка до оси отверстия, см (таблица Р.1, приложение Р).

6. Определяют растягивающее усилие в анкерных болтах по формуле

$$Z_a = \frac{M_д - N \cdot a}{e} \qquad (15.6)$$

и площадь поперечного сечения болта по формуле

$$F_{нт} = \frac{Z_a}{R_{bt} \cdot n_б \cdot \gamma_{c1}}, \qquad (15.7)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов (таблица Р.3, приложение Р);

$n_б$ – число анкерных болтов с одной стороны стойки;

γ_{c1} = 0,85 – коэффициент условий работы, учитывающий возможную неравномерность включения в работу анкеров.

7. Рассчитывают траверсу на изгиб как однопролетную балку пролетом

$$l_T = b_к + 2a_1; \qquad a_1 = \frac{d}{2} + a', \tag{15.8}$$

где a_1 – расстояние от оси анкерного болта до наружной грани колонны (рисунок 15.1, *а*). Это расстояние включает – половину диаметра анкера $\frac{d}{2}$ и зазор a' между анкером и колонной. Величину зазора a' принимают 1…1,5см.

Изгибающий момент в траверсе находят по формуле

$$M_T = \frac{Z}{4}\left(l_T - \frac{b_к}{2}\right) \tag{15.9}$$

8. Прочность траверсы из прокатных уголков, изгибаемой в одной из главных плоскостей, проверяют по формуле (15.10)

$$\sigma = \frac{M_T\left(b_{уг} - z_0\right)}{I_x} \le R_y \gamma_c, \tag{15.10}$$

где $b_{уг}$ – ширина полки принятого уголка;

z_0 – расстояние от обушка уголка до центра его тяжести;

I_x – момент инерции поперечного сечения уголка;

R_y – расчетное сопротивление стали изгибу по пределу текучести;

γ_c = 1 – коэффициент условия работы.

9. Проверяют прочность клеевых швов на участке от места установки траверс до подошвы стойки по формуле

$$\tau_ш = \frac{Z_a}{l_ш \cdot b_{расч}} \le R_{ск}^{ср*} \tag{15.11}$$

$$R_{ск}^{ср*} = \frac{R_{ск}^{*}}{1 + \beta \frac{l_{ск}}{e}} \tag{15.12}$$

где $l_{ск} = l_ш \le 10 \cdot h_{вр}$ – расчетная длина плоскости скалывания, см;

$h_{вр}$ – глубина врезки в элемент, см;

$h_{вр}$ можно принять равной $\delta_{накл}$, см;

$\beta = 0{,}125$, так как скалывание промежуточное;

e – плечо скалывания, см, для рисунка 15.1, а находится по формуле (15.5);

$R^*_{ск} = R_{ск} \cdot m_п \cdot m_в \cdot m_т \cdot m_н \cdot m_{сл}$, кН/см^2, здесь $R_{ск}$ – расчетное сопротивление скалыванию вдоль волокон древесины сосны (кроме веймутовой), ели, лиственницы европейской и японской принимается по таблице А.1, п. 5, г, приложение А; $m_п, m_в, m_т, m_н, m_{сл}$ – коэффициенты условий работы;

$b_{расч}$ – расчетная ширина поперечного сечения стойки (колонны) $b_{расч} = b_к$, см.

Так как отношение $l_{ск}/e$ должно быть не менее 3, то конструктивная длина $l_ш$ должна удовлетворять условию $l_ш \ge 3 \cdot e$.

Для восприятия поперечной силы Q в узле крепления по рисунку 15.1, а ставят упорные стальные элементы, привариваемые к закладным деталям фундамента, а их высоту определяют по смятию поперек волокон древесины стойки.

Расчет узла крепления стойки (колонны) с применением анкерных полос и наклонных тяжей рисунок 15.1, б выполняют в следующей последовательности:

1. Назначают высоту поперечного сечения уширения стойки (колонны) $h_н$.

2. Для расчетного сочетания находят деформационный момент $M_д$.

3. Определяют усилия в анкерных полосах и тяжах и их требуемые площади сечений.

Усилие в анкере N_a определяют из условий равенства $\Sigma N = 0$ и $\Sigma M = 0$ (рисунок 15.1,б).

$$N + N_a - D_c = 0, \qquad (15.13)$$

$$M_{д} - N_{a} \cdot h_{a} + D_{c} \cdot \frac{x}{3} = 0, \qquad (15.14)$$

где N – расчетное продольное сжимающее усилие, кН;

$M_д$ – деформационный момент, кН·см;

N_a – растягивающее усилие в анкерной полосе, кН;

D_c – расчетное усилие смятия древесины, кН;

h_a – расстояние между центрами тяжести анкерных полос, см;

x – высота сжатой зоны эпюры напряжений, см.

Из решения системы равенств (15.13 и 15.14) находят значения x, N_a и требуемую площадь поперечного сечения анкерной полосы $F_{a.нт}$.

Усилие в наклонных тяжах (болтах), с учетом действия поперечной силы, определяют по формуле

$$N_{аб} = \frac{N_a}{2 \cdot \gamma_a \cdot \cos\alpha} + \frac{Q}{2 \cdot \gamma_a \cdot \cos\alpha}, \qquad (15.15)$$

где $\gamma_a = 0{,}85$ – коэффициент, учитывающий неравномерность натяжения в параллельно работающих болтах.

Требуемую площадь наклонного тяжа (болта) определяют по формуле

$$F_{т.нт} = \frac{N_{аб}}{R_{bt}}. \qquad (15.16)$$

4. Проверяют прочность клеевых швов на участке от места установки траверс до подошвы стойки по формулам (15.11) и (15.12), принимая в формуле (15.11) $Z_a = N_{ск}$.

5. Проверяют прочность древесины на смятие (под углом) под траверсой по формуле

$$\sigma_{см\,\alpha} = \frac{2N_{аб}}{F_{см}} \le R^{*}_{см\,\alpha}, \qquad (15.17)$$

где $R_{с^{*}м\,\alpha} = \dfrac{R^{с^{*}м}}{1 + \left(\dfrac{R^{*}_{см}}{R^{*}_{см\,90}} - 1\right) \cdot \sin^{3}\alpha}$, здесь

$R^{*}_{см} = R_{см} \cdot m_{п} \cdot m_{в} \cdot m_{т} \cdot m_{н} \cdot m_{б} \cdot m_{сл}$;

$$R^{*}_{см\ 90} = R_{см\ 90} \cdot m_{п} \cdot m_{в} \cdot m_{т} \cdot m_{н}.$$

6. Проверяют прочность траверсы на изгиб

$$l_{т} = b_{к} + d_{аб} + 2 \cdot t_{пл} \qquad (15.18)$$

где $d_{аб}$ – диаметр принятого наклонного тяжа (болта), см;

$t_{пл}$ – толщина поперечного сечения стальной пластины *11* (рисунок 15.1, *б*), находится из условия работы на прочность при растяжении площади поперечного сечения стальной пластины *11* силой $N_{аб}$.

Расчетная равномерно распределенная нагрузка на траверсу

$$q = \frac{2N_{аб}}{b_{к}}, \text{ кН/см.} \qquad (15.19)$$

Изгибающий момент в траверсе находят по формуле (расчетная схема траверсы рисунок 15.2)

$$M_{т} = \frac{qb_{к}}{2} \cdot \frac{l_{т}}{2} - \frac{qb_{к}^{2}}{8}, \text{кН} \cdot \text{см} \qquad (15.20)$$

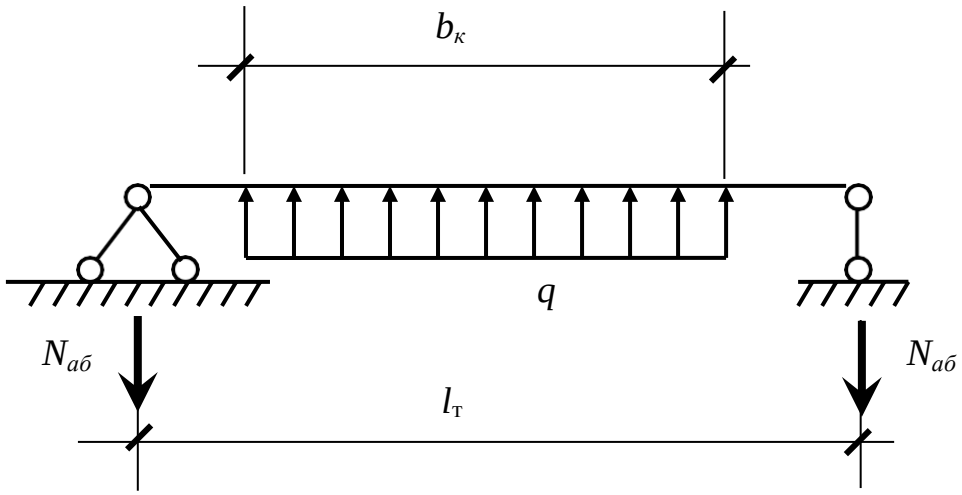


Рисунок 15.2 – Расчетная схема траверсы

Требуемый момент сопротивления траверсы из прокатного уголка

$$W_{x,тр} = \frac{M_{т}}{R_{y}\gamma_{c}}, \text{см}^{3} \qquad (15.21)$$

где R_y, γ_c – см. пояснения к формуле (15.10).

По сортаменту горячекатаных равнополочных уголков по ГОСТ 8509-93 принимают уголок, у которого $W_x \geq W_{x,\,тр}$ и с шириной полки $b_{уг} \approx \delta_{накл}$.

Подобранное сечение траверсы проверяют на изгиб по формуле (15.10)

Пример 15.1

Выполнить расчет жесткого узла сопряжения дощатоклееной стойки (колонны) рамы с фундаментом по рисунку 15.1, а. Исходные данные принимаем из примера 13.1.

Решение

Стойки крепим к фундаменту с помощью анкерных болтов, закрепляемых к стальным траверсам (рисунок 15.1, *а*). Высоту поперечного сечения уширения колонны $h_н$ (по одну сторону) принимаем равной трем толщинам досок после фрезерования (см. рисунок 15.1, *а*).

$\delta_{накл} = 3 \cdot 3{,}3 = 9{,}9$см, тогда $h_н = h_к + 2\delta_{накл} = 42{,}9 + 2 \cdot 9{,}9 = 62,\ 7$ см.

Расчет выполняем для третьего сочетания нагрузок (ветровая нагрузка + минимальная вертикальная нагрузка, рассчитанная только с учетом постоянной нагрузки без учета снеговой нагрузки). При этом сочетании нагрузки получим максимальные растягивающие усилия в анкерных болтах.

Определяем $М_д$.

$N = -36{,}58$ кН; $M = 50{,}3$ кН·м (см. третье сочетание нагрузок, практическое занятие 13, пример 13.1).

Из расчета колонн (пример 14.1) на прочность имеем:

$l_{ox} = 1166$ см; $h_к = 42{,}9$ см; $b_к = 18{,}5$ см; $F_{нт} \approx F_{бр} = 793{,}65$ см^2;

$W_{нт} = W_{бр} = 5674{,}6$ см^2; $\varphi_x = 0{,}339$; $R_c^* = 1{,}44$ кН/см^2; $k_н = 1{,}07$;

Для нижнего сечения

$F_{бр.н} = h_н \cdot b_к = 62{,}7 \cdot 18{,}5 = 1159{,}95$ см^2, тогда по формуле (4.7)

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi_x R_c^* F_{бр.н}} = 1 - \frac{36{,}58}{0{,}339 \cdot 1{,}44 \cdot 1159{,}95} = 0{,}935$$

по формуле

$k_i = \alpha + \xi(1-\alpha) = 1,22 + 0,935(1-1,22) = 1,014;$

$$M_{д} = \frac{M}{k_н \cdot \xi} = \frac{50,3 \cdot 100}{1,014 \cdot 0,935} = 5305,4 \text{ кН·см}.$$

Напряжение на поверхности фундамента определяем по формуле (15.1)

$$\sigma_{\substack{max \\ min}} = -\frac{N}{b_к \cdot h_н} \pm \frac{6M_д}{b_к \cdot h_к^2};$$

$$\sigma_{\substack{max \\ min}} = -\frac{36,58}{18,5 \cdot 62,7} \mp \frac{6 \cdot 5305,4}{18,5 \cdot 62,7^2} = -0,032 \mp 0,4377$$

Проверяем стойку на смятие вдоль волокон по формуле (15.3).

$$R^*_{см} = R_{см} \cdot m_п \cdot m_В \cdot m_н \cdot m_б \cdot m_{сл} = 1,5 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 0,952 \cdot 1 = 1,37 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_{max} = -0,4697 \frac{кН}{см^2} < R^*_{см} = 1,37 \frac{кН}{см^2}; \quad \sigma_{min} = 0,4057 \frac{кН}{см^2}.$$

Вычисляем размеры участков эпюры напряжений по формуле (15.2)

$$x = \frac{|\sigma_{max}| \cdot h_н}{|(\sigma_{max} + \sigma_{min})|} = \frac{0,4697 \cdot 62,7}{(0,4697 + 0,4057)} \approx 33,65 \text{ см};$$

$$a = \frac{h_н}{2} - \frac{x}{3} = \frac{62,7}{2} - \frac{33,65}{3} = 20,13 \text{ см}.$$

Т.к. эксцентриситет $e_0 = \frac{M_д}{N} = \frac{5305,4}{36,58} = 145,04 \text{ см} > \frac{h_н}{6} = \frac{62,7}{6} = 10,45$, то определяем расстояние от центра тяжести сжатой эпюры до оси растянутого анкера.

Анкер расположен в пределах высоты нижней части стойки (рисунок 15, а) и тогда по формуле (15.4)

$e = h_н - \frac{X}{3} - S = 62,7 - \frac{33,65}{3} - 6 = 45,48$ см, где S принимаем равным 6 см (таблица Р.1, приложение Р).

Усилие в анкерных болтах по формуле (15.6)

$$Z_a = \frac{M_д - N \cdot a}{e} = \frac{5305,4 - 36,58 \cdot 20,13}{45,48} = 100,463 \text{ кН};$$

площадь сечения болта по формуле (15.7)

$$F_{нт} = \frac{Z_a}{R_{bt} \cdot n_б \cdot \gamma_{c1}} = \frac{100,463}{23 \cdot 2 \cdot 0,85} \approx 2,569 \text{ см}^2.$$

Здесь R_{bt} = 23,0кН/см^2 для стали марки 09Г2С по ГОСТ 19281 – 73* при

диаметре болтов 24 мм и 30 мм (таблица Р.3, приложение Р).

Принимаем болты d = 24мм, с $F_{нт}$ = 3,52см^2 (таблица Р.2, приложение Р) из стали марки 09Г2С по ГОСТ 19281 – 73*.

Траверсу для крепления болтов рассчитываем как балку (рисунок 15, а).

$$M_T = \frac{Z_a}{4}\left(l_T - \frac{b_к}{2}\right) = \frac{100,463}{4}\left(23 - \frac{18,5}{2}\right) = 345,34\ \text{кН}\cdot\text{см}.$$

Здесь $l_т = b_к + 2a_1 = 18,5 + 2\cdot 2,25 = 23$ см, (см. формулу 15.8).

Из условия размещения анкерных болтов d = 24 мм принимаем ∠110×8мм по ГОСТ 8509-93 с I_x = 198.17 см^4 и Z_0 = 3 см, сталь С 245 по ГОСТ 27772-88, R_y = 24кН/см^2.

Прочность траверсы на изгиб по формуле (15.10)

$$\sigma = \frac{M_T\left(b_{ó\tilde{a}} - Z_0\right)}{I_x} = \frac{345,34\cdot(11-3)}{198,17} = 13,94\ \text{кН/см}^2 < R_y\gamma_c = 24\cdot 1 = 24\text{кН/см}^2$$

Проверяем прочность клеевого шва на действие усилия Z_a:

β = 0,125, расчетная длина шва $l_ш$ принимается не более $l_{ск} = l_ш \le 10\cdot h_{вр}$; $h_{вр}$ = 3 · 3,3 = 9,9 см; Принимаем расчетную длину шва $l_ш$=10·9=90 см;

$$R^*_{ск} = R_{ск}\cdot m_п\cdot m_В\cdot m_н\cdot m_{сл} = 0,21\cdot 0,8\cdot 1\cdot 1,2\cdot 1 = 0,202\ \text{кН/см}^2$$

$$R^{ср*}_{ск} = \frac{R^*_{ск}}{1+\beta\frac{l_{ск}}{e}} = \frac{0,202}{1+0,125\frac{90}{45,49}} = 0,162\text{кН/см}^2$$

$$\tau = \frac{Z_a}{l_ш\cdot b_{расч}} = \frac{100,463}{90\cdot 18,5} = 0,0603\text{кН/см}^2 < R^{ср*}_{ск} = 0,162\text{кН/см}^2$$

Отношение $\frac{l_{ск}}{e}$ должно быть не менее 3, поэтому конструктивная длина $l_ш$ будет $l_ш \ge 3\cdot e = 3\cdot 45,48 \approx 137$см. Принимаем $l_ш$ = 140 см.

Пример 15.2

По исходным данным практического занятия 13, примера 13.1 выполнить расчет жесткого узла сопряжения дощатоклееной стойки (колонны) рамы с фундаментом по рисунку 15.1, *б*. Для расчета принять из примера 13.1 третье сочетание нагрузок: N = – 36,58кН, M = 50,3 кН·м, Q = 15,911кН.

Класс бетона подколонника В25 (R_b = 1,45 кН/см^2 > $R_{см}$)

Решение

Расчет выполняем для третьего сочетания нагрузок (ветровая нагрузка + минимальная вертикальная нагрузка, рассчитанная только с учетом постоянной нагрузки без учета снеговой нагрузки). При этом сочетании нагрузок получим максимальные растягивающие усилия в анкерах и тяжах конструкции узла защемления (рисунок 15.1, б).

Определяем $М_д$

N = – 36,58кН, M = 50,3 кН·м, Q = 15,911кН (см. третье сочетание нагрузок).

Из расчета колонны на прочность (пример 14.1) имеем:

$l_{ох}$ =1166 см; $F_{нт} \approx F_{бр} = 793{,}65$ см^2; $W_{нт} \approx W_{бр} = 5674{,}6$ см^2; $\varphi_x = 0{,}339$;

$R_c^* = 1{,}44$ кН/см^2; $k_н$ = 1,07; $h_к = 42{,}9$ см; $b_к = 18{,}5$ см;

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi_x R_c^* F_{бр}} = 1 - \frac{36{,}58}{0{,}339 \cdot 1{,}44 \cdot 793{,}65} = 0{,}9056$$

$$k_н = \alpha + \xi(1-\alpha) = 1{,}22 + 0{,}9056(1-1{,}22) = 1{,}021;$$

$$M_д = \frac{M}{k_н \cdot \xi} = \frac{50{,}3 \cdot 100}{1{,}021 \cdot 0{,}9056} = 5440{,}09 \text{ кН·см}.$$

Подбираем (предварительно) размеры детали узла.

Принимаем толщину уширения колонны (рисунок 15.1, б), равной трем толщинам досок после фрезерования.

$\delta_{накл}$ = 3 · 3,3 = 9,9 см.

Толщину стальной анкерной полосы принимаем 10 мм (δ_a = 1,0 см). С учетом принятых уширений получаем

$h_н = h_к + 2 \cdot \delta_{накл}$ = 42,9 + 2 · 9,9 = 62,7 см.

Определяем усилия в анкерных полосах и тяжах.

$$R_{см}^* = R_{см} \cdot m_п \cdot m_В \cdot m_н \cdot m_б \cdot m_{сл} = 1{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 1 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}952 \cdot 1 = 1{,}37 \text{ кН/см}^2$$

Усилия в анкерных полосах и наклонных тяжах, которыми обеспечивается крепление колонны к фундаменту, при принятом решении узла защемления

стойки, вычислим исходя из равновесия всех сил, действующих на узел.

При расчете узла учитываем, что прочность бетона фундамента больше прочности древесины на смятие. Проводим условное сечение на грани нижней части стойки и фундамента линия 0' – 0' и отбрасываем фундамент, заменяя отброшенную часть усилиями N_a и D_c. Запишем их значения в общем виде

$$N_a = R_y\gamma_c \cdot F_{a.нт};$$

$$D_c = R^*_{см} \cdot b_к \frac{x}{2}.$$

При выполнении анкеров из полосовой стали С255 по ГОСТ 27772-88 (т.к. не задан климатический район строительства) R_y = 240МПа = 24 кН/см^2, γ_c = 0,9, $R_y\gamma_c$ = 24 · 0,9 = 21,6 кН/см^2.

С учетом значений $R_y\gamma_c$ и $R^*_{см}$ можно записать

$$N_a = R_y\gamma_c \cdot F_{a.нт} = 21,6 \cdot F_{a.нт}; \qquad (15.22)$$

$$D_c = R^*_{см} \cdot \frac{xb_к}{2} = 1,37 \cdot \frac{xb_к}{2}. \qquad (15.23)$$

В формулах (15.22) и (15.23) неизвестны значения: высота сжатой зоны x и площадь сечения анкерной полосы $F_{àí ò}$. Их значения находим из условия обеспечения равновесия узла. Для нахождения двух неизвестных имеем два условия $\sum N = 0$ и $\sum M = 0$. Используем для нахождения x и $F_{a.нт}$ формулы (15.13) и (15.14)

$$N + N_a - D_c = 0$$

$$M_д - N \cdot h_a + D_c \cdot \frac{x}{3} = 0.$$

Подставим в эти формулы значения выражений N_a и D_c по формулам (15.22) и (15.23), N, $M_д$, $b_к$; $h_a = h_н + \delta_a$ = 62,7 + 1 = 63,7 см получим

$$36,58 + 21,6 \cdot F_{a.нт} - 1,37\frac{18,5 \cdot x}{2} = 0;$$

$$5440,09 - 21,6 \cdot F_{a.нт} \cdot 63,7 + 1,37\frac{18,5 \cdot x}{2} \cdot \frac{x}{3} = 0.$$

Проведя необходимые вычисления, находим

$x = 10{,}161$ см, $F_{a.нт} = 4{,}271$ см^2.

$N_a = 21{,}6 \cdot F_{a.нт} = 21{,}6 \cdot 4{,}271 \approx 92{,}3$кН.

Принимаем из конструктивных соображений анкерную полосу размером 180 × 10 мм, $F_{a.нт} = 18 \cdot 1 = 18$ см$^2 > 4{,}271$см^2.

Усилие в наклонных тяжах (болтах) определяем по формуле (15.15), $\alpha = 45°$; $\cos\alpha = 0{,}707$

$$N_{аб} = \frac{N_a}{2 \cdot \gamma_a \cdot \cos\alpha} + \frac{Q}{2 \cdot \gamma_a \cdot \cos\alpha} = \frac{92{,}3}{2 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}707} + \frac{15{,}911}{2 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}707} = 90{,}03\text{кН}.$$

Требуемую площадь $F_{т.нт}$ наклонного тяжа определяем по формуле (15.16) из стали марки 09Г2С по ГОСТ 19281-73*, $R_{bt} = 23$ кН/см^2 (см. таблицу Р.3 приложение Р).

$$F_{т.нт} = \frac{N_{аб}}{\gamma_c R_{bt}} = \frac{90{,}03}{1 \cdot 23} = 3{,}9145\text{см}^2.$$

Принимаем тяжи диаметром $d = 30$ мм, для которых $F_{т.нт} = 5{,}6$ см^2, т.к. $d = 27$ мм с $F_{т.нт} = 4{,}59$ см^2 применять не рекомендуется (см таблицу Р.2, приложение Р).

