МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Казанский (Приволжский) федеральный университет»

С. В. Зонина

Расчёт и конструирование стропильных ферм с применением древесины

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ
(Часть I)

г. Набережные Челны
2015 г.

УДК 69.05.658.5(075.32)
Зонина С. В.
Расчёт и конструирование стропильных ферм с применением древесины: учебное пособие (Часть I). - Набережные Челны: Изд.-полигр. центр Набережночелнинского ин-та К(П)ФУ, 2015.-135 с.

Учебное пособие предназначено для студентов очной и заочной форм обучения бакалавров по направлению 270800.62 «Строительство» специализаций «Промышленное и гражданское строительство», «Экспертиза и управление недвижимостью», «Автомобильные дороги и аэродромы» и магистров по направлению 270800.68 «Теория и проектирование зданий и сооружений» в помощь при выполнении выпускных квалификационных работ, а также курсовых и расчётно-графических работ по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс». В учебном пособии приведены общие сведения, аннотационный материал по расчётам и конструированию ферм с применением древесины, а также конкретные примеры расчёта и конструирования ферм. В Части I рассмотрены фермы с прямолинейным верхним поясом.

Ил. 54 , табл. 32 , список лит. 12 наименований

Рецензент: д.ф.-м.н., профессор Э.С. Сибгатуллин

Печатается по решению кафедры «Промышленного, гражданского строительства и строительных материалов» Набережночелнинского института Казанского (Приволжского) федерального университета

Введение

Несущие деревянные конструкции в настоящее время применяются в основном в покрытиях промышленных и гражданских зданий с нормальным температурно-влажностным режимом эксплуатации. При систематическом увлажнении и затруднённом проветривании деревянные конструкции применять не следует. Элементы несущих деревянных конструкций должны проектироваться преимущественно из древесины хвойных пород, влажность древесины, предназначенной для изготовления должна быть не более 20%, если элементы выполняются из цельных пиломатериалов, а для клееных конструкций – в пределах 8-12%.

Несущие деревянные конструкции должны проектироваться с учётом:

1. Новейших достижений науки и техники;
2. Максимальной экономии древесины и металла (другого материала), а также наименьшей трудоёмкости изготовления и монтажа конструкций;
3. Стандартизации и унификации конструкций, их элементов и соединений;
4. Фактических условий эксплуатации;
5. Защиты деревянных и металлических конструкций и узлов от загнивания, возгорания и коррозии.

Сортаменты, применяемые для элементов конструкций, должны удовлетворять следующим категориям (сортам):

I сорт – растянутые элементы конструкций;

II сорт – сжатые, изгибаемые и сжато-изгибаемые элементы;

III сорт – сжатые элементы ферм построечного изготовления, значительно недонапряжённые или наименее напряжённые зоны сечения клееных деревянных элементов.

В современном строительстве, как правило, применяют статически определимые системы: однопролётные балочные фермы, трёхшарнирные арки. Верхний пояс балочных ферм работает на вертикальные составляющие нагрузок, приложенных в узлах в случае беспрогонного покрытия, при прогонном покрытии кроме сосредоточенных сил в узлах появляются дополнительные сосредоточенные силы в середине пролёта панелей верхнего пояса (проектирование осуществляется таким образом, чтобы прогоны кровли опирались поочерёдно в узлах верхнего пояса и посередине панели). Верхний пояс фермы работает на центральное сжатие или

сжатие с изгибом, соответственно стык элементов верхнего пояса проектируется сцентрированным, либо с эксцентричным приложением усилия сжатия путём упора элементов верхнего пояса нижней частью сечений для создания обратного разгружающего изгибающего момента (см рис.14, 15, 23, 26,32,37, 40, 41, 43, 50, 52, 53). Нижний пояс работает на растяжение или растяжение с изгибом в случаях эксцентричного приложения усилий в узлах нижнего пояса. Усилия в элементах решётки зависят от направления этих элементов и от расположения нагрузок на ферме. Наиболее ответственными элементами деревянных ферм являются растянутые стержни, поскольку надёжность их работы в большей степени зависит от качества лесоматериалов, наличия неизбежных в неклееной древесине пороков (сучков, косослоя, трещин и т. п.), а также от ослаблений сечения болтами, врубками и др. Поэтому растянутые деревянные стержни должны выполняться из первоклассной высококачественной древесины.

Металлодеревянные сквозные конструкции проектируют, исходя из анализа работы элементов: сжатые, сжато-изгибаемые и изгибаемые – из древесины; растянутые и растянуто-изгибаемые – из стали.

Для обеспечения необходимой жёсткости ферм проверяется относительный прогиб в середине пролёта f/l с введением приведённого модуля деформаций.

Для погашения провисания балочных однопролётных ферм им придаётся строительный подъём не менее $\frac{1}{200}$ и не менее максимального прогиба фермы. Строительный подъём осуществляется изломом оси нижнего пояса в одном или двух узлах, расположенных ближе к середине пролёта фермы.

Алгоритм сбора нагрузок и расчёта ферм

Сбор нагрузок на ферму осуществляют с учетом температурно-влажностных воздействий, действующих в период эксплуатации конструкции.

· Постоянную нагрузку от веса кровли и настила определяют на основе объемных весов материалов, применяемых в покрытии по формулам: $g = \rho V/(b \cdot l)$,

где ρ – объёмный вес материала кровли или настила;

V – объём материала кровли или настила;

b, l – размеры материала в плане;

при сплошном покрытии толщиной t по формуле $g^н = \rho t$.

· Ориентировочный собственный вес фермы, рекомендуется определять по формуле: $$g^н_{св} = \frac{g^н + S^н}{\left[1000 / k_{св} \cdot l\right] - 1}$$.

Рекомендуется сначала определять нормативную нагрузку на 1 м² горизонтальной проекции кровли, затем перевести ее в погонную, равную произведению нормативной нагрузки (Н/м²) на коэффициент надёжности по нагрузке γ_f, принимаемый по таблице 1 и п.п. 2.1, 2.2 [2], и на шаг ферм (м).

· Снеговая нагрузка зависит от района строительства. Распределение снеговой нагрузки на кровле зависит от ее профиля (см. Приложение 1 [2]). Величина расчётной снеговой нагрузки на 1 м² горизонтальной проекции покрытия будет равна $S = S_0 \times \mu$;

где S_0 – вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемый по табл. 4 [2] в зависимости от района строительства, определенного по карте 1 [2];

μ - коэффициент перехода от снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с п.п. 5.3 – 5.6. и прил. 3 [2].

Извлечение из табл. 4 [2]

Снеговые районы (принимаются по карте 1 обязательного приложения [2])	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_0 кПа	0,8	1,2	1,8	2,4	3,2	4,0	4,8	5,6

Погонную расчетную равномерно распределенную снеговую нагрузку (кН/м) получают путем умножения расчётной снеговой нагрузки (кН/м²) на шаг ферм.

Для определения нормативной снеговой нагрузки расчётную снеговую нагрузку умножают на коэффициент надежности по нагрузке γ_f, который принимается равным 0,7.

· Определение расчетных усилий в элементах ферм в зависимости от возможных схем загружения при необходимых сочетаниях нагрузок.

· Принятие материалов поясов и решётки (наименование, порода,

сорт древесины, марка стали или другого материала), размеров поперечных сечений в соответствии с нормами конструирования, принятых по сортаментам изделий см. таблицы 7,8 Приложение 1; I.4, I.5, I.6 [3]. Размеры клееных элементов ферм также увязывают с допусками на фрезерование по пластям и кромкам см. табл. 9 Приложение 1. Ширину поясов и решётки чаще проектируют одинаковой, это связано с проектированием узлов ферм.

- Определение геометрических характеристик принятого поперечного сечения
- Проверка несущей способности элемента фермы (расчет по I группе предельных состояний).
- Определение прогиба фермы (расчет по II группе предельных состояний).
- Если принятое сечение не отвечает, хотя бы одному условию прочности, устойчивости (I ПС) или деформативности (II ПС), а также в случае их больших запасов (более 10%), корректировка размеров сечений и перерасчёт на основе научного анализа нагрузок и возможного их снижения.
- Проектирование и расчёт узлов фермы с учётом норм расстановки связей в древесине (п.п. 5.17 - 5.19 [1]) и в металле (п.п. 12.19* - 12.20* и табл. 39 [4]).
- Необходимо учесть ослабление сечения отверстиями под болты, врезками в древесине растянутых (изгибаемых) элементов, причём при определении площади нетто сечения ослабления, расположенные на длине элемента 200 мм, как бы совмещаются в рассматриваемом сечении [1].

Конструкция считается эффективной, если хотя бы в одной проверке достигнуты допускаемые недонапряжения.

1. Простейшие виды металлодеревянных сквозных конструкций.

К числу наиболее простых, доступных для широкого применения и эффективных форм металлодеревянных конструкций относятся шпренгельные балки-фермы, треугольные трёхшарнирные арки и малопанельные фермы с брусчатым верхним поясом.

Такие конструкции индустриальны, так как они состоят из небольшого количества элементов, простых в изготовлении, сборке и монтаже, малотрудоёмки, удобны при транспортировании, надёжны в эксплуатации. Их изготовление может быть налажено как в

централизованных условиях, так и в мастерских на месте строительства с оптимальным использованием древесины в виде брёвен.

Шпренгельные балки-фермы. Шпренгельными называются балки, усиленные дополнительной конструкцией (шпренгелем), стоящей на стойке, поддерживающей балку в середине пролёта и опирающейся на затяжку треугольного очертания, закреплённую на концах балки. Дополнительная конструкция уменьшает изгибающие моменты в балке и тем повышает несущую способность и жёсткость.

Затяжка, работающая на растяжение, выполняется из круглой стали, а сжатая стойка – из древесины. Верхний пояс выполняют из одного или нескольких брусьев или брёвен, объединённых пластинчатыми нагелями (см. рис.1).

Шпренгельные фермы-балки применяются в качестве прогонов или несущих стропильных элементов односкатных и двускатных покрытий при пролётах 7-12 м. Они просты в изготовлении, индустриальны, надёжны. Однако их следует раскреплять из плоскости, предусмотрев вертикальные связи в плоскости сжатой стойки.

При необходимости стыкования элементов верхнего пояса стык располагают над стойкой и перекрывают деревянными накладками на болтах (см. рис. 10). Стык считается шарнирным, и система превращается в ферму шпренгельного типа. Такая ферма может быть запроектирована не только с прямолинейным, но и с двускатным очертанием верхнего пояса.

При устройстве стыка верхнего пояса на стойке система превращается в статически определимую. Максимальный изгибающий момент в панели пояса считается по формуле $M_0 = q \times l^2/8$, где $l = l_0/2$.

Чтобы уменьшить величину расчётного изгибающего момента, в опорных и средних узлах ферм устраивают эксцентриситет приложения продольной силы N (в примере 1) относительно оси элементов. Расчётный момент в этом случае равен:

$M_{расч} = q \times l^2/8 - N \times e$ (см. рис. 3,4).

Связи жёсткости.

Вертикальные связи жёсткости устанавливают в плоскости стоек фермы в виде двух пересекающихся раскосов, связывающих каждую пару ферм. Раскосы состоят из досок, прикреплённых к стойкам болтами (см. рис.10). Эти связи обеспечивают устойчивость

шпренгельной фермы и предотвращают выход её из своей плоскости.

