



МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Рубцовский индустриальный институт (филиал)
федерального государственного бюджетного образовательного
учреждения высшего образования
«Алтайский государственный технический университет им. И.И. Ползунова»
(РИИ АлтГТУ)

Михайленко О.А.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ И ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ

Учебно-методическое пособие
к выполнению курсовой работы
по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс»
для студентов направления 08.03.01 «Строительство» всех форм обучения

Рубцовск 2021

УДК 624

Михайленко О.А. Проектирование несущих и ограждающих конструкций покрытия. Учебно-методическое пособие к выполнению курсовой работы по дисциплине "Конструкции из дерева и пластмасс" для студентов направления 08.03.01 "Строительство" всех форм обучения, Рубцовск, 2021, - 53 с.

Учебно-методическое пособие содержит материал и указания по выполнению студентами направления подготовки «Строительство» курсовой работы по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс». Приведены методика и примеры проектирования. Разработка может быть рекомендована студентам направления 08.03.01 «Строительство» всех форм обучения.

Рассмотрено и одобрено
на заседании кафедры СиМ
РИИ АлтГТУ
Протокол № 5 от 27.12.2021

Рецензент:
к.т.н., доцент

А.А. Денисенко

© Рубцовский индустриальный институт, 2021

Содержание

1. ЗАДАНИЕ НА КУРСОВУЮ РАБОТУ.....	4
2. ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ.....	5
2.1. Прогонное решение.....	5
2.1.1. Расчёт дощатого настила.....	5
2.1.2. Расчёт неразрезных прогонов.....	9
2.2 Беспрогонное решение.....	10
2.2.1. Расчёт клефанерной плиты покрытия.....	10
3. СЕГМЕНТНАЯ ФЕРМА ИЗ КЛЕЁНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.....	18
3.1 Определение расчётных нагрузок.....	18
3.2 Подбор сечений элементов фермы.....	22
3.3 Расчет и конструирование узлов фермы.....	31
4. РАСЧЁТ ЭЛЕМЕНТОВ СВЯЗЕЙ ПОКРЫТИЯ.....	52
4.1 Прогонное решение.....	52
4.2 Беспрогонное решение.....	52
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	53

1. ЗАДАНИЕ НА КУРСОВУЮ РАБОТУ

Запроектировать:

1. два варианта элементов покрытия (кровли):
 - а) прогонное решение: дощатый настил, прогоны (неразрезные или консольно-балочные);
 - б) беспрогонное решение: клеефанерная плита покрытия;
2. Несущую конструкцию покрытия: деревянную или деревометаллическую ферму;
3. Элементы связей покрытия (при прогонном и беспрогонном решениях).

Исходные данные:

1. Расчетное значение снеговой нагрузки 176 кг/м^2 (принимать согласно СП 20.13330. Свод правил. Нагрузки и воздействия);
2. Вид прогонов - неразрезные;
3. Ширина клеефанерной панели - 1,4м;
4. Вид фермы - сегментная клееная;
5. Пролет фермы - 21м.
6. Шаг ферм - 5м.

2. ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ

2.1 Прогонное решение

2.1.1 Расчёт дощатого настила

Щиты настила шириной 1,5 м, длиной 5 м опираются на прогоны, установленные с шагом 1,5 м.

Запроектировать щиты настила под трехслойную рубероидную кровлю неотапливаемого здания. Основанием служит настил из двух слоев досок, которые соединяются гвоздями. Верхний защитный настил принимаем без расчета из досок $b \times \delta = 100 \times 16 \text{ мм}$, расположенных под углом 45° к доскам рабочего настила. Нижний рабочий настил назначаем из досок сечением $b \times \delta = 150 \times 25 \text{ мм}$. Для лучшего проветривания всего настила нижний рабочий настил с толщиной досок по расчету выполняют разреженным зазором $\Delta = 100 \text{ мм}$. Защитный настил образует сплошную поверхность, обеспечивает совместную работу всех досок настила [1].

Произведем сбор нагрузок на 1 м^2 горизонтальной поверхности настила (см. табл. 1).

Таблица 1

Сбор нагрузок на 1 м^2 настила

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м^2
Постоянная			
1 Трехслойная рубероидная кровля	0,09	1,3	0,117
2 Защитный настил:	0,08	1,1	0,088
3 Рабочий настил:	0,075	1,1	0,083
Итого:	0,245		0,288
Временная			
1 Снеговая (принимать согласно [2])	1,26	1,4	1,764
Всего:	1,505		2,052

Настил (рабочий слой) рассчитываем как двухпролетную балку на два сочетания нагрузок [1]:

1. Собственный вес и снег – на прочность и прогиб (см. рис. 1, а);
2. Собственный вес и сосредоточенная нагрузка – только на прочность (см. рис. 1, б).

Сосредоточенная нагрузка $P_n = 1 \text{ кН}$, а с учетом коэффициента надежности по нагрузке 1,2 $P_n = 1,2 \text{ кН}$.

Расчет настила ведем для полосы шириной $b_{расч} = 1\text{м}$. Поскольку несущей конструкцией покрытия является сегментная ферма, то рассматриваем 2 угла наклона кровли:

- Угол наклона кровли в виду его незначительности ($\alpha \approx 6^\circ$) при расчете настила не учитываем;

- Угол наклона кровли $\alpha \approx 45^\circ$.

I. Угол наклона кровли $\alpha \approx 0^\circ$

Максимальный изгибающий момент при первом сочетании нагрузок

$$M_1 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,052 \cdot 1,5^2}{8} = 0,577 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

где $q = b_{расч} \cdot q_{расч} = 1 \cdot 2,052 = 2,052 \text{ кН/м}$

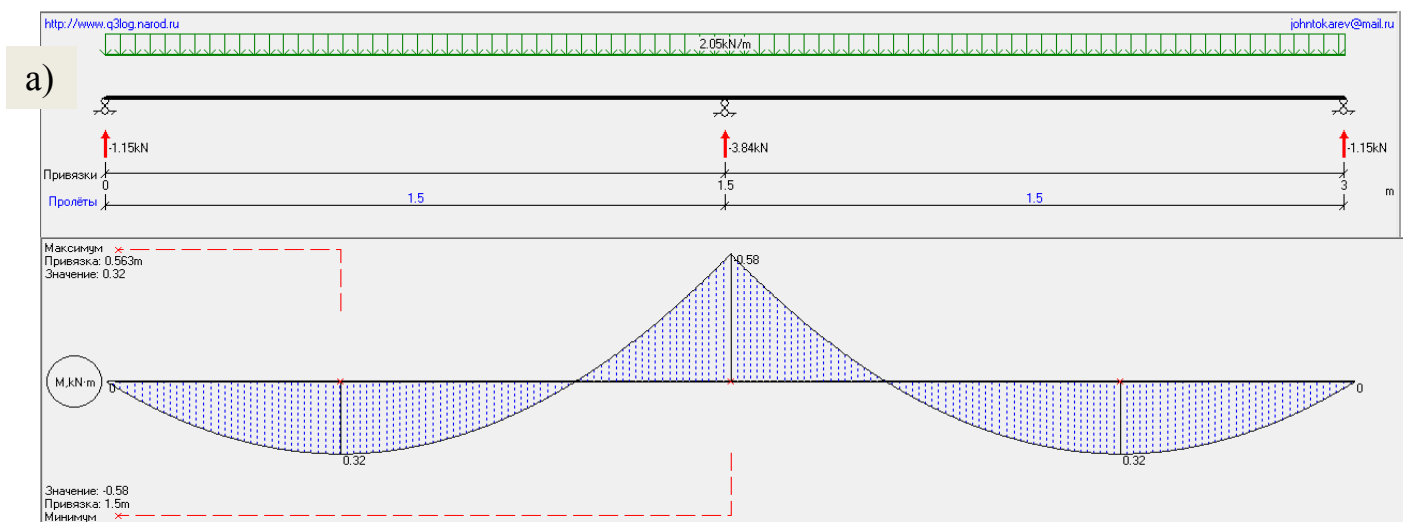
Момент сопротивления настила равен

$$W = \frac{b\delta^2 b_{расч}}{6(b + \Delta)} = \frac{0,15 \cdot 0,025^2 \cdot 1}{6(0,15 + 0,1)} = 0,625 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3;$$

где $b \times \delta = 150 \times 25\text{мм}$ – размер досок рабочего настила

$\Delta = 100\text{мм}$ – зазор между досками рабочего настила

$\frac{b_{расч}}{b + \Delta}$ – число досок, укладываемых на ширине рабочего настила на 1м.



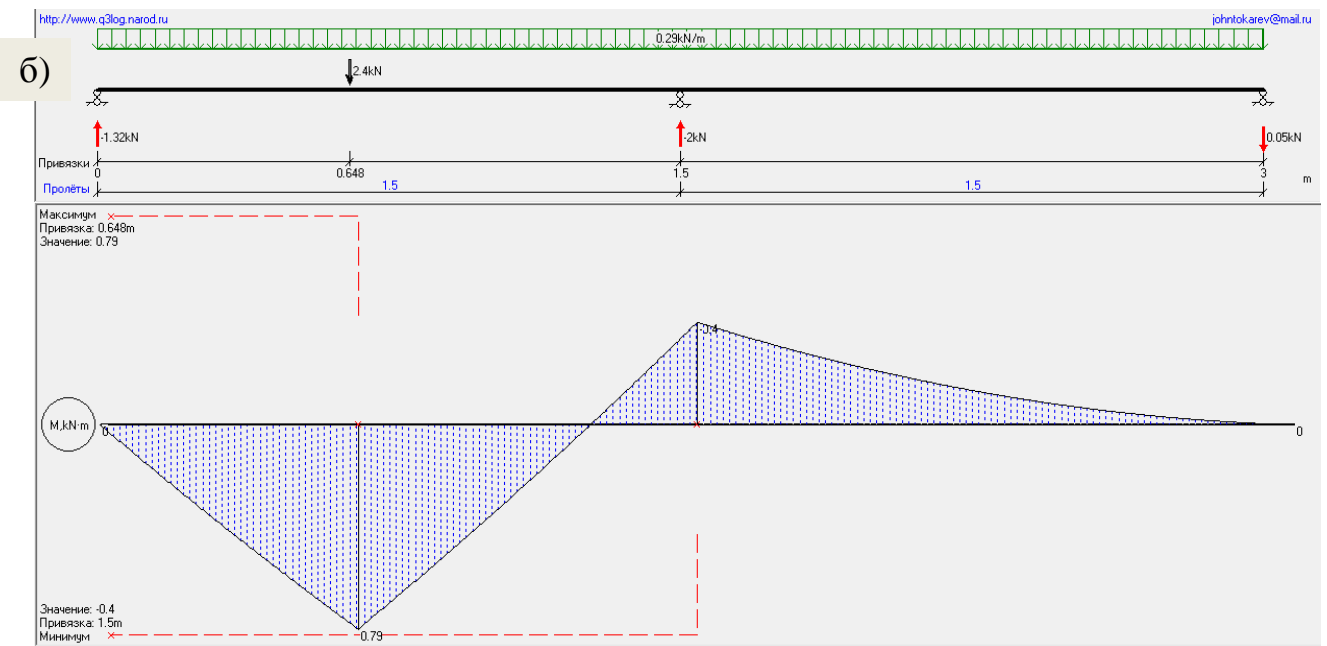


Рис. 1. Расчетные схемы настилов

а) при первом сочетании нагрузок (собственный вес и снег, – расчет на прочность и прогиб); б) при втором сочетании нагрузок (собственный вес и сосредоточенная нагрузка, – расчет на прочность). Сосредоточенная монтажная нагрузка находится на расстоянии $0,432L$

Примечание: Принимаем $P=2 \cdot 1,2=2,4$ кН так как на ширине настила в 1 м разместится два груза.

Напряжения при изгибе

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W} = \frac{0,577 \cdot 10^{-3}}{0,625 \cdot 10^{-4}} = 9,2 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа}$$

Расчетное сопротивление изгибу для элементов настила и обрешетки под кровлю из древесины 3-го сорта следует принимать равным 13 МПа (130 кгс/см²). Согласно СП 64.13330.

Момент инерции настила

$$J = \frac{Wh}{2} = \frac{0,625 \cdot 10^{-4} \cdot 0,025}{2} = 0,78 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

Прогиб

$$f = \frac{2,13 q_{\text{норм.}} l^4}{384 EJ} = \frac{2,13 \cdot 1,505 \cdot 10^{-3} \cdot 1,5^4}{384 \cdot 10^4 \cdot 0,78 \cdot 10^{-6}} = 0,0054 \text{ м}$$

Прогиб для элементов настила и обрешетки не должен превышать $\frac{f}{l} = \frac{1}{150}$ (СП 64.13330).

$$\frac{f}{l} = \frac{0,0054}{1,5} = \frac{1}{277} < \left[\frac{f}{l} \right]_{\text{нр}} = \frac{1}{150}.$$

Максимальный изгибающий момент при втором сочетании нагрузок

$$M_2 = 0,07ql^2 + 0,207Pl = 0,07 \cdot 0,288 \cdot 1,5^2 + 0,207 \cdot 2,4 \cdot 1,5 = 0,79 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Считаем, что благодаря защитному настилу, действие сосредоточенной нагрузки $P = 1,2 \text{ кН}$ распространяется на ширину $0,5 \text{ м}$ рабочего настила. Соответственно на ширине настила в 1 м разместится два груза и расчетная сосредоточенная нагрузка составит $P = 2,4 \text{ кН}$

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{W} = \frac{0,79 \cdot 10^{-3}}{0,625 \cdot 10^{-4}} = 12,6 \text{ МПа} < R_u m_n = 13 \cdot 1,2 = 15,6 \text{ МПа},$$

где $m_n = 1,2$ – коэффициент условия работы для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия монтажных нагрузок (СП 64.13330).

II. Угол наклона кровли $\alpha \approx 45^\circ$.

Максимальный изгибающий момент при первом сочетании нагрузок

$$M_1 = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,085 \cdot 1,5^2}{8} = 0,508 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $q = (q + P \cos \alpha) \cos \alpha = (0,288 + 1,764 \cdot \cos 45^\circ) \cdot \cos 45^\circ = 1,085 \text{ кН/м}$.

Момент сопротивления настила равен

$$W = \frac{b\delta^2 b_{расч}}{6(b + \Delta)} = \frac{0,15 \cdot 0,025^2 \cdot 1}{6(0,15 + 0,1)} = 0,625 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Напряжения при изгибе

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W} = \frac{0,508 \cdot 10^{-3}}{0,625 \cdot 10^{-4}} = 8,1 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа}.$$

Момент инерции настила

$$J = \frac{Wh}{2} = \frac{0,625 \cdot 10^{-4} \cdot 0,025}{2} = 0,78 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4.$$

Прогиб

$$f = \frac{2,13q_{норм} l^4}{384EJ} = \frac{2,13 \cdot 1,505 \cdot 10^{-3} \cdot 1,5^4}{384 \cdot 10^4 \cdot 0,78 \cdot 10^{-6}} = 0,0054 \text{ м}.$$

Прогиб для элементов настила и обрешетки не должен превышать $\frac{f}{l} = \frac{1}{150}$.

$$\frac{f}{l} = \frac{0,0054}{1,5} = \frac{1}{277} < \left[\frac{f}{l} \right]_{np} = \frac{1}{150}.$$

Максимальный изгибающий момент при втором сочетании нагрузок

$$M_2 = 0,07ql^2 \cos \alpha + 0,207P \cos \alpha \cdot l = 0,07 \cdot 0,288 \cdot 1,5^2 \cdot \cos 45^\circ + 0,207 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot \cos 45^\circ = 0,559 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{W} = \frac{0,559 \cdot 10^{-3}}{0,625 \cdot 10^{-4}} = 8,9 \text{ МПа} < R_u m_n = 13 \cdot 1,2 = 15,6 \text{ МПа}.$$

Вывод: Выбираем первый вариант, когда угол наклона кровли $\alpha \approx 0^\circ$, поскольку при этом возникают наибольший изгибающий момент и нормальные напряжения σ_1 и σ_2 .

2.1.2 Расчет неразрезных прогонов

Спаренные неразрезные прогоны состоят из двух рядов досок, поставленных на ребро и соединенных гвоздями, забиваемыми конструктивно с шагом 50см. Каждый ряд досок имеет последовательно расположенные стыки, но первый ряд не имеет стыка в первом пролете, а второй ряд досок – в последнем пролете. Концы досок одного ряда прибиваются гвоздями к доске другого ряда, не имеющего в данном месте стыка. Гвоздевой забой стыка должен быть рассчитан на восприятие поперечной силы. Стыки досок устраиваются в точках, где изгибающий момент в неразрезных балках, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой по всей их длине, меняет знак, т.е. на расстояниях от опоры, равных $0,21l$. Крайний пролет прогонов уменьшаем до $0,79l$ [3, 4, 5]. Принимаем многопролетные неразрезные спаренные прогоны из двух досок сечением 50×175 мм.