Проверяем прочность клеевых швов на скалывание.

Так как $x > \delta_{накл}$ $10{,}61 > 9{,}9$ см, то

$$N_{ск} = \frac{\left(\sigma_{см} + R^*_{см}\right)}{2} \cdot b_к \cdot \delta_{накл} - N_a,$$

$$\sigma_{см} = \frac{R^*_{см} \left(x - \delta_{накл}\right)}{x} = \frac{1{,}37\left(10{,}161 - 9{,}9\right)}{10{,}161} = 0{,}0352\text{кН/см}^2;$$

$$N_{ск} = \frac{\left(0{,}0352 + 1{,}37\right)}{2} \cdot 18{,}5 \cdot 9{,}9 - 92{,}3 = 36{,}381\text{кН},$$

так как $\sigma_{см} = 0{,}0352$ кН/см^2, что меньше 0,1, то $N_{ск}$ находим, принимая $x \approx \delta_{накл}$, $10{,}161 \approx 9{,}9$ см, тогда

$$N_{ск} = \frac{\left(R^*_{см} \cdot b_к \cdot x\right)}{2} - N_a = \frac{1{,}37 \cdot 18{,}5 \cdot 10{,}161}{2} - 92{,}3 = 36{,}47\text{кН}.$$

Если $x \le \delta_{накл}$, то $N_{ск} = D_c - N_a$.

Принимаем $N_{ск} = 36{,}47$ кН.

Расчетное сопротивление скалыванию определяем по формуле (15.12), определив предварительно $R^*_{ск}$, $l_{ск}$, e , β .

$$R^*_{ск} = R_{ск} \cdot m_п \cdot m_в \cdot m_т \cdot m_н \cdot m_{сл} = 0,21 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \approx 0,202 \text{кН/см}^2 .$$

$l_{ск} \le 10\delta_{накл} = 10 \cdot 9,9 = 99$см ; принимаем расчетную высоту уширений $l_{нр}$ равной ширине уширенной части колонны ($h_н$) плюс 150 мм, учитывая конструктивное решение узла и расположение тяжей под углом 45°.

$l_{нр} = h_н + 15 = 77,7$ см ≈ 78 см $< 10\delta_{накл} = 99$ см.

Принимаем $l_{ск} = l_{нр} = 78$ см;

$$e = h_н + \delta_а - \frac{x}{3} = 62,7 + 1 - \frac{10,161}{3} = 60,313\text{см};$$

$\beta = 0{,}125$,

$$R^{ср*}_{ск} = \frac{R^*_{ск}}{1 + \beta \frac{l_{ск}}{e}} = \frac{0,202}{1 + 0,125 \frac{78}{60,313}} \approx 0,174 \text{кН/см}^2 .$$

Прочность клеевого шва проверяем по формуле (15.11)

$$\tau_ш = \frac{N_{ск}}{l_{нр} \cdot b_к} = \frac{36,47}{78 \cdot 18,5} = 0,0253 \text{кН/см}^2 \le R^{ср*}_{ск} = 0,174 \text{кН/см}^2 .$$

Прочность древесины на смятие (под углом):

$R^*_{см} = 1{,}37$кН/см^2;

$$R^*_{см\,90} = R_{см\,90} \cdot m_п \cdot m_В \cdot m_н = 0,3 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1,2 = 0,288 \text{кН/см}^2 ; \sin 45° = 0,707.$$

$$R^*_{см\,45} = \frac{R^*_{см}}{1 + \left(\frac{R^*_{см}}{R^*_{см\,90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{1,37}{1 + \left(\frac{1,37}{0,288} - 1 \right) \cdot 0,707^3} = 0,589 \text{кН/см}^2 .$$

Принимаем уголки размером 125×125×14 мм. Сталь С255 по ГОСТ 27772 – 88. Принятый размер уголка учитывает возможность крепления его болтом $d = 30$ мм с $d_{отв} = 32$ мм.

$$F_{см} = \delta_{накл} \cdot b_к = 9,9 \cdot 18,5 = 183,15 \text{см}^2 .$$

По формуле (15.17)

$$\sigma_{см\,\alpha} = \frac{2N_{аб}}{F_{см}} = \frac{2\cdot 90,03}{183,15} = 0,983\text{кН/см}^2 > R^*_{см\,45} = 0,589\text{кН/см}^2 .$$

Прочность не обеспечена. Принимаем для уширения стойки (колонны) древесину березу. Тогда

$$R^*_{см} = 1,5\cdot 1,1\cdot 1\cdot 1,2\cdot 0,952\cdot 1 = 1,885\text{кН/см}^2 .$$

$$R^*_{см\,90} = 0,3\cdot 1,6\cdot 1\cdot 1,2 = 0,576\text{кН/см}^2 .$$

$$R^*_{см\,45} = \frac{1,885}{1+\left(\frac{1,885}{0,576}-1\right)\cdot 0,707^3} = 1,045\text{кН/см}^2 .$$

$$R_{см\,\alpha} = \frac{2\cdot 90,03}{183,15} = 0,983\text{кН/см}^2 < R_{см\,45^\circ} = 1,045\text{кН/см}^2 .$$

Прочность обеспечена.

Проверка прочности уголка траверсы при изгибе (рисунок 15.2). Расчетный пролет траверсы по формуле (15.18).

$$l_т = b_к + d_{аб} + 2\cdot t_{пл} = 18,5 + 3 + 2\cdot 1 = 23,5\text{см} ,$$

где $t_{пл} = \frac{N_{аб}}{b_{пл}\cdot R_y\cdot \gamma_c\cdot 0,8} = \frac{90,03}{6\cdot 24\cdot 0,9\cdot 0,8} \approx 0,868\text{см}$,

принимаем $t_{пл} = 1$см;

$b_{пл}$ – ширина пластины, $b_{пл} = d + 2\cdot 1,5 = 3 + 2\cdot 1,5 = 6$ см; сталь пластины С255 с $R_y = 24$кН/см^2, при толщине прокатных листов от 4 до 20 мм; $\gamma_c = 0,9$;

0,8 – коэффициент, учитывающий возможную передачу усилия с эксцентриситетом.

Расчетная равномерно распределенная нагрузка на траверсу по формуле (15.19)

$$q = \frac{2N_{аб}}{b_к} = \frac{2\cdot 90,03}{18,5} = 9,733\text{кН/см} .$$

Изгибающий момент в траверсе определяем по формуле (15.20)

$$M_т = \frac{qb_к}{2}\cdot\frac{l_т}{2} - \frac{qb_к^2}{8} = \frac{9,733\cdot 18,5}{2}\cdot\frac{23,5}{2} - \frac{9,733\cdot 18,5^2}{8} = 641,466\text{кН·см} .$$

Момент сопротивления уголка 125×125×14мм: R_y = 24кН/см^2; γ_c = 1,

I_x=481,76 см^4, $W = \frac{I_x}{b_{уг} _ z_0} = \frac{481,76}{12,5-3,61} = 54,19см^3$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{641,466}{54,19} = 11,84\text{кН/см}^2 < R_{у}\gamma_{с} = 24\text{кН/см}^2$$

Прочность на изгиб обеспечена.

Задания

Выполнить расчет жесткого узла сопряжения дощатоклееной стойки рамы (колонны) с фундаментом согласно рисунка 15.1, *а* или 15.1, *б*. Исходные данные принять по таблице 15.1.

Таблица 15.1 – Исходные данные

№ варианта	Расчетные усилия			Размеры поперечного сечения стойки, мм		Материал, сорт
	N, кН	*M*, кН·м	*Q*, кН	$h_к$	$b_к$	
1	41,7	55,5	15,03	264	117	сосна, 2с
2	43,7	59,0	15,9	297	142	ель, 2с
3	49,4	67,0	18,3	330	142	лиственница, 2с
4	59,1	73,3	20,1	363	167	пихта, 2с
5	61,0	83,3	22,3	396	190	кедр, 2с
6	66,7	89,0	21,2	429	190	пихта, 2с
7	67,6	91,0	23,3	462	210	лиственница, 2с
8	64,3	86,6	23,5	528	240	ель, 2с
9	58,2	72,2	19,1	561	240	сосна, 2с
10	55,3	75,5	19,4	495	240	кедр, 2с

Вопросы к практическому занятию

1. При каком сочетании нагрузок в анкерных болтах будет получено максимальное растягивающее усилие?

2. Назовите величину коэффициента надежности по нагрузке, на который должна умножаться постоянная нагрузка, входящая в сочетание, при расчете узла крепления стойки к фундаменту.

3. В каком случае анкерные крепления ставятся конструктивно?

4. При креплении стойки к фундаменту, по конструктивным требовани-

ям, какая должна быть принята минимальная суммарная площадь сечения анкеров?

5. Расскажите порядок расчета узла крепления стойки к фундаменту при конструктивном решении по рисунку 15.1, *а*.

6. То же при конструктивном решении по рисунку 15.1, *б*.

Литература: [1, 4, 10, 11].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 16

Расчет прочности, устойчивости и прогиба дощатоклееной двускатной балки прямоугольного поперечного сечения

Теоретическая часть

Для покрытий зданий и сооружений могут применяться деревянные клееные балки. Такие балки выполняются из склеенных между собой по пласти досок. Основным типом поперечного сечения является прямоугольное, как более технологичное, хотя могут быть изготовлены балки и более рациональных форм сечений, например, двутавровых. Дощатоклееные балки подразделяются на прямолинейные и гнутоклееные (рисунок 16.1). Прямолинейные балки могут быть постоянной высоты, (рисунок 16.1 *а*) двускатные и односкатные с малым уклоном $i \leq 1:20$ под рулонную кровлю (рисунок 16.1 *б, г*). Дощатоклееные балки рекомендуются для пролетов до 18 м. Высота балок назначается не менее 1/15 пролета. Для изготовления рекомендуется использовать доски толщиной не более 50 мм и шириной не более 200 мм с влажностью древесины 15 %. Стыкование досок по длине и ширине в слои и склеивание их по высоте выполняется с учетом СНиП II – 25 – 80, пп. 5,5 и 5,7. Доски перед склеиванием фрезеруют, поэтому при компоновке поперечного сечения балки необходимо учитывать припуски на механическую обработку досок. Для склеивания используют фенолформальдегидные или резорциновые клеи. Толщина клеевого шва в расчетах не учитывается, посколькуочень мала (≈0,1 мм).

Допускается сочетать по высоте сечения балки древесину двух сортов и пород, используя в средней зоне более низкий сорт, а в крайних зонах на 0,15 h более высокий, по которому назначают расчетные сопротивления (R_c, R_p, R_u) (рисунок 16.2 *а, б*).

Расчет клеедощатых балок производят на изгиб и прогиб соответственно по первой и второй группам предельных состояний, как балок цельного сечения с учетом коэффициентов условий работы m_n, $m_в$, $m_б$, $m_{сл}$, $m_{гн}$, m_0, которые вводятся к расчетному сопротивлению древесины (см. таблицы Б.1, Б.2, Б.4…Б.6, приложения Б, Б* и практическое занятие 2.

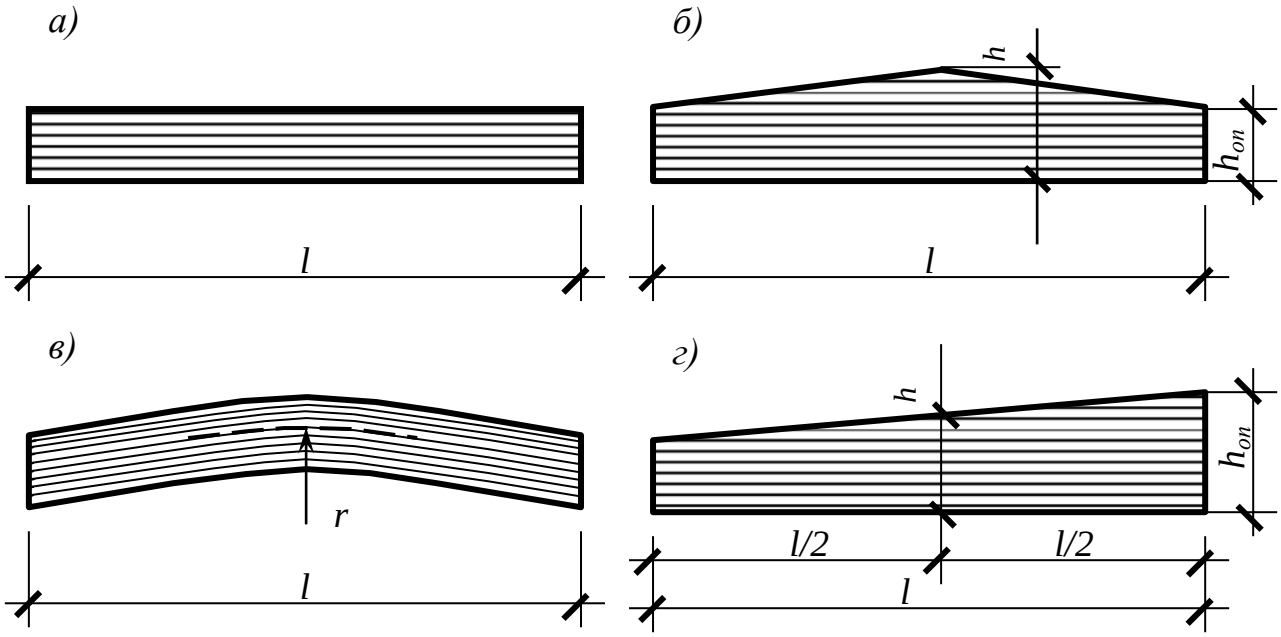


Рисунок 16.1 – Типы клеедощатых балок: *а* – постоянной высоты; *б* – двускатные; *в* – гнутые; *г* – односкатные

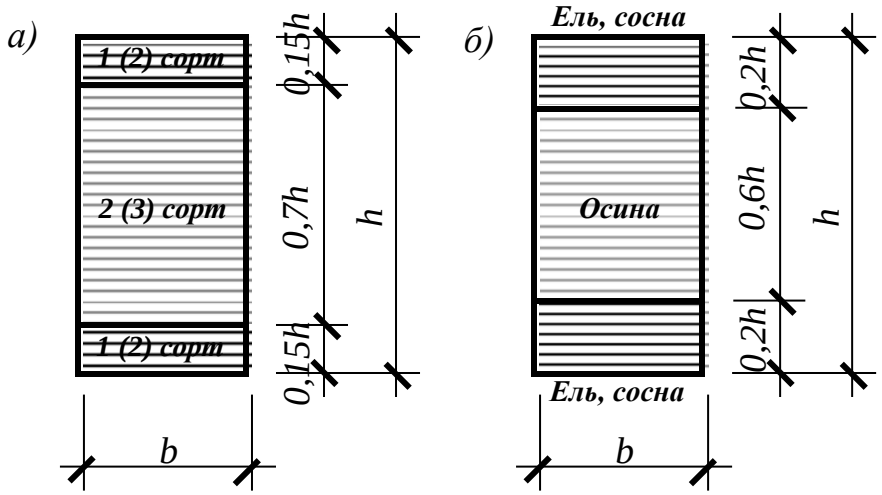


Рисунок 16.2 – Примеры компоновки сечения дощатых клееных балок: *а* – по сортам древесины; *б* – по породам древесины

В двускатных балках (рисунок 16.1 *б*) при симметричном загружении тремя и более сосредоточенными грузами или равномерно распределенной нагрузкой расчетное сечение находится от опоры на расстоянии

$$x = \frac{lh_{on}}{2h}, \qquad (16.1)$$

где l – пролет балки; h_{on} – высота балки на опоре, принимается не менее половины высоты балки в середине пролета; h – высота балки в середине пролета.

Высота поперечного сечения определяется по формуле:

$$h_x = h_{оп} + i_x, \qquad (16.2)$$

где i – уклон верхнего пояса балки.

Величину изгибающего момента в расчетном сечении x (при загружении балки равномерно-распределенной нагрузкой) можно найти по формуле:

$$M_x = \frac{ql}{2}(l - x). \qquad (16.3)$$

Пример 16.1

Проверить прочность, устойчивость и прогиб дощатоклееной двускатной, однопролетной, стропильной балки прямоугольного поперечного сечения (рисунок 16.1 *б*). Балка склеена из досок толщиной 33 мм (в чистоте). Пролет балки l = 12 м; высота сечения балки: в середине пролета h = 1188 мм, на опоре $h_{оп}$ = 891 мм; ширина сечения b = 215 мм. Равномерно распределенная нагрузка на балку: нормативная $q^н$ = 23,12 кН/м; расчетная q = 30 кН/м. Материал – древесина ель, 2 сорта. К балке предъявляются эстетико-психологические требования при определении относительного прогиба. Высота помещения от уровня пола до низа балки – 6 м. Расчетная схема и сечения балки представлены на рисунке 16.3.

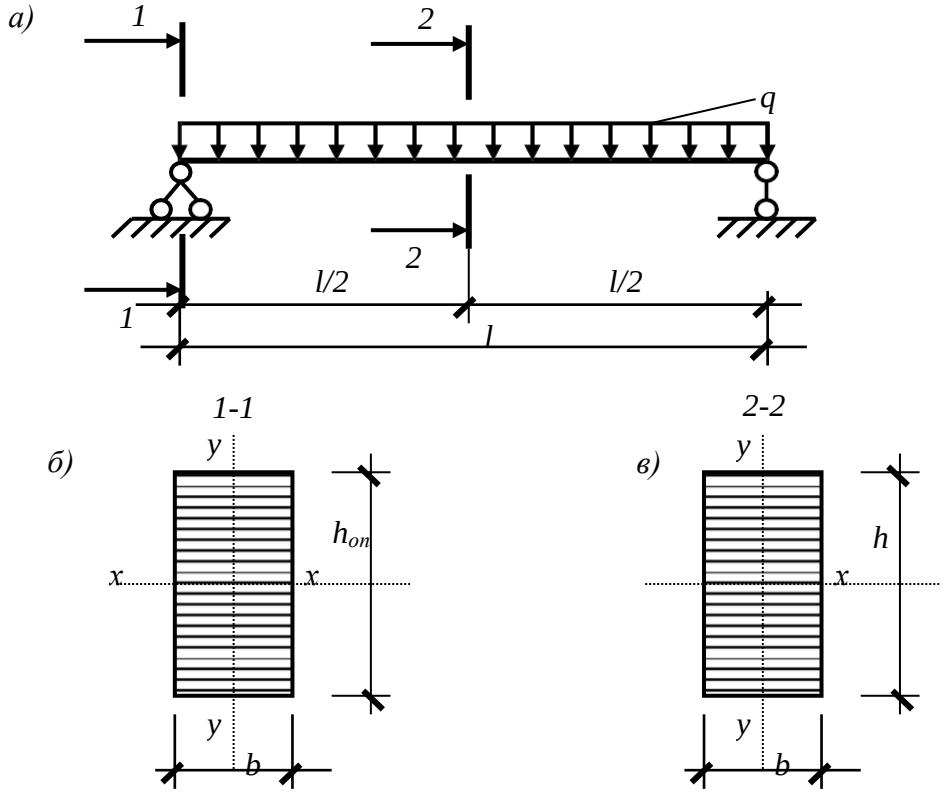


Рисунок 16.3 – Расчетная схема и сечения балки: *а* – расчетная схема; *б* – расчетное поперечное сечение на опоре; *в* – то же в середине пролета

Решение

По таблицам Б.5, Б.4, А.1, приложения Б, А находим $m_{сл} = 1$; $m_б = 0{,}821$; $R_и = 15$ МПа $= 1{,}5$ кН/см^2; $R_{ск} = 1{,}5$МПа $= 0{,}15$ кН/см^2; $m_в = 1$, т.к. условия эксплуатации не оговорены.

$R_и^* = m_в \cdot m_б \cdot m_{сл} \cdot R_и = 1 \cdot 0{,}821 \cdot 1 \cdot 1{,}5 = 1{,}23$ кН/см^2;

$R_{ск}^* = m_в \cdot m_{сл} \cdot R_{ск} = 1 \cdot 1 \cdot 0{,}15 = 0{,}15$ кН/см^2.

Опасное сечение в балке находится на расстоянии x от опоры, равном (см. формулу 16.1):

$$x = \frac{lh_{оп}}{2h} = \frac{12 \cdot 0{,}891}{2 \cdot 1{,}188} = 4{,}5 \text{ м.}$$

Изгибающий момент в сечении x (см. формулу 16.3):

$$M_x = \frac{qx}{2}(l - x) = \frac{30 \cdot 4{,}5}{2}(12 - 4{,}5) = 506{,}25 \text{ кН·м.}$$

Высота балки в сечении x:

$$h_x = h_{оп} + \frac{2(h - h_{оп})}{l} \cdot x = 891 + \frac{2(1188 - 891)}{12000} \cdot 4500 = 1113{,}75 \text{ мм} \approx 1113{,}7 \text{ мм}$$

Момент сопротивления балки в сечении x:

$$W_x = \frac{bh_x^2}{6} = \frac{21{,}5 \cdot 111{,}37^2}{6} = 44445 \text{ см}^3.$$

Проверка прочности балки:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{506{,}25 \cdot 100}{44445} = 1{,}139 \text{ кН/см}^2 < R_u^* = 1{,}26 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность по нормальным напряжениям обеспечена.

Проверяем прочность балки на действие касательных напряжений.

Максимальная поперечная сила:

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{30 \cdot 12}{2} = 180 \text{ кН.}$$

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

$$I = \frac{bh_{оп}^3}{12} = \frac{21{,}5 \cdot 89{,}1^3}{12} = 1267331{,}78 \text{ см}^4;$$

$$S = \frac{bh_{on}^2}{8} = \frac{21{,}5 \cdot 89{,}1^2}{8} = 21287{,}69 \text{ см}^3.$$

Проверка прочности по касательным напряжениям:

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b} = \frac{180 \cdot 21287{,}69}{1267331{,}78 \cdot 21{,}5} = 0{,}141 \text{ кН/см}^2 < R_{ск}^* = 0{,}15 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность по касательным напряжениям обеспечена.

Для проверки устойчивости плоской формы деформирования подсчитываем коэффициент $\varphi_м$ (см. занятие 2, формула (2.4)).