1.1. ПРИМЕР 1.
РАСЧЁТ ШПРЕНГЕЛЬНОЙ ФЕРМЫ С ВЕРХНИМ ПОЯСОМ ИЗ БРУСЬЕВ НА ПЛАСТИНЧАТЫХ НАГЕЛЯХ.

Требуется спроектировать и рассчитать шпренгельную ферму, устанавливаемую в качестве несущей конструкции односкатного тёплого покрытия под рулонную кровлю с уклоном $i = 0{,}1$ (рис.1).

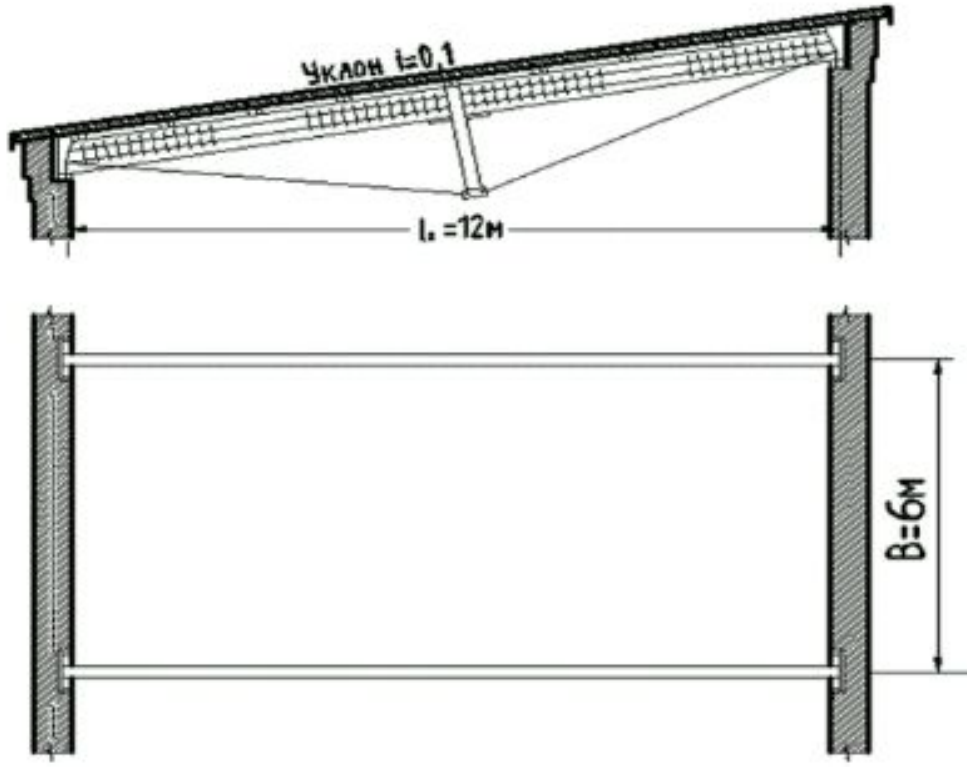


Рисунок 1.

Пролёт фермы $l = 12\,м$, расстояние между фермами $B = 6\,м$. Нормативная нагрузка, отнесённая к 1 м² плана:

- собственный вес покрытия без утеплителя $g^{н}_{1} = 0{,}37\ кН/м^2$;
- собственный вес утеплителя $g^{н}_{2} = 0{,}86\ кН/м^2$;
- расчётная снеговая нагрузка $s_0 = 1{,}2\ кН/м^2$.

Примечание. Ввиду малого уклона покрытия ветровая нагрузка не учитывается. Постоянная нагрузка от покрытия распределена равномерно по всему верхнему поясу фермы.

РЕШЕНИЕ

1.1.1. Подсчёт нагрузок.

Принимая коэффициент собственного веса для шпренгельной фермы $k_{с.в.} = 4$, определяем ориентировочно собственный вес её по формуле:

$$g^{н}_{с.в.} = \frac{g^{н}_1 + g^{н}_2 + s^{н}}{\left(\frac{1000}{k_{с.в.} \cdot l} - 1\right)} = \frac{0{,}37 + 0{,}7 + 1{,}2 \cdot 0{,}7}{\left(\frac{1000}{4 \cdot 12} - 1\right)} = 0{,}1 \text{ кН/м}^2$$

.

При заданном расстоянии между фермами $B = 6$ м нагрузка, приходящаяся на 1 пог.м. горизонтальной проекции фермы, составляет:

- нормативная

$$q^{н} = \left(g_1^{н} + g_2^{н} + g^{н}_{с.в.} + s_0 \cdot \gamma_f\right) \cdot B = (0{,}37 + 0{,}86 + 0{,}1 + 1{,}2 \cdot 0{,}7) \cdot 6 =$$

$= 13{,}02$ кН/м

- расчётная

$$q = \left[\left(g^{н}_1 + g^{н}_{с.в.}\right) \cdot \gamma_{f1} + g_2^{н} \cdot \gamma_{f2} + s_0\right] \cdot B = [(0{,}37 + 0{,}1) \cdot 1{,}1 +$$

$+ 0{,}86 \cdot 1{,}2 + 1{,}2] \cdot 6 = 16{,}54$ кН/м

где $\gamma_f, \gamma_{f1}, \gamma_{f2}$ - коэффициенты надёжности по нагрузке согласно [2].

1.1.2. Определение усилий в стержнях фермы.

Для заданного уклона $i = 0{,}1$ угол наклона верхнего пояса будет $\gamma = 5°50'$ и $\cos\gamma = \cos 5°50' = 0{,}995$;

при этом длина верхнего пояса фермы равняется

$$l = \frac{l_0}{\cos\gamma} = \frac{12}{0{,}995} = 12{,}06 \text{ м}$$

.

Из рекомендуемых для шпренгельных ферм отношений $l/f = 6 \div 8$ принимаем $l/f = 7$, откуда высота фермы

$$f = \frac{l}{7} = \frac{12{,}06}{7} \approx 1.725 \text{ м}$$

.

округляем до1,7 м; при этом действительное отношение будет

$$\frac{l}{f} = \frac{12{,}06}{1{,}7} = 7{,}1 \quad ; \quad \frac{2}{l/f} = tg\alpha = \frac{2}{7{,}1} = 0{,}282 \quad ;$$

этому соответствуют $\alpha = 16^\circ$ и $\cos 16^\circ = 0{,}962$.

Исходя из сортамента лесоматериала по длине $(l_{макс} = 6{,}5м)$, стык в верхнем поясе намечаем посредине длины.

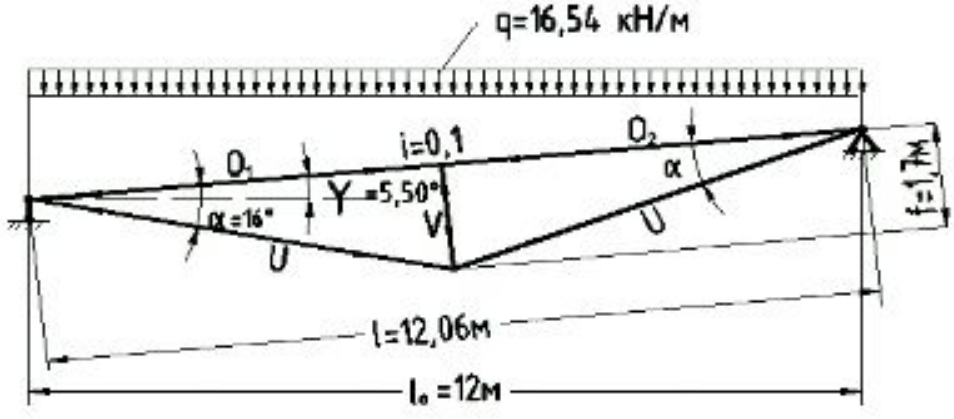


Рисунок2.

Усилия во всех стержнях фермы будут максимальными при полномзагружении фермы расчётной нагрузкой, когда постоянные и снеговая нагрузки равномерно распределены по вехнему поясу фермы (рис2).

Усилие в левой панели верхнего пояса определяем по формуле:

$$O_1 = -\frac{\frac{l}{f} + 2 \cdot i}{\sqrt{1 + i^2}} \cdot \frac{q \cdot l_0}{8} = -\frac{7{,}1 + 2 \cdot 0{,}1}{\sqrt{1 + 0{,}1^2}} \cdot \frac{16{,}54 \cdot 12}{8} = -180 \text{ кН}$$

.

Усилие в правой панели верхнего пояса определяем по формуле:

$$O_1 = -\frac{\frac{l}{f} - 2 \cdot i}{\sqrt{1 + i^2}} \cdot \frac{q \cdot l_0}{8} = -\frac{7{,}1 - 2 \cdot 0{,}1}{\sqrt{1 + 0{,}1^2}} \cdot \frac{16{,}54 \cdot 12}{8} = -170 \text{ кН}$$

.

Усилие в панелях нижнего пояса определяем по формуле:

$$U = \sqrt{\frac{\left(\frac{l}{f}\right)^2 + 4}{1+i^2}} \cdot \frac{q \cdot l_0}{8} = \frac{7{,}1^2 + 4}{1+0{,}1^2} \cdot \frac{16{,}54 \cdot 12}{8} = 182\,кН .$$

Усилие в стойке определяем по формуле

$$V = -\frac{q \cdot l_0}{2 \cdot \sqrt{1+i^2}} = -\frac{16{,}54 \cdot 12}{2 \cdot \sqrt{1+0{,}1^2}} = -98{,}8\,кН .$$

1.1.3. Подбор сечения верхнего пояса фермы.

Верхний пояс принимаем из трёх брусьев сечением $b \times h_1 = 18 \times 18\,см$ каждый и соединяем их между собой дубовыми пластинчатыми нагелями Деревягина.

Общая высота сечения получается

$$h = 3 \cdot h_1 = 3 \cdot 18 = 54\,см .$$

Опорный узел проектируем так, чтобы сжимающее усилие O_1 передавалось поясу эксцентрично, т.е. ниже его оси, с целью получения разгружающего момента (рис.3).

Для этого усилие в нижнем поясе передаём через шайбу, опирающуюся в нижний брус сечения пояса и в часть среднего бруса на глубину

$$a \geq \frac{h_1}{3} = \frac{18}{3} = 6\,см .$$

При таком решении, в первом приближении, величину эксцентриситета в опорном узле можно принять равной

$$e_1 = \frac{5}{6} \cdot h_1 = \frac{5 \cdot 18}{6} = 15\,см$$

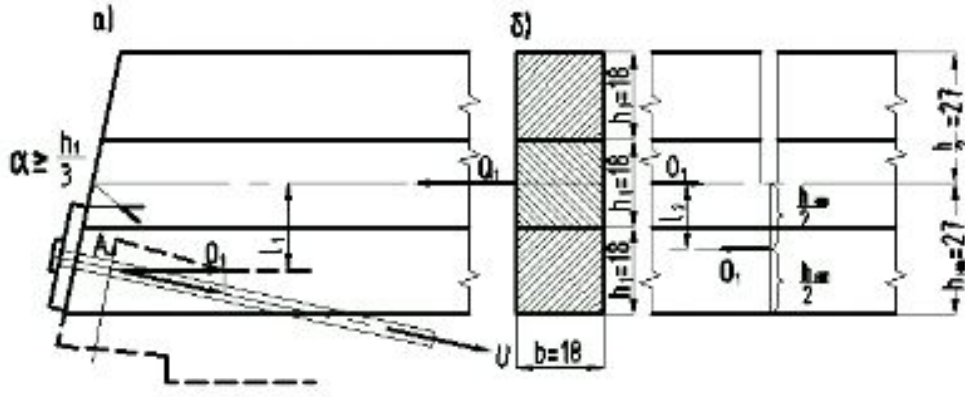


Рисунок 3.