Нагрузка от покрытия – см. табл. 1:

$$g^n = 0,245 \cdot 1,5 = 0,37 \text{ кН/м},$$

$$g = 0,288 \cdot 1,5 = 0,43 \text{ кН/м}.$$

Снеговая нагрузка:

$$p^n = 1,26 \cdot 1,5 = 1,89 \text{ кН/м},$$

$$p = 1,764 \cdot 1,5 = 2,65 \text{ кН/м}.$$

Нагрузка от собственного веса прогона:

$$g_{ce}^n = 1,4 \cdot 0,05 \cdot 0,175 \cdot 5 = 0,06125 \text{ кН/м},$$

$$g_{ce} = 0,06125 \cdot 1,1 = 0,0674 \text{ кН/м}.$$

Нормальная составляющая нагрузки:

$$q_x^n = (g^n + g_{ce}^n + p^n \cdot \cos \alpha) \cdot \cos \alpha = (0,37 + 0,06125 + 1,89 \cdot 0,995) \cdot 0,995 = 2,3 \text{ кН/м},$$

$$q_x = (g + g_{ce} + p \cdot \cos \alpha) \cdot \cos \alpha = (0,43 + 0,0674 + 2,65 \cdot 0,995) \cdot 0,995 = 3,12 \text{ кН/м}.$$

$$\alpha \approx 0^\circ.$$

Изгибающий момент:

$$M_{\max} = \frac{q_x l^2}{12} = \frac{3,12 \cdot 5^2}{12} = 6,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{0,1 \cdot 0,175^2}{6} = 5,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Нормальные напряжения:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{6,5 \cdot 10^{-3}}{5,1 \cdot 10^{-4}} = 12,7 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа}.$$

Момент инерции сечения:

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,1 \cdot 0,175^3}{12} = 4,47 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4.$$

Прогиб прогона определяем по формуле:

$$f = \frac{q^n l^4}{384 EJ} = \frac{2,3 \cdot 10^{-3} \cdot 5^4}{384 \cdot 10^4 \cdot 1,63 \cdot 10^{-5}} = 0,0099 \text{ м.}$$

Прогиб для прогонов не должен превышать $\frac{f}{l} = \frac{1}{200}$, согласно СП 64.13330.

$$\frac{f}{l} = \frac{0,0099}{5} = \frac{1}{505} < \left[\frac{f}{l} \right]_{np} = \frac{1}{200}.$$

В стыке досок прогона ставим гвозди диаметром 4 мм и длиной 100 мм в два ряда с каждой стороны стыка.

$$S_1 = 15d = 15 \cdot 0,4 = 6 \text{ см,}$$

$$a = c = 5 \text{ см,}$$

где a, c – толщина соединяемых элементов.

$$a_1 = a - 1,5d = 5 - 1,5 \cdot 0,4 = 4,4 \text{ см,}$$

где a_1 – расчетная длина защемленного конца гвоздя.

Расчетная несущая способность одного гвоздя, согласно СП 64.13330:

– по смятию элемента толщиной c

$$T_c = 0,35cd = 0,35 \cdot 5 \cdot 0,4 = 0,7 \text{ кН,}$$

– по смятию элемента толщиной a_1

$$T_a = K_\phi a_1 d = 0,374 \cdot 4,4 \cdot 0,4 = 0,66 \text{ кН,}$$

где $K_\phi = 0,374$ при $a_1 / c = 0,88$.

Согласно СП 64.13330:

– по изгибу гвоздя

$$T_u = 2,5d^2 + 0,01a_1^2 = 2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 4,4^2 = 0,59 \text{ кН.}$$

X_{zg} – расстояние от опоры до центра гвоздевого забоя

$$X_{zg} = 0,21l - 1,5S_1 = 0,21 \cdot 5 - 1,5 \cdot 0,06 = 0,96 \text{ м,}$$

Количество гвоздей определяем по формуле

$$n_{zg} = \frac{M_{\max}}{2X_{zg} T_{\min}} = \frac{6,5}{2 \cdot 0,96 \cdot 0,59} = 5,74.$$

Принимаем 6 гвоздей.

2.2 Беспрогонное решение

2.2.1 Расчёт клеёфанерной плиты покрытия

Плиты (панели) покрытия состоят из деревянного несущего каркаса и фанерных обшивок, соединенных с каркасом водостойким клеем в одно целое, и образующие коробчатое сечение. Целесообразность применения клеёфанерных панелей определяется малой массой при высокой несущей способности, что обеспечивается совмещением ограждающих и несущих функций.

В качестве утеплителя применяют, как правило, негорюемые и биостойкие теплоизоляционные материалы, например пенопласт или стекловату. При изготовлении панели на верхнюю обшивку наклеивают один слой рубероида, второй и третий слои рубероида приклеивают после установки панелей на место [5].

Запроектируем клефанерную плита (панель) покрытия под рубероидную кровлю.

Фанерные листы обшивок стыкуются между собой соединением «на ус» с длиной уса 10δ , где δ – толщина обшивки. Наружные слои фанеры располагаются вдоль пролета панели.

Обшивки – фанера марки ФСФ сорта В/ВВ ГОСТ 3916-69*, толщиной: нижняя – 6 мм, верхняя – 9 мм, плотностью $\rho = 7 \text{ кН/м}^3$.

Утеплитель – плиточный полистирольный пенопласт ($\gamma = 0,4 \text{ кН/м}^3$) толщиной 40 мм, приклеивается к нижней обшивке панели на слое полистирольной краски, которая одновременно выполняет роль пароизоляции.

Каркас – 4 продольных ребра из досок 50×175 . После острожки кромок $h_p = 170 \text{ мм}$.

Поперечные ребра не ставятся (кроме двух обрамляющих в торцах). Ширина панели 1370 мм. Высота плиты из условия жёсткости и теплотехнического расчёта принимается $h = (1/25 - 1/35)l$; $h = 17 + 0,6 + 0,9 = 18,5 \text{ см} \approx 1/27 \cdot l$.

Нагрузки на 1 м^2 панели сведены в таблицу 2.

Таблица 2

Сбор нагрузок на 1 м^2 плиты

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Постоянная:			
1 Рубероидный рулонный трехслойный ковер	0,1	1,2	0,12
2 Собственный вес панели:			
– фанера	0,11	1,1	0,121
– каркас из продольных и поперечных ребер	0,133	1,1	0,146
– утеплитель	0,1	1,2	0,12
– слой пароизоляции	0,02	1,2	0,024
Итого	0,463		0,531
Временная:			
1 Снеговая (принимать согласно [2])	1,26	1,4	1,764
Всего	1,723		2,295

Ширина площади опирания – 6 см (не менее 5,5 см).

Полные нагрузки на 1 погонный метр панели при ее ширине 2м составят:

$$g'' = 1,723 \cdot 1,4 = 2,41 \text{ кН/м}$$

$$g = 2,295 \cdot 1,4 = 3,21 \text{ кН/м}$$

$$M = \frac{gl_p^2}{8} = \frac{3,21 \cdot 5^2}{8} = 10,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = R = \frac{gl_p}{2} = \frac{3,21 \cdot 5}{2} = 8,025 \text{ кН}$$

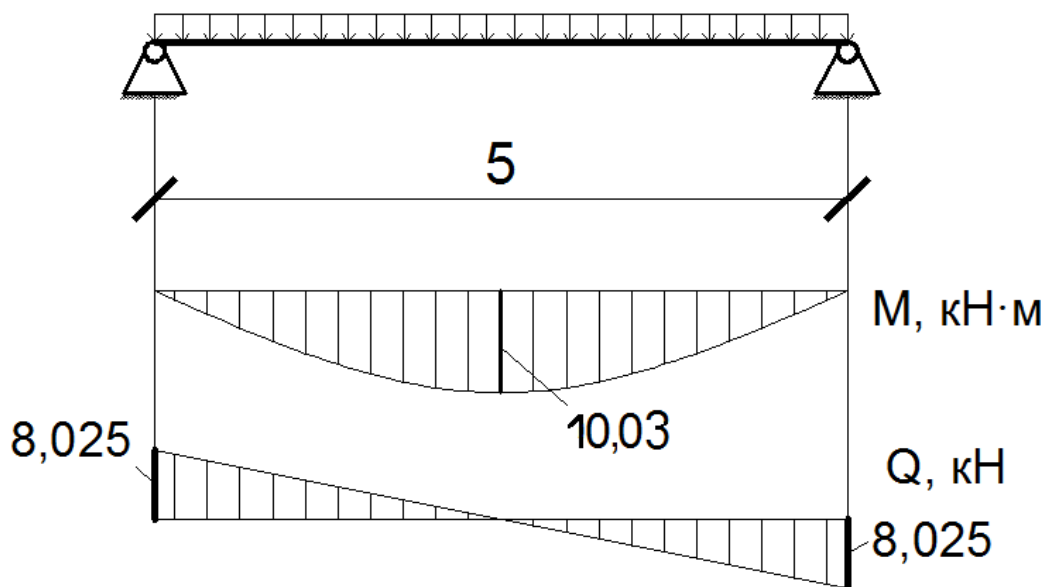


Рис. 2. Расчетная схема плиты, эпюры изгибающего момента и поперечных сил

Ввиду совместности работы деревянных ребер и фанерных обшивок, имеющих разные модули упругости, конструктивный расчет следует выполнять по методу приведенного сечения.

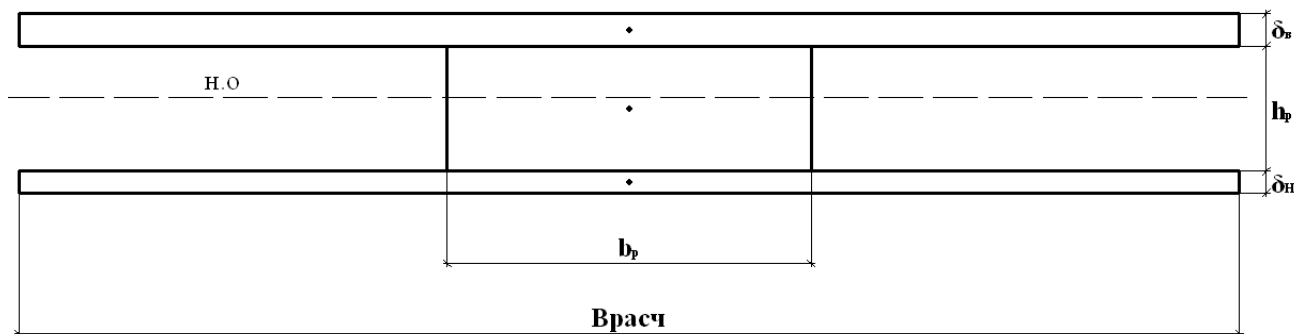


Рис. 3. Расчетное сечение клеефанерной плиты

$$h_p = 0,17 \text{ м,}$$

$$b_p = 4 \cdot 0,05 = 0,2 \text{ м,}$$

$$B_{расч} = 0,9 \cdot 1,4 = 1,26 \text{ м.}$$

Согласно этому методу геометрические характеристики приводят к тому материалу, в котором проверяется напряженное состояние. При расчете панели приводим к материалу (фанере или древесине), в котором определяются напряжения для соответствующей проверки [6, 7].

Определяем геометрические характеристики поперечного сечения плиты.

Коэффициент приведения к материалу фанеры

$$m = \frac{E_o}{E_\phi} = \frac{10000}{9000} = 1,11,$$

где $E_\phi = 9000 \text{ МПа}$ – модуль упругости фанеры (древесина, сосна 2 сорт);

$E_o = 10000 \text{ МПа}$ – модуль упругости древесины.

Площадь поперечного сечения плиты приведённая к фанере:

$$F_{np} = F_\phi^H + F_\phi^e + F_o \cdot m = 126 \cdot 0,6 + 126 \cdot 0,9 + 20 \cdot 17 \cdot 1,11 = 566,4 \text{ см}^2.$$

Приведённый к фанере статический момент сечения относительно нижней грани плиты:

$$S_{np}^\phi = F_\phi^H \cdot \frac{\delta_H}{2} + F_\phi^e \cdot \left(h - \frac{\delta_e}{2} \right) + F_o \cdot \left(\delta_H + \frac{h_p}{2} \right) \cdot m,$$

$$S_{np}^\phi = 75,6 \cdot \frac{0,6}{2} + 113,4 \cdot \left(18,5 - \frac{0,9}{2} \right) + 340 \cdot \left(0,6 + \frac{17}{2} \right) \cdot 1,11 = 5503,89 \text{ см}^3.$$

Расстояние от нижней грани плиты до нейтральной оси равно:

$$y_0 = \frac{S_{np}^\phi}{F_{np}} = \frac{5503,89}{566,4} = 9,72 \text{ см}.$$

Приведённый к фанере момент инерции сечения:

$$I_{np}^\phi = F_\phi^H \cdot \left(y_0 - \frac{\delta_H}{2} \right)^2 + F_o \cdot \left[\left(\frac{h_p}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{3} + \left(y_0 - \frac{h_p}{2} - \delta_H \right)^2 \right] \cdot m + F_\phi^e \cdot \left(h - y_0 - \frac{\delta_e}{2} \right)^2,$$

$$I_{np}^\phi = 75,6 \cdot \left(9,72 - \frac{0,6}{2} \right)^2 + 340 \cdot \left[\left(\frac{17}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{3} + \left(9,72 - \frac{17}{2} - 0,6 \right)^2 \right] \cdot 1,11 +$$

$$+ 113,4 \cdot \left(18,5 - 9,72 - \frac{0,9}{2} \right)^2 = 23810,03 \text{ см}^4.$$

Приведённый к фанере статический момент сечения верхней обшивки относительно нейтральной оси:

$$S_{np\phi}^e = F_\phi^e \cdot \left(h - y_0 - \frac{\delta_e}{2} \right) = 113,4 \cdot \left(18,5 - 9,72 - \frac{0,9}{2} \right) = 944,62 \text{ см}^3.$$

Приведённый к фанере статический момент отсечённой выше нейтральной оси части сечения:

$$S_{np\phi}^0 = S_{np\phi}^e + \frac{1}{2} \cdot m \cdot b_p \cdot (h - y_0 - \delta_e)^2 =$$

$$= 944,62 + \frac{1}{2} \cdot 1,11 \cdot 20 \cdot (18,5 - 9,72 - 0,9)^2 = 1633,87 \text{ см}^3.$$

$$\begin{aligned}
 I_{np.\phi} &= 23810,03 \text{ см}^4, \\
 S_{np.\phi}^6 &= 944,62 \text{ см}^3, \\
 S_{np.\phi}^0 &= 1633,87 \text{ см}^3, \\
 y_0 &= 9,72 \text{ м}.
 \end{aligned}$$

Конструктивный расчет

1. Расчет по несущей способности

1.1. Нормальные напряжения в растянутой обшивке:

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{M}{I_{np.\phi}} y_0 = \frac{1003}{23810,03} \cdot 9,72 = 0,41 \text{ кН/см}^2 = 3,3 \text{ МПа} < R_{\phi p} m_{\phi} = \\
 &= 14 \cdot 0,6 = 8,4 \text{ МПа},
 \end{aligned}$$

где $R_{\phi p} = 14 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление фанеры на растяжение;
 $m_{\phi} = 0,6$ – коэффициент, учитывающий ослабление сечения стыком «на ус».

1.2. Устойчивость сжатой обшивки:

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{(b - b_p)}{3} = \frac{(1,37 - 0,2)}{3} = 0,39 \text{ м}, \\
 \frac{a}{\delta_p} &= \frac{0,39}{0,2} = 1,95 < 50.
 \end{aligned}$$

Тогда

$$\varphi_0 = 1 - \frac{(a/\delta_s)^2}{5000} = 1 - \frac{(0,39/0,009)^2}{5000} = 0,624,$$

где a – расстояние между ребрами в свету,
 φ_0 – коэффициент продольного изгиба.

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{M}{I_{np.\phi} \varphi_0} (h - y_0) = \frac{1003}{23810,03 \cdot 0,624} \cdot (18,5 - 9,72) = \\
 &= 0,47 \text{ кН/см}^2 = 6,15 \text{ МПа} < R_{\phi c} = 12 \text{ МПа},
 \end{aligned}$$

где $R_{\phi c} = 12 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление фанеры на сжатие.