По таблице Л.2, приложение Л предварительно находим

$$k_ф = 1{,}13, \qquad k_{жм} = \beta^{\frac{2}{5}} = \sqrt[5]{\left(\frac{h_{on}}{h}\right)^2} = \sqrt[5]{\left(\frac{89{,}1}{118{,}8}\right)^2} = 0{,}891.$$

При отсутствии связей по верхним поясам балки $l_p = 12$ м, тогда

$$\varphi_м = 140\frac{b^2}{l_p h} \cdot k_ф \cdot k_{жм} = 140\frac{21{,}5^2}{1200 \cdot 118{,}8} \cdot 1{,}13 \cdot 0{,}891 = 0{,}457.$$

Изгибающий момент в середине пролета:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{30 \cdot 12^2}{8} = 540 \text{ кН·м}.$$

Момент сопротивления сечения в середине пролета:

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{21{,}5 \cdot 118{,}8^2}{6} = 50573{,}16 \text{ см}^3.$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования:

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_м W} = \frac{540 \cdot 100}{0{,}457 \cdot 50573{,}16} = 2{,}336 \text{ кН/см}^2 > R_и^* = 1{,}2 \text{ кН/см}^2,$$

где $R_и^* = m_б \cdot m_{сл} \cdot R_и = 0{,}803 \cdot 1 \cdot 1{,}5 = 1{,}2045 \text{ кН/см}^2 \approx 1{,}2 \text{ кН/см}^2$.

Устойчивость балки при отсутствии связей не обеспечена. Необходимо поставить связи. Ставим их с шагом 6 м, тогда $l_p = 6$ м, коэффициент

$$\varphi_м = 140\frac{b^2}{l_p h} \cdot k_ф \cdot k_{жм} = 140\frac{21{,}5^2}{600 \cdot 118{,}8} \cdot 1{,}75 \cdot 0{,}866 = 1{,}376,$$

где $k_ф = 1{,}75 - 0{,}75 \cdot 0 = 1{,}75$ (таблица Л.2, приложение Л);

$k_{жм} = \beta^{\frac{1}{2}} = \sqrt{\left(\frac{0{,}891}{1{,}188}\right)} = 0{,}866$ (таблица Л.2, приложение Л).

Условие устойчивости плоской формы деформирования:

$$\sigma = \frac{540 \cdot 100}{1{,}376 \cdot 50573{,}16} = 0{,}776 \text{ кН/см}^2 < R_u^* = 1{,}2 \text{ кН/см}^2.$$

Условие выполнено.

Проверку относительного прогиба балки выполняем с учетом переменного сечения по формуле:

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

Предварительно находим:

$$I_{\max} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{21{,}5 \cdot 118{,}8^3}{12} = 3004045{,}7 \text{ см}^4; \qquad I_{пр} = I_{\max} \cdot k,$$

где $k = 0{,}15 + 0{,}85\beta = 0{,}15 + 0{,}85\frac{89{,}1}{118{,}8} = 0{,}7875$ (таблица Л.3, приложение Л).

$I_{пр} = 3004045{,}7 \cdot 0{,}7875 \approx 2365686 \text{ см}^4.$

$$\frac{f_0}{lk} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^н \cdot l^3}{E \cdot I_{пр}} = \frac{5 \cdot 23{,}12 \cdot 1200^3}{384 \cdot 100 \cdot 1000 \cdot 2365686} = 0{,}0022 = \frac{1}{455}.$$

$c = 15{,}4 + 3{,}8\beta = 15{,}4 + 3{,}8\frac{89{,}1}{118{,}8} = 18{,}25$ (таблица Л.3, приложение Л).

Полный относительный прогиб:

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{455}\left[1 + 18{,}25\left(\frac{118{,}8}{1200}\right)^2\right] = 0{,}0026 = \frac{1}{386} < \left[\frac{f}{l}\right]_u = \frac{1}{250}.$$

Жесткость балки обеспечена.

Задания

Задача 16.1

Проверить прочность, устойчивость и прогиб изображенной на рисунках 16.1 и 16.3 клеедощатой однопролетной балки, склеенной из досок тол-

щиной 33 мм (в чистоте). К балке предъявляются эстетико-психологические требования при определении относительного прогиба. Высота помещения от уровня пола до низа балки 5 м.

Исходные данные принять по таблице 16.1.

Таблица 16.1 – Исходные данные

№ варианта	Схема балки по рисунку 16.1	Пролет l, м	Нагрузка, кН/м		Сечение, мм			Материал, сорт
			нормативная, $q^н$	расчетная, q	h	h_{on}	b	
1	*а*	9	12,3	15,0	726	–	142	сосна, 2 с
2	*б*	10	10,0	12,2	792	561	142	лиственница, 2 с
3	*а*	11	12,06	15,8	924	–	168	кедр, 2 с
4	*а*	12	12,3	15,0	990	–	168	ясень, 2 с
5	*б*	11	12,8	14,6	957	693	144	лиственница, 2 с
6	*а*	10	11,5	13,8	891	–	142	пихта, 1 с
7	*а*	9	14,0	17,5	825	–	144	ель, 1 с
8	*б*	9	14,2	16,7	759	528	168	пихта, 1 с
9	*б*	9	12,46	15,2	858	627	144	ель, 1 с
10	*а*	10	10,8	13,4	693	–	142	кедр, 2 с

Вопросы к практическому занятию

1. Назовите каких типов могут быть выполнены клеедощатые балки?

2. Какие типы поперечных сечений характерны для дощатоклееных балок?

3. Для каких пролетов рекомендуется применять балки, и какой высоты?

4. Доски какой толщины, ширины и влажности рекомендуется применять для изготовления балок?

5. Как допускается сочетать древесину по высоте поперечного сечения балки?

6. Какие проверки выполняются для балок?

7. Какие коэффициенты условий работы должны учитываться при расчете балок?

8. Где располагается расчетное сечение в двускатных балках?

Литература: [1, 2, 3, 4, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 17

Усиление центрально-сжатой колонны и проверочные расчеты усиленной колонны

Теоретическая часть

Необходимость усиления конструкций возникает при изменении условий эксплуатации, габаритов здания, увеличении технологических нагрузок в связи с планируемой реконструкцией и другими причинами.

Основными требованиями при усилении конструкций являются:

– обеспечение необходимой несущей способности, надежности и долговечности;

– включение в работу элементов усиления, обеспечение их совместной работы с основной конструкцией;

– элементы усиления не должны изменять положение центра тяжести основного сечения и нарушать центровку элементов в узлах конструкций.

Усиление конструкций, обычно, выполняется при отсутствии временных нагрузок: снеговой нагрузки – на покрытии и технологических – на перекрытиях.

Выбор того или иного способа усиления (или их комбинаций) зависит от технического состояния конкретной конструкции.

Одним из основных способов усиления центрально-сжатых колонн является увеличение площади поперечного сечения элемента. Увеличение площади можно достичь путем присоединения к существующему элементу дополнительных элементов, увеличивающих его площадь (наращивание высоты поперечного сечения путем клеегвоздевой запрессовки дополнительных слоев для клееных элементов, устройство накладок на болтах и др.).

Пример 17.1

Центрально-сжатая колонна с поперечным сечением $h \times b = 200 \times 150$ мм и высотой $H = 4200$ мм была запроектирована под условия эксплуатации

группы А 1. После реконструкции здания условия эксплуатации изменились и стали с режимом по группе В 3. Нагрузка на колонну, после реконструкции здания, увеличилась на 40 %. Расчетные длины колонны $l_{ox} = 0{,}8H = 0{,}8 \cdot 420 =$ 336 см, $l_{oy} = H = 420$ см. Материал колонны – сосна 1 сорта. Необходимо произвести усиление колонны и выполнить расчеты усиленной колонны.

Решение

Несущая способность колонны определяется как минимальная величина силы из расчета устойчивости колонны в плоскости x и y, т. е.

$$N_x = \varphi_x \cdot R_c^* \cdot F_{расч}, \qquad N_y = \varphi_y \cdot R_c^* \cdot F_{расч}.$$

Находим необходимые величины для их определения: по таблицам А.1, Б.2, приложения А, Б $R_c = 16$ МПа = 1,6 кн/см^2; $F_{расч} = F_{бр} = b \cdot h = 15 \cdot 20 = 300$ см^2; $m_в = 1$; $R_c^* = m_в \cdot R_c = 1 \cdot 1{,}6 = 1{,}6$ кН/см^2;

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{0{,}289 \cdot h} = \frac{386}{0{,}289 \cdot 20} = 58{,}13 < 70,$$

тогда φ_x определяем по формуле:

$$\varphi_x = 1 - 0{,}8\left(\frac{\lambda_x}{100}\right)^2 = 1 - 0{,}8\left(\frac{58{,}13}{100}\right)^2 = 0{,}73;$$

$\lambda_y = \dfrac{l_{oy}}{0{,}289b} = \dfrac{420}{0{,}289 \cdot 15} = 96{,}89 > 70$ и φ_y находим по формуле:

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{96{,}89^2} = 0{,}3196.$$

Несущая способность колонны до реконструкции:

– относительно оси x (в плоскости y)

$N_x = \varphi_x \cdot R_c^* F_{расч} = 0{,}73 \cdot 1{,}6 \cdot 300 = 350{,}4$ кН;

– относительно y (в плоскости x)

$N_y = \varphi_y \cdot R_c^* F_{расч} = 0{,}3196 \cdot 1{,}6 \cdot 300 = 153{,}408$ кН.

Меньшая несущая способность колонны $N_y = 153{,}408$ кН.

После реконструкции условия эксплуатации будут изменены с группы А 1 на группу В 3 и несущая способность колонны должна быть увеличена на

40 % по сравнению с меньшей N_y = 153,408 кН.

Для новых условий эксплуатации $m_в$ = 0,85 и несущая способность должна быть N = 1,4 N_y = 1,4·153,408 = 214,77 кН.

При изменившихся условиях эксплуатации несущая способность стойки будет равна:

$N_x = \varphi_x \cdot m_в R_c^* F_{расч}$ = 0,73·0,85·1,6·300 = 297,84 кН;

$N_y = \varphi_y m_в \cdot R_c^* F_{расч}$ = 0,3196·0,85·1,6·300 = 130,4 кН.

Следовательно, колонну нужно усилить на дополнительную нагрузку только в плоскости x (относительно y) $\Delta N = N - y$ = 214,77 – 130,4 = 84,37 кН,

в плоскости y (относительно x) несущая способность достаточна т. к. N_x = 297,84 кН > N = 214,77 кН.

Усиливаем колонну путем прикрепления к ней симметрично двух дополнительных элементов сечением 40×200 мм (рисунок 17.1). Крепление осуществляем болтами диаметром 16 мм с шагом расстановки по длине колонны, равным 150 мм в два ряда.

Усиленную колонну рассчитываем как составной стержень на податливых связях (см. практическое занятие 7).

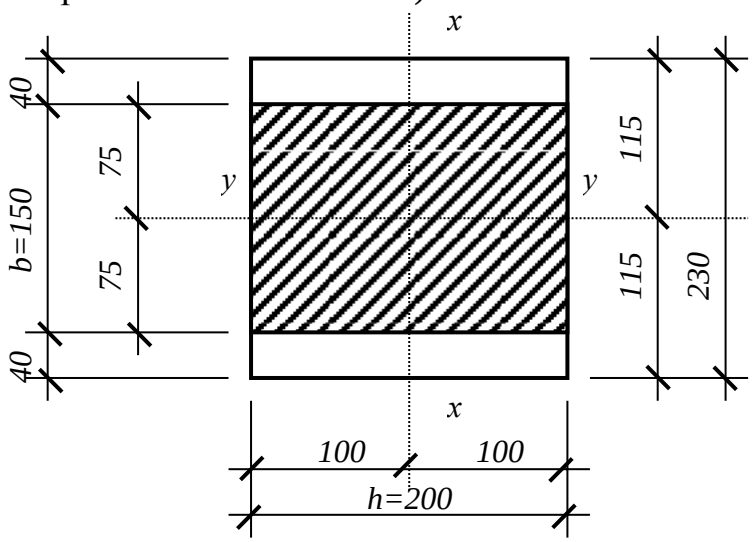


Рисунок 17.1 – Поперечное сечение усиленной колонны

Коэффициент приведения гибкости μ_y определяем по формуле:

$\mu_y = \sqrt{1 + k_c \dfrac{b \cdot h \cdot n_ш}{l_{oy}^2 n_c}}$ при следующих значениях величин, входящих в

формулу: b = 23 см; h = 20 см; $n_ш$ = 2; n_c = 14 – количество срезов болтов в одном шве на 1 пог. м; l_{oy} = 4,2 м; $k_c = \frac{1,5}{ad} = \frac{1,5}{4 \cdot 1,6} = 0,234$ (таблица К.4, приложение К), т. к. d = 1,6 см > $\frac{4}{7} = 0,571$, где d = 4 см – меньшая толщина из соединяемых элементов.

$$\mu_y = \sqrt{1 + 0,234 \frac{23 \cdot 20 \cdot 2}{4,2^2 \cdot 14}} = 1,37.$$

Приведенная гибкость стержня по формуле

(при l_1 = 150 мм $< 7 \cdot a = 7 \cdot 4 = 280$ мм и тогда $\lambda_1 = 0$)

$$\lambda_{np} = \sqrt{(\mu_y \lambda_y)^2 + \lambda_1^2}, \text{ где } \lambda_1 = 0; \ \lambda_y = \frac{l_{oy}}{0,289 \cdot b} = \frac{420}{0,289 \cdot 23} = 63,19,$$

тогда $\lambda_{np} = \sqrt{(1,37 \cdot 63,19)^2 + 0} = 85,57 > 70$ и коэффициент φ при $\lambda_{np} > 70$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda_{np}^2} = \frac{3000}{85,57^2} = 0,41.$$

Проверяем несущую способность стойки в плоскости x, при $F_{yc} = 23 \cdot 20 = 460$ см^2

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{yc}} = \frac{214,77}{0,41 \cdot 460} = 1,139 \text{ кН/см}^2 < R_c^* = m_в \cdot R_c = 0,85 \cdot 1,6 = 1,36 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость в плоскости оси x обеспечена.

Проверяем устойчивость стойки в плоскости оси y (проверка выполняется как цельного сечения, т.е. без учета податливости связей, т. к. ветви колонны нагружены равномерно).

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{0,289 \cdot h} = \frac{386}{0,289 \cdot 20} = 58,13 < 70, \text{ тогда}$$

$$\varphi_x = 1 - 0,8\left(\frac{\lambda_x}{100}\right)^2 = 1 - 0,8\left(\frac{58,13}{100}\right)^2 = 0,73,$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x \cdot F_{yc}} = \frac{214,77}{0,73 \cdot 460} = 0,64 \text{ кН/см}^2 < R_c^* = 1,36 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость стойки в плоскости y обеспечена.

Задания

Центрально-сжатая колонна сечением $h \times b$ мм и высотой H была запроектирована под условия эксплуатации группы А1. После реконструкции здания условия эксплуатации изменились и стали с режимом по группе, указанной в таблице 17.1. Для четных номеров вариантов задач учитывается, что нагрузка на колонну после реконструкции здания увеличилась на n (%), а условия эксплуатации остались прежними. Если вариант задачи будет задан двузначным числом, то учитываются оба фактора и изменение условий эксплуатации и увеличение расчетной нагрузки. Для нечетных номеров вариантов задач, указанных в таблице 17.1, требуется усилить колонну с восстановлением ее несущей способности до первоначальной величины. Для четных номеров вариантов задач, указанных в таблице 17.1, требуется произвести усиление колонны и выполнить расчеты усиленной колонны.

Таблица 17.1 – Исходные данные

№ варианта	Размеры поперечного сечения колонны		Геометрическая длина колонны Н, мм	Расчетные длины		Материал, сорт	Новая группа эксплуатации	Увеличение нагрузки n,%
	h, мм	b, мм		l_{ox}	l_{oy}			
1	225	150	5000	H	0,8H	ель, 2 с	В 3	–
2	175	175	4500	H	H	пихта, 2 с	–	20
3	150	125	3000	H	H	береза, 1 с	В 2	–
4	175	150	3500	0,8H	0,8H	лиственница, 2 с	–	30
5	200	175	4000	H	H	сосна, 1 с	Г 1	–
6	200	200	4500	0,8H	H	кедр сибирский, 1 с	–	35
7	225	200	5000	H	H	ясень, 2 с	Г 2	–
8	175	150	4000	H	0,65H	акация, 1 с	–	25
9	225	200	5500	H	H	береза, 1 с	Г 3	–
10	200	150	6000	0,8H	0,5H	сосна, 2 с	–	40

Вопросы к практическому занятию

1. В каких случаях может возникнуть необходимость усиления конструкций?

2. Назовите основные требования при усилении конструкций.

3. При отсутствии каких нагрузок на конструкции должно выполняться усиление?

4. Каким путем можно увеличить площадь сечения центрально-сжатых стоек, если необходимо их усилить?

Литература: [1, 2, 3, 4].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 18

Расчет усиленной шпренгелем дощатоклееной балки постоянного поперечного сечения

Теоретическая часть

Одним из эффективных способов усиления балок можно считать изменение статической схемы работы конструкции. Изменение схемы работы можно достичь одним из перечисленных методов:

– путем подведения (установки) дополнительных опор, подкосов, подвесок;

– превращением неразрезных систем в разрезные системы и наоборот;

– введением дополнительных элементов: затяжек, шпренгелей, стержней;

– постановкой дополнительных связей, распределительных систем.

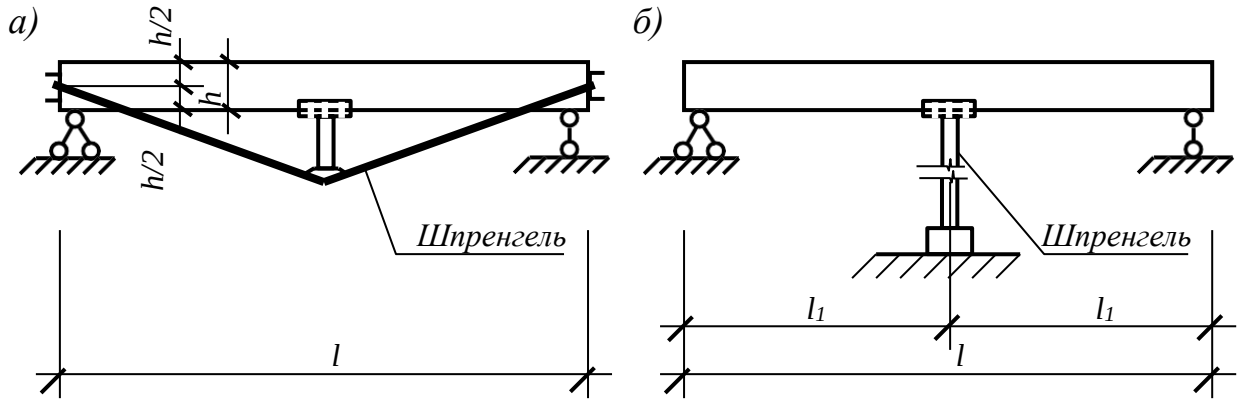
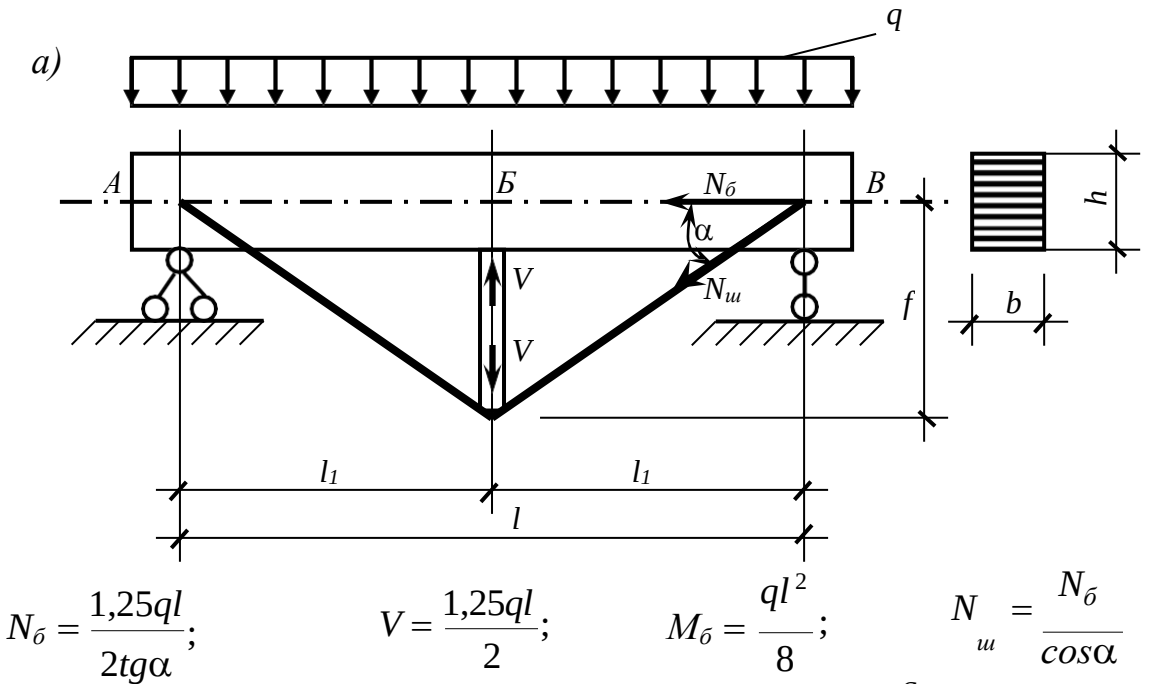


Рисунок 18.1 – Усиление деревянных балок: *а* – введение шпренгеля; *б* – установка промежуточной стойки

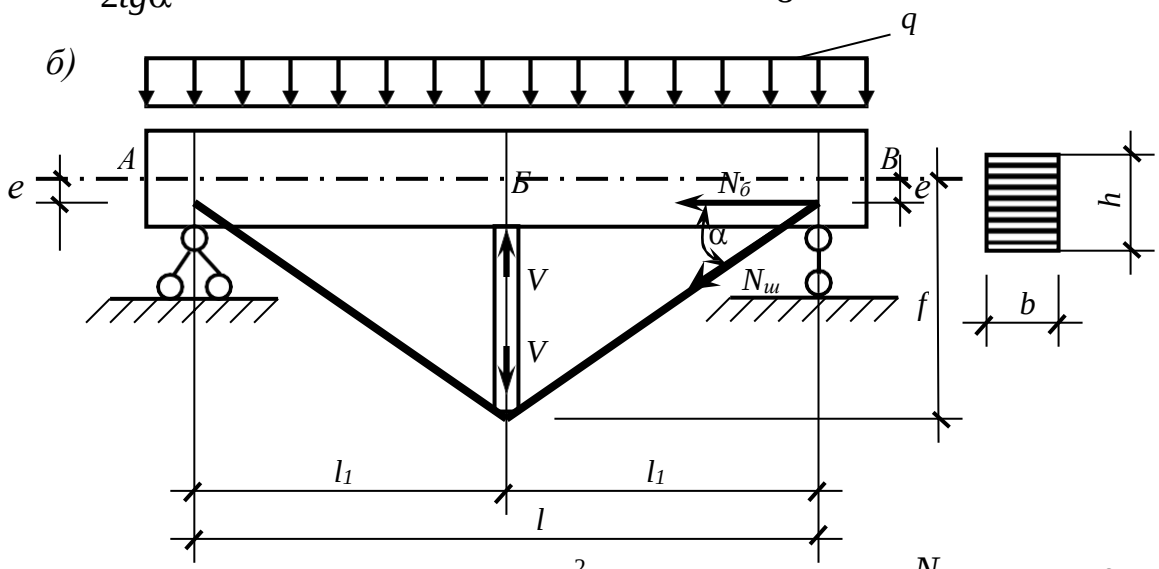
Пример 18.1

Шарнирно опертая дощатоклееная балка постоянного по длине поперечного сечения $b \times h = 238 \times 990$ мм, пролетом $l = 11700$ мм = 1170 см = 11,7 м изгибается под действием равномерно-распределенной нагрузки. С целью повышения несущей способности балка усиливается шпренгелем. Эксцентриситет продольного усилия $e = 180$ мм = 18 см (рисунок 18.2 *б*). Требуется рассчитать элементы усиления, если предельную нагрузку на балку нужно