Для получения разгружающего момента на другом конце панели стык панелей осуществляем с зазором наверху на половину сечения (рис 3, б); при этом величина эксцентриситета получается

$$e_2 = \frac{3}{4} \cdot h_1 = \frac{3 \cdot 18}{4} = 13{,}5\,см$$

.

Расчётная величина эксцентриситета в середине панели

$$e_{ср} = \frac{e_1 + e_2}{2} = \frac{15 + 13{,}5}{2} = 14{,}25\,см$$

.

Максимально допустимый эксцентриситет

$$[e] \le \frac{0{,}5 \cdot M_0}{Q_1} = \frac{0{,}5 \cdot 7443}{180} = 20{,}7\,см > e_{ср} = 14{,}25\,см$$

,

где M_0 - момент как в простой балке, равный

$$M_0 = \frac{q \cdot \left(\frac{l_0}{2}\right)^2}{8} = \frac{16{,}54 \cdot \left(\frac{12}{2}\right)^2}{8} = 7443\,кН \cdot м$$

.

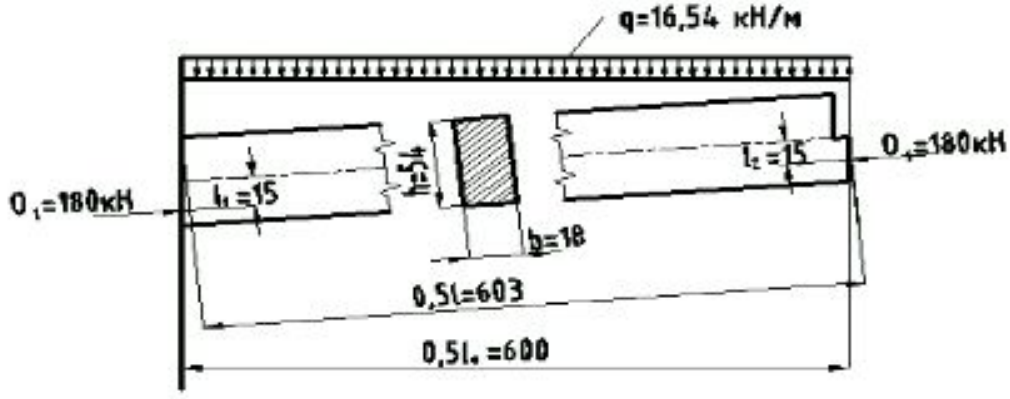


Рисунок4.

Проверяем принятое сечение верхнего пояса на сжатие с изгибом, рассматривая левую крайнюю панель как имеющую наибольшее сжимающее усилие $O_1 = 180$ кН при одинаковой со второй панелью длине.

Расчётный изгибающий момент определяем в середине панели с учётом разгружающего момента от эксцентричного приложения сжимающих сил (рис4):

$$M_{расч} = M_0 - O_1 \cdot e_{ср} = 7443 - 180 \cdot 14{,}25 = 4878 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчётная гибкость панелей верхнего пояса в плоскости изгиба будет

$$\lambda_x = \frac{0{,}5 \cdot l}{r_x} = \frac{0{,}5 \cdot 12{,}06}{0{,}289 \cdot h} = \frac{6{,}03}{0{,}289 \cdot 54} = 38{,}7.$$

Площадь сечения верхнего пояса

$$A = b \cdot h = 18 \cdot 54 = 972 \text{ см}^2.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{18 \cdot 54^2}{6} = 8748 \text{ см}^3.$$

Прочность принятого сечения верхнего пояса проверяем по формуле, МПа

$$\sigma_c = \frac{O_1}{A} + \frac{M}{k_w \cdot \xi \cdot W} = \frac{180}{972} + \frac{4878}{0{,}85 \cdot 0{,}93 \cdot 8748} = 9{,}09 < R_u = 13$$

где ξ - коэффициент, учитывающий дополнительный момент от

продольной силы O_1 при деформации панели, равный

$$\xi = 1 - \frac{\lambda_x^2 \cdot O_1}{3000 \cdot A \cdot R_c} = 1 - \frac{38,7^2 \cdot 180}{3000 \cdot 972 \cdot 1,3} \approx 0,93$$

;

$k_{ш}$ - коэффициент, учитывающий податливость соединения при работе на изгиб верхнего пояса, состоящего из трёх брусьев при длине 6 м, принят равным $k_{ш} = 0,85$

1.1.4. Расчёт пластинчатых нагелей.

В качестве связей приняты дубовые пластинчатые нагели толщиной $\delta = 1,2\,см$ и длиной $l_{пл} = 5,4\,см$, которые вставляются в смежные сплачиваемые брусья, имеющие глубину гнезда

$$h_{вр} = \frac{l_{пл}}{2} + 0,1\,см = \frac{5,4}{2} + 0,1 = 2,8\,см < \frac{h_1}{5} = \frac{18}{5} = 3,6\,см$$

.

Ввиду того что ширина брусьев $b = 18\,см > [15\,см]$ и цепно-долбёжным станком нельзя просверлить сквозного отверстия, нагели проектируем глухими с заглублением выреза глухого гнезда на величину

$$b_1 = \frac{b}{2} + 0,3 \cdot l_{пл} = \frac{18}{2} + 0,3 \cdot 5,4 = 10,6\,см$$

(рис.5).

Расчётная несущая способность двух смежных нагелей, расположенных навстречу друг другу, определена по формуле

$$T_{пл} = 14 \cdot l_{пл} \cdot b = 14 \cdot 5,4 \cdot 18 = 13,6\,кН$$

.

Требуемое количество нагелей $n_б$, располагаемых в каждом шве с каждой стороны сечения на половине длины панели, определяем по формуле:

$$n_c = \frac{1,5 \cdot M_0 \cdot S_{бр}}{\xi \cdot J_{бр} \cdot T_{пл}} + \frac{k \cdot O_1}{T_{пл}} = \frac{1,5 \cdot 7443}{0,93 \cdot 40,5 \cdot 13,6} + \frac{0,2 \cdot 180}{13,6} = 24,45$$

$$\frac{J_{бр}}{S_{бр}} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{9}{b \cdot h^2} = \frac{3}{4} \cdot h = \frac{3 \cdot 54}{4} = 40,5\,см$$

где ;

к - коэффициент, который при передаче нормальной силы на концах панели одному крайнему и среднему брусьям принимается равным 0,2. Принимаем n_c=25 шт.

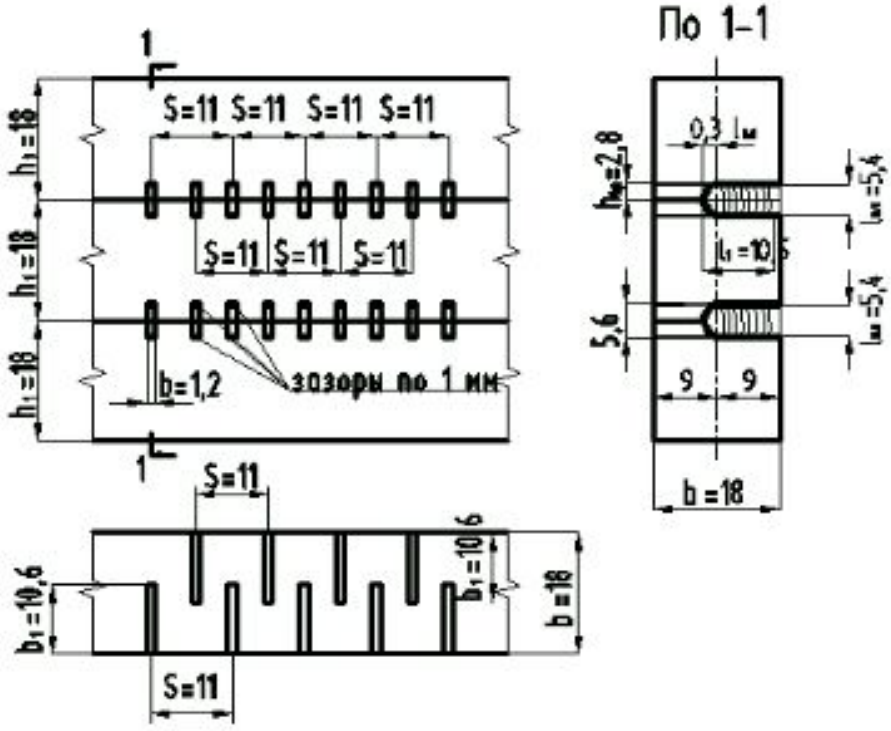


Рисунок 5.

Согласно [3], расстояние между осями пластинчатых нагелей должно быть $S = 9 \cdot \delta = 9 \cdot 1{,}2 \approx 11$ см.

В каждом шве на половине длины панели можно разместить следующее количество нагелей $n = \frac{l}{4 \cdot S} = \frac{12{,}06}{4 \cdot 11} = 27{,}4 > 25$.

Нагели расставляем в шахматном порядке через 11 см на всей длине панели (см. рис 5).

1.1.5. Проверка жёсткости панелей верхнего пояса.

Расчётный прогиб от совместного действия нормативной поперечной нагрузки и разгружающих опорных моментов от нормативной нагрузки с учётом влияния продольного центрального сжатия и составности сечения определяем по формуле

$$f_{расч} = \frac{5 \cdot q_1^н \cdot (0{,}5 \cdot l)^4}{384 \cdot E \cdot J \cdot k_ж \cdot \xi} - \frac{O_1^н \cdot (e_1 + e_2) \cdot (0{,}5 \cdot l)^2}{16 \cdot E \cdot J \cdot k_ж \cdot \xi},$$

где $q_1^н$ - нормативная погонная нагрузка, расположенная нормально к верхнему поясу фермы, равная

$$q_1^н = q^н \cdot \cos^2 \gamma = 13{,}02 \cdot 0{,}995^2 = 0{,}129 \text{ кН/см};$$

$O_1^н$ - нормативное усилие в левой панели верхнего пояса от нормативной нагрузки, равное

$$O_1^н = O_1 \cdot \frac{q^н}{q} = 180 \cdot \frac{13{,}02}{16{,}54} = 141{,}7 \text{ кН};$$

$k_ж = 0{,}6$ - коэффициент жёсткости, принятый согласно, табл.13[1];

J - момент инерции сечения, равный

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{18 \cdot 54^3}{12} = 236200 \text{ см}^4;$$

$0{,}5 \cdot l = 0{,}5 \cdot 12{,}06 = 603 \text{ см}$; $e_1 = 15 \text{ см}$; $e_2 = 13{,}5 \text{ см}$;

$\xi = 0{,}93$; $E = 1000 \text{ кН/см}^2$.