1.3. Местный изгиб верхней обшивки от сосредоточенного груза (монтажная нагрузка $P=1,2 \text{ кН}$):

$$c = a + \frac{b_p}{4} = 0,39 + \frac{0,2}{4} = 0,44 \text{ м},$$

где c – расстояние между ребрами в осях.

Предполагается, что действие сосредоточенной нагрузки распределяется на ширину $b=1 \text{ м}$, а расчетная схема при этом представляет собой балку с защемленными концами.

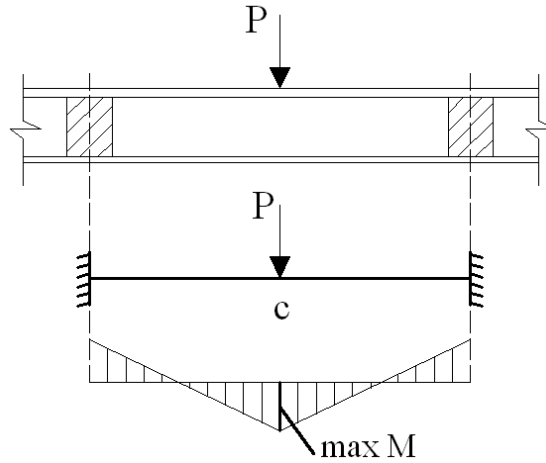


Рис.4. Расчетная схема. При расчете обшивки на местный изгиб от действия сосредоточенного груза

$$M = \frac{Pc}{8} = \frac{1,2 \cdot 0,44}{8} = 6,6 \cdot 10^{-2} \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\sigma = \frac{M}{W_{\phi}} = \frac{6,6 \cdot 10^{-5}}{1,35 \cdot 10^{-5}} = 4,89 \text{ МПа} < R_{\phi}^{90} \cdot m_n = 6,5 \cdot 1,2 = 7,8 \text{ МПа},$$

$$W_{\phi} = \frac{b \cdot \delta_{\phi}^2}{6} = \frac{100 \cdot 0,9^2}{6} = 13,5 \text{ см}^3.$$

где m_n – коэффициент, учитывающий кратковременное действие монтажной нагрузки;

$R_{\phi}^{90} = 6,5 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление фанеры на изгиб поперёк волокон наружных слоев.

1.4. Скалывание по клеевому шву в местах приклейки верхней обшивки к ребрам:

$$\tau = \frac{QS_{np.\phi}^e}{I_{np.\phi} b_p} = \frac{8,025 \cdot 10^{-3} \cdot 0,945 \cdot 10^{-3}}{2,381 \cdot 10^{-4} \cdot 0,2} = 0,16 \text{ МПа} < R_{\phi.ск} = 0,8 \text{ МПа}$$

$R_{\phi.ск} = 0,8 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление фанеры на скалывание

Площадь поперечного сечения плиты приведённая к древесине:

Коэффициент приведения к материалу древесины

$$m = \frac{E_{\phi}}{E_{\delta}} = \frac{9000}{10000} = 0,9$$

$$F_{np} = F_{\phi}^n \cdot m + F_{\phi}^e \cdot m + F_{\delta} = 126 \cdot 0,6 \cdot 0,9 + 126 \cdot 0,9 \cdot 0,9 + 20 \cdot 17 = 510,1 \text{ см}^2$$

Приведённый к древесине статический момент сечения относительно нижней грани плиты:

$$S_{np}^{\delta} = F_{\phi}^n \cdot \frac{\delta_n}{2} \cdot m + F_{\phi}^e \cdot \left(h - \frac{\delta_{\phi}}{2} \right) \cdot m + F_{\delta} \cdot \left(\delta_n + \frac{h_p}{2} \right),$$

$$S_{np}^{\phi} = 75,6 \cdot \frac{0,6}{2} \cdot 0,9 + 113,4 \cdot \left(18,5 - \frac{0,9}{2}\right) \cdot 0,9 + 340 \cdot \left(0,6 + \frac{17}{2}\right) = 4956,595 \text{ см}^3.$$

Расстояние от нижней грани плиты до нейтральной оси равно:

$$y_0 = \frac{S_{np}^{\phi}}{F_{np}} = \frac{4956,595}{510,1} = 9,72 \text{ см}$$

Приведённый к древесине момент инерции сечения:

$$I_{np}^{\phi} = F_{\phi}^n \cdot \left(y_0 - \frac{\delta_n}{2}\right)^2 \cdot m + F_{\phi}^d \cdot \left[\left(\frac{h_p}{2}\right)^2 \cdot \frac{1}{3} + \left(y_0 - \frac{h_p}{2} - \delta_n\right)^2\right] + F_{\phi}^e \cdot \left(h - y_0 - \frac{\delta_e}{2}\right)^2 \cdot m,$$

$$I_{np}^{\phi} = 75,6 \cdot \left(9,72 - \frac{0,6}{2}\right)^2 \cdot 0,9 + 340 \cdot \left[\left(\frac{17}{2}\right)^2 \cdot \frac{1}{3} + \left(9,72 - \frac{17}{2} - 0,6\right)^2\right] +$$

$$+ 113,4 \cdot \left(18,5 - 9,72 - \frac{0,9}{2}\right)^2 \cdot 0,9 = 16041,686 \text{ см}^4.$$

Статический момент приведенный к древесине сечения верхней обшивки:

$$S_{np,\phi}^e = F_{\phi}^e \cdot \left(h - y_0 - \frac{\delta_e}{2}\right) \cdot m = 108 \cdot \left(8,4 - 4,57 - \frac{0,9}{2}\right) \cdot 0,9 = 850,16 \text{ см}^3$$

Приведённый к древесине статический момент отсечённой выше нейтральной оси части сечения:

$$S_{np,\phi}^0 = S_{np,\phi}^e + \frac{1}{2} \cdot b_p \cdot (h - y_0 - \delta_e)^2 = 850,16 + \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot (18,5 - 9,72 - 0,9)^2 = 1471,104 \text{ см}^3$$

$$I_{np,\phi} = 16041,686 \text{ см}^4,$$

$$S_{np,\phi}^e = 850,16 \text{ см}^3,$$

$$S_{np,\phi}^0 = 1471,104 \text{ см}^3,$$

$$y_0 = 9,72 \text{ м}.$$

1.5. Прочность продольных ребер по нормальным напряжениям:

$$\sigma = \frac{M}{I_{np,\phi}} (y_0 - \delta_n) = \frac{1003}{16041,686} \cdot (9,72 - 0,6) = 0,57 \text{ кН/см}^2 = 4,5 \text{ МПа} < R_{\phi\delta} = 7 \text{ МПа},$$

где $R_{\phi\delta} = 7 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление на растяжение вдоль волокон.

1.6. Прочность ребер на скалывание по нейтральной оси у опор:

$$\tau = \frac{QS_{np,\phi}^0}{I_{np,\phi} b_p} = \frac{8,025 \cdot 10^{-3} \cdot 1,471 \cdot 10^{-3}}{1,6041 \cdot 10^{-4} \cdot 0,2} = 0,37 \text{ МПа} < R_{\phi,\text{ск}} = 1,6 \text{ МПа},$$

где $R_{\phi,\text{ск}} = 1,6 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление на скалывание вдоль волокон.

1.7. Скалывание по клеевому шву в местах приклейки верхней обшивки к ребрам

(по древесине):

$$\tau = \frac{QS_{np,\phi}^e}{I_{np,\phi} b_p} = \frac{8,025 \cdot 10^{-3} \cdot 0,850 \cdot 10^{-3}}{1,6041 \cdot 10^{-4} \cdot 0,2} = 0,21 \text{ МПа} < R_{\phi,\text{ск}} = 1,6 \text{ МПа}.$$

Расчет по деформациям

Прогиб панели в середине пролета:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{q_n l_p^3}{E_\delta I_{np.\delta}} = \frac{5 \cdot 2,41 \cdot 10^{-3} \cdot 5^3}{384 \cdot 10000 \cdot 1,6041 \cdot 10^{-4}} = \frac{1}{409} < \left[\frac{f}{l} \right]_{np} = \frac{1}{250}.$$

Прогиб для плит покрытия не должен превышать $\frac{f}{l} = \frac{1}{250}$, согласно СП

64.13330.

Условия прочности и деформативности выполнены.

3. СЕГМЕНТНАЯ ФЕРМА ИЗ КЛЕЁНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

3.1. Определение расчётных нагрузок

Верхний пояс клееных сегментных ферм очерчен по дуге и разбит на панели крупных размеров. В строительстве применяют главным образом металлодеревянные сегментные фермы с клееным верхним поясом и с прямолинейным нижним поясом из профильной или круглой стали [3, 5].

Принимаем сегментную металлодеревянную ферму с клееным верхним поясом. Расчетный пролет фермы. $l_{расч.} = 21\text{м}$

Назначаем высоту фермы $h = 1/6l_{расч.} = 21/6 = 3,5\text{ м.}$

Радиус оси верхнего пояса $R = \frac{l_{расч.}^2}{8 \cdot h} + \frac{h}{2} = \frac{21^2}{8 \cdot 3,5} + \frac{3,5}{2} = 15,75 + 1,75 = 17,5\text{м.}$

Длина дуги верхнего пояса $S = \pi \cdot R \cdot \frac{\alpha}{180} = \frac{3,14 \cdot 17,5 \cdot 73,8}{180} = 22,53\text{м,}$

где α – центральный угол.

$$\sin \frac{\alpha}{2} = \frac{l_{расч.}}{2 \cdot R} = \frac{21}{2 \cdot 17,5} = 0,6; \alpha = 73,8^\circ.$$

Верхний пояс разбиваем на восемь равных панели, а нижний на четыре.

Длина панели верхнего пояса $S_s = \frac{S}{n} = \frac{22,53}{8} = 2,816\text{м.}$

Выполним сбор нагрузок, действующих на ферму:

Таблица 3

Сбор нагрузок на ферму

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная:			
1 Плиты покрытия	0,463	1,1	0,531
2 Собственный вес фермы	0,12		0,132
Итого	0,583		0,663
Временная:			
1 Снеговая (принимать согласно [2])	1,26	1,4	1,764
Всего	1,843		2,427

Собственный вес фермы в зависимости от нормативного веса кровли и снега определяем по формуле прил.

$$g_{св}^n = \frac{g^n + P_{сн}^n}{\frac{K_{св} \cdot l_{расч.}}{1000} - 1} = \frac{0,463 + 1,26}{\frac{1000}{3 \cdot 21} - 1} = \frac{1,723}{14,873} = 0,12 \text{ кН/м}^2,$$

где $K_{св}$ – коэффициент собственного веса, зависит от типа деревянных конструкций (сегментные металлодеревянные фермы 2,5 ÷ 3).

Статический расчёт фермы выполнен при помощи ПК «ЛИРА-САПР». При определении расчетных усилий в элементах сегментных ферм рассматривают следующие сочетания постоянной и временной нагрузок [3, 4]:

А) Для определения расчетных усилий:

1. Узловая постоянная и временная нагрузки по всему пролету здания;
2. Одновременное действие узловой нагрузки и снеговой на половине пролёта фермы.

Переход к узловой нагрузке:

а) снеговая нагрузка: $S_g = 1,8 \text{ кПа} = 180 \text{ кг/м}^2$;

$$S_{норм} = 0,7 \cdot 180 = 126 \text{ кг/м}^2;$$

$$S_{расч} = 1,4 \cdot S_{норм} = 1,4 \cdot 126 = 176 \text{ кг/м}^2;$$

$$S_{зр} = 21 \cdot 5 = 105 \text{ м}^2;$$

$$\sum P_{сн} = 105 \cdot 176 = 18480 \text{ (кг)};$$

$$P_{пром} = \frac{\sum P_{сн}}{13-1} = \frac{18480}{8} = 2310 \text{ (кг)};$$

$$P_{кр} = \frac{2310}{2} = 1155 \text{ (кг)};$$

б) нормативная нагрузка:

$$\sum P_{норм} = 105 \cdot 53,1 = 5575,5 \text{ (кг)};$$

$$P_{пром} = \frac{\sum P_{нагр}}{13-1} = \frac{5575,5}{8} = 696,94 \text{ (кг)};$$

$$P_{кр} = \frac{696,94}{2} = 348,47 \text{ (кг)}.$$

Таким образом:

- суммарная промежуточная нагрузка:

$$\sum P_{пром} = 2310 + 696,94 = 3006,94 \text{ кг} = 30069,4 \text{ Н} = 30,069 \text{ кН};$$

- суммарная нагрузка на крайних опорах:

$$\sum P_{кр} = 1155 + 348,47 = 1503,47 \text{ кг} = 15034,7 \text{ Н} = 15,03 \text{ кН};$$

Б) Для определения расчетных моментов:

1. Равномерно распределенные по всему пролету постоянная и временная нагрузки
2. Одновременное действие постоянной нагрузки и временной на половине пролёта фермы.
3. Одновременное действие постоянной нагрузки и временной на половине пролёта фермы по закону треугольника.

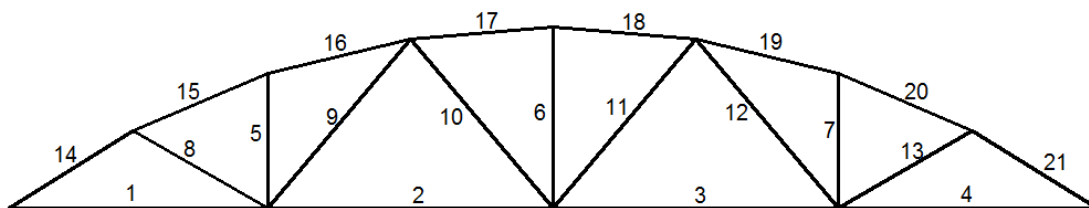


Рис.5. Схема фермы с номерами элементов

Результаты расчета сводим в таблицы 4 и 5:

Таблица 4

Расчётные продольные усилия в ферме при сочетании нагрузок

Элемент фермы	Номер элемента	1 загрузка, N_1 , кН	2 загрузка, N_2 , кН
Нижний пояс	1	167,452	85,493
	2	174,704	108,778
	3	174,742	136,599
	4	167,531	141,827
Стойки	5	1,255	10,247
	6	-1,342	-9,189
	7	1,272	-4,279
Раскосы	8	5,588	12,236
	9	-3,866	-19,919
	10	1,882	28,407
	11	1,646	-14,549
	12	-3,598	7,606
	13	5,551	-0,533
Верхний пояс	14	-198,047	-101,125
	15	-187,217	-104,4
	16	-177,413	-98,93
	17	-176,42	-127,587
	18	-176,413	-127,58
	19	-177,489	-145,598
	20	-187,284	-153,632
	21	-198,091	-167,694

Таблица 5

Расчётные моменты в ферме при сочетании нагрузок

Элемент фермы	Номер элемента	1 загрузка, M_1 , кН·м	2 загрузка, M_2 , кН·м	3 загрузка, M_3 , кН·м
Нижний пояс	1	0,45	0,51	0,52
	2	0,54	0,6	0,61
	3	0,54	0,57	0,6
	4	0,46	0,48	0,51

Элемент фермы	Номер элемента	1 загрузка, M_1 , кН·м	2 загрузка, M_2 , кН·м	3 загрузка, M_3 , кН·м
Стойки	5	0	0	0
	6	0	0	0
	7	0	0	0
Раскосы	8	0,03	0,03	0,03
	9	0,05	0,06	0,06
	10	0,12	0,11	0,11
	11	0,05	0,07	0,06
	12	0,11	0,11	0,11
	13	0,04	0,04	0,03
Верхний пояс	14	-1,45	-0,32	-0,33
	15	-1,97	-0,45	-0,46
	16	-1,71	-0,41	-0,41
	17	-2,31	-0,56	-0,56
	18	-1,7	-1,68	-1,3
	19	-2,32	-2,28	-1,82
	20	-1,41	-1,42	-0,55
	21	-1,97	-1,97	-0,81

Нижний пояс фермы, раскосы рассчитывают на действие осевых усилий, верхний пояс – на сжатие с изгибом.