увеличить в $n = 2{,}7$ раза. Балка склеена из досок толщиной 33 мм. Материал – ель, 2 сорта. Условия эксплуатации группы А 1.



$$N_б = \frac{1{,}25ql}{2tg\alpha}; \qquad V = \frac{1{,}25ql}{2}; \qquad M_б = \frac{ql^2}{8}; \qquad N_ш = \frac{N_б}{cos\alpha}$$



$$N_б = \frac{1{,}25ql}{2tg\alpha}; \qquad V = \frac{1{,}25ql}{2}; \quad M_б = -\frac{ql^2}{8} + \frac{N \cdot e}{2}; \qquad N_ш = \frac{N_б}{cos\alpha}; \qquad \frac{f}{l} = \frac{1}{5}$$

Рисунок 18.2 – Усиление балки шпренгелем: *а* – без создания эксцентриситета продольного усилия; *б* – с созданием эксцентриситета продольного усилия *е*

Решение

По таблице А.1, приложение А $R_и$ = 15 МПа = 1,5 кН/см^2, по таблицам Б.4, Б.5, Б.2, приложение Б: $m_б = 0{,}8525$, $m_{сл} = 1$, $m_в = 1$, тогда

$$R^*_и = m_в \cdot m_{сл} \cdot m_б \cdot R_и = 1 \cdot 1 \cdot 0{,}8525 \cdot 1{,}5 = 1{,}279 \text{ кН/см}^2 \approx 1{,}28 \text{ кН/см}^2,$$

$$R_c^* = R_u^* \approx 1{,}28 \text{ кН/см}^2.$$

Момент сопротивления поперечного сечения балки:

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{23{,}8 \cdot 99^2}{6} = 38877{,}3 \text{ см}^3.$$

До усиления несущая способность балки составляет:

$$[M] = R_u^* \cdot W = 1{,}28 \cdot 38877{,}3 = 49762{,}94 \text{ кН·см}.$$

Из условия, что $M = \frac{ql^2}{8}$, можно найти предельную нагрузку, которую может выдержать балка:

$$[q] = \frac{8[M]}{l^2} = \frac{8 \cdot 49762{,}94}{1170^2} = 0{,}291 \text{кН/см} = 29{,}1 \text{ кН/м}.$$

После установки шпренгеля меняется расчетная схема балки. Она будет работать как двухпролетная балка с пролетом, равным $l_1 = \frac{l}{2} = \frac{11{,}7}{2} = 5{,}85$м. По условиям задачи нагрузка на балку увеличивается в 2,7 раза:

$$q = 2{,}7[q] = 2{,}7 \cdot 29{,}1 = 78{,}57 \text{ кН/м}.$$

Назначаем геометрические параметры шпренгельной системы:

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{5}; \qquad f = \frac{l}{5} = \frac{11{,}70}{5} = 2{,}34 \text{ м};$$

$$\alpha = arctg\frac{f}{l_1} = \frac{2{,}34}{5{,}85} = 21{,}8^\circ; \qquad sin\,\alpha = 0{,}371; \qquad cos\,\alpha = 0{,}928; \qquad tg\,\alpha = 0{,}4.$$

Находим усилия в элементах шпренгеля (см. формулы на рисунке 18.2 *б*):

$$V = \frac{1{,}25ql_1}{2} = \frac{1{,}25 \cdot 78{,}57 \cdot 5{,}85}{2} = 287{,}27 \text{ кН};$$

$$N_б = \frac{1{,}25ql_1}{2tg\alpha} = \frac{1{,}25 \cdot 78{,}57 \cdot 5{,}87}{2 \cdot 0{,}4} = 718{,}18 \text{ кН};$$

$$N_ш = \frac{N_б}{\cos a} = \frac{718{,}18}{0{,}928} = 773{,}9 \text{ кн}.$$

Максимальный изгибающий момент при условии работы балки по двухпролетной схеме будет над средней опорой (стойкой). С учетом разгру-

жающего момента от действия сжимающей продольной силы приложенной с эксцентриситетом, суммарный деформационный момент можно найти по формуле:

$$M_{д(б)} = -\frac{ql^2}{\xi 8} + \frac{N_б e}{2k_н \xi}.$$

Подсчитываем коэффициенты ξ и $k_н$

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3000} \cdot \frac{N_б}{FR_c^*} = 1 - \frac{20{,}45^2}{3000} \cdot \frac{717{,}18}{2356{,}2 \cdot 1{,}28} = 0{,}9668,$$

где $\lambda = \dfrac{l_1}{0{,}289h} = \dfrac{585}{0{,}289 \cdot 99} = 20{,}45;$

$F = b \cdot h = 23{,}8 \cdot 99 = 2356{,}2$ см^2.

Коэффициент $k_н$ находим по формуле (31) [4]

$$k_н = \alpha_н + \xi(1 - \alpha_н) = 0{,}81 + 0{,}9668(1 - 0{,}81) = 0{,}994;$$

$\alpha_н = 0{,}81$ – при эпюрах прямоугольного очертания.

Проверку прочности балки выполняем по формуле (28) [4] или (4.1) для сжато-изогнутых стержней:

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_д}{W_{расч}} \le R_c^*,$$

где $N = N_б = 718{,}18$ кН; $F_{расч} = F = 2356{,}2$ см^2; $e = 18$ см $= 0{,}18$ м;

$$M_д = M_{д(б)} = -\frac{78{,}57 \cdot 5{,}85^2}{0{,}9668 \cdot 8} + \frac{718{,}18 \cdot 0{,}18}{0{,}994 \cdot 0{,}9668 \cdot 2} = -280{,}39 \text{ кН·м} = -28039 \text{ кН·см};$$

$$W_{расч} = W = 38877{,}3 \text{ см}^3,$$

$$\frac{718{,}18}{2356{,}2} + \frac{28039}{38877{,}3} = 1{,}03 \text{ кН/см}^2 < R_c^* = 1{,}28 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность балки обеспечена.

Проверяем балку на устойчивость плоской формы деформирования при $l_p = l_1 = 585$ см, как сжато-изогнутый элемент (при попарном раскреплении балок вертикальными связями по стойкам и горизонтальными связями в плоскости верхнего пояса $l_p = l_1 = 585$ см).

$k_ф$ определяем по таблице 18 [6], $k_ф = 1{,}13 - \alpha\,(0{,}12 + 0{,}02\alpha)$,

где α – коэффициент равный $\frac{M_{Aon}}{M_{прол.}}$.

Изгибающий момент $M_{Aon} = -N \cdot e = -718{,}18 \cdot 0{,}18 = -129{,}27$ кН·м;

$$M_{Боп} = -\frac{ql^2}{8} + \frac{N \cdot e}{2} = -\frac{78{,}57 \cdot 5{,}85^2}{8} + \frac{718{,}18 \cdot 0{,}18}{2} = -271{,}47 \text{ кН·м.}$$

Изгибающий пролетный момент:

$$M_{прол} = \frac{ql_1^2}{8} - \frac{(M_{Aon} + M_{Боп})}{2} = \frac{78{,}57 \cdot 5{,}85^2}{8} - \frac{(129{,}27 + 271{,}47)}{2} = 135{,}74 \text{ кН·м,}$$

тогда $\alpha = -\frac{129{,}27}{135{,}74} = -0{,}952$; $k_\phi = 1{,}13 - \{-0{,}952[0{,}12 + 0{,}02(-0{,}952)]\} = 1{,}226$;

$$\varphi_м = \frac{140}{l_p h} \cdot k_\phi = 140 \cdot \frac{23{,}8^2}{585 \cdot 99} \cdot 1{,}226 = 1{,}679; \qquad l_p = l_1;$$

$$\lambda_y = \frac{l_p}{0{,}289 \cdot b} = \frac{585}{0{,}289 \cdot 23{,}8} = 85{,}05;$$

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{85{,}05^2} = 0{,}415;$$

$$\frac{N_б}{\varphi_y F R_c^*} + \left(\frac{M_д}{\varphi_м R_u W^*}\right)^n = \frac{718{,}18}{0{,}415 \cdot 2356{,}2 \cdot 1{,}28} + \left(\frac{28039}{1{,}679 \cdot 1{,}28 \cdot 38877{,}3}\right)^2 =$$

$$= 0{,}574 + 0{,}057 = 0{,}631 < 1$$

Устойчивость плоской формы деформирования обеспечена. Растягивающее усилие в нижнем поясе (шпренгеле) равно $N_ш = 773{,}9$ кН.

По этому усилию находим требуемую площадь сечения пояса. Сечение принимаем из двух спаренных уголков (сталь С 345 по ГОСТ 27772 – 88, R_y = 335 МПа = 33,5 кН/см^2 при толщине проката от t = 2 до 10 мм, при t = 11 до 20 мм, R_y = 315 МПа = 31,5 кН/см^2); γ_c = 0,95 по таблице 6* п. 6 *б* [13]; γ = 0,8 – коэффициент, учитывающий возможную неравномерность одновременного включения в работу двух уголков.

$$F_{тр} = \frac{N_ш}{\gamma_c R_y \gamma} = \frac{773{,}9}{0{,}95 \cdot 33{,}5 \cdot 0{,}8} = 30{,}4 \text{ см}^2.$$

По сортаменту, таблица П 11.1, приложение 11 [14], принимаем

$2 \angle$ 90×90×9 с $F = 2 \cdot 15{,}6 = 31{,}2$ см^2.

При небольших растягивающих усилиях в нижнем поясе $N_ш$ до 150 кН можно принимать пояс из круглой арматурной стали класса А II с R_s = 280 МПа = 28 кН/см^2 [таблица 22*, СНиП 2.03.01 – 84* «Бетонные и железобетонные конструкции»], а требуемую площадь сечения можно найти по формуле:

$$F_{тр} = \frac{N_ш}{\gamma_c R_s \gamma},$$

где $\gamma_c = 0{,}9$; $\gamma = 0{,}8$ – коэффициент, учитывающий ослабление стержня нарезкой.

Стойку шпренгеля проверяем на сжатие с учетом устойчивости. Предварительно, из конструктивных соображений, принимаем сечение стойки $h_{ст} \times b_{ст}$ = 150×238 мм. $l_{хст} = f$ = 234 см.

Для принятого сечения стойки находим

$$\lambda = \frac{l_{хст}}{0{,}289 h_{ст}} = \frac{234}{0{,}289 \cdot 15} = 53{,}98 < 70,$$ тогда

$$\varphi = 1 - 0{,}8\left(\frac{53{,}98}{100}\right)^2 = 0{,}709;$$ $$R_c^* = m_в \cdot R_c = 1 \cdot 1{,}5 = 1{,}5 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем устойчивость стойки:

$$\sigma = \frac{V}{\varphi F_{ст}} = \frac{287{,}27}{0{,}709 \cdot 15 \cdot 23{,}8} = 1{,}135 \text{ кН/см}^2 < R_c^* = 1{,}5 \text{ кн/см}^2.$$

Устойчивость стойки обеспечена.

Проверка напряжения смятия под стойкой:

$$R_{см90}^* = m_в \cdot R_{см90} = 1 \cdot 0{,}3 = 0{,}3 \text{ кН/см}^2,$$

где $R_{см90}$ = 3 МПа = 0,3 кн/см^2 – по таблице А.1, приложение А.

$$\sigma_{см} = \frac{V}{F_{см}} = \frac{287{,}27}{15 \cdot 23{,}8} = 0{,}8 \text{ кН/см}^2 > R_{см90}^* = 0{,}3 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность балки под стойкой на смятие древесины поперек волокон не обеспечена. Назначаем, в месте примыкания стойки к балке, подбалку из древесины акации. Длину подбалки назначаем из условия размещения нагелей диаметром 12 мм и большей из величин:

$l_{п.б} = 28\,d = 28 \cdot 1{,}2 = 33{,}6$ см;

$l_{п.б} = 14\,d + h + Д + 1 = 14 \cdot 1{,}2 + 15 + 6{,}4 + 1 = 39{,}2$ см,

где $Д$ – диагональ квадратной шайбы для стяжных болтов, принята по таблице 1, приложение IV [10].

Принимаем $l_{п.б} = 40$ см, шириной $b_{п.б} = 25$ см.

Находим высоту сечения подбалки из условия изгиба. Распределенная нагрузка, действующая на подбалку:

– сверху $q_{в} = \dfrac{V}{l_{п.б}} = \dfrac{287{,}27}{40} = 7{,}18$ кН/см^2;

– снизу $q_{н} = \dfrac{V}{h_{ст}} = \dfrac{287{,}27}{15} = 19{,}15$ кН/см^2.

Изгибающий момент в подбалке:

$$M = -q_{в}\left|\frac{l_{п.б}}{2}\right|^2 \cdot \frac{1}{2} + q_{н}\left|\frac{h_{ст}}{2}\right| \cdot \frac{1}{2} = -7{,}18\left|\frac{40}{2}\right|^2 \cdot \frac{1}{2} + 19{,}15\left|\frac{15}{2}\right|^2 \cdot \frac{1}{2} = -897{,}4 \text{ кН·см}.$$

Расчетные сопротивления материала подбалки:

$R^{*}_{см\,90} = m_{п} \cdot m_{в} \cdot R_{см\,90} = 2{,}2 \cdot 1 \cdot 0{,}3 = 0{,}66$ кН/см^2;

$R^{*}_{и} = m_{п} \cdot m_{в} \cdot R_{и} = 1{,}5 \cdot 1 \cdot 1{,}5 = 2{,}25$ кН/см^2.

Изменяем сечение стойки и принимаем: $h_{ст} \times b_{вст} = 250 \times 238$ мм.

Проверяем подбалку на смятие ее стойкой:

$$\sigma_{см} = \frac{V}{F_{см}} = \frac{287{,}27}{25 \cdot 23{,}8} = 0{,}483 \text{ кН/см}^2 < R^{*}_{см} = 0{,}66 \text{ кН/см}^2.$$

Условие выполняется.

Находим высоту сечения подбалки:

$h_{п.б} = \sqrt{\dfrac{6M}{b_{п.б} R^{*}_{и}}} = \sqrt{\dfrac{6 \cdot 897{,}4}{23{,}8 \cdot 2{,}25}} = 10{,}03$ см, принимаем высоту подбалки $h_{п.б} = 12{,}5$ см.

Проверяем подбалку на скалывание по формуле:

$$\tau = \frac{1{,}5 \cdot Q_{\max}}{F_{п.б}} \le R^{*}_{ск},$$

где $Q_{\max} = \frac{q_в \left(l_{п.б} - h_{ст}\right)}{2} = \frac{7{,}18(40-25)}{2} = 53{,}85$ кН;

$R^*_{ск} = m_n \cdot m_в \cdot R_{ск} = 1{,}8 \cdot 1 \cdot 0{,}16 = 0{,}324$ кН/см^2;

$F_{п.б} = h_{ст} \cdot h_{п.б} = 25 \cdot 12{,}5 = 312{,}5$ см^2;

$\tau = \frac{1{,}5 \cdot 53{,}85}{312{,}5} \approx 0{,}259$ кН/см^2 < $R_{ск} = 0{,}324$ кН/см^2,

Прочность обеспечена.

Задания

Шарнирно-опертая дощатоклееная балка постоянного по длине поперечного сечения $b \times h$, пролетом l изгибается под действием равномерно-распределенной нагрузки. С целью повышения несущей способности балка усиливается шпренгелем (рисунок 18.2). Исходные данные для расчета принять по таблице 18.1. Требуется рассчитать элементы усиления, если предельную нагрузку на балку нужно увеличить в n раз. Балка склеена из досок толщиной 33 мм.

При решении задач необходимо воспользоваться формулами, приведенными на рисунке 18.2.

Таблица 18.1 – Исходные данные

№ варианта	Расчетный пролет балки l, мм	Размеры поперечного сечения балки		Материал	Эксцентриситет продольного усилия e, мм	Увеличение предельной нагрузки в n раз	Схема балки по рисунку 18.2	Условия эксплуатации группы
		h, мм	b, мм					
1	8500	594	142	сосна, 2 с	–	1,8	*а*	А 1
2	10000	726	238	лиственница, 2 с	200	2,0	*б*	А 3
3	9000	594	168	пихта, 1 с	–	2,5	*а*	А 2
4	9500	693	192	сосна, 2 с	150	2,0	*б*	Б 1
5	8000	561	142	ель, 1 с	–	1,4	*а*	Б 2
6	11000	924	168	лиственница, 2 с	200	1,8	*б*	Б 3
7	9000	627	168	кедр, 1 с	–	3,0	*а*	А 1
8	8500	524	142	кедр, 2 с	100	2,5	*б*	А 2
9	10000	693	168	лиственница, 1 с	–	2,0	*а*	А 3
10	11000	858	192	сосна, 1 с	50	2,0	*б*	Б 3

Вопросы к практическому занятию

1. Назовите возможные способы усиления балок.

2. Перечислите методы, с помощью которых можно достичь изменения схемы работы балки.

3. Как меняется схема работы балки при усилении ее шпренгелем?

4. Назовите проверки, которые необходимо выполнить для такой балки.

5. Из какого материала и почему, а также, какого типа сечения может выполняться нижний пояс (шпренгель) балки?

6. Из какого материала выполняется стойка шпренгеля и почему?

Литература: [1, 2, 4, 6, 12, 13].

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

Основная

1. Конструкции из дерева и пластмасс: учебник / М. М. Гаппоев, И. М. Гуськов, Л. К. Ермоленко, В. И. Линьков, Е. Т. Серова, Б. А. Степанов, Э. В. Филимонов. – М. : Издательство АСВ, 2014. – 440 с.

2. Конструкции из дерева и пластмасс : учебник для техн. вузов / Д. К. Арленинов, Ю. Н. Буслаев, В. П. Игнатьев, П. Г. Романов, Д. К. Чахов. – М.: Издательство АСВ, 2012. – 280 с.

Дополнительная литература

3. Прокофьев, А. С. Конструкции из дерева и пластмасс. Общий курс: учебник для вузов / А. С.Прокофьев. – М. : Стройиздат, 1996. – 220 с.

4. СНиП II – 25 – 80. Деревянные конструкции / Госстрой России. – М. : ФГУП ЦПП, 2003. – 30 с.

5. СНиП 2.01.07 – 85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 44 с.

6. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II – 25 – 80) ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. – М. : Стройиздат, 1986. – 215 с.

7. Конструкции из дерева и пластмасс: учебник для вузов / Ю. В. Слицкоухов, В. Д. Буданов, М. М. Гаппоев и др.; под ред. Г. Г. Карлсена и Ю. В. Слицкоухова. – 5-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1986. – 543 с.

8. Вдовин, В. М. Сборник задач и практические методы их решения по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс»: Учебное пособие для вузов / В. М. Вдовин, В. Н. Карпов. – М. : ИАСВ, 1999. – 132 с.

9. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования: Учебное пособие для вузов / Ю. В. Слицкоухов, И. М. Гуськов, А. К. Ермоленко [и др.]; под ред. Ю. В. Слицкоухова. – М. : Стройиздат, 1991. – 256 с.

10. Проектирование и расчет деревянных конструкций: справочник / И. М. Гринь, В. В. Фурсов, Д. М Бабушкин [и др.]; под ред. И. М. Гриня. – Киев : Будивэльник, 1988. – 240 с.

11. Гринь, И. М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет: учеб. пособие / И. М. Гринь, К. Е. Джан-Темиров, В. И. Гринь, 3-е изд., перераб. и доп. – Киев: Выща шк., 1990. – 221 с.

12. Калугин А. В. Деревянные конструкции. учеб. пособие. – М. : Издательство АСВ, 2003. – 224 с.

13. СНиП II – 23 – 81*. Стальные конструкции / Госстрой России. – М. :ФГУП ЦПП, 2004. – 91 с.

14. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы конструкций: Учеб. Для строительных вузов / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов и др.; Под ред. В. В. Горева. – 2 –е изд., перераб. и доп. – М. : Высш. Шк., 2001. – 551 с.

15. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Конструкции зданий: Учеб. для строит. Вузов / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов, Г. И. Белый и др.; Под ред. В. В. Горева. – 2 –е изд., испр. – М. : Высш. Шк., 2002. – 528 с.

Приложение А

Таблица А.1 – Расчетные сопротивления сосны (кроме веймутовой), ели лиственницы европейской и японской

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см^2) для сортов древесины		
		1	2	3
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон: а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в подпунктах «б», «в») высотой до 50 см	R_u, R_c, $R_{см}$	14 / 140	13 / 130	8,5 / 85
б) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 11 до 13 см при высоте сечения свыше 11 до 50 см	R_u, R_c, $R_{см}$	15 / 150	14 / 140	10 / 100
в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения свыше 13 до 50 см	R_u, R_c, $R_{см}$	16 / 160	15 / 150	11 / 110
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	R_u, R_c, $R_{см}$	-	16 / 160	10 / 100
2. Растяжение вдоль волокон: а) неклееные элементы	R_p	10 / 100	7 / 70	-
б) клееные элементы	R_p	12 / 120	9 / 90	-
3. Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	R_{c90}, $R_{см}$	1,8 / 18	1,8 / 18	1,8 / 18
4. Смятие поперек волокон местное: а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов	$R_{см90}$	3 / 30	3 / 30	3 / 30
б) под шайбами при углах смятия от 90 до 60^0	$R_{см90}$	4 / 40	4 / 40	4 / 40
5. Скалывание вдоль волокон: а) при изгибе неклееных элементов	$R_{ск}$	1,8 / 18	1,6 / 16	1,6 / 16
б) при изгибе клееных элементов	$R_{ск}$	1,6	1,5	1,5
в) и лобовых врубках для максимального напряжения	$R_{ск}$	16 / 2,4 / 24	15 / 2,1 / 21	15 / 2,1 / 21
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения	$R_{ск}$	2,1 / 21	2,1 / 21	2,1 / 21
6. Скалывание поперек волокон: а) в соединениях неклееных элементов	$R_{ск90}$	1 / 10	0,8 / 8	0,6 / 6
б) В соединениях клееных элементов	$R_{ск90}$	0,7 / 7	0,7 / 7	0,6 / 6
7. Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	$R_{р90}$	0,35 / 3,5	0,3 / 3	0,25 / 2,5

П р и м е ч а н и я : 1. Расчетное сопротивление древесины местному смятию поперек волокон на части длины (при длине незагруженных участков не менее длины площадки смятия и толщины элементов), за исключением случаев, оговоренных в п. 4 данной таблицы, определяется по формуле

$$R_{см90} = R_{с\cdot 90}\left(1 + \frac{8}{l_{см}+1{,}2}\right), \quad (1)$$

где R_{c90} – расчетное сопротивление древесины сжатию и смятию по всей поверхности поперек волокон (п. 3 данной таблицы);

l – длина площадки смятия вдоль волокон древесины, см.