Подставляем эти значения, получаем, см

$$f_{расч} = \frac{5 \cdot 0{,}129 \cdot 603^4}{384 \cdot 1000 \cdot 236200 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}93} - \frac{141{,}7 \cdot (15 + 13{,}5) \cdot 603^2}{16 \cdot 1000 \cdot 236200 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}93} = 1{,}02$$

при этом $\frac{f_{расч}}{0{,}5 \cdot l} = \frac{1{,}02}{603} \approx \frac{1}{600} < \left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{200}$.

1.1.6. Подбор сечения нижнего пояса

Нижний пояс фермы проектируем из одиночного тяжа круглого сечения без нарезки на стали марки С210* диаметром d=3,6 см, площадью $A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3{,}14 \cdot 3{,}6^2}{4} = 10{,}17 \text{ см}^2$;

при этом напряжение растяжения в принятом сечении будет

$$\sigma = \frac{U}{A} = \frac{182}{10,17} = 17,88\ \text{кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y = 21 кН/см^2$$

.

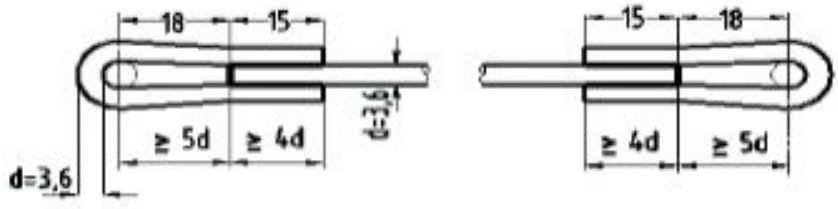


Рисунок 6.

Тяжи нижнего пояса имеют сварные петлевидные концы, как показано на рис.6.

У опорных узлов вместо одного принимаем два коротких тяжа того же диаметра d=3,6 см с нарезкой по концам, при этом внутренний диаметр по нарезке будет d_0=3,08 см.

Рабочая площадь сечения коротких тяжей в нарезке будет

$$A_n = \frac{\pi \cdot d_0^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 3,08^2}{4} = 7,44\ \text{см}^2$$

.

Прочность коротких тяжей проверяем из условия растяжения их по ослабленному нарезкой сечению, кН/ см²:

$$\sigma = \frac{U}{2 \cdot A_n} = \frac{182}{2 \cdot 7,44} = 12,24 < \gamma_c \cdot R_y = 0,85 \cdot 21 = 17,85$$

;

где γ_c = m_s- коэффициент условий работы двойного тяжа, имеющего нарезку, согласно п3.4 [1], принят равным $m_s = 0,85$.

* Примечание: марку стали следует применять в соответствии с рекомендациями табл.50* [4] для заданной климатической зоны.

1.1.7. Расчёт опорного узла

Опорный узел проектируем, как показано на рис.7.

Минимально допустимую ширину опорной подкладки определяем из условия смятия её поперёк волокон:

$$A_{см} = b \cdot c = \frac{A}{R_{см90}} = \frac{q \cdot l_0}{2 \cdot R_{см90}} = \frac{16,54 \cdot 12}{2 \cdot 0,3} \approx 331\ \text{см}^2$$

;

где $R_{см90}$ = 3 МПа = 0,3 кН/ см²- расчётное сопротивление смятию поперёк волокон древесины сосны или ели 2-го сорта(см табл.3 [1]).

$$c = \frac{A_{см}}{b} = \frac{331}{18} = 18{,}4 \text{ см}$$

Откуда . Принимаем $c = 20 см$.

Имея заданную передачу сжимающего усилия нижнему и среднему брусьям на глубину $a = \frac{h_1}{3} = \frac{18}{3} = 6 см$, высота опорного швеллера $z = \frac{h_1 + a}{\cos\alpha} = \frac{18+6}{0{,}962} = 25 см$.

Принимаем швеллер № 24 а, при этом швеллер не будет доходить до нижней кромки нижнего бруса на 1 см (рис.7).

Проверяем напряжение смятия верхнего пояса швеллером под углом $\alpha=16°$, кН/см²:

$$\sigma_{см} = \frac{U}{A_{см}} = \frac{U}{b \cdot z} = \frac{182}{18 \cdot 24} = 0{,}421 < R_{см\alpha} = 1{,}22$$

; где

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + (\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1) \cdot \sin^3\alpha} = \frac{13}{1 + (\frac{13}{3} - 1) \cdot \sin^3 16^0} = 12{,}2 МПа$$

Одиночный тяж нижнего пояса петлевидным концом прикреплён к двум коротким тяжам с помощью валика, проходящего через уголки.

Минимально допустимый диаметр валика $d_в$ определяем из условия среза его усилием $A_{ср} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot d_в^2}{4} = \frac{U}{R_s} = \frac{182}{9} = 20{,}23 \text{ см}^2$,

где R_s – расчетное сопротивление арматуры сдвигу [4].

Откуда $d_в = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{ср}}{2 \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 20{,}23}{2 \cdot 3{,}14}} = 3{,}6 \text{ см}$;

по производственным соображениям возможности и удобства сгибания петли вокруг валика принимаем диаметр валика

$d_в = 1{,}5 \cdot d = 1{,}5 \cdot 3{,}6 = 5{,}4 см$.

Минимально допустимую толщину опорных уголков определяем из условия смятия их валиком:

$$A_{см} = 2 \cdot d_в \cdot \delta = \frac{U}{\gamma_c \cdot R_{SL}} = \frac{182}{0{,}85 \cdot 26{,}5} = 8{,}1 \text{ см}^2$$

;

где R_{SL} – расчетное сопротивление уголков смятию [4].

Откуда толщина полочек уголков $\delta = \frac{A_{см}}{2 \cdot d_в} = \frac{8,1}{2 \cdot 5,4} = 0,75\ см$;

где $\gamma_c = m_s = 0,85$ - коэффициент, принятый согласно п3.4 [1].

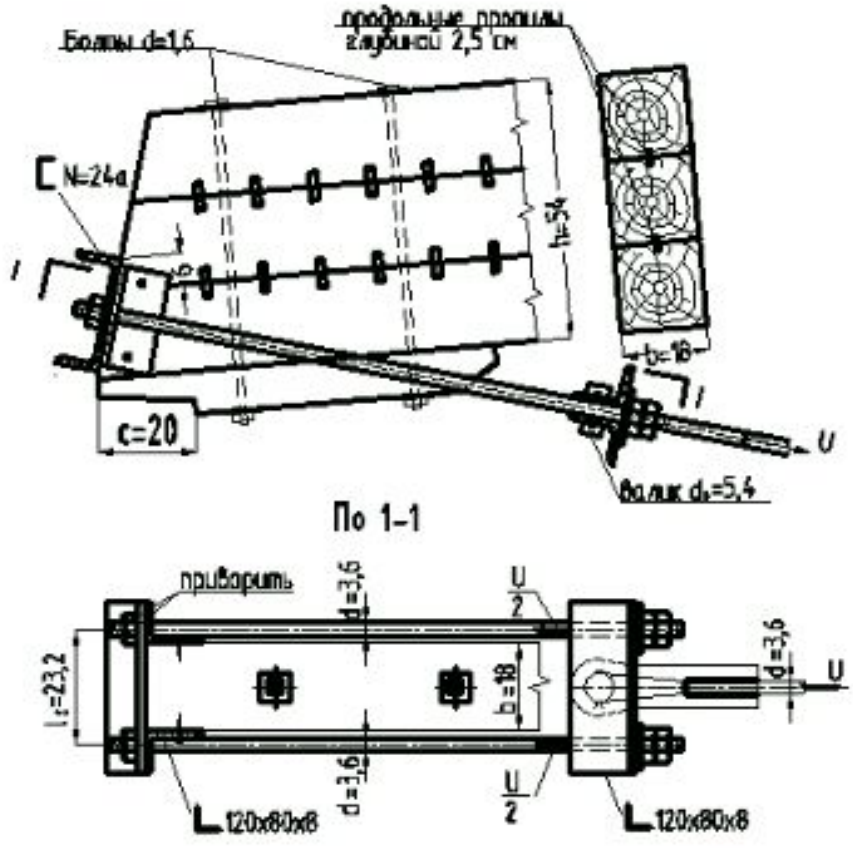


Рисунок 7.

По сортаменту принимаем два неравнополочных уголка 2∟ 120x80x8.

Теперь проверим прочность валика на изгиб. Расчётный пролёт валика как балки на двух опорах равняется диаметру тяжа плюс толщина полочки уголка, т.е

$$l_r = d + \delta = 3,6 + 0,8 = 4,4\ см.$$

Расчётный изгибающий момент

$$M = \frac{U \cdot l_1}{4} = \frac{182 \cdot 4{,}4}{4} = 200\ кН \cdot м$$

.

Момент сопротивления валика

$$W = \frac{\pi \cdot d_в^3}{32} = \frac{3{,}14 \cdot 5{,}4^3}{32} = 15{,}45\ см^3$$

.

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{200}{15{,}45} = 13\ кН/см^2 < R_y \cdot \gamma_c = 21\ кН/см^2$$

.

Проверяем прочность принятых уголков на изгиб. Расчётный пролёт уголков равен расстоянию между осями двойных коротких тяжей (рис 8).

$$l_2 = b + d + 2 \cdot \delta = 18 + 3{,}6 + 2 \cdot 0{,}8 = 23{,}2\ см;$$

где δ - толщина опорных уголков, приваренных к швеллеру.

Максимальный изгибающий момент

$$M_{макс} = \frac{U \cdot l_2}{4} = \frac{182 \cdot 23{,}2}{4} = 1055{,}6\ кН \cdot м$$

.

Момент инерции уголка относительно оси х-х: $J_x = 229\ см^4$, а расстояние до центра тяжести $y_0 = 3{,}85\ см$; при этом расстояние от нейтральной оси до наиболее удалённого волокна сечения

$$y_{макс} = B - y_0 = 12 - 3{,}85 = 8{,}15\ см$$

.

Момент сопротивления сечения уголка

$$W_x = \frac{J_x}{y_{макс}} = \frac{229}{8{,}15} = 28{,}1\ см^3$$

.

Напряжение изгиба в двух уголках

$$\sigma = \frac{M_{макс}}{2 \cdot W_x} = \frac{1055{,}6}{2 \cdot 28{,}1} = 18{,}78\ кН/см^2 < \gamma_c \cdot R_y = 21\ кН/см^2$$

.

Проверяем прочность опорного башмака, сваренного из швеллера № 24 а и двух уголков 120х80х8, на изгиб.

Расчётный пролёт швеллера тот же, что и для уголков, т.е. $l_2 = 23{,}2\ см$ (рис 9).