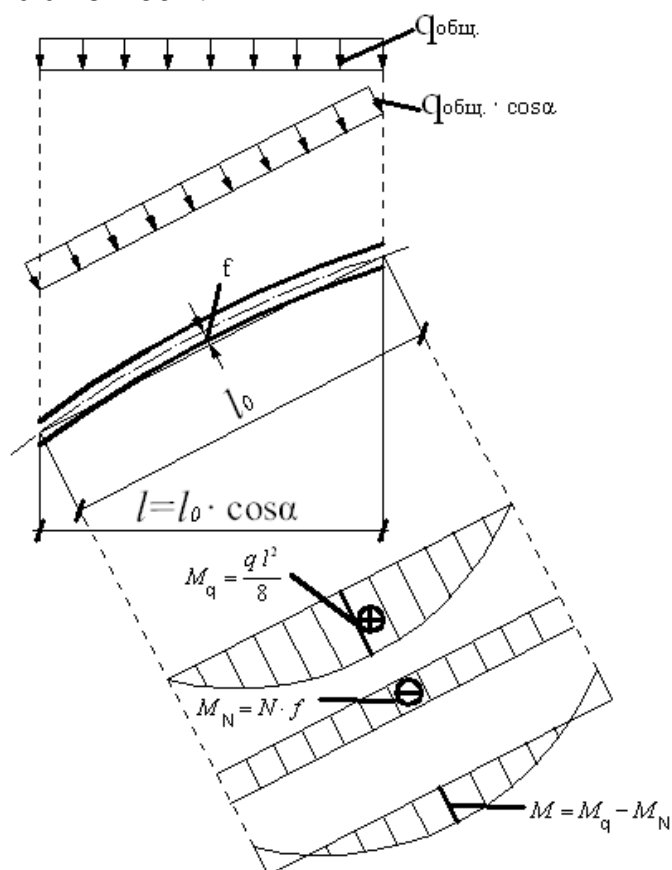


Рис.6. Схема работы элемента верхнего пояса фермы

$$f = \frac{l_o^2}{8 \cdot R} = \frac{2,82^2}{8 \cdot 17,5} = 0,06 \text{ м.}$$

$$M_{расч} = M - N \cdot f;$$

$$M_{14} = -1,45 - (-198,047 \cdot 0,06) = -1,45 + 11,88 = 10,43 \text{ кН} \cdot \text{ м};$$

$$M_{15} = -1,97 - (-187,217 \cdot 0,06) = -1,97 + 11,23 = 9,26 \text{ кН} \cdot \text{ м};$$

$$M_{16} = -1,71 - (-177,413 \cdot 0,06) = -1,71 + 10,64 = 8,93 \text{ кН} \cdot \text{ м};$$

$$M_{17} = -2,31 - (-176,42 \cdot 0,06) = -2,31 + 10,59 = 8,28 \text{ кН} \cdot \text{ м};$$

$$M_{18} = -1,7 - (-176,413 \cdot 0,06) = -1,7 + 10,58 = 8,88 \text{ кН} \cdot \text{ м};$$

$$M_{19} = -2,32 - (-177,489 \cdot 0,06) = -2,32 + 10,65 = 8,33 \text{ кН} \cdot \text{ м};$$

$$M_{20} = -1,42 - (-187,284 \cdot 0,06) = -1,42 + 11,24 = 9,82 \text{ кН} \cdot \text{ м};$$

$$M_{21} = -1,97 - (-198,091 \cdot 0,06) = -1,97 + 11,89 = 9,92 \text{ кН} \cdot \text{ м}.$$

3.2 Подбор сечений элементов фермы

Расчет верхнего пояса

$$N = -198,091 \text{ кН}, M = 10,43 \text{ кНм}.$$

Принимаем поперечное сечение элемента верхнего пояса из 12 досок толщиной 33 мм, $h_n = 12 \cdot 33 = 396 \text{ мм} = 39,6 \text{ см}$ и шириной 14 см после острожки.

$$R_n = R_c = R_{см} = 15 / \gamma_n = 15 / 0,95 = 15,8 \text{ МПа},$$

$$F_{расч} = 0,14 \cdot 0,396 = 554,4 \cdot 10^2 \text{ мм}^2.$$

$$W_{расч} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,14 \cdot 0,396^2}{6} = 365,9 \cdot 10^4 \text{ мм}^3.$$

Расчет по прочности:

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_o}{W_{расч}} = \frac{198,1 \cdot 10^3}{554,4 \cdot 10^2} + \frac{16,3 \cdot 10^6}{365,9 \cdot 10^4} = 8,03 \text{ МПа} \leq R_c \cdot \gamma_f = 15 \cdot 0,95 = 15,8 \text{ МПа},$$

где M_o – изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме [1].

$$M_o = \frac{M}{\xi} = \frac{10,43}{0,64} = 16,3 \text{ кНм},$$

где M – изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы;

ξ – коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента [1].

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бpm}} = 1 - \frac{198,1 \cdot 10^3}{0,62 \cdot 15,8 \cdot 554,4 \cdot 10^2} = 0,64,$$

где φ – коэффициент продольного изгиба.

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{69,59^2} = 0,62 \text{ – для сжато-изгибаемых элементов.}$$

$A = 3000$ – для древесины.

Гибкость панели в плоскости изгиба:

$$\lambda = \frac{l_0}{r_x} = \frac{2,816}{0,289 \cdot 0,14} = 69,59; \lambda < 120.$$

Расчет устойчивости плоской формы деформирования:

$$\frac{N}{\varphi R_c F_{\text{бр}}} + \left(\frac{M_{\text{лб}}}{\varphi_{\text{л}} R_{\text{л}} W_{\text{лб}}} \right)^n \leq 1$$

$$\left(\frac{198,091 \cdot 10^3}{0,62 \cdot 15,8 \cdot 554,4 \cdot 10^2} \right) + \left(\frac{10,43 \cdot 10^6}{2,78 \cdot 15,8 \cdot 365,9 \cdot 10^4} \right)^2 = 0,36 \leq 1,$$

где $F_{\text{бр}}$ – площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента на участке;

$n = 2$ – для элементов без закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования;

φ – коэффициент продольного изгиба.

$$\varphi_{\text{л}} = 140 \cdot \frac{b^2 \cdot k_{\varphi}}{l \cdot h} = 140 \cdot \frac{14^2 \cdot 1,13}{281,6 \cdot 39,6} = 2,78,$$

где k_{φ} – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов.

Расчет нижнего пояса

Расчетное усилие $N = 174,742$ кН.

Сечение пояса проектируем из двух равнополочных уголков. Требуемая площадь сечения:

$$F_{\text{мп}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{174,742}{24 \cdot 0,95} = 7,91 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2 \perp 50 \times 5$, $F = 2 \cdot 4,8 = 9,6 \text{ см}^2$.

Расчет элементов решетки

Раскос №8

Расчетное усилие $N = 12,236$ кН, длина раскоса 2992 мм.

Расчетное сопротивление растяжению древесины 2-го сорта с учетом коэффициентов γ_n и m_0 :

$$R_p = m_0 \cdot 9 / \gamma_n = 0,8 \cdot 9 / 0,95 = 7,58 \text{ МПа},$$

где $m_0 = 0,8$ – коэффициент, учитывающий ослабление;

$R_p = 9 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для клееных элементов;

γ_n – коэффициент надежности по назначению зданий.

Требуемая площадь сечения раскоса:

$$F_{\text{бр}} = \frac{N}{0,75 \cdot R_p} = \frac{0,012236}{0,75 \cdot 7,58} = 0,0022 \text{ м}^2 = 2,2 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

Здесь площадь ослабления принята в первом приближении 25 % от площади брутто.

Принимаем поперечное сечение раскоса из одной доски толщиной 33мм, $h = 33$ мм и шириной 140мм после острожки. $F = 4620$ мм².

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,992}{0,289 \cdot 0,033} = 313,7 > 120 - \text{данная гибкость не удовлетворяет}$$

изначальному условию,

поэтому увеличиваем количество досок. Принимаем 4доски:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,99}{0,289 \cdot 0,132} = 78,37$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 3 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132$ мм и шириной 140мм после острожки.

Раскос №9

Расчетное усилие $N = -19,919$ кН, длина раскоса 4263мм.

Принимаем поперечное сечение раскоса из 3 досок толщиной 33мм, $h = 3 \cdot 33 = 99$ мм и шириной 140мм после острожки.

Расчёт центрально-сжатых элементов постоянного цельного сечения производим по формулам:

на устойчивость:

$$\frac{N}{F_{рас}} \leq R_c \cdot \varphi.$$

Расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию вдоль волокон, согласно СП 64.13330:

$$R_c = 15/\gamma_n = 15/0,95 = 15,8 \text{ МПа,}$$

где γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый согласно СП 64.13330.

Гибкость в сжатых элементах фермы должна быть не более $\lambda = 150$.

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{4,263}{0,289 \cdot 0,099} = 148,99,$$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{148,99^2} = 0,14,$$

$$F_{расч} = 0,14 \cdot 0,099 = 0,0139 \text{ м}^2;$$

$$\frac{N}{F_{рас}} = \frac{0,019919}{0,0139} = 1,43 \text{ МПа} \leq R_c \cdot \varphi = 15,8 \cdot 0,14 = 2,212 \text{ МПа.}$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132$ мм и шириной 140мм после острожки.

Раскос №10

Расчетное усилие $N = 28,407$ кН, длина раскоса 4310мм.

Расчетное сопротивление растяжению древесины 2-го сорта с учетом коэффициентов γ_n и m_0 :

$$R_p = m_0 \cdot 9 / \gamma_n = 0,8 \cdot 9 / 0,95 = 7,58 \text{ МПа},$$

где $m_0=0,8$ —коэффициент, учитывающий ослабление;

$R_p=9\text{МПа}$ —расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для клееных элементов;

γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

Требуемая площадь сечения раскоса:

$$F_{\sigma p} = \frac{N}{0,75 \cdot R_p} = \frac{0,028407}{0,75 \cdot 7,58} = 0,0049 \text{ м}^2 = 4,9 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

Здесь площадь ослабления принята в первом приближении 25 % от площади брутто.

Принимаем поперечное сечение раскоса из двух досок толщиной 33мм, $h = 2 \cdot 33 = 66\text{мм}$ и шириной 140мм после острожки. $F = 9240\text{мм}^2$.

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{4,31}{0,289 \cdot 0,066} = 225,96 > 120 - \text{данная гибкость не удовлетворяет}$$

изначальному условию, поэтому увеличиваем количество досок. Принимаем 4 доски:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{4,31}{0,289 \cdot 0,132} = 148,99.$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132\text{мм}$ и шириной 140мм после острожки.

Раскос №11

1) Расчетное усилие $N=1,882$ кН, длина раскоса 4310 мм.

Расчетное сопротивление растяжению древесины 2-го сорта с учетом коэффициентов γ_n и m_0 :

$$R_p = m_0 \cdot 9 / \gamma_n = 0,8 \cdot 9 / 0,95 = 7,58 \text{ МПа},$$

где $m_0=0,8$ —коэффициент, учитывающий ослабление;

$R_p=9\text{МПа}$ —расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для клееных элементов;

γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

Требуемая площадь сечения раскоса

$$F_{\sigma p} = \frac{N}{0,75 \cdot R_p} = \frac{0,001882}{0,75 \cdot 7,58} = 0,0023 \text{ м}^2 = 2,3 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

Здесь площадь ослабления принята в первом приближении 25 % от площади брутто.

Принимаем поперечное сечение раскоса из одной доски толщиной 33мм, $h = 33\text{мм}$ и шириной 140мм после острожки. $F = 4620\text{мм}^2$.

2) Расчетное усилие $N=-14,549$ кН, длина раскоса 4310 мм.

Принимаем поперечное сечение раскоса из 3 досок толщиной 33мм, $h = 3 \cdot 33 = 99\text{мм}$ и шириной 140мм после острожки.

Расчёт центрально-сжатых элементов постоянного цельного сечения производим по формулам:

на устойчивость:

$$\frac{N}{F_{рас}} \leq R_c \cdot \varphi.$$

Расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию вдоль волокон согласно СП 64.13330

$$R_c = 15/\gamma_n = 15/0,95 = 15,8 \text{ МПа},$$

где γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый согласно СП 64.13330.

Гибкость в сжатых элементах фермы должна быть не более $\lambda = 150$.

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{4,31}{0,289 \cdot 0,099} = 150,64 \quad - \text{данная гибкость не удовлетворяет}$$

изначальному условию, поэтому увеличиваем количество досок. Принимаем 4 доски:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{4,31}{0,289 \cdot 0,132} = 112,98,$$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{112,98^2} = 0,24;$$

$$F_{расч} = 0,14 \cdot 0,132 = 0,0185 \text{ м}^2;$$

$$\frac{N}{F_{рас}} = \frac{0,014549}{0,0185} = 0,786 \text{ МПа} \leq R_c \cdot \varphi = 15,8 \cdot 0,24 = 3,79 \text{ МПа}.$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132$ мм и шириной 140мм после острожки.

Раскос №14

1) Расчетное усилие $N=7,606$ кН, длина раскоса 4263мм.

Расчетное сопротивление растяжению древесины 2-го сорта с учетом коэффициентов γ_n и m_0 :

$$R_p = m_0 \cdot 7/\gamma_n = 0,8 \cdot 9/0,95 = 7,58 \text{ МПа},$$

где $m_0=0,8$ —коэффициент, учитывающий ослабление;

$R_p=9$ МПа—расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для клееных элементов;

γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

Требуемая площадь сечения раскоса:

$$F_{\sigma p} = \frac{N}{0,75 \cdot R_p} = \frac{0,007606}{0,75 \cdot 7,58} = 0,001 \text{ м}^2 = 1 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

Здесь площадь ослабления принята в первом приближении 25 % от площади брутто.

Принимаем поперечное сечение раскоса из одной доски толщиной 33мм, $h = 33$ мм и шириной 140мм после острожки. $F = 4620 \text{ мм}^2$.

3) Расчетное усилие $N=3,598$ кН, длина раскоса 4263мм.

Принимаем поперечное сечение раскоса из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132$ мм и шириной 140мм после острожки.

Расчёт центрально-сжатых элементов постоянного цельного сечения производим по формулам:

на устойчивость:

$$\frac{N}{F_{рас}} \leq R_c \cdot \varphi.$$

Расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию вдоль волокон согласно СП 64.13330.

$$R_c = 15/\gamma_n = 15/0,95 = 15,8 \text{ МПа},$$

где γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий;

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый согласно СП 64.13330.

Гибкость в сжатых элементах фермы должна быть не более $\lambda = 150$.

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{4,263}{0,289 \cdot 0,132} = 111,75,$$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{111,75^2} = 0,24;$$

$$F_{расч} = 0,140 \cdot 0,132 = 0,01848 \text{ м}^2;$$

$$\frac{N}{F_{рас}} = \frac{0,003598}{0,01848} = 0,19 \text{ МПа} \leq R_c \cdot \varphi = 15,8 \cdot 0,24 = 3,79 \text{ МПа}.$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132$ мм и шириной 140мм после острожки.

Раскос №13

1) Расчетное усилие $N=5,551$ кН, длина раскоса 2992 мм.

Расчетное сопротивление растяжению древесины 2-го сорта с учетом коэффициентов γ_n и m_0 :

$$R_p = m_0 \cdot 9/\gamma_n = 0,8 \cdot 9/0,95 = 7,58 \text{ МПа},$$

где $m_0=0,8$ —коэффициент, учитывающий ослабление;

$R_p=9$ МПа—расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для клееных элементов;

γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

Требуемая площадь сечения раскоса:

$$F_{\sigma p} = \frac{N}{0,75 \cdot R_p} = \frac{0,005551}{0,75 \cdot 7,58} = 0,00097 \text{ м}^2 = 0,97 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

Здесь площадь ослабления принята в первом приближении 25 % от площади брутто.

Принимаем поперечное сечение раскоса из одной доски толщиной 33мм, $h = 33$ мм и шириной 140мм после острожки. $F = 4620$ мм².

2) Расчетное усилие $N=-0,533$ кН, длина раскоса 2992 мм.

Принимаем поперечное сечение раскоса из 3 досок толщиной 33мм, $h = 3 \cdot 33 = 99$ мм и шириной 140мм после острожки.

Расчёт центрально-сжатых элементов постоянного цельного сечения производим по формулам:

на устойчивость:

$$\frac{N}{F_{рас}} \leq R_c \cdot \varphi.$$

Расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию вдоль волокон согласно СП 64.13330:

$$R_c = 15/\gamma_n = 15/0,95 = 15,8 \text{ МПа},$$

где γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый согласно СП 64.13330.

Гибкость в сжатых элементах фермы должна быть не более $\lambda = 150$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,992}{0,289 \cdot 0,099} = 104,58$$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{104,58^2} = 0,27$$

$$F_{расч} = 0,14 \cdot 0,099 = 0,0139 \text{ м}^2;$$

$$\frac{N}{F_{рас}} = \frac{0,000533}{0,0139} = 0,038 \text{ МПа} \leq R_c \cdot \varphi = 15,8 \cdot 0,27 = 4,266 \text{ МПа}$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132$ мм и шириной 140мм после острожки.