2. Расчетное сопротивление древесины смятию под углом α к направлению волокон определяется по формуле

$$R_{см.\alpha} = \frac{R_{см}}{1+\left(\frac{R_{см}}{R_{см90}}-1\right)\sin^3\alpha}. \qquad (2)$$

3. Расчетное сопротивление древесины скалыванию под углом к направлению волокон определяется по формуле

$$R_{ск\alpha} = \frac{R_{ск}}{1+\left(\frac{R_{ск}}{R_{ск90}}-1\right)\sin^3\alpha}. \qquad (3)$$

4. В конструкциях построечного изготовления величины расчетных сопротивлений на растяжение, принятые по п. 2а данной таблицы, следует снижать на 30 %.

5. Расчетное сопротивление изгибу для элементов настила и обрешетки под кровлю из древесины 3-го сорта следует принимать равным 13 МПа (130 кгс/см^2).

Приложение Б

Таблица Б.1 – Значения переходного коэффициента m_n к величине сопротивлений для пород древесины, отличных от базовых (не указанных в таблице А.1, приложение А)

Древесные породы	Коэффициент m_n для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон R_p, R_u, R_c, $R_{см}$	сжатию и смятию поперек волокон R_{c90}, $R_{см90}$	скалыванию $R_{ск}$
Хвойные			
1, Лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1
2, Кедр сибирский, кроме кедра Красноярского края	0,9	0,9	0,9
3. Кедр Красноярского края, сосна веймутова	0,65	0,65	0,65
4. Пихта	0,8	0,8	0,8
Твердые лиственные			
5. Дуб	1,3	2	1,3
6. Ясень, клен, граб	1,3	2	1,6
7. Акация	1,5	2,2	1,8
8. Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9. Вяз, ильм	1	1,6	1
Мягкие лиственные			
10. Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8

Примечание: Значения коэффициента m_n указанные в таблице для конструкций опор воздушных линий электропередачи, изготавливаемых из непропитанной антисептиками лиственницы (при влажности ≤ 25%), умножаются на коэффициент 0,85.

Таблица Б.2 – Значения коэффициента $m_в$ для различных условий эксплуатации деревянных конструкций

Условия эксплуатации (по табл.Н.1, приложение Н)	Коэффициент $m_в$	Условия эксплуатации (по табл.Н.1, приложение Н)	Коэффициент $m_в$
А l, А 2, Б 1, Б 2	1	В 2, В З, Г 1	0,85
А З, Б З, В 1	0,9	Г 2, Г З	0,75

Таблица Б.3 – Значения коэффициента $m_н$ для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия кратковременных (ветровой, монтажной, сейсмической, гололедной) нагрузок

Нагрузка	Коэффициент $m_н$	
	для всех видов сопротивлений, кроме смятия поперек волокон	для смятия поперек волокон
1. Ветровая, монтажная, кроме указанной в п. 3	1,2	1,4
2. Сейсмическая	1,4	1,6
Для опор воздушных линий электропере дачи		
3. Гололедная, монтажная, ветровая при гололеде, от тяжения проводов при температуре ниже среднегодовой	1,45	1,6
4. При обрыве проводов и тросов	1,9	2,2

Таблица Б.4 – Значения коэффициента $m_б$ к расчетным сопротивлениям изгибу и сжатию вдоль волокон для изгибаемых, внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных элементов прямоугольного сечения

Высота сечения, см	50 и менее	60	70	80	100	120 и более
Коэффициент $m_б$	1	0,96	0,93	0.90	0,85	0,8

Таблица Б.5 – Значения коэффициента $m_{сл}$ к расчетным сопротивлениям изгибу, скалыванию и сжатию вдоль волокон для изгибаемых, внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных элементов

Толщина слоя, мм	19 и менее	26	33	42
Коэффициент $m_{сл}$	1,1	1,05	1	0,95

Таблица Б.6 – Значения коэффициента $m_{гн}$ к расчетным сопротивлениям растяжению, сжатию и изгибу для изгибаемых, гнутых элементов конструкций

Напряженное состояние	Обозначение расчетных сопротивлений	Коэффициент $m_{гн}$ при отношении $r_к/a$			
		150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб	R_c, $R_и$	0,8	0,9	1	1
Растяжение $m_{гн}$	$R_р$.	0,6	0,7	0,8	1

Примечание: $r_к$ - радиус кривизны гнутой доски или бруска; a - толщина гнутой доски или бруска в радиальном направлении.

Приложение Б*

Расчетные сопротивления, приведенные в таблице А.1 следует умножать на коэффициенты условий работы, приведенные в таблицах Б.1…Б.6, приложение Б, а также:

а) для конструкций, эксплуатируемых при установившейся температуре воздуха до +35 С, – на коэффициент $m_т = 1$; при температуре +50 С – на коэффициент $m_т = 0,8$. Для промежуточных значений температуры коэффициент принимается по интерполяции;

б) для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80 % суммарного напряжения от всех нагрузок, – на коэффициент $m_д = 0,8$;

в) для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении и изгибаемых элементов из круглых лесоматериалов с подрезкой в расчетном сечении – на коэффициент $m_о = 0,8$;

г) для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением, – на коэффициент $m_а = 0,9$.

Модуль упругости древесины при расчете по предельным состояниям второй группы следует принимать равным: вдоль волокон E = 10 000 МПа (100000 кгс/см^2); поперек волокон E_{90} = 400 МПа (4000 кгс/см^2). Модуль сдвига древесины относительно осей, направленных вдоль и поперек волокон, следует принимать равным G_{90} = 500 МПа (5000 кгс/см^2). Коэффициент Пуассона древесины поперек волокон при напряжениях, направленных вдоль волокон, следует принимать равным $\nu_{90,0} = 0,5$, а вдоль волокон при напряжениях, направленных поперек волокон, $\nu_{0,90} = 0,02$.

Величины модулей упругости строительной фанеры в плоскости листа $E_ф$ и $G_ф$ и коэффициенты Пуассона $\nu_ф$ при расчете по второй группе предельных состояний следует принимать по таблице Г.1, приложение Г.

Модули упругости древесины и фанеры для конструкций, находящихся в различных условиях эксплуатации, подвергающихся воздействию повышенной температуры, совместному воздействию постоянной и временной длительной нагрузок, следует определять умножением указанных выше величин E и G на коэффициенты $m_в$ в таблице Б.2, приложение Б и коэффициенты $m_т$ и $m_д$, приведенные в пп. *а* и *б* приложение Б*.

Модуль упругости древесины и фанеры в расчетах конструкций (кроме опор ЛЭП) на устойчивость и по деформированной схеме следует принимать равным для древесины $E^{I} = 300R_c$ (R_c – расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон, принимаемое по таблице А.1, приложение А), а модуль сдвига относительно осей, направленных вдоль и поперек волокон, $G^{I}_{0.90} + 0{,}05E^{I}$; для фанеры $E^{I}_{ф} = 250R_{фс}$; $G^{I}_{ф} = \frac{E^{I}_{ф}}{E^{ф}}$ ($R_{ф.с}$, $E_{ф}$, $G_{ф}$ принимаются по таблице В.1, приложение В и Г.1, приложение Г).

Приложение В

Таблица В.1 – Расчетные сопротивления строительной фанеры

Вид фанеры	Расчетные сопротивления, МПа / кгс/см²				
	растяжению в плоскости листа $R_{ф,р}$	сжатию в плоскости листа $R_{ф,с}$	изгибу из плоскости листа $R_{ф,и}$	скалыванию в плоскости листа $R_{ф,ск}$	срезу перпендикулярно плоскости листа $R_{ф,ср}$
1. Фанера клееная березовая марки ФСФ сортов В, ВВ, В/С, ВВ/С:					
а) семислойная толщиной 8 мм и более:					
вдоль волокон наружных слоев	14 / 140	12 / 120	16 / 160	0,8 / 8	6 / 60
поперек волокон наружных слоев	9 / 90	8,5 / 85	6,5 / 65	0,8 / 8	6 / 60
под углом 45° к волокнам	4,5 / 45	7 / 70	-	0,8 / 8	9 / 90
б) пятислойная толщиной 5-7 мм:					
вдоль волокон наружных слоев	14 / 140	13 / 130	18 / 180	0,8 / 8	5 / 50
поперек волокон наружных слоев	6 / 60	7 / 70	3 / 30	0,8 / 8	6 / 60
под углом 45° к волокнам	4 / 40	6 / 60	-	0,8 / 8	9 / 90
2. Фанера клееная из древесины марки ФСФ, сортов В/ВВ и ВВ/С, семислойная, толщиной 8 мм и более					
вдоль волокон наружных слоев	9 / 90	17 / 170	18 / 180	0,6 / 6	5 / 50
поперек волокон наружных слоев	7,5 / 75	13 / 130	11 / 110	0,5 / 5	5 / 50
под углом 45° к волокнам	3 / 30	5 / 50	-	0,7 / 7	7,5 / 75
3. Фанера бакелизированная марки ФБС, толщиной 7 мм и более:					
вдоль волокон наружных слоев	32 / 320	28 / 280	33 / 330	1,8 / 18	11 / 110
поперек волокон наружных слоев	24 / 240	23 / 230	25 / 250	1,8 / 18	12 / 120
под углом 45⁰ к волокнам	16,5 / 165	21 / 210	-	1,8 / 18	16 / 160

Примечание. Расчетное сопротивление смятию и сжатию перпендикулярно плоскости листа для березовой фанеры марки ФСФ $R_{ф.с.90}=R_{ф.см.90}=4$ МПа (40 кгс/см²) и марки ФБС $R_{ф.с.90}=R_{ф.см.90}=8$ МПа (80 кгс/см²).

Приложение Г

В необходимых случаях значения расчетных сопротивлений строительной фанеры следует умножать на коэффициенты $m_в$, $m_т$, $m_н$ и m_a, приведенные в таблицах приложения Б и в тексте приложения Б*.

Таблица Г.1 – Значения модуля упругости $E_ф$, модуля сдвига $G_ф$ и коэффициента Пуассона $V_ф$ для строительной фанеры

Вид фанеры	Модуль упругости $E_ф$,МПа кгс/см^2	Модуль сдвига $G_ф$, МПа кгс/см^2	Коэффициент Пуассона $V_ф$
1. Фанера клееная березовая марки ФСФ, сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С, семислойная и пятислойная:			
вдоль волокон наружных слоев	9000 90000	750 7500	0,085
поперек волокон наружных слоев	6000 60000	750 7500	0,065
под углом 45° к волокнам	2500 25000	3000 30000	0,6
2, Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФСФ, сортов В/ ВВ и ВВ/С, семислойная:			
вдоль волокон наружных слоев	7000 70000	800 8000	0,07
поперек волокон наружных слоев	5500 55000	800 8000	0,06
под углом 45° к волокнам	2000 20000	2200 22000	0,6
3. Фанера бакелизированная марки ФБС:			
вдоль волокон наружных слоев	12000 120000	1000 10000	0,085
поперек волокон наружных слоев	8500 85000	1000 10000	0,065
под углом 45^e к волокнам	3500 35000	4000 40000	0,7

Примечание. Коэффициент Пуассона $V_ф$ указан для направления, перпендикулярного оси, вдоль которой определен модуль упругости $E_ф$.

Приложение Д

Таблица Д.1 – Расчетные характеристики фанерных профилей и некоторых конструкционных пластмасс

Наименование и марка материала	Расчетные сопротивления, МПа				Модули, МПа	
	растя-жению R_p	сжатию Rc	изгибу R_u	скалыва-нию $R_{ск}/R_{ер}$	упруго-сти E	сдвига G
1. Фанерные трубы марки Ф – 1: Ø 50-150 Ø 200-300	 25 25	 25 25	 20 15	 - -	 8100 7300	 - -
2. Фанерные профили: вдоль волокон наружных слоев поперек волокон наружных слоев	 14 5	 11,5 5	 16 -	 0,6/3,5 0,8/5	 11000 500	 750 750
3. Стеклопластики; КАСТ - В СВАМ (1:1) АГ- 4С (1:1) полиэфирный	 110 160 220 15	 45 140 90 15	 55 250 110 15	 30 50 - 9	 19000 24000 15000 3000	 - - 5,70 -
4. Древесно-слоистый пластик марки ДСП-Б, толщиной 15-60 мм	109	80	130	7	15000	
5. Винипласт	14	14	20	8,5	1600	

Продолжение приложения Д

Таблица Д.1* – Расчетные и упругие характеристики пластмасс, изготовленных с использованием неорганических наполнителей или без наполнителей

Пластмасса	Расчетные сопротивления, МПа				Упругие характеристики, МПа	
	растяжению $\frac{R_p^{кр}}{R_p}$	изгибу $\frac{R_u^{кр}}{R_u}$	сжатию $\frac{R_c^{кр}}{R_c}$	срезу $\frac{R_{ср}^{кр}}{R_{ср}}$	модуль упругости $\frac{E^{кр}}{E}$	модуль сдвига $\frac{G^{кр}}{G}$
1	2	3	4	5	6	7
Стеклопластики						
Полиэфирный листовой (плоский и волнистый)	$\frac{36}{15}$	$\frac{78}{15}$	$\frac{54}{15}$	$\frac{27}{9}$	$\frac{6000}{3000}$	-
Стеклотекстолит КАСТ-В	$\frac{172}{110}$	$\frac{90}{55}$	$\frac{71}{42,5}$	$\frac{52,5}{30}$	$\frac{24000}{19000}$	-
Стеклопластик СВАМ	$\frac{337}{160}$	$\frac{525}{250}$	$\frac{300}{140}$	$\frac{112,5}{55}$	$\frac{28500}{24000}$	-
Прессовочный АГ-4; - марки В	$\frac{60}{36}$	$\frac{90}{54}$	$\frac{75}{60}$	-	-	-
- марки С	$\frac{375}{220}$	$\frac{187,5}{110}$	$\frac{150}{90}$	-	$\frac{18000}{15000}$	$\frac{5700}{–}$
Термопласты						
Стекло органическое (полиметилметакрилат)	$\frac{41}{15}$	$\frac{75}{25}$	$\frac{60}{20}$	$\frac{45}{14}$	$\frac{2800}{1400}$	-
винипласт:						
- листовой ВП (прозрачный)	$\frac{35}{13}$	$\frac{63}{18}$	$\frac{52,5}{14}$	$\frac{28}{8,5}$	$\frac{2800}{1600}$	-
- листовой ВН (непрозрачный)	$\frac{38}{14}$	$\frac{70}{20}$	$\frac{52,5}{14}$	$\frac{28}{8,5}$	$\frac{2800}{1600}$	-
Пенопласты						
Полистирольный: - марки СПБ плотностью, кг/м^3						
20	$\frac{0,030}{0,015}$	-	$\frac{0,030}{0,015}$	$\frac{0,030}{0,015}$	$\frac{7}{2}$	$\frac{2,5}{1,0}$
40	$\frac{0,090}{0,030}$	-	$\frac{0,090}{0,030}$	$\frac{0,090}{0,030}$	$\frac{12}{4}$	$\frac{4}{1,5}$
- марки СПБ-т, плотностью, кг/м^3						
20	$\frac{0,042}{0,015}$	-	$\frac{0,030}{0,015}$	$\frac{0,042}{0,015}$	$\frac{7}{2}$	$\frac{2,5}{1,0}$
40	$\frac{0,120}{0,040}$	-	$\frac{0,120}{0,040}$	$\frac{0,090}{0,030}$	$\frac{15}{5}$	$\frac{5}{2}$
1	2	3	4	5	6	7

60 - марки ПС-1, плотностью, кг/м^3	$\frac{0{,}180}{0,060}$	-	$\frac{0{,}180}{0,060}$	$\frac{0{,}170}{0,050}$	$\frac{25}{8,5}$	$\frac{10}{5}$
100 Фенольный марок ФРП-1, ФЛ-1, плотностью, кг/м^3	$\frac{1{,}100}{0,300}$	-	$\frac{0,520}{0{,}150}$	$\frac{0,510}{0{,}140}$	$\frac{60}{20}$	$\frac{20}{11}$
60	$\frac{0,072}{0,020}$	-	$\frac{0,096}{0,030}$	$\frac{0,060}{0,020}$	$\frac{10}{4}$	$\frac{7}{3}$

Примечания.

1. В числителе приведены кратковременные, а в знаменателе – длительные характеристики пластмасс.

2. Для полиэфирных стеклопластиков расчетные сопротивления при срезе даны в направлении, перпендикулярном плоскости листа.

3. Для стеклотекстолита КАСТ – В расчетные сопротивления даны для усилий, действующих в направлении основы стеклоткани при толщине материала $\delta \leq 7$ мм.

4. Для стеклопластиков СВАМ и АГ – 4 расчетные характеристики даны при соотношении продольных и поперечных стекловолокон 1 : 1 для усилий, действующих в направлении стекловолокон.

Приложение Е

Таблица Е.1 – Сортамент пиломатериалов (ГОСТ 8486 – 86* Е)

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

Примечание. При необходимости могут быть изготовлены брусковые заготовки с размерами, получаемыми путем распиловки досок на несколько равных частей, согласно ГОСТ 9685 – 61*.

Таблица Е.2 – Сортамент и плотность фанеры

Наименование материала	Размеры, мм			Плотность. кгс/ м^3	ГОСТ
	длина	ширина	толщина		
Строительная фанера марок ФСФ и ФК	2440 2440 2135 1830 1525 1220 1500	1525 1220 1525 1220 1525 1220 725 1220 725 1200 1500	1,5; 2; 2,5 3 4 5 6,7,8,9,10 12 15,18,19 5 7	700	3916-69
Бакелизированная фанера марки ФСБ	4400 4900 5000 5600	1500 1250 1200 1500 1200	10 12 14 16	1010	11539-65

Продолжение приложения Е

Таблица Е.3 – Рекомендуемый сортамент болтов

Диаметр, мм		Площадь сечения, см^2		Размеры квадратных шайб стяжных болтов, мм	
но стержню	пи нарезке	по стержню	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	-	-

Таблица Е.4 – Рекомендуемый сортамент гвоздей

Диаметр, мм	3	3,5	4	4.5	5	5,5	6
Длина, мм	70; 80	80; 90	100; 110	125	150	175	200

Таблица Е.5 – Рекомендуемый сортамент шурупов с потайной и полукруглой головкой

Диаметр. ММ	Длина, мм
2	7, 10, 13
3	10, 13, 16, 20, 25, 30
4	13, 16, 20,..., 60 с градацией черен 5 мм
5	13, 16, 20, ..., 70 с градацией через 5 мм
6	20,..., 100 с градацией через 5 мм
8	50,.., 100 с градацией через 5 мм
10	80, 90, 100 с градацией через 5 мм

Таблица Е.6 – Сортамент глухарей (винты для дерева)

Диаметр, мм	6	8	10	12	16	20
Длина, мм	35	-	-	-	-	-
	40	40	40	-	-	-
	50	50	50	-	-	-
	65	65	65	65	-	-
	-	80	80	80	80	-
	-	-	100	100	100	-
	-	-	120	120	120	120
	-	-	-	140	140	140
	-	-	-	-	160	160
	-	-	-	-	180	180
	-	-	-	-	-	200
	-	-	-	-	-	225
	-	-	-	-	-	250

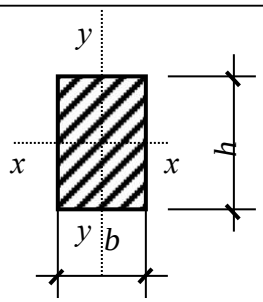
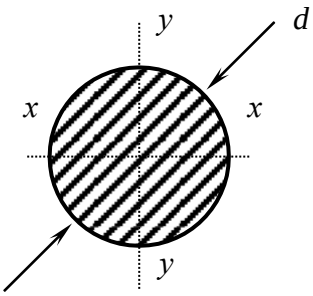
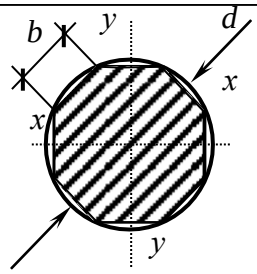
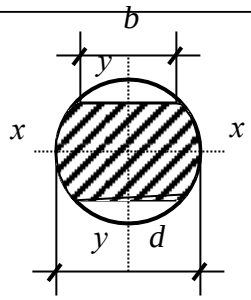
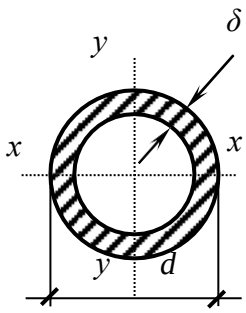
Приложение Ж

Таблица Ж.1 – Коэффициенты продольного изгиба для некоторых материалов

Материал	λ_1	φ при $\lambda > \lambda_1$	φ при $\lambda < \lambda_1$
Фанера строительная	70	$\frac{2500}{\lambda^2}$	$1-\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$
Фанерные профили	60	$\frac{2150}{\lambda^2}$	$1-1{,}12\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$
Фанерные трубы	70	$\frac{2390}{\lambda^2}$	$1-1{,}046\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$
Стеклопластики:			
СВАМ (1:1)	40	$\frac{1260}{\lambda^2}$	$1-\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2\left(1-\frac{R_Y}{R_r}\right)$
АГ- 4С (1:1)	40	$\frac{1230}{\lambda^2}$	R_y - условный предел пропорциональности
КАСТ - В	62	$\frac{3120}{\lambda^2}$	R_r - условный предел текучести
Винипласт	38	$\frac{790}{\lambda^2}$	

Приложение И

Таблица И.1 – Геометрические характеристики поперечных сечений

Сечение	Площадь сечения A, см^2	Радиус инерции $r_{x,\text{см}}$	Момент инерции I, см^4	Момент сопротивления W, см^3	Статический момент полусечения S, см^3
	bh	$0{,}289h$	$\frac{bh^3}{12}$	$\frac{bh^2}{6}$	$\frac{bh^2}{8}$
	$\frac{\pi \cdot d^2}{4}$	$\frac{d}{4}$	$\frac{\pi \cdot d^4}{64}$	$\frac{\pi \cdot d^3}{32}$	$\frac{d^3}{12{,}5}$
	$b=d/2$ $b=d/3$	$0{,}695d^2$ $0{,}76d^2$	$0{,}236d$ $0{,}246d$	$0{,}039d^4$ $0{,}046d^4$	$0{,}09d^3$ $0{,}098d^3$	$0{,}07d^3$ $0{,}08d^3$
	$b=d/2$ $b=d/3$	$0{,}74d^2$ $0{,}77d^2$	$0{,}231d$ $0{,}244d$	$0{,}039d^4$ $0{,}046d^4$	$0{,}09d^3$ $0{,}098d^3$	$0.07d^3$ $0{,}08d^3$
	$\pi d\delta$	0,353d	$\frac{\pi d^3\delta}{64}$	$\frac{\pi d^2\delta}{32}$	

Приложение К

Таблица К.1 – Расчетная несущая способность T цилиндрического нагеля на один шов сплачивания, передаваемая нагелями вдоль волокон и гвоздями под любым углом

Схемы соединений	Напряженное состояние соединения	Расчетная несущая способность T на один шов сплачивания (условный срез) кН (кгс)	
		гвоздя, стального, алюминиевого, стеклопластикового нагеля	дубового нагеля
1. Симметричные соединения	а) смятие в средних элементах б) смятие в крайних элементах	0,5 cd (50 cd) 0,8 ad (80 ad)	0,3 cd (30 cd) 0,5 ad (50 ad)
2. Несимметричные соединения	а) смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений	0,35cd (35 cd)	*0,2 cd* (20 cd)
	б) смятие в более толстых средних элементах двухсрезных соединений при $a \le 0{,}5\ c$	0,25 cd (25 cd)	0,14 cd (14 cd)
	в) смятие в более тонких крайних элементах при $a \le 0{,}25\ c$	0,8 ad (80 ad)	0,5 ad *(50 ad)*
	г) смятие в более тонких элементах односрезных соединений и в крайних элементах при $c > a > 0{,}35\ c$	$k_н ad$	$k_н ad$
3.Симметричные и несимметричные соединения	а) изгиб гвоздя	2,5d^2+0,01a^2 (250d^2+a^2), но не более 4d^2 (400d^2)	-
	б) изгиб нагеля из стали С 38/23	*1,8d^2+0,02a^2* (1,80d^2+2a^2), но не более 2,5d^2 *(250d^2)*	-
	в) изгиб нагеля из алюминиевого сплава Д16 – Т	1,6d^2+0,02a^2 (160d^2+2a^2), но не более 2,2d^2 (220d^2)	-
	г) изгиб нагеля из стеклопластика АГ - 4 С	1,45d^2+0,02a^2 (145d^2+2a^2), но не более l,8d^2 (180d^2)	-
	д) изгиб нагеля из древесно-слоистого пластика ДСПБ	0,8d^2+0,02a^2 (80d^2+2a^2), но не более d^2 (100d^2)	-
	е) изгиб дубового нагеля	-	0,45d^2+ +0,02a^2 (45d^2+2a^2), но не более 0,65d^2(65d^2)

П р и м е ч а н и я : 1. В таблице: c - толщина средних элементов, а также равных по толщине или более толстых элементов односрезных соединений, a - толщина крайних элементов, а также более тонких элементов односрезных соединений; d - диаметр нагеля; все размеры в см.