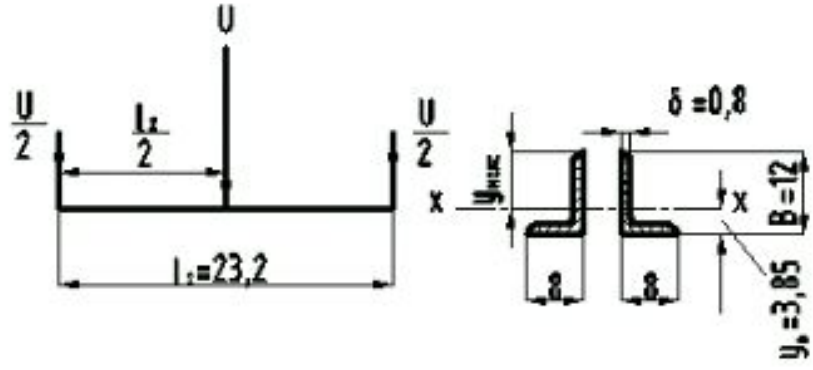


Рисунок8.

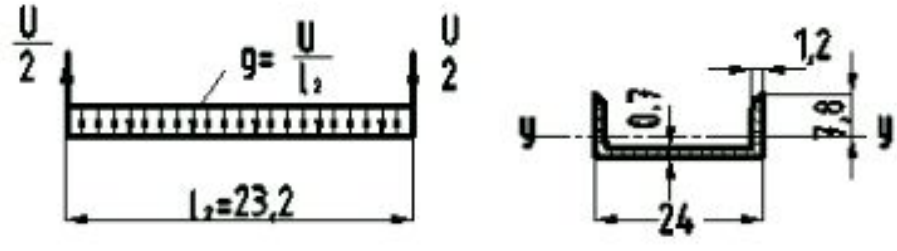


Рисунок9.

Максимальный изгибающий момент швеллера определяем приближённо, как для простой однопролётной балки

$$M_{макс} = \frac{U \cdot l_2}{8} = \frac{182 \cdot 23,2}{8} = 527,5\ кН \cdot м$$

.

Момент сопротивления швеллера относительно оси у-у:

$$W_y = 30,47\ см^3$$

.

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{M_{макс}}{W_y} = \frac{527,5}{30,47} = 17,32\ кН/см^2 < \gamma_c \cdot R_y = 21\ кН/см^2$$

.

Расчёт опорных уголков не производим ввиду очевидной прочности

1.1.8. Расчёт верхнего среднего узла

Верхний средний узел проектируем, как показано на рис10, а

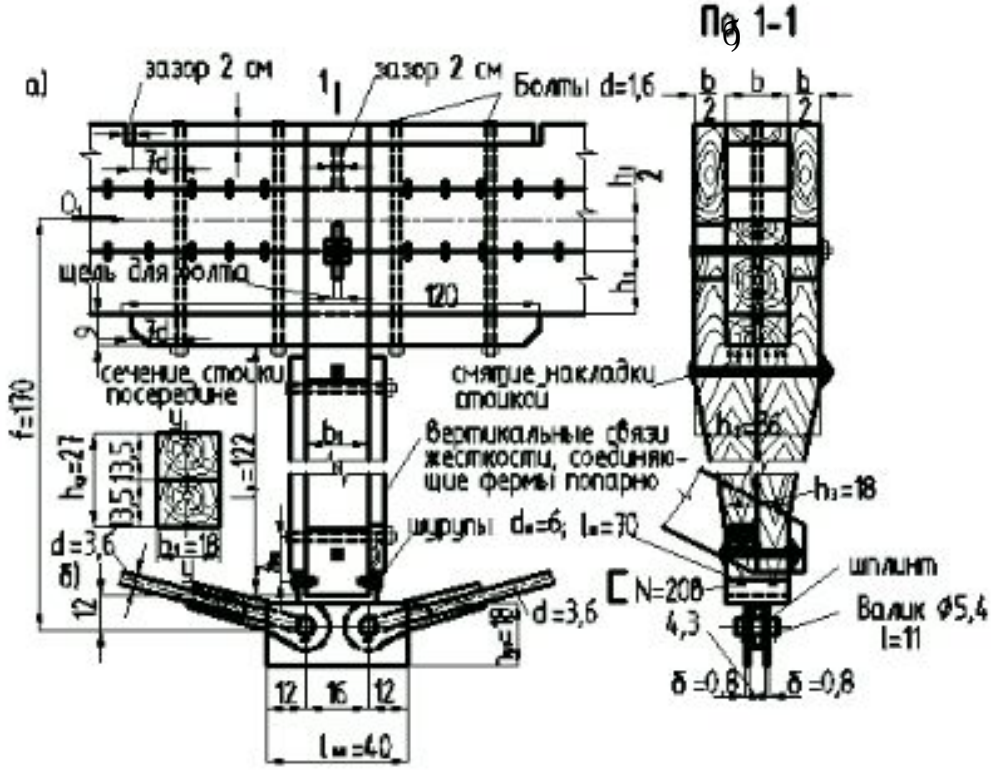


Рисунок 10.

В верхнем поясе на половину высоты сечения устраиваем зазор, тогда сжимающее усилие O_1 передаётся только нижнему брусу и половине среднего бруса на площади

$$F_{см} = b \cdot \frac{h}{2} = 18 \cdot \frac{54}{2} = 486\ см^2$$

;

при этом напряжение смятия равно

$$\sigma_{см} = \frac{O_1}{F_{см}} = \frac{180}{486} = 0{,}37\ кН/см^2 < \gamma_{ур} \cdot R_{см} = 1{,}3\ кН/см^2$$

.

Размеры как верхней, так и нижней деревянной накладки в узле приняты конструктивно:

- верхняя накладка толщиной $h_1 / 3 = 18 / 3 = 6\ см$;
- нижняя накладка толщиной $h_1 / 2 = 18 / 2 = 9\ см$.

Обе накладки скреплены с верхним поясом четырьмя стяжными болтами $d = 1{,}6\ см$.

Для того чтобы сжимающая сила не передавалась через верхнюю накладку, по концам её, как видно из рис.10, а, предусмотрены зазоры по 2 см.

1.1.9. Расчёт стойки.

По конструктивным соображениям решения верхнего среднего узла стойка принята из двух брусьев общей шириной в верхнем конце $h_2 = 2 \cdot b = 2 \cdot 18 = 36$ см, в нижнем конце - $h_3 = 18$ см, постоянной толщины $b_1 = 18$ см (рис.10, а и б).

Расчётная длина стойки, согласно чертежу, равна

$$l_0 = f - \frac{h}{2} - 9 - 12 = 170 - \frac{54}{2} - 9 - 12 = 122 \text{ см}.$$

Сжимающее усилие $V = 98{,}8$ кН.

Проверяем стойку на сжатие с продольным изгибом в плоскости фермы относительно оси у-у.

Гибкость стойки в этой плоскости

$$\lambda_y = \frac{l_0}{r_y} = \frac{l_0}{0{,}289 \cdot b_1} = \frac{122}{0{,}289 \cdot 18} = 23{,}5 < 75;$$

где r_y - радиус инерции сечения стойки в середине её длины

$$r_y = \sqrt{\frac{J_{cp}}{F_{cp}}} = \sqrt{\frac{h_{cp} \cdot b_1^3}{12 \cdot h_{cp} \cdot b_1}} = 0{,}289 \cdot b_1.$$

Для гибкости $\lambda < 70$ коэффициент продольного изгиба определяем по формуле

$$\varphi = 1 - 0{,}8 \cdot \left(\frac{\lambda_y}{100}\right)^2 = 1 - 0{,}8 \cdot \left(\frac{23{,}5}{100}\right)^2 = 0{,}96.$$

Устойчивость стойки проверяем по формуле $V \le \gamma_{ур} \cdot \varphi \cdot R_c \cdot F_{расч}$;

$98{,}8 \text{ кН} \le 1 \cdot 0{,}96 \cdot 1{,}3 \cdot 486 = 606{,}5 \text{ кН}$;

где $F_{расч}$ - площадь сечения стойки в середине её длины, равная

$$F_{расч} = \frac{b_1 \cdot (h_2 + h_3)}{2} = \frac{18 \cdot (36 + 18)}{2} = 486 \text{ см}^2.$$

Проверяем прочность нижней накладки верхнего среднего узла на смятие поперёк волокон стойкой (рис.10, а).

Площадь смятия $F_{см} = b \cdot b_f = 18 \cdot 18 = 324\ см^2$

Напряжение смятия

$$\sigma_{см} = \frac{V}{F_{см}} = \frac{98,8}{324} = 0,305\ кН/см^2 \approx \gamma_{ур} \cdot R_{см90} = 0,3\ кН/см^2$$

.

1.1.10. Нижний средний узел

Нижний средний узел из металла запроектирован центрировано. Конструкция его следующая. К одетому на стойку швеллеру приварены две вертикальные сварные планки, в которые вставлены два валика. На эти валики надеты петлевидные концы тяжей нижнего пояса (рис.10, б). Диаметр валиков принимаем такой же, как и опорного узла $d_в = 5,4\ см$.

Длина и ширина планок принимается по конструктивным соображениям решения узла, при этом размеры планок должны быть:

- длина не менее

$$l_{пл} = 5 \cdot d_в + 2 \cdot d + 2\ см = 5 \cdot 5,4 + 2 \cdot 3,6 + 2 = 36,2\ см$$

(принято $l_{пл} = 40\ см$);

- ширина не менее

$h_{пл} = 3 \cdot d_в = 3 \cdot 5,4 = 16,2\ см$ (принято $h_{пл} = 18\ см$).

Толщину планок δ определяем из условия прочности их на смятие под валиком $A_п = \delta \cdot d_в = \frac{U}{2 \cdot \gamma_c \cdot R_s}$;

откуда: $\delta = \frac{U}{2 \cdot \gamma_c \cdot R_s \cdot d_в} = \frac{182}{2 \cdot 0,8 \cdot 26,5 \cdot 5,4} = 0,75\ см$;

где $\gamma_c = 0,8$ - коэффициент, учитывающий возможную неравномерность работы планок.

Принимаем толщину планок

$\delta = 0,8\ см > 0,2 \cdot d = 0,2 \cdot 3,6 = 0,72\ см$.

Проверяем прочность планок на растяжение по сечению, ослабленному отверстием для валика.

$$\sigma = \frac{U}{2 \cdot A_n} = \frac{U}{2 \cdot \delta \cdot (h_{ш} - d_в)} = \frac{182}{2 \cdot 0{,}8 \cdot (18 - 5{,}4)} = 9{,}04 \text{ кН/см}^2 <$$

$$< \gamma_c \cdot R_y = 0{,}8 \cdot 21 = 16{,}8 \text{ кН/см}^2.$$

Для захода внутрь швеллера конца деревянной стойки, имеющей толщину $b_1 = 18\,см$, принимаем швеллер №20b. Стойка прикрепляется к швеллеру четырьмя конструктивно поставленными шурупами $d_ш = 0{,}6\,см$ и $l_ш = 7\,см$.

Расчёт торца стойки на смятие вдоль волокон под швеллером не производим ввиду очевидной прочности.

1.1.11. Определение строительного подъёма.