Стойка 5

Расчетное усилие $N = 10,247$ кН, длина стойки 2601 мм.

Расчетное сопротивление растяжению древесины 2-го сорта с учетом коэффициентов γ_n и m_0 :

$$R_p = m_0 \cdot 9/\gamma_n = 0,8 \cdot 9/0,95 = 7,58 \text{ МПа},$$

где $m_0 = 0,8$ – коэффициент, учитывающий ослабление;

$R_p = 9$ МПа – расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для клееных элементов;

γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

Требуемая площадь сечения раскоса

$$F_{бр} = \frac{N}{0,75 \cdot R_p} = \frac{0,010247}{0,75 \cdot 7,58} = 0,0018 \text{ м}^2 = 1,8 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

Здесь площадь ослабления принята в первом приближении 25 % от площади брутто.

Принимаем поперечное сечение стойки из одной доски толщиной 33мм, $h = 33$ мм и шириной 140мм после острожки. $F = 4620 \text{ мм}^2$.

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,601}{0,289 \cdot 0,033} = 272,7 > 120 - \text{данная гибкость не удовлетворяет}$$

изначальному условию, поэтому увеличиваем количество досок. Принимаем 3 доски:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,601}{0,289 \cdot 0,099} = 90,91.$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 3 досок толщиной 33мм, $h = 3 \cdot 33 = 99$ мм и шириной 140мм после острожки.

Стойка 6

Расчетное усилие $N = -9,189$ кН, длина стойки 3500мм

Принимаем поперечное сечение раскоса из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132$ мм и шириной 140мм после острожки.

Расчет центрально-сжатых элементов постоянного цельного сечения производим по формулам:

на устойчивость:

$$\frac{N}{F_{рас}} \leq R_c \cdot \varphi.$$

Расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию вдоль волокон, согласно СП 64.13330:

$$R_c = 15/\gamma_n = 15/0,95 = 15,8 \text{ МПа,}$$

где γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий;

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый согласно СП 64.13330:

Гибкость в сжатых элементах фермы должна быть не более $\lambda = 150$.

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{3,5}{0,289 \cdot 0,132} = 91,75,$$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{91,75^2} = 0,36,$$

$$F_{расч} = 0,140 \cdot 0,132 = 0,01848 \text{ м}^2;$$

$$\frac{N}{F_{рас}} = \frac{0,009189}{0,01848} = 0,49 \text{ МПа} \leq R_c \cdot \varphi = 15,8 \cdot 0,36 = 5,688 \text{ МПа.}$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132$ мм и шириной 140мм после острожки.

Стойка 7

1) Расчетное усилие $N = 1,272$ кН, длина стойки 2601 мм.

Расчетное сопротивление растяжению древесины 2-го сорта с учетом коэффициентов γ_n и m_0 :

$$R_p = m_0 \cdot 9/\gamma_n = 0,8 \cdot 9/0,95 = 7,58 \text{ МПа,}$$

где $m_0 = 0,8$ – коэффициент, учитывающий ослабление;

$R_p = 9$ МПа – расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для

клееных элементов;

γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

Требуемая площадь сечения раскоса

$$F_{\sigma p} = \frac{N}{0,75 \cdot R_p} = \frac{0,001272}{0,75 \cdot 7,58} = 0,00022 \text{ м}^2 = 0,22 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

Здесь площадь ослабления принята в первом приближении 25 % от площади брутто.

Принимаем поперечное сечение раскоса из одной доски толщиной 33мм, $h = 33$ мм и шириной 140мм после острожки. $F = 4620 \text{ мм}^2$.

2) Расчетное усилие $N = -4,279$ кН, длина стойки 2601 мм.

Принимаем поперечное сечение раскоса из 3 досок толщиной 33мм, $h = 3 \cdot 33 = 99$ мм и шириной 140мм после острожки.

Расчет центрально-сжатых элементов постоянного цельного сечения производим по формуле на устойчивость:

$$\frac{N}{F_{рас}} \leq R_c \cdot \varphi.$$

Расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию вдоль волокон, согласно СП 64.13330:

$$R_c = 15/\gamma_n = 15/0,95 = 15,8 \text{ МПа},$$

где γ_n - коэффициент надежности по назначению зданий.

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый согласно СП 64.13330:

Гибкость в сжатых элементах фермы должна быть не более $\lambda = 150$.

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,601}{0,289 \cdot 0,099} = 90,91,$$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{90,91^2} = 0,36,$$

$$F_{расч} = 0,14 \cdot 0,099 = 0,0139 \text{ м}^2;$$

$$\frac{N}{F_{рас}} = \frac{0,004279}{0,0139} = 0,31 \text{ МПа} \leq R_c \cdot \varphi = 15,8 \cdot 0,36 = 5,688 \text{ МПа}.$$

По конструктивным соображениям окончательное сечение элемента принимаем из 4 досок толщиной 33мм, $h = 4 \cdot 33 = 132$ мм и шириной 140мм после острожки.

3.3. Расчет и конструирование узлов фермы

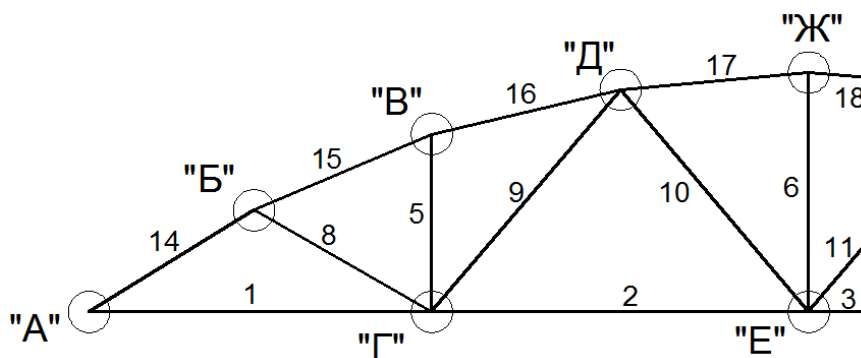


Рис.7. Маркировка узлов фермы

Опорный узел "А":

1) Требуемая высота швеллера $h_{ш}$ определяем из условия смятия древесины верхнего пояса фермы:

$$F_{см} = b \cdot h_{ш} = \frac{N}{R_{см\alpha}},$$

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см,90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1 \right) \cdot \sin^3 32,26^\circ} = 9,32 \text{ МПа},$$

где $\alpha = 34,21^\circ$ угол наклона касательной к горизонту.

$$h_{ш} = \frac{N}{R_{см\alpha} \cdot b} = \frac{174,742 \cdot 10^{-3}}{9,32 \cdot 0,14} = 13,4 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 13,4 \text{ см}.$$

По сортаменту выбираем швеллер №14 высотой $h_{ш} = 14 \text{ см}$ (выборка из ГОСТ 8240-72)

2) Поперечная сила на опоре

$$Q_{\max} = \frac{q_{\text{общ}} l}{2} = \frac{9,993 \cdot 21}{2} = 104,927 \text{ кН},$$

где $q_{\text{общ}} = (q_n + q_{\phi} + s_0 \cdot \mu_1 \cdot \gamma_f) \cdot b = (0,531 + 0,132 + 1,8 \cdot 0,53 \cdot 1,4) \cdot 5 = 9,993 \text{ кН/м}$;

$\mu_1 = \cos 1,8 \cdot \alpha = \cos 1,8 \cdot 32,26 = 0,53$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке по первому варианту загрузки (СП 20.13330. Нагрузки и воздействия);

α – угол покрытия;

$\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке.

$$\frac{Q}{A_{см}^{тр}} \leq R_{см\alpha};$$

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см,90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1 \right) \cdot \sin^3 32,26} = 9,32 \text{ МПа},$$

где $\alpha = 32,26^\circ$ угол наклона касательной к горизонту

Требуемая площадь смятия

$$A_{см}^{mp} \geq \frac{Q}{R_{см.а}} = \frac{104,927 \cdot 10^{-3}}{9,32} = 0,0113 м^2 = 113 см^2,$$
$$\frac{Q}{A_{см}^{mp}} = \frac{104,927 \cdot 10^{-3}}{0,0113} = 9,29 МПа \leq R_{см.а} = 9,32 МПа.$$

Принимаем площадь сечения колонны

$$A_{см}^{mp} = l_{см} \cdot b = 40 \cdot 14 = 560 см^2.$$

3) Нагели в опорном узле устраиваем конструктивно с учетом расстановки.

4) Рассчитываем сварные швы, прикрепляющие уголки нижнего пояса к вертикальным фасонкам в опорном узле.

Продольная сила в нижнем поясе $N=174,742$ кН

Принимаем катет шва $k=5$ мм. Расчетная длина шва (с учетом количества уголков-2шт и $m=0,85$).

$$l_{w.b} = \frac{0,7 \cdot N}{2\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wf} \cdot m} \gamma_n = \frac{0,7 \cdot 174,742 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,005 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,85} 0,95 = 0,120 м \approx 12 см,$$

$$l_{w.p} = \frac{0,3 \cdot N}{2\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wf} \cdot m} \gamma_n = \frac{0,3 \cdot 174,742 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,005 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,85} 0,95 = 0,052 м \approx 6 см.$$

$R_{wf} = 180$ МПа – расчетное сопротивление металла швов сварных соединений с угловыми швами;

$\beta_f = 0,7$ – коэффициент глубины проплавления по металлу шва;

$\gamma_c = 0,9$ – коэффициент условия работы;

$\gamma_{wf} = 1$ – коэффициент условий работы шва;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению зданий.

5) Рассчитываем сварные швы, прикрепляющие швеллер к фасонкам в опорном узле.

Принимаем катет шва $k=6$ мм. Расчетная длина шва (с учетом количества фасонки-2шт и $m=0,85$).

$$l_w = \frac{N}{2\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wf} \cdot m} \gamma_n = \frac{174,742 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,006 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,85} 0,95 = 0,14 м \approx 14 см.$$

Имеется $l = (70 \cdot 2) = 140$ мм.

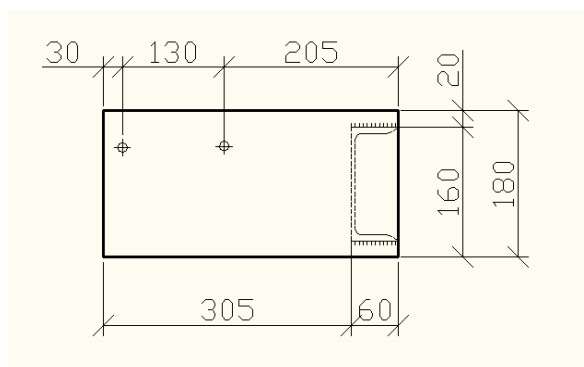
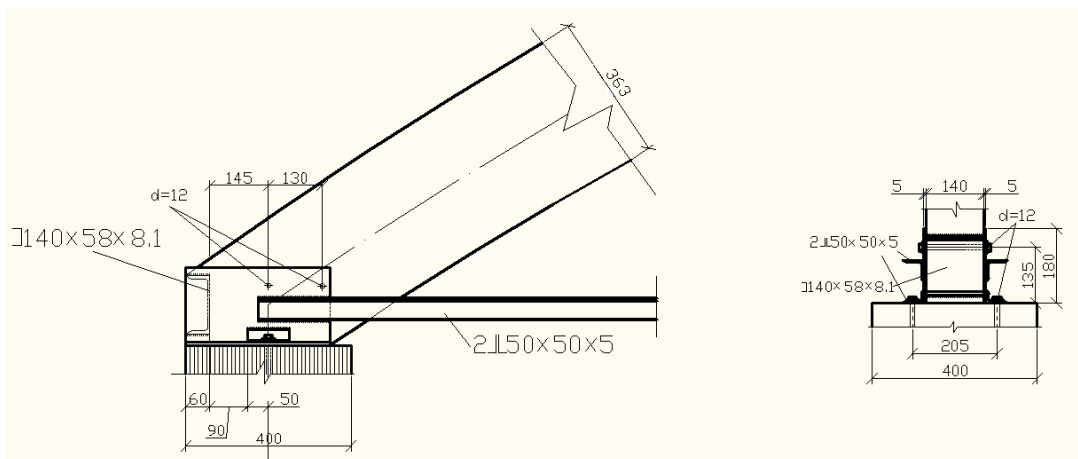


Рис.8. Опорный узел «А» фермы

Узел Б

1) Раскосы №8, №13 соединяются с верхним поясом металлическими пластинами наконечниками сечением 6x80мм. Выбираем самое неблагоприятное усилие; в данном случае $N=-0,533$ кН возникает в раскосе №13. Металлические пластины работают на продольный изгиб, на длине равной расстоянию от центра узлового болта до места упора клееного раскоса в пластину.

Свободная длина пластинок $l_0 = 350$.

Гибкость пластинок $\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{350}{0,289 \cdot 6} = 201,8$.

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,161$.

Расчет на устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi \cdot F} \leq \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot m}{\gamma_n} = \frac{0,533 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,161 \cdot 0,006 \cdot 0,08 \cdot 0,8 \cdot 0,95} \cdot 0,95 = 4,31 \text{ МПа} \leq 235 \text{ МПа}.$$

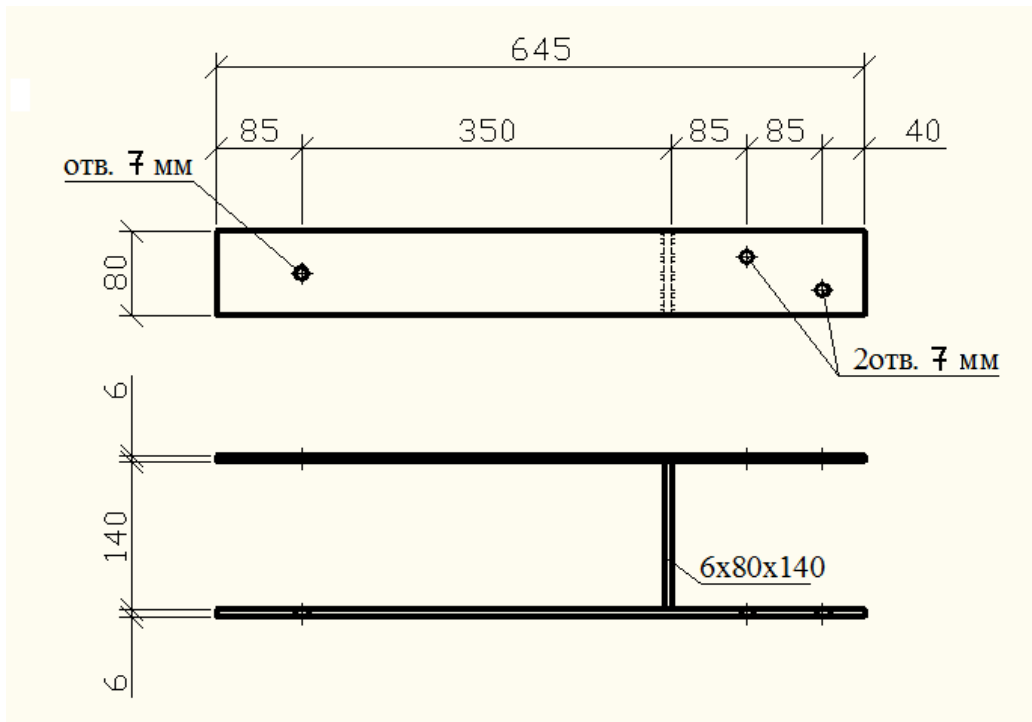


Рис.9. Узловая деталь фермы

2) Узловой болт, работает на изгиб.

Изгибающий момент:

$$M = \frac{N}{2} \cdot \frac{\delta}{2} = \frac{0,533 \cdot 6}{4} = 0,7995 \text{ кНм.}$$

Требуемый момент сопротивления:

$$W = \frac{M}{R_y} = \frac{0,7995 \cdot 10^3}{235} = 2,46 \text{ мм}^3.$$

$$W = \frac{\pi \cdot d^3}{32}; \quad d_{mp} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot W}{\pi}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 2,46}{3,14}} = 2,93 \text{ мм,}$$

принимаем болт $d = 6 \text{ мм}$.

Напряжение смятия пластины:

$$\frac{N}{2 \cdot d \cdot \delta} = \frac{0,533 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,006 \cdot 0,006} = 7,402 \text{ МПа} \leq \frac{R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{360 \cdot 0,75 \cdot 0,9}{0,95} = 270 \text{ МПа,}$$

где $R_{bp} = 360 \text{ МПа}$ – расчетные сопротивления болтовых соединений на смятие, СП 16.13330;

$\gamma_c = 0,75$ при расчете на смятие стальных элементов с пределом текучести свыше 284 МПа;

γ_b – коэффициент условий работы соединения;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению зданий.