2. Расчетную несущую способность нагеля в двухсрезных несимметричных соединениях при неодинаковой толщине элементов следует определять с учетом следующего:

а) расчетную несущую способность нагеля из условия смятия в среднем элементе толщиной c при промежуточных значениях a между c и $0{,}5c$ следует определять интерполяцией между значениями по пп. 2а и 2б таблицы;

б) при толщине крайних элементов $a > c$ расчетную несущую способность нагеля следует определять из условия смятия в крайних элементах по п. 2а таблицы с заменой c на a;

в) при определении расчетной несущей способности из условий изгиба нагеля толщину крайнего элемента a в п. 3 таблицы следует принимать не более $0{,}6c$.

3. Значения коэффициентов $k_н$ для определения расчетной несущей способности при смятии в более тонких элементах односрезных соединений и в крайних элементах несимметричных соединений при $c \geq a \geq 0{,}35c$ приведены в табл. К.2.

4. Расчетную несущую способность нагеля в рассматриваемом шве следует принимать равной меньшему из всех значений, полученных по формулам табл. К.1.

5. Расчет нагельных соединений на скалывание производить не следует, если выполняются условия расстановки нагелей в соответствии с пп. 5.18 и 5.22 [4].

6. Диаметр нагеля d следует назначать из условия наиболее полного использования его несущей способности по изгибу.

7. Число нагелей $n_н$ в симметричном соединении, кроме гвоздевого, следует определять по формуле

$$n_i \geq \frac{N}{Tn_ø}$$

где N - расчетное усилие;

T - наименьшая расчетная несущая способность, найденная по формулам табл. К.1;

$n_ш$ - число расчетных швов одного нагеля.

Таблица К.2 – Значения коэффициента $k_н$ для односрезных соединений

Вид нагеля	Значения коэффициента $k_н$ для односрезных соединений						
	0,35	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Гвоздь, стальной, алюминиевый и стеклопластиковый нагель	0,8 / 80	0,58 / 58	0,48 / 48	0,43 / 43	0,39 / 39	0,37 / 37	0,35 / 35
Дубовый нагель	0,5 / 50	0,5 / 50	0,44 / 44	0,38 / 38	0,32 / 32	0,26 / 26	0,2 / 20

Примечание. В знаменателе указаны значения $k_н$ для T в кгс.

Таблица К.3 – Значения коэффициента k_α для нагельных соединений

Угол, град	Коэффициент k_α				
	для стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей диаметром, мм				для дубовых нагелей
	12	16	20	24	
30	0,95	0,9	0,9	0,9	1
60	0,75	0,7	0,65	0,6	0,8
90	0,7	0,6	0,55	0,5	0,7

Примечания: 1. Значение k_α для промежуточных углов определяется интерполяцией. 2. При расчете односрезных соединений для более толстых элементов, работающих на смятие под углом, значение k_α следует умножать на дополнительный коэффициент 0,9 при $c/a < 1{,}5$ и на 0,75 при $c/a \geq 1{,}5$.

Таблица К.4 – Значения коэффициента k_c

Вид соединений	Коэффициент k_c при	
	центральном сжатии	сжатии с изгибом
1. Гвозди	$\frac{1}{10d^2}$	$\frac{1}{5d^2}$
2. Стальные цилиндрические нагели: а) диаметром ≤ 1/7 толщины соединяемых элементов	$\frac{1}{5d^2}$	$\frac{1}{2{,}5d^2}$
б) диаметром > 1/7 толщины соединяемых элементов	$\frac{1{,}5}{ad}$	$\frac{3}{ad}$
3. Дубовые цилиндрические нагели	$\frac{1}{d^2}$	$\frac{1{,}5}{d^2}$
4. Дубовые пластинчатые нагели	—	$\frac{1{,}4}{\delta b_{пл}}$
5. Клей	0	0

Примечание. Диаметры гвоздей и нагелей d, толщину элементов a, ширину $b_{пл}$ и толщину δ пластинчатых нагелей следует принимать в см.

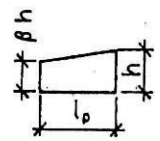
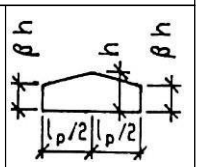
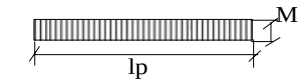
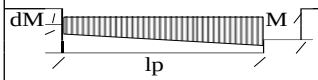
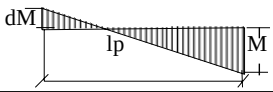
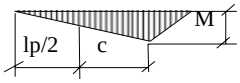
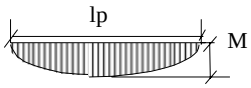
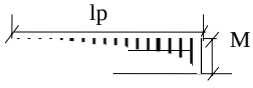
Приложение Л

Таблица Л.1 – Значения коэффициентов k_w и $k_ж$

Обозначение коэффициентов	Число слоев в элементе	Значение коэффициентов для расчета изгибаемых составных элементов при пролетах, м,			
		2	4	6	9 и более
k_w	2	0,7	0,85	0,9	0,9
	3	0,6	0,8	0,85	0,9
	10	0,4	0,7	0,8	0,85
$k_ж$	2	0,45	0,65	0,75	0,8
	3	0,25	0,5	0,6	0,7
	10	0,07	0,2	0,3	0,4

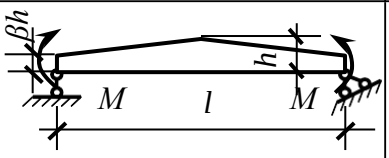
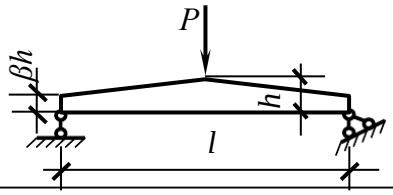
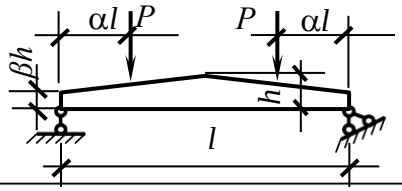
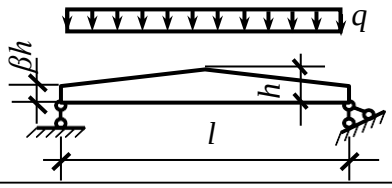
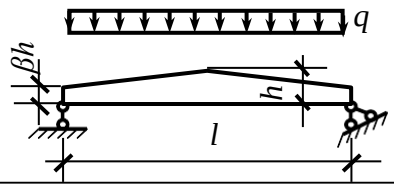
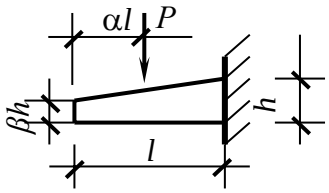
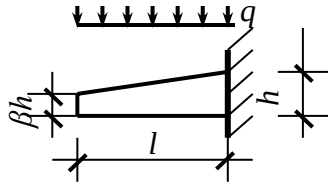
Примечание. Для промежуточных значений величины пролета и числа слоев коэффициенты определяются интерполяцией.

Таблица Л.2 – Значения коэффициентов $k_ф$ и $k_{жМ}$ для расчетов на устойчивость плоской формы деформирования

Форма эпюры моментов	$k_ф$		$k_{жм}$	
	При закреплении только по концам участка *lp*	При закреплении по концам и растянутой от момента *M* кромке		
	1	1	$\beta^{1/2}$	$\beta^{1/2}$
	$1{,}75 - 0{,}75d$ $0 < d \le 1$	$\frac{3}{2+d}$; $0 \le d \le 1$	$\beta^{\frac{1}{3-d}}$	$\beta^{1/2}$
	$2 - (0{,}5 + d)^2$ $-1 \le d \le 0$	$\frac{3}{2+d}$; $-2 < d \le 0$	$\beta^{\frac{1}{3-d}}$	$\beta^{1/2}$
	$1{,}35 + 1{,}45\,(c/l_p)^2$	$1{,}35 + 0{,}3\,(c/l_p)$	$\beta^{\frac{1}{2+2c/l_p}}$	$\beta^{\frac{1}{3-2c/l_p}}$
	1,13	1,13	$\beta^{1/2}$	$\beta^{2/5}$
	2,54	2,32	$\beta^{1/4}$	$\beta^{1/2}$

Продолжение приложения Л

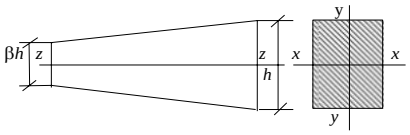
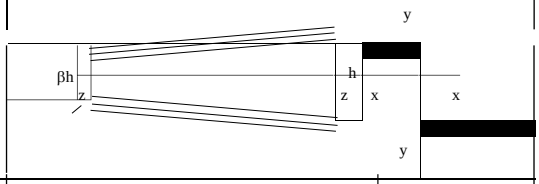
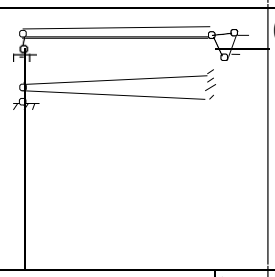
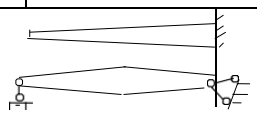
Таблица Л.3 – Значения коэффициентов *k* и *c* для вычисления прогибов балок с учетом переменности сечения и деформаций сдвига

Поперечное сечение балки	Расчетная схема	*k*	*c*
Прямоугольное		β	0
То же		0,23+0,77 β	16,4 + 7,6 β
То же		0,5α +(1-0,5α)β	[45-24α(1-β)+3β] $\times \frac{1}{3-4\alpha^2}$
То же		0,15+0,85 β	15,4+3,8 β
Двутавровое		0,4 + 0,6 β	(45,3 + 6,9β)γ
Прямоугольное		0,23+0,77β+ 0,6α(1-β)	[8,2+2,4(1-β)α+3,8β] $\times \frac{1}{(2+\alpha)(1-\alpha)}$
То же		0,35+0,65β	5,4+2,6β

Примечание. *γ*— отношение площади поясов к площади стенки двутавровой балки (высота стенки принимается между центрами тяжести поясов).

Продолжение приложения Л

Таблица Л.4 – Значения коэффициента $k_{жN}$ для расчета сжатых и сжато-изгибаемых элементов с переменной высотой и постоянной шириной сечения

Условия опирания элементов	$k_{жN}$ при проверке			
	Элементов прямоугольного сечения 		Элементов двутаврового и коробчатого сечений с постоянной высотой поясов 	
	В плоскости *y z*	В плоскости *x z*	В плоскости *y z*	В плоскости *x z*
	(0,4 + 0,6β)β	0,4 + 0,6β	β	*1*
	0,07 + 0,93β	0,66 + 0,34β	0,35 + 0,65β	*1*

Приложение М

Таблица М.1 – Плотность древесины и фанеры

Порода древесины	Плотность древесины, кг/м^3, в конструкциях для условий эксплуатации по таблице Н.1	
	А1, А2, Б1, Б2	всех остальных
Хвойные:		
лиственница	650	800
сосна, ель, кедр, пихта	500	600
Твердые лиственные:		
дуб, береза, бук, ясень, клен, граб, акация, вяз и ильм	700	800
Мягкие лиственные:		
осина, тополь, ольха, липа	500	600

П р и м е ч а н и я : 1. Плотность свежесрубленной древесины хвойных и мягких лиственных пород следует принимать равной 850 кг/м^3, твердых лиственных пород - 1000 кг/м^3.

2. Плотность клееной древесины следует принимать как неклееной.

3. Плотность обычной фанеры следует принимать равной плотности древесины шпонов, а бакелизированной - 1000 кг/м^3.

Приложение Н

Таблица Н.1 – Влажность древесины в зависимости от температурно-влажностных условий эксплуатации

Температурно-влажностные условия эксплуатации	Характеристика условий эксплуатации конструкций	Максимальная влажность древесины для конструкций, %	
		из клееной древесины	из неклееной древесины
	Внутри отапливаемых помещений при температуре до 35 С, относительной влажности воздуха, %		
А1	До 60	9	20
А2	Свыше 60 до 75	12	20
А3	<< 75 << 95	15	20
	Внутри неотапливаемых помещений		
Б1	В сухой зоне	9	20
Б2	В нормальной зоне	12	20
Б3	В сухой и нормальной зонах с постоянной влажностью в помещении более 75 % и во влажной зоне	15	25
	На открытом воздухе		
В1	В сухой зоне	9	20
В2	В нормальной зоне	12	20
В3	Во влажной зоне	15	25
	В частях зданий и сооружений		
Г1	соприкасающихся с грунтом или находящихся в грунте	-	25
Г2	Постоянно увлажняемых	-	Не ограничивается
Г3	Находящихся в воде	-	То же

Примечания: 1. Применение клееных деревянных конструкций в условиях эксплуатации А1 при относительной влажности воздуха ниже 45 % не допускается.

2. В неклееных конструкциях, эксплуатируемых в условиях В2, В3, когда усушка древесины не вызывает расстройства или увеличения податливости соединений, допускается применять древесину с влажностью до 40 % при условии ее защиты от гниения.

Продолжение приложения Н

Таблица Н.1 – Синтетические клеи для склеивания древесины и древесины с фанерой

Материалы склеиваемых элементов и условя эксплуатации (по табл. Н.1)	Типы и марки клеев
1. Древесина и древесина с фанерой в конструкциях для всех условий эксплуатации, кроме Г1, Г2, Г3	Резорциновые и фенольно-резорциновые (ФР-12, ТУ 6-05-1748-75, ФРФ-50, ТУ 6-05-281-14-77
2. То же, кроме А1, Б1, В1, Г1, Г2 и Г3	Алкилрезоциновые и фенольные (ФР-100, ТУ 6-05-1638-78; ДФК-1АМ, ТУ 6-05-281-7-75; СФЖ-3016, ГОСТ 20907-75*, СФХ, ТУ 6-05-281-12-76)
3. То же, для условий эксплуатации А2 и Б2	Карбамидно-меламиновые (КС-В-СК, ТУ 6-05-211-1006-75)
4. То же, для условий эксплуатации А2	Карбамидные (КФ-5, КФ-Ж, КФ-БЖ, ГОСТ 14231-78)

Приложение П

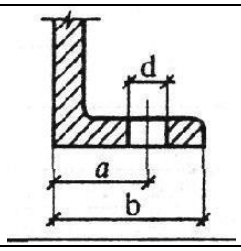
Таблица П.1 – Значения k_{ed}

Высота H*, м	k_{ed} для типов местности			Высота H*, м	k_{ed} для типов местности		
	A	B	C		A	B	**C**
0÷5	0,750	0,500	0,400	23	1,117	0,750	0,489
6	0,758	0,505	0,400	24	1,131	0,762	0,497
7	0,776	0,516	0,400	25	1,145	0,773	0,506
8	0,799	0,530	0,400	26	1,158	0,784	0,514
9	0,826	0,545	0,400	27	1,171	0,795	0,523
10	0,854	0,563	0,400	28	1,183	0,805	0,531
11	0,882	0,579	0,401	29	1,195	0,815	0,540
12	0,907	0,596	0,405	30	1,206	0,825	0,548
13	0,903	0,611	0,410	31	1,217	0,835	0,557
14	0,951	0,626	0,416	32	1,228	0,845	0,565
15	0,972	0,641	0,422	33	1,239	0,855	0,573
16	0,992	0,655	0,430	34	1,249	0,864	0,582
17	1,012	0,669	0,437	35	1,259	0,874	0,590
18	1,031	0,684	0,445	36	1,269	0,883	0,599
19	1,049	0,698	0,454	37	1,279	0,892	0,607
20	1,068	0,711	0,463	38	1,289	0,901	0,616
21	1,085	0,725	0,471	39	1,299	0,910	0,624
22	1,102	0,736	0,480	40	1,309	0,920	0,632

*H – расстояние от уровня земли до ригеля рамы в расчетной схеме

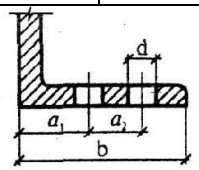
Приложение Р

Таблица Р.1 – Уголки стальные горячекатаные равнополочные по ГОСТ 8509-93 и уголки стальные горячекатаные неравнополочные по ГОСТ 8510 – 86*. Размещение отверстий.



Однорядное расположение

b, мм	*a*, мм	*d*, мм не более для болтов по ГОСТ	
		7798-70*	22353-77
50	30	15	-
56			-
63	35	19	-
70	40		-
75	45	23	-
80			-
90	50	28	28
100*	60		
110			
125	75		



двухрядное расположение

b, мм	Порядок расположения отверстий	Риски		*d*, мм не более для болтов по ГОСТ	
		a_1, мм	a_2, мм	7798-70*	22353-77
125*	Шахматный	55	35	23	-
140	Рядовой		55	19	-
	Шахматный	60	45	28	-
160*	Рядовой	65	65	23	-
	Шахматный		60	28	-
180	Рядовой		75		28
	Шахматный		70		
200**	Рядовой, шахматный	80	80		
220			90		
250**		90	100		

Примечание. В стыках профилей полки b, отмеченной звездочкой, при толщинах полок, начиная с 14 мм, и отмеченных двумя звездочками, начиная с 25 мм, размеры *a, a_1, a_2, d* определяются индивидуально

Таблица Р.2 – Площади сечения болтов согласно СТ СЭВ 180-75, СТ СЭВ 181-75 и СТ СЭВ 182-75

d, мм	16	18*	20	22*	24	27*	30	36	42	48
A_b, см^2	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn}, см^2	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59	5,60	8,16	11,20	14,72

* Болты указанных диаметров применять не рекомендуется

Таблица Р.3 – Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Диаметр болтов, мм	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см^2), болтов из стали марок		
	ВСт3кп2 по ГОСТ 380-71** (с 1990 г. ГОСТ 535-88)	09Г2С по ГОСТ 19281-73*	10Г2С1 по ГОСТ 19281-73*
12, 16, 20	185 (1900)	235 (2400)	240 (2450)
24, 30	185 (1900)	230 (2350)	235 (2400)
36, 42, 48, 56	185 (1900)	225 (2300)	225 (2300)
64, 72, 80	185 (1900)	220 (2250)	215 (2200)
90, 100	185 (1900)	215 (2200)	215 (2200)
110, 125, 140	185 (1900)	215 (2200)	-

Примечание. Значения расчетных сопротивлений получены по формулам разд. 3 СНиП II – 23 – 81* с округлением до 5 МПа (50 кгс/см^2).

Приложение С

УЧЕТ ОТВЕТСТВЕННОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ*

1. Для учета ответственности зданий и сооружений, характеризуемой экономическими, социальными и экологическими последствиями их отказов, устанавливаются три уровня: I – повышенный, II – нормальный, III – пониженный.

Повышенный уровень ответственности следует принимать для зданий и сооружений, отказы которых могут привести к тяжелым экономическим, социальным и экологическим последствиям (резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью 10000 $м^3$ и более, магистральные трубопроводы, производственные здания с пролетами 100 м и более, сооружения связи высотой 100 м и более, а также уникальные здания и сооружения).

Нормальный уровень ответственности следует принимать для зданий и сооружений массового строительства (жилые, общественные, производственные, сельскохозяйственные здания и сооружения).

Пониженный уровень ответственности следует принимать для сооружения сезонного или вспомогательного назначения (парники, теплицы, летние павильоны, небольшие склады и подобные сооружения).

---

* Данное приложение является разделом 5 ГОСТ 27751-88 с изменениями, утвержденными постановлением Государственного комитета Российской Федерации по вопросам архитектуры и строительства от 21.12.93 № 18 – 54.

2. При расчете несущих конструкций и оснований следует учитывать коэффициент надежности по ответственности γ_n, принимаемый равным: для I уровня ответственности – более 0,95, но не более 1,2; для II уровня – 0,95; для III уровня – менее 0,95, но не менее 0,8.

На коэффициент надежности по ответственности следует умножать нагрузочный эффект (внутренние силы и перемещения конструкций и оснований, вызываемые нагрузками и воздействиями).

П р и м е ч а н и е . Настоящий пункт не распространяется на здания и сооружения, учет ответственности которых установлен в соответствующих нормативных документах.

3. Уровни ответственности зданий и сооружений следует учитывать также при определении требований к долговечности зданий и сооружений, номенклатуры и объема инженерных изысканий для строительства, установлении правил приемки, испытаний, эксплуатации и технической диагностики строительных объектов.

4. Отнесение объекта к конкретному уровню ответственности и выбор значений коэффициента γ_n производится генеральным проектировщиком по согласованию с заказчиком.