Каждой панели верхнего пояса шпренгельной фермы придаётся строительный подъём, величину которого в данном случае для составного сечения из трёх брусьев, соединённых пластинчатыми нагелями, можно определить по формуле

$$f_{стр} = \frac{0{,}1 \cdot \left(\frac{l}{2}\right)}{h_1} = \frac{0{,}1 \cdot 603}{18} = 3{,}35\,см$$. Принимаем $f_{стр} = 3{,}5\,см$.

В целях предотвращения просадки в среднем узле (в месте стыка панелей фермы) тоже должен быть строительный подъём, равный $f = 3 \cdot f_{стр} = 3 \cdot 3{,}5 = 10{,}5\,см$ (смрис11).

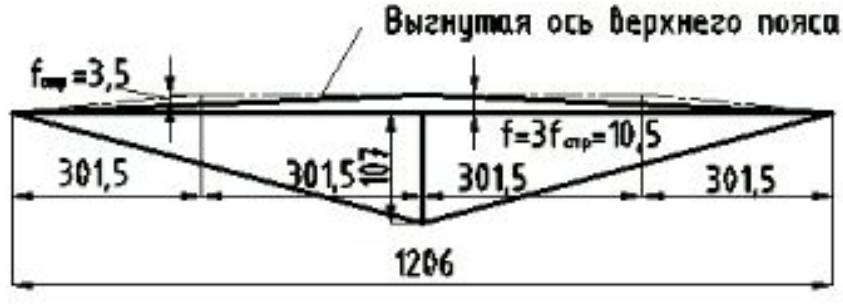


Рисунок11.

2. Клееные фермы прямолинейного очертания

Двускатные трапециевидные фермы из клееных элементов

применяют при пологих уклонах кровли. Ограждающую часть покрытия рационально устраивать в виде лёгких эффективных сборных конструкций – клеефанерных щитов, трёхслойных клееных плит с применением пластмасс, укладываемых непосредственно по верхним поясам ферм. Односкатные трапециевидные фермы преимущественно применяют в покрытиях крайних пониженных пролётов двух- и более пролётных зданий ступенчатого очертания. Двускатные фермы – в средних частях трёхпролётных зданий и однопролётных отдельно стоящих.

Верхний пояс фермы выполняют из двух неразрезных клееных блоков. Конструктивное решение узлов обеспечивает внецентренное приложение продольной силы в верхнем поясе с целью уменьшения расчётного изгибающего момента в нём (см. рис.14,15,29). Нижний пояс и крайние растянутые раскосы конструируют из парных уголков. Крайняя нулевая (не испытывающая нагружений) панель в нижнем поясе выполняется из клееной древесины (см. рис.20,21). Средние сжатые деревянные раскосы в верхнем узле крепят уголками к стальным пластинам в узле верхнего пояса (см. рис.22), упирают в стальную диафрагму и скрепляют с фасонными болтами в узлах нижнего пояса (см. рис.20,21).

2.1. ПРИМЕР 2.
РАСЧЁТ ОДНОСКАТНОЙ КЛЕЕНОЙ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННОЙ ФЕРМЫ.

Требуется спроектировать и рассчитать односкатную клееную металлодеревянную ферму пролётом $l = 18\ м$ при расстоянии между фермами $B = 6\ м$. Фермы предназначены в качестве несущих конструкций покрытия одноэтажного отдельно стоящего здания с тёплым покрытием, равномерно расположенным по верхнему поясу ферм и с рулонной кровлей.

- собственный вес покрытия (без утеплителя) $g^{н}_{1} = 0{,}5\ кН/м^2$,
- собственный вес утеплителя $g^{н}_{2} = 0{,}25\ кН/м^2$.
- расчётная снеговая нагрузка $S_0 = 1{,}8\ кН/м^2$

(район строительства – Ленинградская область).

РЕШЕНИЕ

2.1.1. Выбор схемы и определение геометрических размеров фермы.

В целях создания конструкции, состоящей из минимального количества стандартных элементов и отвечающей требованиям массового заводского изготовления и монтажа укрупнёнными сборочными блоками, выбираем крупнопанельную ферму (рис.12).

Относительная высота таких ферм назначается в пределах $\left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{7}\right) \cdot l$; принимаем $h = \frac{l}{7} = \frac{18}{7} = 2{,}57 \text{ м}$.

Для заданной рулонной кровли уклон верхнего пояса фермы должен быть $i = 0{,}1$; при этом получается

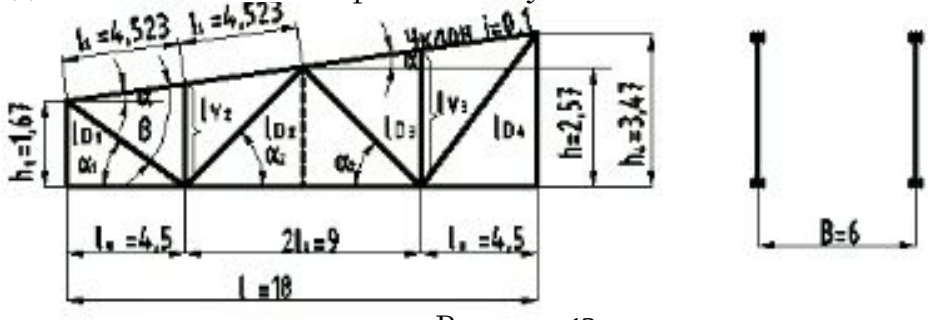


Рисунок 12.

- высота у карниза

$$h_1 = h - 0{,}1 \cdot \frac{l}{2} = 2{,}57 - 0{,}1 \cdot \frac{18}{2} = 1{,}67 \text{ м};$$

- высота у конька

$$h_4 = h + 0{,}1 \cdot \frac{l}{2} = 2{,}57 + 0{,}1 \cdot \frac{18}{2} = 3{,}47 \text{ м};$$

- высота промежуточных стоек

$$l_{v2} = h_1 + 0{,}1 \cdot \frac{l}{4} = 1{,}67 + 0{,}1 \cdot \frac{18}{4} = 2{,}12 \text{ м};$$

$$l_{v4} = h + 0{,}1 \cdot \frac{l}{4} = 2{,}57 + 0{,}1 \cdot \frac{18}{4} = 3{,}02 \text{ м};$$

- длина панелей верхнего пояса

$$l_1 = \frac{l}{4} \cdot \sqrt{1 + i^2} = \frac{18}{4} \cdot \sqrt{1 + 0{,}1^2} = 4{,}523 \text{ м};$$

- длины раскосов

$$l_{D1} = \sqrt{l_U^2 + h_1^2} = \sqrt{4,5^2 + 1,67^2} = 4,8\ м;$$

$$l_{D2} = \sqrt{l_U^2 + h^2} = \sqrt{4,5^2 + 2,57^2} = 5,182\ м;$$

$$l_{D4} = \sqrt{l_U^2 + h_4^2} = \sqrt{4,5^2 + 3,47^2} = 5,683\ м;$$

$tg\alpha = 0,1$ - этому соответствует угол $\alpha = 5°50'$;

$tg\alpha_1 = \frac{h_1}{l_U} = \frac{1,67}{4,5} = 0,371$ - ему соответствует угол $\alpha_1 \approx 20°20'$

угол $\beta = \alpha + \alpha_1 = 5°50' + 20°20' = 26°10'$;

$tg\alpha_2 = \frac{h}{l_U} = \frac{2,57}{4,5} = 0,571$ - ему соответствует угол $\alpha_2 \approx 29°40'$

и $\cos\alpha_2 = \cos 29°40' = 0,868$.

2.1.2. Подсчёт нагрузок

Для данной фермы принимаем коэффициент собственного веса $k_{с.в.} = 3$ и ориентировочно определяем собственный вес фермы по формуле:

$$g^н_{с.в.} = \frac{g^н_1 + g^н_2 + s^н}{\left(\frac{1000}{k_{с.в.} \cdot l} - 1\right)} = \frac{0,5 + 0,25 + 1,26}{\left(\frac{1000}{3 \cdot 18} - 1\right)} = 0,11\ кН/м^2;$$

где $s^н = s_0 \cdot \gamma_f = 1,8 \cdot 0,7 = 1,26\ кН/м^2$ - нормативная снеговая нагрузка;

$s_0 = 1,8\ кН/м^2$ - расчётная снеговая нагрузка для Ленинградской области, принята согласно табл.4 [2].

Полная нормативная нагрузка, приходящаяся на 1 пог.м пролёта фермы, кН/м:

$q^н = \left(g^н_1 + g^н_{с.в.} + g^н_2 + s^н\right) \cdot B$ =(0,5+0,11+0,25+ 1,26) . 6=12,72

Полная расчётная нагрузка, приходящаяся на 1 пог.м пролёта фермы:

$$q = \left(\left(g_1^н + g^н_{с.в.}\right)\cdot \gamma_{f1} + g^н_2 \cdot \gamma_{f2} + s_\rho\right)\cdot B =$$

$$= \left(\left(0{,}5 + 0{,}11\right)\cdot 1{,}1 + 0{,}25 \cdot 1{,}2 + 1{,}8\right)\cdot 6 = 16{,}63 \ \text{кН/м};$$

где γ_{f1}, γ_{f2} - коэффициенты надёжности по нагрузке табл2[2].

Расчётная узловая нагрузка

- постоянная

$$P_g = \left(\left(g^н_1 + g^н_{с.в.}\right)\cdot \gamma_{f1} + g^н_2 \cdot \gamma_{f2}\right)\cdot \frac{B\cdot l}{4} =$$

$$= \left(\left(0{,}5 + 0{,}11\right)\cdot 1{,}1 + 0{,}25 \cdot 1{,}2\right)\cdot \frac{6\cdot 18}{4} = 25{,}92 \ \text{кН};$$

- временная(от снега)

$$S_\rho = S_0 \cdot \frac{B\cdot l}{4} = 1{,}8 \cdot \frac{6\cdot 18}{4} = 48{,}6 \ кН$$

.

Опорные реакции от полной расчётной нагрузки

$$R_A = R_B = \frac{q\cdot l}{2} = \frac{16{,}63\cdot 18}{2} = 149{,}67 \ \text{кН}$$

.

2.1.3. Определение усилий в стержнях фермы.

Усилия в стержнях фермы определяют методами строительной механики, возможно применение программных комплексов(например Лира). Ввиду того что ферма несимметричная, необходимо произвести дважды расчет

1) от снеговой нагрузки, расположенной в узлах на левой половине пролётафермы($S_\rho = 48{,}6$ кН);

2) от снеговой нагрузки, расположенной в узлах на всем пролёте фермы($S_\rho = 48{,}6$ кН).

Усилия от постоянной нагрузки располагаем в узлах фермы по всему пролёту($P_g = 25{,}92$ кН).

После нахождения усилий в стержнях фермы, находим сочетания нагрузок: от нагрузки постоянной и снеговой на половине пролета и от нагрузки постоянной и снеговой на всем пролете фермы.

Результаты расчета фермы в Лире. Таблица1.