3) Пластина, в которую опирается раскос, рассчитываем на поперечный изгиб (приближенно) как однопролетную балку.

$$\text{Момент инерции сечения пластины } J = \frac{140 \cdot 6^3}{12} = 2520 \text{ мм}^2.$$

Момент сопротивления $W = \frac{J}{y_0} = \frac{2520}{3} = 840 \text{ мм}^3$.

Напряжение смятия древесины в месте опирания раскоса на пластину

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{0,533 \cdot 10^{-3}}{0,14 \cdot 0,08} = 0,047 \text{ МПа} \leq R_{cm} / \gamma_n = 15,8 \text{ МПа}.$$

Погонная нагрузка $q = \sigma \cdot h = 0,047 \cdot 10^{-6} \cdot 140 = 0,0067 \cdot 10^{-3} \text{ МН/мм}$.

Изгибающий момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,0067 \cdot 10^{-3} \cdot (140 + 2 \cdot \frac{6}{2})^2}{8} = 0,018 \text{ МН} \cdot \text{мм} = 0,18 \cdot 10^{-4} \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Напряжения изгиба пластины $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,18 \cdot 10^{-4}}{840 \cdot 10^{-9}} = 21,4 \text{ МПа} \leq R_y = 235 \text{ МПа}$.

Условие выполняется.

4) При другом сочетании нагрузок раскосы №8, №13 могут работать на растяжение, тогда в работу включаются нагели, при помощи которых металлические пластинки крепят к раскосам.

Проектируем соединение на болтах диаметром 6 мм. Расчетная несущая способность одного болта. Согласно СП 64.13330:

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 0,6 = 4,2 \text{ кН},$$

– по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 0,6^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 4,57 \text{ кН}$$

Требуемое количество болтов

$$n_u = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} = \frac{12,236}{4,57 \cdot 2} = 1,34,$$

где N – расчетное усилие;

T – наименьшая расчетная несущая способность;

$n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля.

Принимаем 2 болта

5) При растяжении нужно проверить прочность пластины

$$\frac{N}{2 \cdot F_{nl}} \leq \frac{R_y}{\gamma_n} = \frac{12,236 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,006 \cdot 0,08} = 12,75 \text{ МПа} \leq 247 \text{ МПа}.$$

6) Нагели в узле устраиваем с учетом расстановки.

Принимаем: для стальных нагелей

вдоль волокон древесины $S_1 = 7 \cdot d = 7 \cdot 6 = 42 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 6 = 21 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 6 = 18 \text{ мм}$.

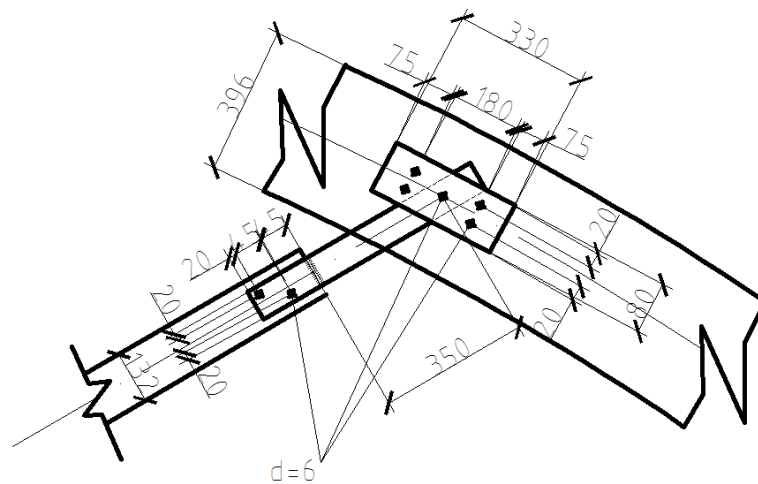


Рис.10. Узел «Б» фермы

Узел В

1) Стойка №5, №7 соединяются с верхним поясом металлическими пластинами наконечниками сечением 6х80мм. Выбираем самое неблагоприятное усилие, в данном случае $N=-4,279$ кН возникает в стойке № 7. Металлические пластины работают на продольный изгиб, на длине равной расстоянию от центра узлового болта до места упора, клееной стойки в пластину.

Свободная длина пластинок $l_0 = 350$ мм.

Гибкость пластинок $\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{350}{0,289 \cdot 6} = 201,8$.

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,161$.

Расчет на устойчивость

$$\frac{N}{\varphi \cdot F} \leq \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot m}{\gamma_n} = \frac{4,279 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,161 \cdot 0,006 \cdot 0,08 \cdot 0,8 \cdot 0,95} \cdot 0,95 = 34,61 \text{ МПа} \leq 235 \text{ МПа}.$$

2) Узловой болт, работает на изгиб.

$$\text{Изгибающий момент } M = \frac{N}{2} \cdot \frac{\delta}{2} = \frac{4,279 \cdot 6}{4} = 6,42 \text{ кНм}.$$

$$\text{Требуемый момент сопротивления } W = \frac{M}{R_y} = \frac{6,42 \cdot 10^3}{235} = 19,75 \text{ мм}^3.$$

$$W = \frac{\pi \cdot d^3}{32}; \quad d_{mp} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot W}{\pi}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 19,75}{3,14}} = 5,86 \text{ мм},$$

принимаем болт $d = 6$ мм.

Напряжение смятия пластины

$$\frac{N}{2 \cdot d \cdot \delta} = \frac{4,279 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,006 \cdot 0,006} = 59,43 \text{ МПа} \leq \frac{R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{360 \cdot 0,75 \cdot 0,9}{0,95} = 270 \text{ МПа},$$

где $R_{bp}=360$ МПа – расчетные сопротивления болтовых соединений на смятие (СП 16.13330).

$\gamma_c=0,75$ при расчете на смятие стальных элементов с пределом текучести свыше 284МПа;

γ_b – коэффициент условий работы соединения;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению зданий.

3) Пластина, в которую опирается раскос, рассчитываем на поперечный изгиб (приближено) как однопролетную балку.

$$\text{Момент инерции сечения пластины } J = \frac{140 \cdot 6^3}{12} = 2520 \text{мм}^2.$$

$$\text{Момент сопротивления } W = \frac{J}{y_0} = \frac{2520}{3} = 840 \text{мм}^3.$$

Напряжение смятия древесины в месте опирания стойки на пластину

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{4,279 \cdot 10^{-3}}{0,14 \cdot 0,08} = 0,38 \text{МПа} \leq R_{cm} / \gamma_n = 15,8 \text{МПа}.$$

Погонная нагрузка $q = \sigma \cdot h = 0,38 \cdot 10^{-6} \cdot 140 = 0,053 \cdot 10^{-3}$ МН/мм.

Изгибающий момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,053 \cdot 10^{-3} \cdot (140 + 2 \cdot \frac{6}{2})^2}{8} = 0,14 \text{МН} \cdot \text{мм} = 1,4 \cdot 10^{-4} \text{МН} \cdot \text{м}.$$

Напряжения изгиба пластины

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1,4 \cdot 10^{-4}}{840 \cdot 10^{-9}} = 166,7 \text{МПа} \leq R_y = 235 \text{МПа}.$$

Условие выполняется.

4) При другом сочетании нагрузок стойки №5, №7 могут работать на растяжение, тогда в работу включаются нагели, при помощи которых металлические пластинки крепят к стойкам.

Проектируем соединение на болтах диаметром 6 мм. Расчетная несущая способность одного болта (СП 64.13330):

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 0,6 = 4,2 \text{кН},$$

–по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 0,6^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 4,57 \text{кН}.$$

Требуемое количество болтов

$$n_n = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} = \frac{10,247}{4,57 \cdot 2} = 1,08,$$

где N – расчетное усилие;

T – наименьшая расчетная несущая способность;

$n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля.

Принимаем 2 болта

5) При растяжении нужно поверить прочность пластины

$$\frac{N}{2 \cdot F_{nl}} \leq \frac{R_y}{\gamma_n} = \frac{10,247 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,006 \cdot 0,08} = 10,67 \text{ МПа} \leq 247 \text{ МПа.}$$

б) Нагели в узле устраиваем с учетом расстановки.

Принимаем: для стальных нагелей

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 6 = 42 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 6 = 21 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 6 = 18 \text{ мм}$.

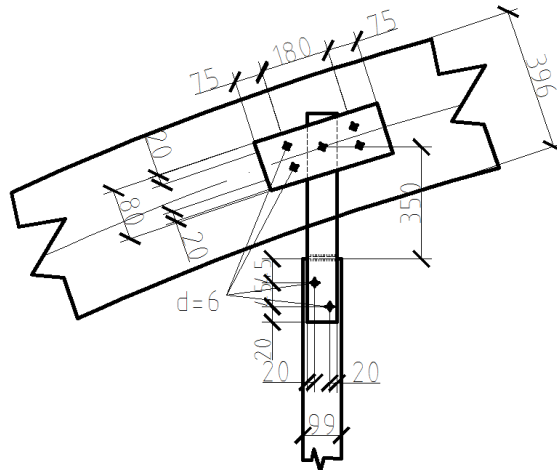


Рис.11. Узел «В» фермы

Узел Г

К профильным элементам нижнего пояса приварены вертикальные фасонки из полосовой стали. Раскосы и стойка размещают между фасонками и прикрепляются к ним нагелями.

1) Пластина, в которую опирается раскос при неблагоприятном сочетании нагрузок один раскос №8 сжат, стойка №5 сжата, а раскос №9 растянут и суммарное значение будет незначительно. Размеры определяем при конструировании.

2) При сочетании нагрузок раскосы №8, №9 и стойку №5 могут работать на растяжение, тогда в работу включаются нагели, при помощи которых металлические пластинки крепят к раскосам.

Проектируем соединение на болтах диаметром 6 мм. Расчетная несущая способность одного болта, согласно СП 64.13330:

Для раскоса №8

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 0,6 = 4,2 \text{ кН,}$$

$$T_c \cdot \kappa_d = 4,2 \cdot 0,7 = 2,94 \text{ кН;}$$

– по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 0,6^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 4,568 \text{ кН,}$$

$$T_u \cdot \sqrt{\kappa_d} = 4,568 \cdot \sqrt{0,7} = 3,82 \text{ кН.}$$

Требуемое количество болтов

$$n_n = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} = \frac{12,236}{3,82 \cdot 2} = 1,6,$$

где N – расчетное усилие;
 T – наименьшая расчетная несущая способность;
 $n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля.

Принимаем 2 болта.

Для раскоса №9

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 0,6 = 4,2 \text{кН},$$

$$T_c \cdot \kappa_d = 4,2 \cdot 0,7 = 2,94 \text{кН};$$

–по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 0,6^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 4,568 \text{кН},$$

$$T_u \cdot \sqrt{\kappa_d} = 4,568 \cdot \sqrt{0,7} = 3,82 \text{кН}.$$

Требуемое количество болтов

$$n_n = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} = \frac{7,606}{5,59 \cdot 2} = 0,68,$$

где N – расчетное усилие;
 T – наименьшая расчетная несущая способность;
 $n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля.

Принимаем 2 болта

Для стойки №5

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 0,6 = 4,2 \text{кН},$$

$$T_c \cdot \kappa_d = 4,2 \cdot 0,7 = 2,94 \text{кН};$$

–по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 0,6^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 4,568 \text{кН},$$

$$T_u \cdot \sqrt{\kappa_d} = 4,568 \cdot \sqrt{0,7} = 3,82 \text{кН}.$$

Требуемое количество болтов

$$n_n = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} = \frac{10,247}{3,82 \cdot 2} = 1,34,$$

где N – расчетное усилие;
 T – наименьшая расчетная несущая способность;
 $n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля.

Принимаем 2 болта

3) Смятие торцов раскосов, стойки, и смятие при состыковке раскосов и стойки в узле.

Раскос №8

а) Смятие торца раскоса

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} \leq R_{см.\alpha};$$

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см.90}} - 1\right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1\right) \cdot \sin^3 53,16} = 10 \text{ МПа},$$

где $\alpha = 53,16^0$ угол наклона касательной к горизонту.

Требуемая площадь смятия

$$A_{см}^{mp} \geq \frac{N}{R_{см.\alpha}} = \frac{0,533 \cdot 10^{-3}}{5} = 0,00011 \text{ м}^2 = 0,11 \text{ см}^2,$$

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} = \frac{0,533 \cdot 10^{-3}}{0,00011} = 4,85 \text{ МПа} \leq R_{см.\alpha} = 10 \text{ МПа}.$$

Принимаем площадь сечения раскоса:

$$A_{см}^{mp} = h \cdot b = 13,2 \cdot 14 \cdot \cos 53,16^0 = 159,86 \text{ см}^2 > 10 \text{ см}^2.$$

Для раскоса №8

Принимаем: для стальных нагелей:

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 6 = 42 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 6 = 21 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 6 = 18 \text{ мм}$.

Раскос №10

а) Смятие торца раскоса

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} \leq R_{см.\alpha};$$

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см.90}} - 1\right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1\right) \cdot \sin^3 50,17} = 5,36 \text{ МПа},$$

где $\alpha = 50,17^0$ угол наклона касательной к горизонту.

Требуемая площадь смятия

$$A_{см}^{mp} \geq \frac{N}{R_{см.\alpha}} = \frac{19,919 \cdot 10^{-3}}{5,36} = 0,0037 \text{ м}^2 = 3,7 \text{ см}^2$$

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} = \frac{19,919 \cdot 10^{-3}}{0,0037} = 5,32 \text{ МПа} \leq R_{см.\alpha} = 5,36 \text{ МПа}.$$

Принимаем площадь сечения раскоса

$$A_{см}^{mp} = h \cdot b = 13,2 \cdot 14 \cdot \cos 50,17 = 118,37 \text{ см}^2 > 5,36 \text{ см}^2.$$

Для раскоса №10

Принимаем: для стальных нагелей:

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 6 = 42 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 6 = 21 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 6 = 18 \text{ мм}$.

Стойка №5

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} \leq R_{см.90},$$

где $R_{см.90} = 3 \text{ МПа}$ - смятие поперек волокон в узловом примыкании элемента для 2-го сорта древесины.

Требуемая площадь смятия

$$A_{см}^{mp} \geq \frac{N}{R_{см.90}} = \frac{4,279 \cdot 10^{-3}}{3} = 0,0014 \text{ м}^2 = 1,4 \text{ см}^2,$$

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} = \frac{4,279 \cdot 10^{-3}}{0,0014} = 2,7 \text{ МПа} \leq R_{см.\alpha} = 3 \text{ МПа}.$$

Принимаем площадь сечения раскоса

$$A_{см}^{mp} = h \cdot b = 13,2 \cdot 14 = 184,8 \text{ см}^2 > 3 \text{ см}^2.$$

4) Нагели в узле устраиваем с учетом расстановки.

Для стойки №5

Принимаем для стальных нагелей:

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 6 = 42 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 6 = 21 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 6 = 18 \text{ мм}$.

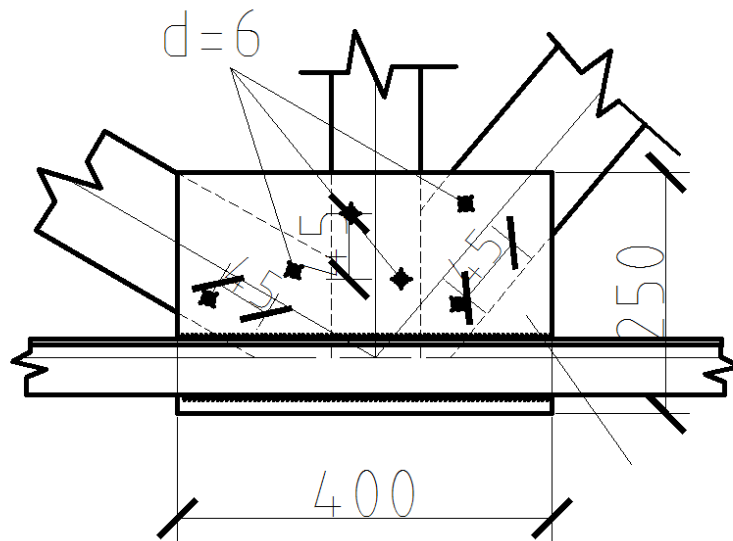


Рис.12. Узел «Г» фермы

Узел Д

1) Раскосы №9, №10 соединяются с верхним поясом металлическими пластинами наконечниками сечением $6 \times 80 \text{ мм}$. Выбираем самое неблагоприятное усилие, в данном случае $N = -19,919 \text{ кН}$ возникает в раскосе №10. Металлические пластины работают на продольный изгиб, на длине равной расстоянию от центра узлового болта до места упора клееного раскоса в пластину.