Приложение Т

Таблица Т.1 – Расчетное значение веса снегового покрова S_q на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли следует принимать в зависимости от снегового района Российской Федерации

Снеговые районы Российской Федерации (принимаются по карте 1 обязательного приложения 5 СНиП 2.01.07 – 85*)	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_q, кПа (кгс/м^2)	0,8 (80)	1,2 (120)	1,8 (180)	2,4 (240)	3,2 (320)	4,0 (400)	4,8 (480)	5,6 (560)

П р и м е ч а н и е . В горных и малоизученных районах, обозначенных на карте 1 обязательного приложение 5, в пунктах с высотой над уровнем моря более 1500 м, в местах со сложным рельефом, а также при существенном отличии местных данных от приводимых в таблице 4 расчетные значения веса снегового покрова следует устанавливать на основе данных Росгидромета. При этом в качестве расчетного значения S_q следует принимать превышаемый в среднем один раз в 25 лет ежегодный максимум веса снегового покрова, определяемый на основе данных маршрутных снегосъемок о запасах воды на защищенных от прямого воздействия ветра участках (в лесу под кронами деревьев или на лесных полянах) за период не менее 20 лет.

Принимаются следующие типы местности:

А - открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра;

В - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;

С - городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность сохраняется с наветренной стороны сооружения на расстоянии 30*h* - при высоте сооружения *h* до 60 м и 2 км - при большей высоте.

Таблица Т.2 – Нормативное значение ветрового давления w_o

Ветровые районы РФ (принимаются по карте 3 обязательного приложения 5 СНиП 2.01.07 – 85*)	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
w_0, кПа (кгс/м^2)	0,17 (17)	0,23 (23)	0,30 (30)	0,38 (38)	0,48 (48)	0,60 (60)	0,73 (73)	0,85 (85)

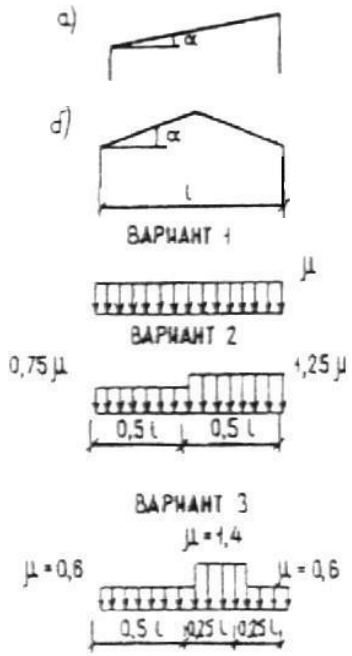
Таблица Т.3 – Значения коэффициента *k* в зависимости от типа местности

Высота *z*, м	Коэффициент *k* для типов местности		
	A	*B*	*C*
≤ 5	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55
200	2,45	2,1	1,8
250	2,65	2,3	2,0
300	2,75	2,5	2,2
350	2,75	2,75	2,35
≥ 480	2,75	2,75	2,75

П р и м е ч а н и е . При определении ветровой нагрузки типы местности могут быть различными для разных расчетных направлений ветра.

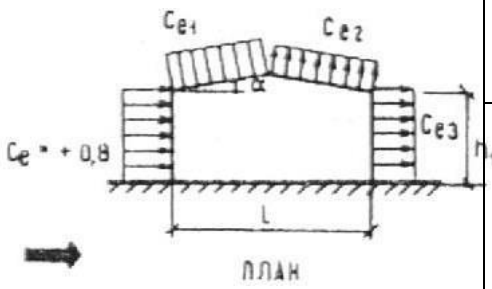
Приложение У

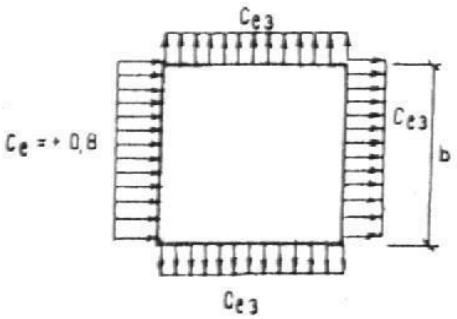
Таблица У.1 – Схемы снеговых нагрузок и коэффициенты μ

Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициент μ и область применения схем
1	Здания с односкатными и двускатными покрытиями 	$\mu = 1$ при $\alpha \le 25°$; $\mu = 0$ « $\alpha \ge 60°$. Варианты 2 и 3 следует учитывать для зданий с двускатными покрытиями (профиль *б*), при этом вариант 2 - при $20° \le \alpha \le 30°$; вариант 3 - при $10° \le \alpha \le 30°$ только при наличии ходовых мостиков или аэрационных устройств по коньку покрытия

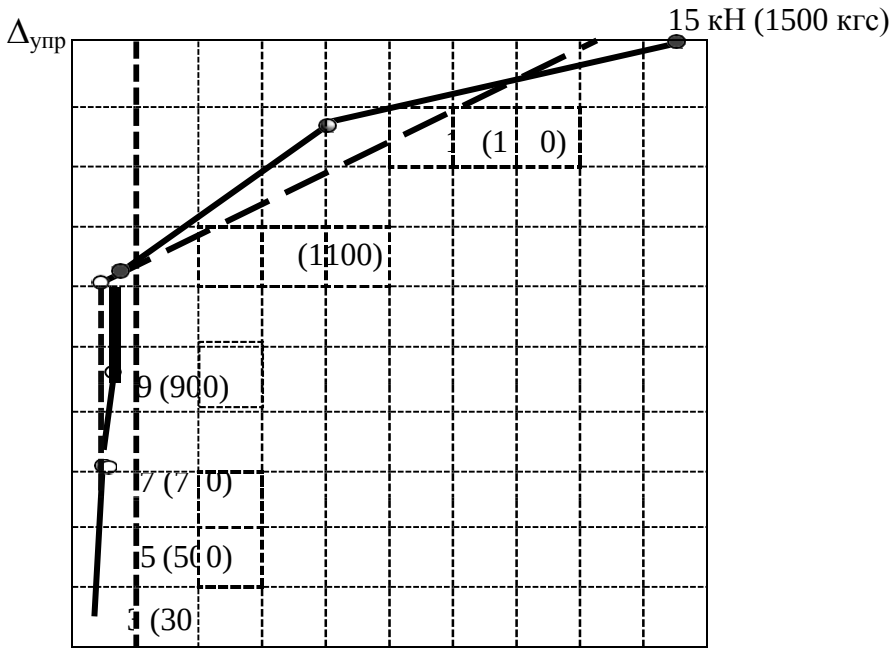
Продолжение приложения У

Таблица У.2 – Схемы ветровых нагрузок и аэродинамические коэффициенты С

<table>
<tr><th>№ схемы</th><th>Схемы зданий, сооружений, элементов конструкций и ветровых нагрузок</th><th>Определение аэродинамических коэффициентов c</th><th>Примечания</th></tr>
<tr><td>1</td><td>Здания с двускатными покрытиями
 



<table>
<tr><td>Коэффициент</td><td>α, град</td><td colspan="4">Значения c_{e1}, c_{e2} при $\frac{h_1}{l}$, равном</td></tr>
<tr><td></td><td></td><td>0</td><td>0,5</td><td>1</td><td>≥ 2</td></tr>
<tr><td rowspan="4">c_{e1}</td><td>0</td><td>0</td><td>-0,6</td><td>-0,7</td><td>-0,8</td></tr>
<tr><td>20</td><td>+0,2</td><td>-0,4</td><td>-0,7</td><td>-0,8</td></tr>
<tr><td>40</td><td>+0,4</td><td>+0,3</td><td>-0,2</td><td>-0,4</td></tr>
<tr><td>60</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td></tr>
<tr><td>c_{e2}</td><td>≤ 60</td><td>-0,4</td><td>-0,4</td><td>-0,5</td><td>-0,8</td></tr>
</table>
<table>
<tr><td rowspan="2">$\frac{b}{l}$</td><td colspan="3">Значения c_{e3} при $\frac{h_1}{l}$, равном</td></tr>
<tr><td>≤ 0,5</td><td>1</td><td>≥ 2</td></tr>
<tr><td>≤ 1</td><td>-0,4</td><td>-0,5</td><td>-0,6</td></tr>
<tr><td>≥ 2</td><td>-0,5</td><td>-0,6</td><td>-0,6</td></tr>
</table>
Значение c_{e3} принимается по схеме 2</td><td>1. При ветре перпендикулярном торцу зданий, для всей поверхности покрытия c_e = -0,7.
2. При определении коэффициента ν в соответствии с п. 6.9 СНиП 2.01.07 – 85*
$h = h_1 + 0{,}2ltg\alpha$</td></tr>
</table>


$\Delta_{упр}$
15 кН (1500 кгс)
(1 0)
(1100)
9 (900)
7 (7 0)
5 (500)
3 (30

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по организации самостоятельной работы

Содержание

Введение
1. Самостоятельная работа как важнейшая форма учебного процесса
2. Цели и основные задачи самостоятельной работы
3. Виды самостоятельной работы
4. Организация самостоятельной работы
5. Общие рекомендации по организации самостоятельной работы
6. Методические рекомендации для студентов по отдельным формам самостоятельной работы
7. Критерии оценки самостоятельной работы

Введение

Основная задача высшего образования заключается в формировании творческой личности профессионала, способного к саморазвитию, самообразованию и инновационной деятельности.

Успешное усвоение дисциплин по различным образовательным программам предполагает активное, творческое участие обучающегося на всех этапах ее освоения путем планомерной, повседневной не только аудиторной, но и самостоятельной работы.

Самостоятельная работа студентов является одной из важнейших составляющих образовательного процесса. Самостоятельная работа – это процесс активного, целенаправленного приобретения обучающимися новых знаний, умений без непосредственного участия преподавателя, характеризующийся предметной направленностью, эффективным контролем и оценкой результатов деятельности обучающегося.

Объем самостоятельной работы (в часах) определен учебным планом.

Методические указания по организации самостоятельной работы студентов (далее – СРС) являются обязательной частью учебно-методических комплексов учебных дисциплин.

Методические указания по организации самостоятельной работы для студентов, наряду с методическими указаниями по выполнению лабораторных работ, практических занятий и работе с лекционным материалом; по формам текущего, промежуточного и итогового контроля; по выполнению курсовых работ/проектов, расчетно-графических работ, контрольных работ; по подготовке и защите выпускных квалификационных работ, составляют единый комплекс методического обеспечения УМК каждой учебной дисциплины.

Цель методических указаний СРС – определить роль и место самостоятельной работы студентов в учебном процессе; конкретизировать ее уровни, формы и виды; обобщить методы и приемы выполнения определенных типов учебных заданий; объяснить критерии оценивания.

1. Самостоятельная работа как важнейшая форма учебного процесса

Самостоятельная работа - планируемая учебная, учебно-исследовательская, научно-исследовательская работа обучающихся, выполняемая во внеаудиторное время по заданию и при методическом руководстве преподавателя, но без его непосредственного участия (при частичном непосредственном участии преподавателя, оставляющем ведущую роль за работой обучающихся.

Самостоятельная работа обучающихся в является важным видом учебной и научной деятельности. В связи с этим, обучение включает в себя две, практически одинаковые по объему и взаимовлиянию части – процесса обучения и процесса самообучения. Поэтому СРО должна стать эффективной и целенаправленной работой.

Концепцией модернизации российского образования определены основные задачи высшего образования – «подготовка квалифицированного работника соответствующего уровня и профиля, конкурентоспособного на рынке труда, компетентного, ответственного, свободно владеющего своей профессией и ориентированного в смежных областях деятельности, способного к эффективной работе по специальности на уровне мировых стандартов, готового к постоянному профессиональному росту, социальной и профессиональной мобильности».

Решение этих задач невозможно без повышения роли самостоятельной работы обучающихся над учебным материалом, усиления ответственности преподавателей за развитие навыков самостоятельной работы, за стимулирование профессионального роста обучающихся, воспитание творческой активности и инициативы.

К современному специалисту общество предъявляет достаточно широкий перечень требований, среди которых немаловажное значение имеет наличие у выпускников определенных способностей и умения самостоятельно добывать знания из различных источников, систематизировать полученную информацию, давать оценку конкретной финансовой ситуации. Формирование такого умения происходит в течение всего периода обучения через участие обучающихся в практических занятиях, лабораторных работах, выполнение контрольных и расчетно-графических работ, написание курсовых работ (проектов) и выпускных квалификационных работ. При этом самостоятельная работа обучающихся играет решающую роль в ходе всего учебного процесса.

Формы самостоятельной работы студентов разнообразны. Они включают в себя:

- изучение и систематизацию официальных государственных документов - законов, постановлений, указов, нормативно-инструкционных и справочных материалов с использованием информационно-поисковых систем «Консультант-плюс», «Гарант», глобальной сети «Интернет»;
- изучение учебной, научной и методической литературы, материалов периодических изданий с привлечением электронных средств официальной, статистической, периодической и научной информации;
- подготовку докладов и рефератов, написание выпускных квалификационных работ;
- участие в работе студенческих конференций, комплексных научных исследованиях.

Самостоятельная работа приобщает студентов к научному творчеству, поиску и решению актуальных современных проблем.

2. Цели и основные задачи самостоятельной работы

Ведущая цель организации и осуществления СРС должна совпадать с целью обучения студента. При организации СРС важным и необходимым условием становятся формирование умения самостоятельной работы для деятельности.

Цели самостоятельной работы:

- систематизация и закрепление полученных теоретических знаний и практических умений;
- углубление и расширение теоретических знаний;
- формирование умений использовать нормативную, правовую, справочную документацию и специальную литературу;
- развитие познавательных способностей, активности обучающихся, творческой инициативы, самостоятельности, ответственности и организованности;
- формирование самостоятельности мышления, способностей к саморазвитию, самосовершенствованию и самореализации;
- развитие исследовательских умений.

Основными задачами СРМ являются:

- систематизация и закрепление полученных теоретических знаний и практических умений студентов;
- углубление и расширение теоретических знаний;
- формирование умений использовать нормативную, правовую, справочную документацию и специальную литературу;
- развитие познавательных способностей и активности студентов: творческой инициативы, самостоятельности, ответственности и организованности;
- формирование самостоятельности мышления, способностей к саморазвитию, самосовершенствованию и самореализации;
- развитие исследовательских умений;
- использование материала, собранного и полученного в ходе самостоятельных занятий на семинарах, на практических и лабораторных занятиях, при написании курсовых и выпускной квалификационной работ, для эффективной подготовки к промежуточной аттестации - зачетам и экзаменам.

3. Виды самостоятельной работы

Самостоятельная работа студент включает:

- самостоятельное изучение основной и дополнительной литературы;
- подготовка к лекциям;
- подготовка к практическим занятиям;
- подготовка к лабораторным работам;
- написание рефератов;
- выполнение контрольной работы;
- выполнение курсовой работы (проекта);
- выполнение расчетно-графической работы;
- подготовка исследовательской работы (написание статьи, доклада);
- подготовка выпускной квалификационной работы;

- подготовка к текущей и промежуточной аттестации;
- подготовка к государственной итоговой аттестации.

Для выполнения самостоятельной работы студентам необходимо ознакомиться с содержанием рабочей программы дисциплины, с целями и задачами дисциплины, ее связями с другими дисциплинами образовательной программы, методическими разработками по данной дисциплине, с графиком консультаций преподавателей кафедры, с перечнем ресурсов информационно-телекоммуникационной сети «Интернет», необходимых для освоения дисциплины.

4. Организация самостоятельной работы

Самостоятельная работа студента – способ активного, целенаправленного приобретения новых знаний и умений без непосредственного участия в этом процессе преподавателей.

Организационные мероприятия, обеспечивающие развитие навыков самостоятельной работы студентов, воспитание их творческой активности и инициативы, а также, в целом, обеспечивающие нормальное функционирование самостоятельной работы студентов, должны основываться на следующих предпосылках:

- самостоятельная работа должна быть конкретной по своей предметной направленности;
- самостоятельная работа должна сопровождаться эффективным, непрерывным контролем и оценкой ее результатов.

Предметно и содержательно самостоятельная работа определяется федеральным государственным образовательным стандартом по направлению подготовки, основной образовательной программой, учебным планом, рабочими программами дисциплин.

Контроль самостоятельной работы и оценка ее результатов организуются как единство двух форм:

- самоконтроль и самооценка;
- внешний контроль и оценка со стороны преподавателей, государственных экзаменационных комиссий и др.

5. Общие рекомендации по организации самостоятельной работы

Организация самостоятельной работы студентов направлена на решение следующих задач:

а) закрепление, обобщение и повторение пройденного учебного материала; применение полученных знаний в традиционных педагогических ситуациях и при решении задач высокого уровня неопределенности;

б) совершенствование умений и навыков по изучаемой дисциплине; формирование межпредметных, общеучебных, исследовательских умений;

в) активизация учебной и научно-исследовательской деятельности обучающихся, ее максимальная индивидуализация с учетом индивидуальных особенностей и академической успеваемости студентов;

г) формирование готовности студентов к самообразованию в течение всей жизни.

Видами занятий для самостоятельной работы могут быть:

Для овладения знаниями:

- чтение текста (учебника, первоисточника, дополнительной литературы, конспектов лекций);
- составление плана текста, графическое изображение структуры текста;
- конспектирование текста; выписки из текста, работа со словарями и справочниками, ознакомление с нормативными документами;
- учебно-исследовательская работа, использование аудио и видеозаписей, компьютерной техники, интернета и др.

***Для закрепления и систематизации знаний*:**

- работа с конспектом лекций, повторная работа над материалом;
- составление плана и тезисов ответа;
- составление таблиц для систематизации учебного материала;
- ответы на контрольные вопросы;

- аналитическая обработка текста (аннотирование, рецензирование, реферирование, контент-анализ);

- подготовка сообщения для выступления на конференции;

- подготовка рефератов, докладов;

- составление библиографии.

Для формирования умений:

- выполнение контрольных работ;

- выполнение чертежей, схем, расчетно-графических работ;

- проектирование и моделирование разных видов и компонентов профессиональной деятельности.

- подготовка курсовых и дипломных работ (проектов);

Для формирования компетенций:

- принятие решений по конкретной ситуации;

- грамотная формулировка задания для исполнения;

- организация контроля по сферам деятельности.

6. Методические рекомендации для студентов по отдельным формам самостоятельной работы

Система вузовского обучения подразумевает значительную самостоятельность студентов в планировании и организации своей деятельности.

6.1 Самостоятельное изучение основной и дополнительной литературы

Работа с литературой является основным методом самостоятельного овладения знаниями. Это сложный процесс, требующий выработки определенных навыков, поэтому студенту нужно обязательно научиться работать с книгой.

Осмысление литературы требует системного подхода к освоению материала. В работе с литературой системный подход предусматривает не только тщательное (иногда многократное) чтение текста и изучение специальной литературы, но и обращение к дополнительным источникам – справочникам, энциклопедиям, словарям. Эти источники – важное подспорье в самостоятельной работе студента, поскольку глубокое изучение именно их материалов позволит студенту уверенно «распознавать», а затем самостоятельно оперировать теоретическими категориями и понятиями, следовательно – освоить новейшую научную терминологию. Такого рода работа с литературой обеспечивает решение студентом поставленной перед ним задачи (подготовка к практическому занятию, выполнение контрольной работы и т.д.).

Выбор литературы для изучения делается обычно по предварительному списку литературы, который выдал преподаватель, либо путем самостоятельного отбора материалов. После этого непосредственно начинается изучение материала, изложенного в книге.

Наиболее надежный способ собрать нужный материал – составить план или конспект. *Конспект, план-конспект* – это последовательная фиксация отобранной и обдуманной в процессе чтения информации.

Цель – зафиксировать, переработать тот или иной научный текст. Они позволяют восстановить в памяти ранее прочитанное без дополнительного обращения к самой книге.

План – это «скелет» текста, он компактно отражает последовательность изложения материала. План как форма записи обычно более подробно передает содержание частей текста, чем оглавление книги или подзаголовки статей. Самые важные места в книге отмечайте, используя для этого легко стирающийся карандаш или вкладные листки. Запись любых планов следует делать так, чтобы ее легко можно было охватить одним взглядом.

Вся рекомендуемая для изучения курса литература подразделяется на основную и дополнительную. К основной литературе относятся источники, необходимые для полного и твердого усвоения учебного материала (учебники и учебные пособия). Необходимость изучения дополнительной литературы диктуется прежде всего тем, что в учебной литературе (учебниках) зачастую остаются неосвещенными современные проблемы, а также не находят отражение новые документы, события, явления, научные открытия последних лет. Поэтому дополнительная литература рекомендуется для более углубленного изучения программного материала.

6.2 Подготовка к лекциям и работа с конспектом лекций

При подготовке к лекции студенты должны предварительно ознакомиться с учебным материалом по данной теме и при конспектировании лекции акцентировать внимание на новых теоретических положениях, правовых и иных данных, не нашедших отражения в учебной литературе.

Лекция имеет цель – систематизация основы научных знаний по дисциплине, сконцентрировать внимание обучающихся на наиболее актуальных проблемах.

В ходе лекций преподаватель излагает и разъясняет основные, наиболее сложные понятия темы, а также связанные с ней теоретические и практические проблемы. Дает рекомендации на практические занятие и указания на самостоятельную работу.

Предварительное не углубленное знакомство с материалом очередной лекции дает многое. Студенты получают общее представление о ее содержании и структуре, о главных и второстепенных вопросах, о терминах и определениях. Все это облегчает работу на лекции и делает ее целеустремленной.

Основные моменты лекционных занятий конспектируются. Отдельные темы предлагаются для самостоятельного изучения с обязательным составлением конспекта.

Краткие записи лекций, их конспектирование помогает усвоить учебный материал. Конспект является полезным тогда, когда записано самое существенное, основное и сделано это самим обучающимся.

Запись лекций рекомендуется вести по возможности собственными формулировками. Желательно запись осуществлять на одной странице, а следующую оставлять для проработки учебного материала самостоятельно в домашних условиях.

Самостоятельную работу следует начинать с доработки конспекта, желательно в тот же день, пока время не стерло содержание лекции из памяти. С целью доработки необходимо в первую очередь прочитать записи, восстановить текст в памяти, а также исправить описки, расшифровать не принятые ранее сокращения, заполнить пропущенные места, понять текст, вникнуть в его смысл. Далее прочитать материал по рекомендуемой литературе, разрешая в ходе чтения, возникшие ранее затруднения, вопросы, а также дополнения и исправляя свои записи. Записи должны быть наглядными, для чего следует применять различные способы выделений. В ходе доработки конспекта углубляются, расширяются и закрепляются знания, а также дополняется, исправляется и совершенствуется конспект.

Работая над конспектом лекций, всегда необходимо использовать не только учебник, но и ту литературу, которую дополнительно рекомендовал лектор. Именно такая серьезная, кропотливая работа с лекционным материалом позволит глубоко овладеть знаниями.

6.3 Подготовка к практическим занятиям

Целью практических занятий является получение базовых навыков по применению теоретических знаний. Это необходимо при решении всевозможных задач на различных этапах практической деятельности.