Tue Feb 11 14:28:15 2014 ФЕРМА основная схема

УСИЛИЯ НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ

10	1 - 1	1 - 2	2 - 1	2 - 2	3 - 1	3 - 2	4 - 1	4 - 2
	1	1	2	2	3	3	4	4
	2	2	3	3	4	4	5	5
1 - ЗАГРУЖЕНИЕ 1								
N	.104188	.104188	9.23163	9.23163	.023658	.023658	-5.26585	-5.26585
M	-.075290	.081172	.034377	.008985	.051109	-.040428	.040428	-.041664
Q	.034769	.034769	-.002821	-.002821	-.020341	-.020341	-.023658	-.023658
2 - ЗАГРУЖЕНИЕ 2								
N	.133878	.133878	8.65787	8.65787	.013033	.013033	-2.46708	-2.46708
M	-.096517	.105868	.052793	-.008975	.026284	-.022425	.022425	-.022798
Q	.044974	.044974	-.006863	-.006863	-.010826	-.010826	-.013033	-.013033
3 - ЗАГРУЖЕНИЕ 3								
N	.195354	.195354	17.3093	17.3093	.044358	.044358	-9.87350	-9.87350
M	-.141170	.152197	.064457	.016848	.095830	-.075802	.075802	-.078121
Q	.065193	.065193	-.005290	-.005290	-.038140	-.038140	-.044358	-.044358
10	5 - 1	5 - 2	7 - 1	7 - 2	8 - 1	8 - 2	9 - 1	9 - 2
	1	1	2	2	3	3	6	6
	6	6	7	7	8	8	2	2
1 - ЗАГРУЖЕНИЕ 1								
N	-5.26143	-5.26143	-2.61723	-2.61723	-2.62572	-2.62572	8.76427	8.76427
M	-.075290	.098704	-.060744	.055380	.047091	-.043025	-.039143	.052803
Q	.104188	.104188	.059020	.059020	-.030138	-.030138	.019156	.019156
2 - ЗАГРУЖЕНИЕ 2								
N	-7.38875	-7.38875	-4.91217	-4.91217	.005289	.005289	10.9451	10.9451
M	-.096517	.127060	-.073639	.055047	.037496	-.034605	-.049416	.068809

(Продолжение таблицы 1.)

Q	.133878	.133878	.060701	.060701	-.023861	-.023861	.024630	.024630
				3 - ЗАГРУЖЕНИЕ 3				
N	-9.84644	-9.84644	-4.90731	-4.90731	-4.92323	-4.92323	16.4330	16.4330
M	-.141170	.185071	-.130770	.103837	.088296	-.082360	-.073394	.099007
Q	.195354	.195354	.110664	.110664	-.056509	-.056509	.035918	.035918
10	10 - 1	10 - 2	11 - 1	11 - 2	12 - 1	12 - 2	13 - 1	13 - 2
	2	2	9	9	3	3	6	6
	9	9	3	3	5	5	7	7
				1 - ЗАГРУЖЕНИЕ 1				
N	-.887225	-.887225	-3.83800	-3.83800	7.38475	7.38475	-8.35879	-8.35879
M	.029854	.018101	.016604	.010750	.015717	-.006503	-.059561	.060792
Q	-.002268	-.002268	-.001130	-.001130	-.003910	-.003910	.031035	.031035
				2 - ЗАГРУЖЕНИЕ 2				
N	2.06426	2.06426	-5.71344	-5.71344	4.62308	4.62308	-10.4424	-10.4424
M	.048244	.015787	.007161	.004917	.007143	-.003851	-.077645	.106943
Q	-.006263	-.006263	-.000431	-.000431	-.001935	-.001935	.040816	.040816
				3 - ЗАГРУЖЕНИЕ 3				
N	-1.85105	-1.85105	-7.19626	-7.19626	13.8464	13.8464	-15.6727	-15.6727
M	.055977	.033940	.031133	.020156	.029470	-.012194	-.111677	.151486
Q	-.004252	-.004252	-.002118	-.002118	-.007332	-.007332	.058190	.058190
10	14 - 1	14 - 2	15 - 1	15 - 2	16 - 1	16 - 2		
	7	7	9	9	8	8		
	9	9	8	8	5	5		
				1 - ЗАГРУЖЕНИЕ 1				
N	-8.41495	-8.41495	-5.92842	-5.92842	-5.89670	-5.89670		
M	.025413	.022805	.024302	.004928	.048853	-.035161		
Q	-.000577	-.000577	-.004284	-.004284	-.018577	-.018577		
				2 - ЗАГРУЖЕНИЕ 2				
N	-10.4985	-10.4985	-3.71450	-3.71450	-3.69023	-3.69023		
M	.051896	.012761	.021397	-.009526	.025039	-.018947		
Q	-.008653	-.008653	-.006838	-.006838	-.009726	-.009726		
				3 - ЗАГРУЖЕНИЕ 3				
N	-15.7780	-15.7780	-11.1158	-11.1158	-11.0563	-11.0563		
M	.047649	.042759	.045566	.009239	.091599	-.065927		
Q	-.001081	-.001081	-.008033	-.008033	-.034832	-.034832		

где загружение1 – постоянная нагрузка, загружение2 – снеговая нагрузка на половине пролета (слева), загружение3 – снеговая на всем

пролете

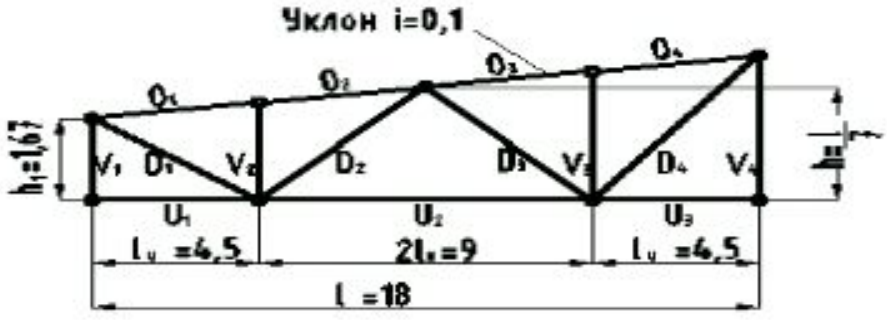


Рисунок 13.

Усилия в стержнях фермы. Таблица 2.

Обозначение стержней фермы		Грузовые усилия, кН			Сочетания усилий, кН	
		От постоянной нагрузки	От временной снеговой нагрузки $S_p = 48,6$		постоянная нагрузка+ снеговая на половине пролета	постоянная нагрузка+ снеговая на всем пролете
			На половине пролета (слева)	На всем пролете		
Верхний пояс	O_1	-83,59	-104,42	-156,73	-188,01	-240,32
	O_2	-84,15	-104,99	-157,78	-189,14	-241,93
	O_3	-59,28	-37,15	-111,16	-96,43	-170,44
	O_4	-58,97	-36,90	-110,56	-95,87	-169,53
Нижний пояс	U_1	+1,04	+1,34	+1,95	+2,38	+2,99
	U_2	+92,32	+86,58	+173,09	+178,9	+265,41
	U_3	+0,24	+0,13	+0,44	+0,37	+0,68
Раскосы	D_1	+87,64	+109,45	+164,33	+197,09	+251,97
	D_2	-9,87	+20,64	-18,51	+10,77	-28,38
	D_3	-38,38	-57,13	-71,96	-95,51	-110,34
	D_4	+73,85	+46,23	+138,46	+120,08	+212,31

Стойки	V_1	-52,51	-73,89	-98,46	-126,4	-150,97
	V_2	-26,17	-49,12	-49,07	-75,29	-75,24
	V_3	-26,26	+0,05	-49,23	-26,21	-75,49
	V_4	-52,66	-24,67	-98,74	-77,33	-151,4

В результате рассмотрения различных комбинаций временной нагрузки (расположенной слева или полной) с постоянной нагрузкой выявляются максимальные усилия, которые и являются расчётными (табл.2).

Анализируя таблицу единичных усилий, видим, что во всех стержнях фермы, кроме раскоса D_2, максимальные усилия получаются при загружении фермы постоянной и временной нагрузкой, расположенной на всём пролёте. Следовательно, для сокращения вычислительной работы грузовые усилия подсчитываем только для полной нагрузки.

2.1.4. Подбор сечения верхнего пояса.

Верхний пояс принимаем прямоугольного сечения, склеенный из восьми досок, имеющих толщину после строжки каждой доски с двух сторон $h_1 = 5 - 2 \cdot 0,3 = 4,4\,см$; ширина досок $b = 15\,см$ по Приложению 1 табл.7, табл.9.

Таким образом, сечение верхнего пояса $b \times h = 15 \times 35,2\,см$;

при этом $\frac{h}{b} = \frac{35,2}{15} = 2,35 < [5]$ (предпочтительное соотношение высоты к ширине сечения [5÷6]).

Верхние узлы фермы проектируем так, чтобы в панелях получались разгружающие моменты, обратные по знаку моменту от местной поперечной нагрузки (при этом величина среднего расчётного эксцентриситета в смежных узлах должна быть не более $e_{ср} \le \frac{0,5 \cdot M_0}{N}$).

Находим изгибающий момент в середине крайней левой панели верхнего пояса (рис.13, а) от местной расчётной поперечной нагрузки:

$$M_0 = \frac{q \cdot l_U^2}{8} = \frac{14,16 \cdot 4,5^2}{8} = 3580\ кН \cdot см.$$

Максимально допустимый эксцентриситет находим по формуле

$$[e_{cp}] \le \frac{0{,}5 \cdot M_0}{O_1} = \frac{0{,}5 \cdot 3380}{204{,}5} = 8{,}8\ см$$

.

Принимаем в опорном узле высоту шайбы (швеллер №16а), расположенной в торце пояса, $z = 16\ см$ (рис.13, б); тогда величина эксцентриситета будет равна

$$e_1 = \frac{h - z}{2} = \frac{35{,}2 - 16}{2} = 9{,}6\ см$$

.

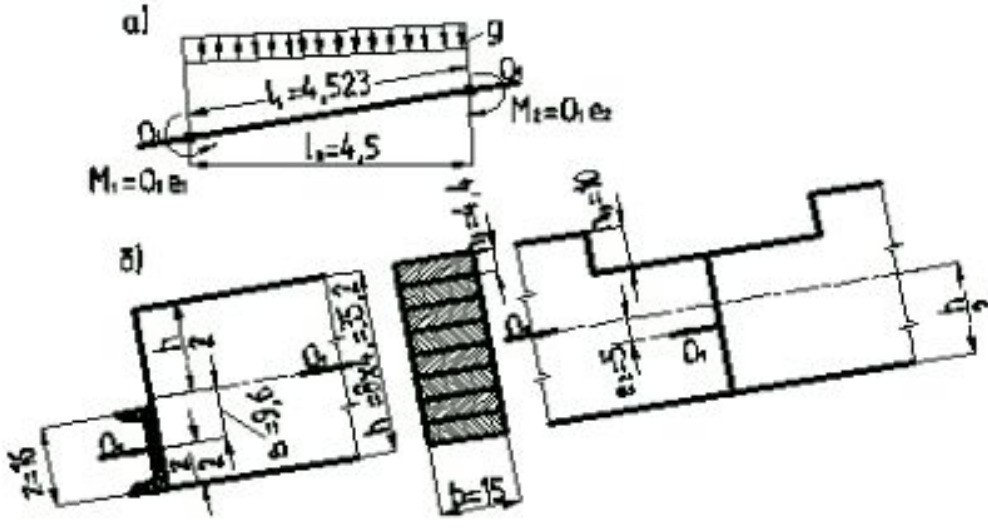


Рисунок 14.