Свободная длина пластинок $l_0 = 350 \text{ мм}$, толщина 6 мм .

Гибкость пластинок $\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{350}{0,289 \cdot 6} = 201,8$.

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,161$.

Расчет на устойчивость

$$\frac{N}{\varphi \cdot F} \leq R_y \cdot \gamma_c \cdot m / \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot m}{\gamma_n} = \frac{19,919 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,161 \cdot 0,006 \cdot 0,08 \cdot 0,8 \cdot 0,95} \cdot 0,95 = 161,09 \text{ МПа} \leq 235 \text{ МПа}.$$

Размеры пластины для раскоса №9.

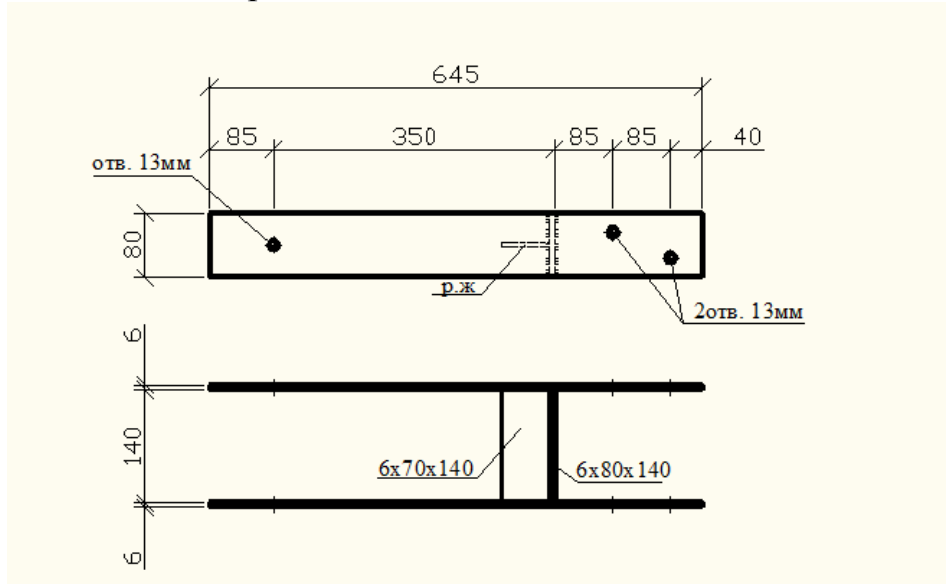


Рис.13. Узловая деталь фермы

Размеры пластины для раскоса №10.

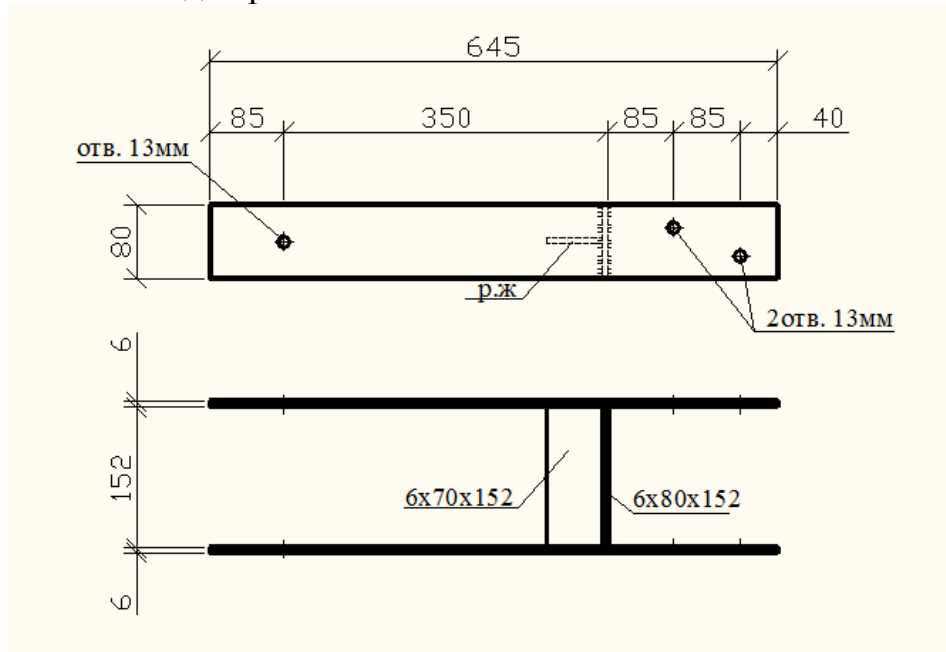


Рис.14. Узловая деталь фермы

2) Узловой болт, работает на изгиб.
Изгибающий момент

$$M = \frac{N}{2} \cdot \frac{\delta}{2} = \frac{19,919 \cdot 6}{4} = 29,88 \text{ кНм.}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W = \frac{M}{R_y} = \frac{29,88 \cdot 10^3}{235} = 127,15 \text{ мм}^3,$$

$$W = \frac{\pi \cdot d^3}{32}; \quad d_{mp} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot W}{\pi}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 127,15}{3,14}} = 10,9 \text{ мм,}$$

принимаем болт $d = 12 \text{ мм}$.

Напряжение смятия пластины

$$\frac{N}{2 \cdot d \cdot \delta} = \frac{19,919 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,012 \cdot 0,006} = 138,33 \text{ МПа} \leq \frac{R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{360 \cdot 0,75 \cdot 0,9}{0,95} = 270 \text{ МПа,}$$

где $R_{bp} = 360 \text{ МПа}$ – расчетные сопротивления болтовых соединений на смятие (СП 16.13330);

$\gamma_c = 0,75$ при расчете на смятие стальных элементов с пределом текучести свыше 284 МПа;

γ_b – коэффициент условий работы соединения;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению зданий.

3) Пластина, в которую опирается раскос, рассчитываем на поперечный изгиб (приближено) как однопролетную балку.

Момент инерции сечения пластины

$$J = \frac{140 \cdot 6^3}{12} = 2520 \text{ мм}^2.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{J}{y_0} = \frac{2520}{3} = 840 \text{ мм}^3.$$

Напряжение смятия древесины в месте опирания раскоса на пластину

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{19,919 \cdot 10^{-3}}{0,14 \cdot 0,080} = 1,78 \text{ МПа} \leq R_{cm} / \gamma_n = 15,8 \text{ МПа.}$$

Погонная нагрузка

$$q = \sigma \cdot h = 1,78 \cdot 10^{-6} \cdot 140 = 0,2 \cdot 10^{-3} \text{ МН/мм.}$$

Изгибающий момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,2 \cdot 10^{-3} \cdot (140 + 2 \cdot \frac{6}{2})^2}{8} = 0,53 \text{ МНмм} = 0,53 \cdot 10^{-3} \text{ МНм.}$$

Напряжения изгиба пластины

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,53 \cdot 10^{-3}}{840 \cdot 10^{-9}} = 631 \text{ МПа} \leq R_y = 235 \text{ МПа.}$$

Условие не выполняется, поставим ребра жесткости $6 \times 70 \times 140$.

Статический момент

$$S = 140 \cdot 6 \cdot (70 + 6/2) + 70 \cdot 6 \cdot \left(\frac{70}{2}\right) = 76020 \text{ мм}^2,$$

$$y = \frac{S}{F} = \frac{76020}{1260} = 60,33 \text{ мм},$$

$$F = 140 \cdot 6 + 70 \cdot 6 = 1260 \text{ мм}^2.$$

Момент инерции сечения пластины

$$J = \frac{140 \cdot 6^3}{12} + 140 \cdot 6 \cdot (70 + 6/2 - 60,33)^2 + \frac{70 \cdot 6^3}{12} + 70 \cdot 6 \cdot (70 - 60,33)^2 = 177898,04 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{J}{y_0} = \frac{177898,04}{60,33} = 2949 \text{ мм}^3.$$

Напряжение смятия древесины в месте опирания раскоса на пластину

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{15,873 \cdot 10^{-3}}{0,14 \cdot 0,080} = 1,42 \text{ МПа} \leq R_{cm} / \gamma_n = 15,8 \text{ МПа}.$$

Погонная нагрузка

$$q = \sigma \cdot h = 1,42 \cdot 10^{-6} \cdot 140 = 0,2 \cdot 10^{-3} \text{ МН/мм}.$$

Изгибающий момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,2 \cdot 10^{-3} \cdot (140 + 2 \cdot \frac{6}{2})^2}{8} = 0,53 \text{ МНмм} = 0,53 \cdot 10^{-3} \text{ МНм}.$$

Напряжения изгиба пластины

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,53 \cdot 10^{-3}}{2949 \cdot 10^{-9}} = 179,7 \text{ МПа} \leq R_y = 235 \text{ МПа}.$$

4) При другом сочетании нагрузок раскосы №9, №10 могут работать на растяжение, тогда в работу включаются нагели, при помощи которых металлические пластинки крепят к раскосам.

Проектируем соединение на болтах диаметром 12 мм. Расчетная несущая способность одного болта. Согласно СП 64.13330:

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 1,2 = 8,4 \text{ кН},$$

– по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 1,2^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 6,51 \text{ кН}.$$

Требуемое количество болтов

$$n_n = \frac{N}{T \cdot n_u} = \frac{19,919}{6,51 \cdot 2} = 1,53.$$

Принимаем 2 болта

5) При растяжении нужно проверить прочность пластины

$$\frac{N}{2 \cdot F_{nl}} \leq \frac{R_y}{\gamma_n} = \frac{19,919 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,006 \cdot 0,08} = 20,75 \text{ МПа} \leq 247 \text{ МПа}.$$

б) Нагели с учетом расстановки:

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 12 = 84 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 12 = 42 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 12 = 36 \text{ мм}$.

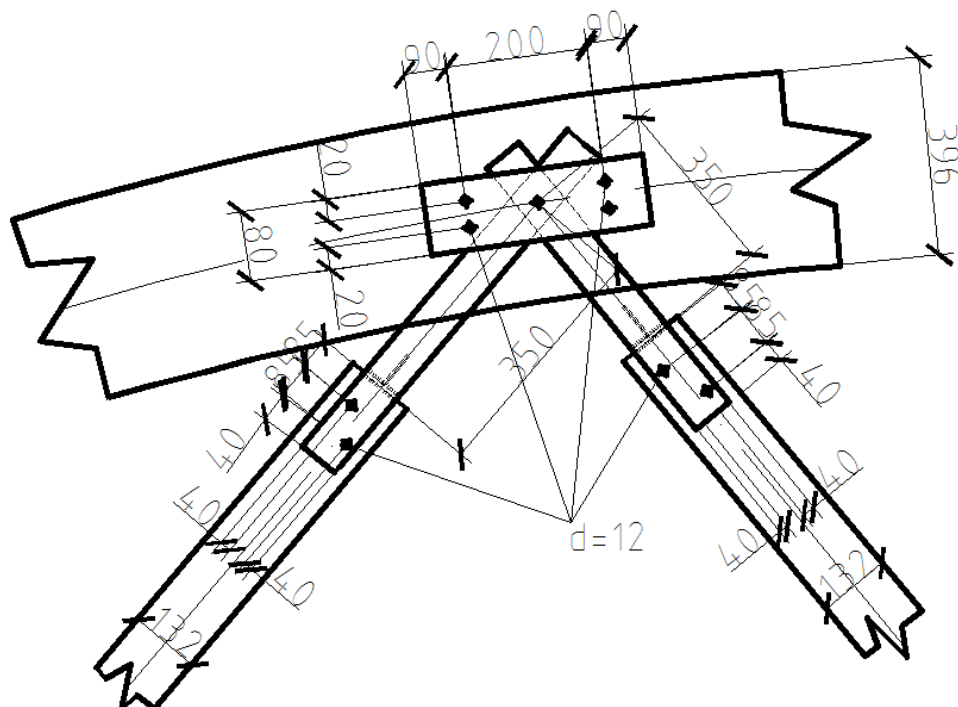


Рис.15. Узел «Д» фермы

Узел E

К профильным элементам нижнего пояса приварены вертикальные фасонки из полосовой стали. Раскосы и стойка размещают между фасонками и прикрепляются к ним нагелями.

1) Пластина, в которую опирается раскос при не благоприятном сочетании нагрузок один раскос №11 сжат, стойка №6 сжата, а раскос №10 растянут и суммарное значение будет незначительно. Размеры определяем при конструировании.

2) При сочетании нагрузок раскосы №10, №11 и стойка №6 могут работать на растяжение, тогда в работу включаются нагели, при помощи которых металлические пластинки крепят к раскосам.

Проектируем соединение на болтах диаметром 12 мм. Расчетная несущая способность одного болта. Согласно СП 64.13330:

Для раскоса №10

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 1,2 = 8,4 \text{ кН}$$

$$T_c \cdot \kappa_d = 8,4 \cdot 0,7 = 5,88 \text{ кН}$$

– по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 1,2^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 6,51 \text{ кН}$$

$$T_u \cdot \sqrt{\kappa_d} = 6,51 \cdot \sqrt{0,7} = 5,45 \text{ кН}$$

Требуемое количество болтов

$$n_u = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} = \frac{28,407}{5,45 \cdot 2} = 2,6,$$

где N – расчетное усилие;

T – наименьшая расчетная несущая способность;

$n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля.

Принимаем 3 болта.

Для раскоса №11

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 1,2 = 8,4 \text{ кН}$$

$$T_c \cdot \kappa_d = 8,4 \cdot 0,7 = 5,88 \text{ кН}$$

– по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 1,2^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 6,51 \text{ кН}$$

$$T_u \cdot \sqrt{\kappa_d} = 6,51 \cdot \sqrt{0,7} = 5,45 \text{ кН}$$

Требуемое количество болтов

$$n_u = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} = \frac{1,646}{5,45 \cdot 2} = 0,15,$$

где N – расчетное усилие;

T – наименьшая расчетная несущая способность;

$n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля.

Принимаем 2 болта.

Для стойки №6

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 1,2 = 8,4 \text{ кН}$$

$$T_c \cdot \kappa_d = 8,4 \cdot 0,7 = 5,88;$$

– по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 1,2^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 6,51 \text{ кН}$$

$$T_u \cdot \sqrt{\kappa_d} = 6,51 \cdot \sqrt{0,7} = 5,45 \text{ кН}$$

Требуемое количество болтов

$$n_u = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} = \frac{9,189}{5,45 \cdot 2} = 0,84.$$

где N – расчетное усилие;

T – наименьшая расчетная несущая способность;

$n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля.

Принимаем 2 болта

3) Смятие торцов раскосов, стойки, и смятие при состыковке раскосов и стойки в узле.

Раскос №10 не рассчитываем, т.к. при загрузке фермы в обоих случаях он работает на растяжение.

Для раскоса №8

Принимаем: для стальных нагелей

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 6 = 42 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 6 = 21 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 6 = 18 \text{ мм}$.

Раскос №11

а) Смятие торца раскоса

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} \leq R_{см.\alpha};$$

$$R_{см.\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см.90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1 \right) \cdot \sin^3 49,43} = 5,45 \text{ МПа},$$

где $\alpha = 49,43^\circ$ угол наклона касательной к горизонту.

Требуемая площадь смятия

$$A_{см}^{mp} \geq \frac{N}{R_{см.\alpha}} = \frac{14,549 \cdot 10^{-3}}{5,45} = 0,0027 \text{ м}^2 = 2,7 \text{ см}^2,$$

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} = \frac{14,549 \cdot 10^{-3}}{0,0027} = 5,38 \text{ МПа} \leq R_{см.\alpha} = 5,45 \text{ МПа}.$$

Принимаем площадь сечения раскоса

$$A_{см}^{mp} = h \cdot b = 13,2 \cdot 14 \cdot \cos 49,43 = 120,19 \text{ см}^2 > 5,45 \text{ см}^2.$$

Для раскоса №10

Принимаем: для стальных нагелей

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 12 = 84 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 12 = 42 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 12 = 36 \text{ мм}$.

Стойка №6

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} \leq R_{см.90},$$

где $R_{см.90} = 3 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление древесины на смятие поперек волокон в узловом примыкании элемента (для 2-го сорта древесины).