Задачи подготовки и проведения практических занятий:

- закрепление и углубление знаний;
- создание практических навыков и умений в практической деятельности и повседневной жизни для: поиска, первичного анализа и использования информации;
- анализа конкретных ситуаций и условий их реализации;
- изложения и аргументации собственных суждений по практической ситуации;
- развитие стремления и способности к самостоятельному исследованию изучаемых реальностей, их критической оценки.

Подготовка к практическим занятиям включает: изучение нормативных актов, учебной литературы, лекционного материала; подготовка рефератов.

Практические занятия по дисциплине проводятся в форме различных дискуссий (семинарских занятий) и (или) анализа конкретных ситуаций (выполнение практических заданий).

6.4 Подготовка к лабораторным работам

Лабораторные работы составляют важную часть теоретической и профессиональной практической подготовки студентов. Они направлены на формирование учебных и профессиональных практических умений.

На лабораторных занятиях задания выполняются по материалам согласно плану.

До начала лабораторных занятий обучающиеся должны пройти инструктаж по технике безопасности.

Перед выполнением лабораторной работы обучающийся должен изучить теоретический материал по теме лабораторной работы по основной и дополнительной литературе, ознакомиться с ресурсами информационно - телекоммуникационной сети «Интернет». При этом обучающийся должен учесть рекомендации преподавателя и требования учебной программы.

В ходе подготовки к лабораторным занятиям необходимо ознакомиться с методическими указаниями; с порядком ее выполнения; освоить основные понятия; изучить алгоритмы; методы и технологии, необходимые для реализации этих алгоритмов; ответить на контрольные вопросы.

После выполнения работы производится обработка полученных результатов, составляется и защищается отчет. Без защиты отчета студент, как правило, не допускается к очередной работе.

6.5 Написание рефератов

Реферат представляет собой краткое изложение в письменной форме содержания научного труда по определенной теме, возможно выходящего за рамки учебной программы, а также изложение книги, статьи, исследования. Иными словами, реферат – это индивидуальная научная работа, раскрывающая содержание исследуемой проблемы с различных позиций и точек зрения, с формированием самостоятельных выводов.

Целью написания реферата является сообщение определенной информации для развития навыков научно-исследовательской работы.

В процессе подготовки реферата, обучающиеся, глубже постигают вопросы изучаемого предмета, поскольку:

- анализируются различные точки зрения, факты и события;
- ведется научно обоснованная полемика;
- обобщается материал;
- лаконично излагаются мысли;
- правильно оформляется работа с составлением плана, библиографии и систематизацией информации.

Подготовка реферата включает в себя:

- выбор и формулирование темы, которая должна обладать новизной, актуальностью и оригинальностью;
- подбор литературы и изучение основных источников;
- составление содержания, раскрывающего название работы;
- выписки из литературных источников с целью накопления теоретического и практического материала;
- написание реферата и его оформление;
- составление списка использованной литературы.

6.6 Выполнение контрольной работы

Контрольная работа является одной из составляющих учебной деятельности студента по овладению знаниями в области теплогазоснабжения и вентиляции. К ее выполнению необходимо приступить только после изучения тем дисциплины.

Целью контрольной работы является определения качества усвоения лекционного материала и части дисциплины, предназначенной для самостоятельного изучения.

Задачи, стоящие перед студентом при подготовке и написании контрольной работы:

1. закрепление полученных ранее теоретических знаний;
2. выработка навыков самостоятельной работы;
3. выяснение подготовленности студента к будущей практической работе.

Преподаватель готовит задания либо по вариантам, либо индивидуально для каждого студента. По содержанию работа может включать теоретический материал, задачи, тесты, расчеты и т.п. выполнению контрольной работы предшествует инструктаж преподавателя.

Ключевым требованием при подготовке контрольной работы выступает творческий подход, умение обрабатывать и анализировать информацию, делать самостоятельные выводы, обосновывать целесообразность и эффективность предлагаемых рекомендаций и решений проблем, чётко и логично излагать свои мысли. Подготовку контрольной работы следует начинать с повторения соответствующего раздела учебника, учебных пособий по данной теме и конспектов лекций.

6.7 Выполнение курсовой работы (проекта)

Курсовая работа (проект) - это самостоятельное исследование обучающимся определенной проблемы, комплекса взаимосвязанных вопросов, касающихся конкретной профессиональной ситуации.

Курсовая работа (проект) не должна составляться из фрагментов статей, монографий, пособий. Кроме простого изложения фактов и цитат, в курсовой работе (проекте) должно проявляться авторское видение проблемы и ее решения.

Рассмотрим основные этапы подготовки курсовой работы (проекта).

Выполнение курсовой работы (проекта) начинается с выбора темы.

Затем студент приходит на первую консультацию к руководителю, которая предусматривает:

- обсуждение цели и задач работы, основных моментов избранной темы;
- консультирование по вопросам подбора литературы;
- составление предварительного плана;
- составление графика выполнения курсовой работы (проекта).

Следующим этапом является работа с литературой. Необходимая литература подбирается студентом самостоятельно.

После подбора литературы целесообразно сделать рабочий вариант плана работы. В нем нужно выделить основные вопросы темы и параграфы, раскрывающие их содержание.

Составленный список литературы и предварительный вариант плана уточняются, согласуются на очередной консультации с руководителем.

Затем начинается следующий этап работы - изучение литературы. Только внимательно читая и конспектируя литературу, можно разобраться в основных вопросах темы и подготовиться к самостоятельному (авторскому) изложению содержания курсовой работы (проекта). Конспектируя первоисточники, необходимо отразить основную идею автора и его позицию по исследуемому вопросу, выявить проблемы и наметить задачи для дальнейшего изучения данных проблем.

Систематизация и анализ изученной литературы по проблеме исследования позволяют написать первую (теоретическую) главу.

Выполнение курсовой работы (проекта) предполагает проведение определенного исследования. На основе разработанного плана обучающийся осуществляет сбор фактического материала, необходимых цифровых данных. Затем полученные результаты подвергаются анализу, статистической, математической обработке и представляются в виде текстового описания, таблиц, графиков, диаграмм. Программа исследования и анализ полученных результатов составляют содержание второй (аналитической) главы.

В третьей (рекомендательной) части должны быть отражены мероприятия, рекомендации по рассматриваемым проблемам.

Рабочий вариант текста курсовой работы (проекта) предоставляется руководителю на проверку. На основе рабочего варианта текста руководитель вместе со студентом обсуждает возможности доработки текста, его оформление. После доработки курсовая работа (проект) сдается на кафедру для ее оценивания руководителем.

Защита курсовой работы (проекта) обучающихся проходит в сроки, установленные графиком учебного процесса.

При подготовке к защите курсовой работы (проекта) обучающийся должен знать основные положения работы, выявленные проблемы и мероприятия по их устранению, перспективы развития рассматриваемой экономической ситуации.

Защита курсовой работы (проекта) проводится на кафедре при наличие у обучающегося курсовой работы (проекта). Оценка - дифференцирована. Преподаватель оценивает защиту курсовой работы (проекта) и заполняет графу "оценка" в ведомости и в зачетной книжке.

Не допускаются к защите варианты курсовых работ (проектов), найденные в Интернет, сканированные варианты учебников и учебных пособий, а также копии ранее написанных работ.

6.8 Выполнение расчетно-графической работы

Расчетно-графическая работа является важным элементом учебного процесса, предусмотрена учебным планом.

Цель расчетно-графической работы – систематизация и закрепление теоретических знаний, и развитие практических навыков по решению задач в области теплогазоснабжения и вентиляции, выработка навыков анализа данных и формулирования выводов по полученным результатам.

Задачами расчетно-графической работы являются:

− развитие навыков самостоятельной работы в области решения практических задач;

− подбор и систематизация теоретического материала, являющегося основой для решения практической задачи, развитие навыков самостоятельной работы с учебной и методической литературой;

− проведение расчетов показателей по исходным данным и анализ полученных значений;

− формулирование выводов по полученным результатам.

Выполнение расчетно-графической работы проводится студентом по конкретному варианту задания, который необходимо уточнить у преподавателя.

Содержанием расчетно-графической работы является краткое изложение теоретического материала к каждой задаче, решение задачи по индивидуальному варианту, включающее в себя расчет основных показателей, анализ полученных результатов, формулирование выводов.

Расчетно-графическая работа должна содержать:

1. Титульный лист.
2. Условие задачи.
3. Теоретическая часть по каждой задаче (1-3 страницы).
4. Практическая часть и выводы по каждой задаче.
5. Библиографический список (не менее 5 источников).

Условие задачи оформляется по центру заголовком «Задача №».

Текст условия задачи должен совпадать с текстом в методических указаниях, включая таблицы, при их наличии.

Далее излагается теоретический материал, лежащий в основе решения задачи, включающий в себя основные определения, формулы расчетов показателей и др.

В практической части излагается подробное решение задачи. При необходимости результаты оформляются в виде сводной таблицы.

К каждой задаче необходимо сформулировать выводы, проанализировав полученные результаты.

Расчетно-графическая работа должна выполняться в соответствии с установленным графиком. В процессе выполнения расчетно-графической работы допускаются консультации у преподавателя на практических занятиях.

Выполнение основных этапов контролируется преподавателем и учитывается при проведении текущего контроля по дисциплине и при оценке расчетно-графической работы.

6.9 Подготовка исследовательской работы (написание статьи, научного доклада)

Научный доклад представляет собой исследование по конкретной проблеме, изложенное перед аудиторией слушателей. Работа по подготовке научного доклада включает не только знакомство с литературой по избранной тематике, но и самостоятельное изучение определенных вопросов.

Научный доклад может быть подготовлен для выступления на семинарском занятии, конференции научного общества, или в рамках круглого стола. В любом случае успешное выступление во многом зависит от правильной организации самого процесса подготовки научного доклада.

Подготовка научного доклада включает несколько этапов работы:

- выбор темы доклада;
- подготовка материалов;
- работа над текстом доклада;
- подготовка к выступлению.

Подготовка к научному докладу начинается с выбора темы Вашего будущего выступления.

Не следует выбирать слишком широкую тему научного доклада. Это связано с ограниченностью докладчика во времени. Доклад должен быть рассчитан на 7-15 минут.

Работа по подбору материалов для доклада связана с изучением соответствующей тематике литературы.

В процессе работы над текстом доклада обучающиеся глубже постигают вопросы изучаемого предмета, поскольку:

- анализируются различные точки зрения, факты и события; ведется научно обоснованная полемика;
- обобщается материал; лаконично излагаются мысли;

- правильно оформляется работа с составлением плана, библиографии и систематизацией информации.

Текст научного доклада должен включать три основные части:

- введение – краткое знакомство слушателей с обсуждаемой в докладе проблемой;
- основную часть – логическое продолжение вопросов, обозначенных автором во введении. В этой части доклада раскрывается тема выступления, приводятся необходимые доказательства (аргументы);
- заключение – обобщение основной мысли и идеи выступления. В заключении можно кратко повторить основные выводы и утверждения, прозвучавшие в основной части доклада.

Научный доклад представляет собой устное произведение и чтение вслух подготовленного текста недопустимо.

К секретам хорошего выступления можно отнести следующие моменты:

- до и после важных мыслей следует делать паузу;
- для большего акцента сказанного необходимо менять тон голоса и тембр речи. Это сделает Вашу речь более выразительной;
- необходимо иметь контакт с аудиторией.

6.10 Подготовка выпускной квалификационной работы

ВКР представляет собой самостоятельное логически завершенное исследование, связанное с решением научной или научно-практической задачи. При его выполнении студент должен показать способности и умения, опираясь на полученные знания, решать на современном уровне задачи профессиональной деятельности, грамотно излагать специальную информацию, докладывать и отстаивать свою точку зрения перед аудиторией.

Цель защиты ВКР – установление уровня подготовленности выпускника к выполнению профессиональных задач в соответствии с требованиями ФГОС ВО к квалификационной характеристике и уровню подготовки выпускника.

Студенту предоставляется право самостоятельного выбора темы ВКР. Для подготовки ВКР назначается научный руководитель и, при необходимости, консультанты.

ВКР состоит из текста (рукописи) и графических материалов, отражающих решение профессиональных задач в соответствии с избранной тематикой. Структура ВКР включает:

- титульный лист;
- задание, включая календарный план;
- содержание;
- введение;
- основной текст;
- заключение;
- список использованных источников;
- приложения.

Руководитель выпускной работы выдает задание; оказывает помощь в организации и выполнении работы; проводит систематические консультации обучающегося; проверяет выполнение работы; дает письменный отзыв о работе.

Представление иллюстративного материала к публичной защите возможно в виде:

- плакатов и чертежей;
- раздаточного материала с иллюстрациями; с использованием:
- проекционной техники;
- компьютерной презентации.

Конкретные требования к содержанию, структуре, формам представления и объемам устанавливаются в соответствующих Положениях о выпускных квалификационных работах и методических указаниях по их подготовке и оформлению.

6.11 Подготовка к текущей и промежуточной аттестации

Система контроля включает в себя текущий и промежуточный контроль. Текущий контроль должен быть непрерывным. Формы текущего контроля устанавливаются по усмотрению преподавателя. Промежуточный контроль – это итог работы студента за семестр с учетом всех видов учебной работы.

Текущий контроль. Текущий контроль успеваемости обучающихся – это систематическая проверка учебных достижений обучающихся, проводимая в целях оценивания хода освоения дисциплин в соответствии с рабочей программой.

Текущий контроль успеваемости студентов очной формы обучения проводится по всем дисциплинам учебного плана в течение семестра:

– на лабораторных, семинарских, практических занятиях, по которым рабочими программами дисциплин предусмотрены отчетности;

– по всем формам самостоятельной работы студентов в заранее установленное время.

Текущий контроль успеваемости студентов осуществляется преподавателями кафедр, за которыми закреплены дисциплины учебного плана, и может проводиться в следующих формах:

- собеседование,
- контрольная работа,
- защита лабораторной работы,
- реферата,
- расчетно-графическая работа, и др.

Виды и сроки проведения текущего контроля успеваемости студентов устанавливаются рабочей программой дисциплины.

Текущий контроль успеваемости является элементом внутривузовской системы контроля качества подготовки обучающихся и способствует активизации познавательной деятельности студентов в ходе аудиторных занятий, при выполнении программ самостоятельной и индивидуальной работы.

Текущий контроль успеваемости должен учитывать выполнение обучающимися всех видов учебных занятий, предусмотренных учебным планом и рабочей программой дисциплины, самостоятельную, исследовательскую работу и посещаемость учебных занятий.

Анализ результатов текущего контроля студентов, обучающихся на основе рейтинговой оценки знаний, проводится 2 раза в семестр:

– в первом полугодии - на 1 ноября, на 10 декабря;

– во втором полугодии - на 1 апреля, на 20 мая.

Анализ результатов текущего контроля студентов, не участвующих в рейтинговой системе оценки знаний, проводится в институтах: к указанным выше датам итоги текущего контроля и количество пропущенных занятий (в часах) преподаватели, ведущие занятия, проставляют в листы текущего контроля успеваемости, которые анализируются и хранятся в институтах.

Промежуточная аттестация. Промежуточная аттестация призвана оценить уровень сформированности компетенций, полученных студентами в процессе изучения дисциплины, курсового проектирования и обеспечить контроль качества освоения образовательных программ.

Промежуточная аттестация проводится по завершении изучения какой - либо дисциплины.

Формами промежуточной аттестации являются зачет и экзамен.

При явке на промежуточную аттестацию обучающийся обязан предъявить зачетную книжку. Фамилия обучающегося должна значиться в зачетно-экзаменационной ведомости.

Зачеты студентам по изучаемым дисциплинам выставляются преподавателем, проводившим практические, семинарские или лабораторные занятия группы (подгруппы), на последнем занятии по результатам работы в семестре. Для студентов, обучающихся на основе рейтинговой системы оценки знаний, зачет выставляется автоматически при условии сдачи всех контрольных мероприятий, предусмотренных текущим контролем успеваемости.

6.12 Подготовка к государственной итоговой аттестации

В соответствии с образовательным стандартом по направлению подготовки и образовательной программой по направлению подготовк, в состав государственной итоговой аттестации входят:

- государственный экзамен;
- защита выпускной квалификационной работы.

Подготовка к государственному экзамену

Цель государственного экзамена – оценить глубину полученных знаний, практические навыки применения этих знаний при решении профессиональных задач (компетентность).

В связи с необходимостью объективной оценки степени сформированности компетенций выпускника, тематика экзаменационных вопросов и заданий должна быть комплексной и

соответствовать избранным разделам из различных учебных дисциплин, формирующих конкретные компетенции.

Например, в экзаменационное задание (вопрос) могут входить элементы нескольких дисциплин (модулей) общенаучного, и профессионального циклов.

На государственном экзамене могут контролироваться как отдельные компетенции, так и элементы различных компетенций.

Государственный экзамен может проводиться в письменной, устной и смешанной форме. Экзаменационные билеты включают несколько вопросов из представленного перечня дисциплин. Один из вопросов рекомендуется делать комплексным, ситуационным или представляющим задание практического характера. Перед итоговым экзаменом предполагается предэкзаменационная консультация и выделение времени на подготовку к экзамену не менее 7 дней. Для подготовки студентов к государственному экзамену разрабатывается программа, где должна быть отражена процедура подготовки и проведения государственного экзамена, критерии оценки.

В содержание программы включается перечень вопросов и заданий, выносимых на экзамен, и позволяющих оценить результаты обучения.

Подготовка к защите ВКР

Выпускная квалификационная работа (ВКР) представляет собой самостоятельную и логически завершенную выпускную квалификационную работу, связанную с решением задач того вида (видов) деятельности, к которым готовится студент (научно-исследовательской, научно-педагогической, проектной, технологической, исполнительской, творческой, организаторской и другим).

Выпускник должен не только подготовить ВКР, но и уметь защитить ее на итоговой государственной аттестации.

При подготовке к защите необходимо:

- повторить основные требования руководящих документов на текущий год по теме ВКР;
- подготовить все графические иллюстрации; составить доклад для устного изложения;
- изучить отзыв и рецензию на ВКР, подготовить ответы на замечания рецензента и окончательно уточнить свой доклад;
- ознакомиться с новыми руководящими документами и литературой по вопросам ВКР, а также с последними изменениями по вопросам теплогазоснабжения и вентиляции;
- провести предварительную защиту.

Демонстрационные материалы представляются по согласованию с руководителем.

Подготовка выпускником доклада по выполненной ВКР является важным этапом подготовки к защите. К подготовке доклада приступают после оформления пояснительной записки (текстуальной части) ВКР, запланированных в задании графических документов и разработки иллюстративного материала.

По времени доклад должен занимать 10…12 минут. За это время можно изложить 5…8 страниц машинописного текста доклада.

В докладе отражается: актуальность темы работы; теоретические положения, на которых базируется ВКР; результаты проведенного анализа изучаемой проблемы; конкретные предложения по деятельности соответствующих органов; дается разъяснение и убедительное обоснование положений и выводов по этим вопросам, исходя из полученных результатов. Особое внимание необходимо сосредоточить на собственных разработках и предложениях.

Доклад при защите ВКР может быть построен по следующей схеме: вначале излагается наименование темы, актуальность, раскрывается цель и задачи исследования, затем в необходимой логической последовательности докладывается содержание важнейших узловых вопросов темы и делается заключение. При изложении основного содержания ВКР следует показать постановку задач на исследование заданных вопросов, методику решения поставленных задач, основные результаты и выводы, к которым пришел выпускник в ходе выполнения выпускной квалификационной работы.

Основные выводы и предложения обосновываются необходимыми расчетами и примерами из практики.

В заключительной части доклада указывается, как достигнуты цели ВКР, что сделано и разработано, что нового выпускник предложил в результате выполнения ВКР, основные результаты работы и где они могут быть использованы.

Доклад строят с учетом графического материала (Чертежи, схемы, диаграммы и т.д.). Текст доклада согласовывается с руководителем.

Написанный доклад представляется руководителю для просмотра.

Текст доклада отрабатывают таким образом, чтобы его можно было излагать на память. Чтение доклада нежелательно, оно может привести к снижению оценки выпускной квалификационной работы.

7. Критерии оценки самостоятельной работы

Компетенции (знания, умения и навыки) студентов оцениваются оценками:

- «отлично»;
- «хорошо»;
- «удовлетворительно»;
- «неудовлетворительно»;
- «зачтено»;
- «не зачтено».

Зачеты оцениваются отметкой: «зачтено», «не зачтено».

Зачеты с оценкой оцениваются по пятибалльной системе: «отлично», «хорошо», «удовлетворительно» и «неудовлетворительно».

По курсовым работам (проектам) в обязательном порядке выставляется зачет с оценкой.

Экзамены оцениваются по пятибалльной системе: «отлично», «хорошо», «удовлетворительно» и «неудовлетворительно».

Основные критерии оценивания компетенций:

Отметка «зачтено» ставится студентам, успешно обучающимся по данной дисциплине в семестре и не имеющим задолженностей по результатам текущего контроля успеваемости.

Отметка «не зачтено» ставится студенту, имеющему задолженности по результатам текущего контроля успеваемости по данной дисциплине.

Оценка «отлично» выставляется студенту, если он глубоко и прочно усвоил программный материал, исчерпывающе, последовательно, четко и логически стройно его излагает, умеет тесно увязывать теорию с практикой, свободно справляется с задачами, вопросами и другими видами применения знаний, причем не затрудняется с ответом при видоизменении заданий, использует в ответе материал монографической литературы, правильно обосновывает принятое решение, владеет разносторонними навыками и приемами выполнения практических задач.

Оценка «хорошо» выставляется студенту, если он твердо знает материал, грамотно и по существу излагает его, не допуская существенных неточностей в ответе на вопрос, правильно применяет теоретические положения при решении практических вопросов и задач, владеет необходимыми навыками и приемами их выполнения.

Оценка «удовлетворительно» выставляется студенту, если он имеет знания только основного материала, но не усвоил его деталей, допускает неточности, недостаточно правильные формулировки, нарушения логической последовательности в изложении программного материала, испытывает затруднения при выполнении практических работ.

Оценка «неудовлетворительно» выставляется студенту, который не знает значительной части программного материала, допускает существенные ошибки, неуверенно, с большими затруднениями выполняет практические работы. Отметка «неудовлетворительно» выставляется также, если обучающийся после начала экзамена отказался его сдавать.

Оценка «неудовлетворительно» проставляется только в экзаменационную ведомость, в зачетную книжку студента проставлять отметку «неудовлетворительно» не разрешается.

Критерии оценки уровня обученности и уровня сформированности компетенций по дисциплине устанавливает кафедра и отражает их в рабочей программе и фондах оценочных средств дисциплины.

Ответственность за единообразие требований, предъявляемых на экзаменах, несет заведующий кафедрой. По дисциплинам, изучаемым в течение двух и более семестров, итоговой оценкой является оценка, полученная на последнем экзамене.

Заключение

Самостоятельная работа всегда завершается какими-либо результатами. Таким образом, широкое использование методов самостоятельной работы, побуждающих к мыслительной и практической деятельности, развивает столь важные интеллектуальные качества человека, обеспечивающие в дальнейшем его стремление к постоянному овладению знаниями и применению их на практике.