Требуемая площадь смятия

$$A_{см}^{mp} \geq \frac{N}{R_{см.90}} = \frac{9,149 \cdot 10^{-3}}{3} = 0,003 \text{ м}^2 = 3 \text{ см}^2,$$

$$\frac{N}{A_{см}^{mp}} = \frac{9,149 \cdot 10^{-3}}{0,003} = 2,7 \text{ МПа} \leq R_{см.\alpha} = 3 \text{ МПа}.$$

Принимаем площадь сечения стойки

$$A_{см}^{mp} = h \cdot b = 13,2 \cdot 14 = 184,8 \text{ см}^2 > 3 \text{ см}^2.$$

Для стойки №6

Принимаем: для стальных нагелей
 вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 12 = 84 \text{ мм}$;
 поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 12 = 42 \text{ мм}$;
 от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 12 = 36 \text{ мм}$.

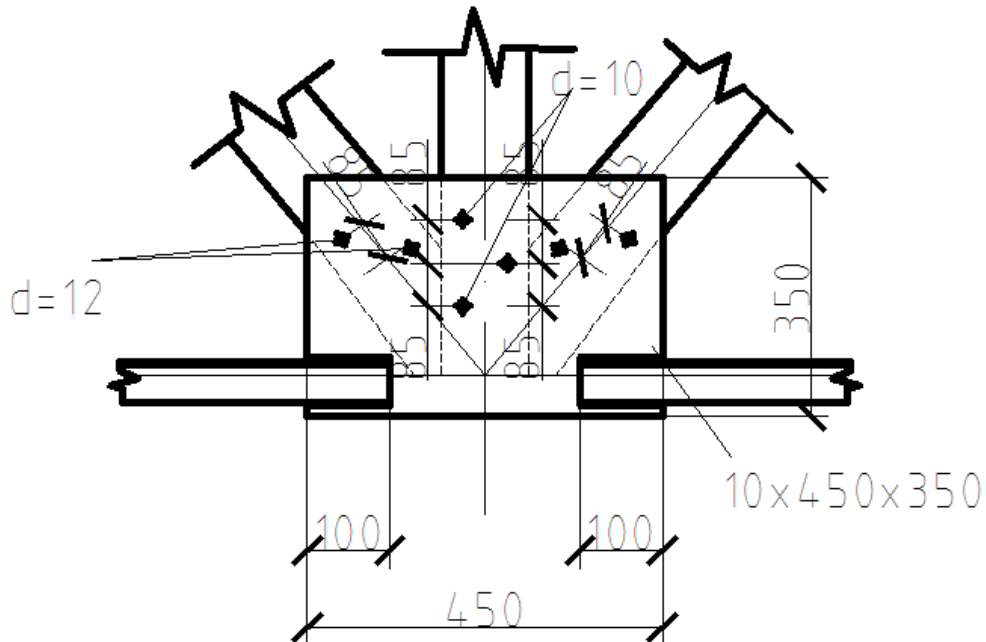


Рис.16. Узел «Е» фермы

Узел Ж

1) Стойка №6 соединяются с верхним поясом металлическими пластинами наконечниками сечением $6 \times 80 \text{ мм}$. Выбираем самое неблагоприятное усилие $N = -9,189 \text{ кН}$. Металлические пластины работают на продольный изгиб, на длине равной расстоянию от центра узлового болта до места упора клееной стойки в пластину.

Свободная длина пластинок $l_0 = 350 \text{ мм}$.

Гибкость пластинок $\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{350}{0,289 \cdot 6} = 201,8$.

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,161$.

Расчет на устойчивость

$$\frac{N}{\varphi \cdot F} \leq \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot m}{\gamma_n} = \frac{9,149 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,161 \cdot 0,006 \cdot 0,08 \cdot 0,8 \cdot 0,95} \cdot 0,95 = 73,99 \text{ МПа} \leq 235 \text{ МПа}.$$

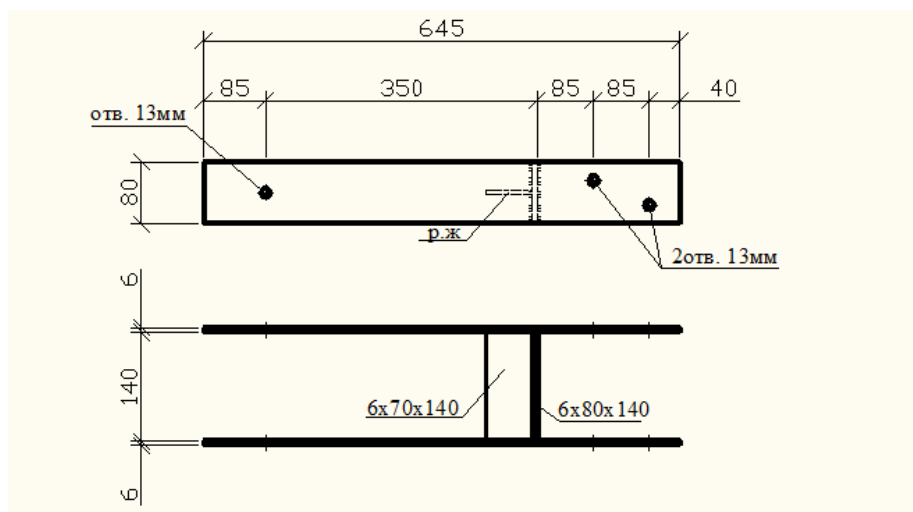


Рис.17. Узловая деталь фермы

2) Узловой болт, работает на изгиб.

Изгибающий момент

$$M = \frac{N}{2} \cdot \frac{\delta}{2} = \frac{9,189 \cdot 6}{4} = 13,78 \text{ кНм.}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W = \frac{M}{R_y} = \frac{13,78 \cdot 10^3}{235} = 58,64 \text{ мм}^3,$$

$$W = \frac{\pi \cdot d^3}{32}; \quad d_{mp} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot W}{\pi}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 58,64}{3,14}} = 8,42 \text{ мм.},$$

Принимаем болт $d = 10 \text{ мм.}$

Напряжение смятия пластины

$$\frac{N}{2 \cdot d \cdot \delta} = \frac{9,149 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,01 \cdot 0,006} = 76,24 \text{ МПа} \leq \frac{R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{360 \cdot 0,75 \cdot 0,9}{0,95} = 270 \text{ МПа,}$$

где $R_{bp} = 360 \text{ МПа}$ – расчетные сопротивления болтовых соединений на смятие (СП 16.13330);

$\gamma_c = 0,75$ при расчете на смятие стальных элементов с пределом текучести свыше 284 МПа;

γ_b – коэффициент условий работы соединения;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению зданий.

3) Пластина, в которую опирается раскос, рассчитываем на поперечный изгиб (приближено) как однопролетную балку.

Момент инерции сечения пластины

$$J = \frac{140 \cdot 6^3}{12} = 2520 \text{ мм}^2.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{J}{y_0} = \frac{2520}{3} = 840 \text{ мм}^3.$$

Напряжение смятия древесины в месте опирания стойки на пластину

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{9,149 \cdot 10^{-3}}{0,14 \cdot 0,08} = 0,82 \text{ МПа} \leq R_{cm} / \gamma_n = 15,8 \text{ МПа.}$$

Погонная нагрузка

$$q = \sigma \cdot h = 0,82 \cdot 10^{-6} \cdot 140 = 0,11 \cdot 10^{-3} \text{ МН/мм.}$$

Изгибающий момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,11 \cdot 10^{-3} \cdot (140 + 2 \cdot \frac{6}{2})^2}{8} = 0,29 \text{ МН} \cdot \text{мм} = 2,9 \cdot 10^{-4} \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

Напряжения изгиба пластины

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2,9 \cdot 10^{-4}}{840 \cdot 10^{-9}} = 345 \text{ МПа} \leq R_y = 235 \text{ МПа.}$$

Условие не выполняется, поставим ребра жесткости $6 \times 70 \times 140$.

Статический момент

$$S = 140 \cdot 6 \cdot (70 + 6/2) + 70 \cdot 6 \cdot (\frac{70}{2}) = 76020 \text{ мм}^2,$$

$$y = \frac{S}{F} = \frac{76020}{1260} = 60,33 \text{ мм,}$$

$$F = 140 \cdot 6 + 70 \cdot 6 = 1260 \text{ мм}^2.$$

Момент инерции сечения пластины

$$J = \frac{140 \cdot 6^3}{12} + 140 \cdot 6 \cdot (70 + 6/2 - 60,33)^2 + \frac{70 \cdot 6^3}{12} + 70 \cdot 6 \cdot (70 - 60,33)^2 = 177898,04 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{J}{y_0} = \frac{177898,04}{60,33} = 2949 \text{ мм}^3.$$

Напряжение смятия древесины в месте опирания раскоса на пластину

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{15,873 \cdot 10^{-3}}{0,14 \cdot 0,080} = 1,42 \text{ МПа} \leq R_{cm} / \gamma_n = 15,8 \text{ МПа.}$$

Погонная нагрузка

$$q = \sigma \cdot h = 1,42 \cdot 10^{-6} \cdot 140 = 0,2 \cdot 10^{-3} \text{ МН/мм.}$$

Изгибающий момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,2 \cdot 10^{-3} \cdot (140 + 2 \cdot \frac{6}{2})^2}{8} = 0,53 \text{ МН} \cdot \text{мм} = 0,53 \cdot 10^{-3} \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

Напряжения изгиба пластины

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,53 \cdot 10^{-3}}{2949 \cdot 10^{-9}} = 179,7 \text{ МПа} \leq R_y = 235 \text{ МПа.}$$

Условие выполняется.

4) Проектируем соединение на болтах диаметром 10 мм. Расчетная несущая способность одного болта. Согласно СП 64.13330:

– по смятию элемента толщиной c (толщина средних элементов)

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 14 \cdot 1 = 7 \text{ кН};$$

– по изгибу болта

$$T_u = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot c^2 = 1,8 \cdot 1^2 + 0,02 \cdot 14^2 = 2,08 \text{ кН}.$$

Требуемое количество болтов

$$n_n = \frac{N}{T \cdot n_u} = \frac{9,189}{2,08 \cdot 2} = 2,21,$$

где N – расчетное усилие;

T – наименьшая расчетная несущая способность;

n_u – число расчетных швов одного нагеля.

Принимаем 3 болта.

5) При растяжении нужно проверить прочность пластины:

$$\frac{N}{2 \cdot F_{нл}} \leq \frac{R_y}{\gamma_n} = \frac{9,189 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,01 \cdot 0,08} = 5,74 \text{ МПа} \leq 247 \text{ МПа}.$$

6) Нагели в узле устраиваем с учетом расстановки.

Принимаем: для стальных нагелей:

вдоль волокон древесины $S_1 = 7d = 7 \cdot 10 = 70 \text{ мм}$;

поперек волокон $S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 10 = 35 \text{ мм}$;

от кромки элемента $S_3 = 3d = 3 \cdot 10 = 30 \text{ мм}$.

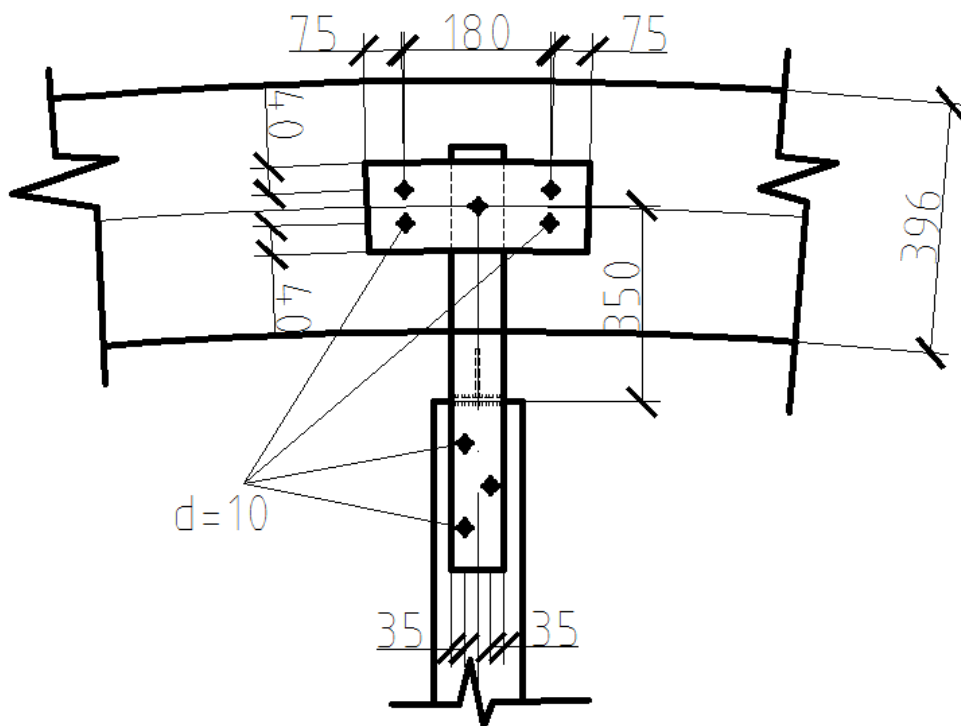


Рис.18. Узел «Ж» фермы

4 РАСЧЁТ ЭЛЕМЕНТОВ СВЯЗЕЙ ПОКРЫТИЯ

4.1 Прогонное решение

Связи принимаем из древесины 1-го сорта.

Гибкость связей:

$$\lambda = \frac{l_p}{r} \leq [\lambda] = 200.$$

Отсюда

$$l_p = [\lambda] \cdot r = 200 \cdot r = 200 \cdot 0.289 \cdot a = 57,8 \cdot a,$$

где $l_p = \sqrt{1,5^2 + 4,45^2} = 4,69$ м.

Тогда $a = \frac{4,69}{57,8} = 0,08$ м.

Принимаем брус 90×90 мм, для которого $\lambda = \frac{4,69}{0,289 \cdot 0,09} = 180,3 \leq [\lambda] = 200$

4.2 Беспрогонное решение

Материал связей принимаем стальные тязи и древесина 3-го сорта.

Расчёт тязя.

Гибкость тязя равна: $\lambda = \frac{l_p}{r} \leq [\lambda] = 400.$

Откуда

$$l_p = [\lambda] \cdot r = 400 \cdot r = 400 \cdot r,$$

где $l_p = \sqrt{4,45^2 + 1,4^2} = 4,66$ м.

Тогда $r = \frac{4,66}{400} = 0,0117$ м = 1,12 см.

Принимаем тязь из равнополочного уголка 50×5, для которого $r = 1,53$ см.

$$\lambda = \frac{4,66}{0,0153} = 304,58 \leq [\lambda] = 400.$$

Расчёт бруса.

Гибкость бруса равна: $\lambda = \frac{l_p}{r} \leq [\lambda] = 200.$

Откуда $l_p = 200 \cdot r = 200 \cdot 0.289 \cdot a = 57,8 \cdot a$, где $l_p = 4,6$ м.

Тогда $a = \frac{4,6}{57,8} = 0,079$ м.

Принимаем брус 80×80 мм, для которого $\lambda = \frac{4,6}{0,289 \cdot 0,08} = 198,7 \leq [\lambda] = 200.$

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 64.13330 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80.
2. СП 20.13330 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.
3. Гаппоев М.М., Гуськов И.М., Ермоленко Л.К., Линьков В.И., Серова Е.Т., Степанов Б.А., Филимонов Э.В. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебник. – М.: Издательство АСВ, 2004, - 440с.
4. Дмитриев П.А.. Деревянные балки и балочные клетки. Учебное пособие. – Новосибирск: ППО «Печать»,1989, - 160 с.
5. Карлсен Г.Г., Большаков В.В., Каган М.Е., Александровский К.В. Деревянные конструкции. Издание 3-е, переработанное и дополненное. Учебное пособие. – Гос. издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам. Москва 1962. – 643 с.
6. Шмидт А.Б., Халтурин Ю.В. Расчет деревянных конструкций. Примеры для курсового проектирования с использованием микроЭВМ: Учебное пособие. - АлтГТУ им. И.И.Ползунова. Барнаул. 1989. – 86 с.
7. Шмидт А.Б., Халтурин Ю.В., Л.Н. Пантюшина, 15 примеров расчета деревянных конструкций. АлтГТУ им. И.И.Ползунова. Барнаул. 1997.

Михайленко Олег Анатольевич

ПРОЕКТИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ И ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ

Учебно-методическое пособие к выполнению курсовой работы по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» для студентов направления 08.03.01 «Строительство» всех форм обучения

Подписано к печати 29.12.21. Формат 60×84/16.
Усл. печ. л. 3,31. Тираж 10 экз. Зак. 2117118. Рег. № 67.

Отпечатано в ИТО Рубцовского индустриального института
658207, Рубцовск, ул. Тракторная, 2/6.