В промежуточном верхнем узле делаем вырез для накладки глубиной $h_{вр} = 10\ см$; величина эксцентриситета в этом узле будет

$$e_2 = \frac{h_{вр}}{2} = \frac{10}{2} = 5\ см$$

.

Расчётная величина эксцентриситета для крайней панели получается

$$e_{ср} = \frac{e_1 + e_2}{2} = \frac{9{,}6 + 5}{2} = 7{,}3\ см < [e_{ср}] = 8{,}8\ см$$

.

Расчётный изгибающий момент для крайней левой панели определяем в середине её как алгебраическую сумму балочного

момента от поперечной нагрузки и разгружающего момента

$$M = M_0 - O_1 \cdot e_{cp} = 3580 - 204,5 \cdot 7,3 = 2087 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

.

Гибкость панели в плоскости поперечного изгиба

$$\lambda_x = \frac{l_1}{r_x} = \frac{l_1}{0,289 \cdot h} = \frac{452,3}{0,289 \cdot 35,2} = 44,5$$

.

Площадь сечения

$$A = b \cdot h = 15 \cdot 35,2 = 528 \text{ см}^2$$

.

Момент сопротивления

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{15 \cdot 35,2^2}{6} = 3100 \text{ см}^3$$

.

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы O_1 определяем по формуле

$$\xi = 1 - \frac{\lambda_x^2 \cdot O_1}{3000 \cdot A \cdot R_c} = 1 - \frac{44,5^2 \cdot 204,5}{3000 \cdot 528 \cdot 1,3} \approx 0,81$$

Прочность принятого сечения крайней панели верхнего пояса проверяем по формуле, МПа

$$\sigma_c = \frac{O_1}{A} + \frac{M}{\xi \cdot W} = \frac{204,5}{528} + \frac{2087}{0,81 \cdot 3100} = 12,46 < R_c = 13$$

;

так как принятое прямоугольное сечение имеет размеры сторон 15 см и более при соотношении $\frac{h}{b} = \frac{35,2}{15} = 2,35 < [3,5]$

.

Расчётный прогиб от совместного действия нормативной поперечной нагрузки и разгружающих опорных моментов от нормативной нагрузки с учётом влияния продольного центрального сжатия определяем как алгебраическую сумму прогибов расчленённой нагрузки, т.е.

$$f_{расч} = \frac{5 \cdot q^n \cdot l_1^4}{384 \cdot E \cdot J \cdot \xi} - \frac{M_1 \cdot l_1^2}{16 \cdot E \cdot J \cdot \xi} - \frac{M_2 \cdot l_1^2}{16 \cdot E \cdot J \cdot \xi}$$

;

где q^n - нормативную погонную нагрузку, расположенную нормально к оси верхнего пояса фермы, ввиду малости угла наклона

принимаем равной $q^{н} = 0{,}111\ кН/см$;

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{15 \cdot 35{,}2^3}{12} = 54500\ см^4;$$

$$M_1 = O_1^{н} \cdot e_1 = 160{,}5 \cdot 9{,}6 = 1540\ кН \cdot см;$$

$$M_2 = O_1^{н} \cdot e_2 = 160{,}5 \cdot 5 = 802\ кН \cdot см;$$

где $O_1^{н}$ - нормативное усилие в крайней левой панели верхнего пояса от нормативной нагрузки, равное

$$O_1^{н} = O_1 \cdot \frac{q^{н}}{q} = 204{,}5 \cdot \frac{11{,}1}{14{,}16} = 160{,}5\ кН;$$

$e_1 = 9{,}6\ см$ - эксцентриситет в опорном узле;

$e_2 = 5\ см$ - эксцентриситет в промежуточном узле;

Подставляя эти значения, получаем

$$f_{расч} = \frac{5 \cdot 0{,}111 \cdot 452{,}3^4}{384 \cdot 1000 \cdot 54500 \cdot 0{,}81} - \frac{1540 \cdot 452{,}3^2}{16 \cdot 1000 \cdot 54500 \cdot 0{,}81} -$$

$$- \frac{802 \cdot 452{,}3^2}{16 \cdot 1000 \cdot 54500 \cdot 0{,}81} = 0{,}72\ см,$$

при этом

$$\frac{f_{расч}}{l_1} = \frac{0{,}72}{452{,}3} \approx \frac{1}{630} < \left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{200}.$$

В целях унификации элементов все остальные панели верхнего пояса принимаем такого же сечения без расчёта ввиду очевидной прочности

2.1.5. Подбор сечения крайнего левого раскоса D_1.

Расчётное растягивающее усилие в раскосе $D_1 = 218\ кН$. Растянутый раскос проектируем из прокатной стали марки С210.

Требуемое сечение раскоса определяем из условия растяжения

$$A_{нт} = \frac{D_1}{\gamma_c \cdot R_y} = \frac{218}{0{,}8 \cdot 21} = 12{,}98\ см^2$$

; где $\gamma_c = 0{,}8$; согласно [1].

По сортаменту подбираем раскос из двух равнополочных уголков 2 ∟ 60х6 площадью сечения

$$A_{2\angle} = 2 \cdot 6{,}91 = 13{,}82\ см^2 > 12{,}98\ см^2.$$

Для фиксирования определённого расстояния между уголками к ним привариваются снизу обрезки круглой стали.

2.1.6. Расчёт крайнего верхнего узла

Крайний верхний узел проектируем со стальным башмаком, как показано на рис.14.

Вертикальные стальные планки принимаем толщиной $\delta = 0{,}8\ см$, тогда расстояние между уголками раскоса в свету получается

$$b + 2 \cdot \delta = 15 + 2 \cdot 0{,}8 = 16{,}6\ см.$$

Между планками приварен обрезок швеллера № 16а.

Проверяем прочность верхнего пояса на смятие вдоль волокон под швеллером:

$$\sigma_{см} = \frac{O_1}{A_{см}} = \frac{O_1}{b \cdot z} = \frac{204{,}5}{15 \cdot 16} = 8{,}55\ МПа < R_{см} \cdot \gamma_{у.р.} = 13\ МПа$$

;

где $\gamma_{у.р.} = 1$.

Приняв толщину опорной стойки равной толщине верхнего пояса b = 15 см, ширину её $h_{ст}$ определим из условия смятия дубовой подкладки поперёк волокон, так как расчётное сопротивление смятию торца стойки $R_{см} = 13\ МПа > R_{см90} = 6\ МПа$;

$$A_{см} = b \cdot h_{ст} = \frac{V_1}{\gamma_{ур} \cdot R_{см90}} = \frac{127{,}44}{1 \cdot 0{,}6} = 213\ см^2$$

;

откуда $h_{ст} = \frac{A_{см}}{b} = \frac{213}{15} = 14{,}2\ см$;

Принимаем стойку из склеенных четырёх досок толщиной 4,4 см каждая, тогда ширина стойки $h_{ст} = 4 \cdot 4{,}4 = 17{,}6$ см. Расчётное сопротивление смятию поперёк волокон для дуба принято

$R_{см90}^{туб} = R_{см90} \cdot m_п = 3 \cdot 2 = 6\ МПа$ (см. табл.3,4 [1]). Проверяем полученное сечение опорной стойки $b \times h_{ст} = 15 \times 17,6\ см$ на устойчивость.

Предполагая, что стойка на правой (высокой) опоре фермы такого же сечения, как и на левой, производим проверку устойчивости правой стойки, как имеющей большую длину: $l_{ст}=h_4=347$ см >167 см при одной и той же сжимающей силе $V_1=V_4=127,44$ кН.

Максимальная гибкость такой стойки из плоскости фермы равна

$$\lambda = \frac{l_{ст}}{0,289 \cdot b} = \frac{347}{0,289 \cdot 15} = 80 < [120]$$

(см. табл.14 [1]).

Для гибкости $\lambda = 80 > 70$ коэффициент продольного изгиба определяем по формуле $\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{80^2} = 0,48$.

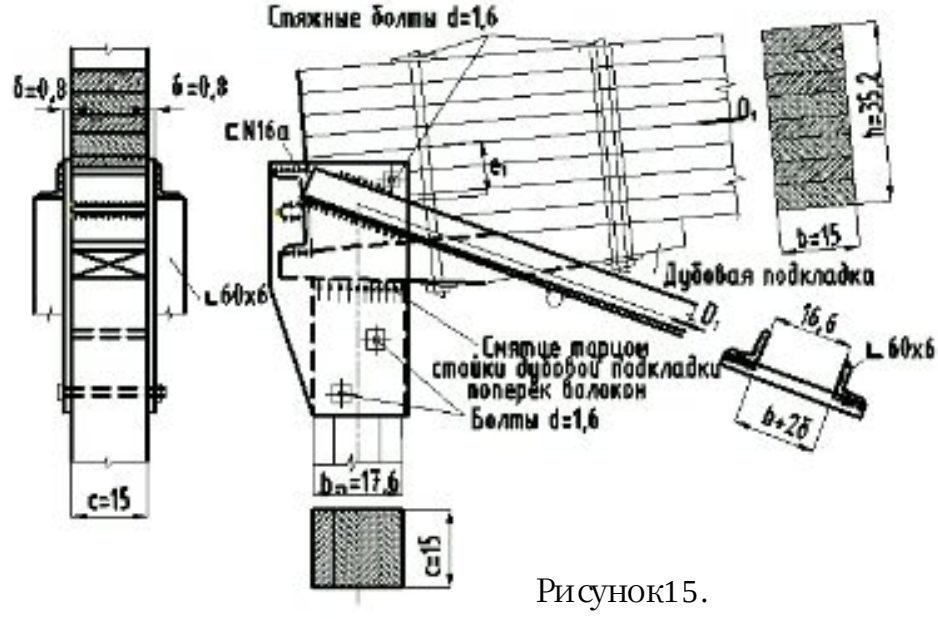


Рисунок 15.

Проверку стойки на устойчивость производим по формуле, кН:

$$V_1 = 127,44 \le \gamma_{ур} \cdot \varphi \cdot R_c \cdot A = 1 \cdot 0,48 \cdot 1,3 \cdot 15 \cdot 17,6 = 164,5$$

Следовательно, левая опорная стойка, имеющая меньшую длину, также вполне устойчива.

Привариваем уголки раскоса к вертикальным планкам фланговыми швами. Толщину шва у обушка принимаем

$k_f = 0,7\ см < 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 0,6 = 0,9\ см$;

а толщину шва у пера $k'_f = d - 0,1\ см = 0,6 - 0,1 = 0,5\ см$.

Учитывая неравномерное распределение растягивающей силы $D_1 = 218\ кН$ между верхним и нижним швами, а также возможную неравномерность распределения усилия между уголками, определяем минимально необходимую расчётную длину нижнего флангового шва по формуле, см

$$l_{w1} = \frac{D_1/2}{0,7 \cdot \gamma_c \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot R_{wf} \cdot k_f} \cdot \frac{b_1 - z_0}{b_1} = \frac{218/2}{0,7 \cdot 0,85 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 0,7} \times$$

$$\times \frac{6 - 1,7}{6} = 20,9$$

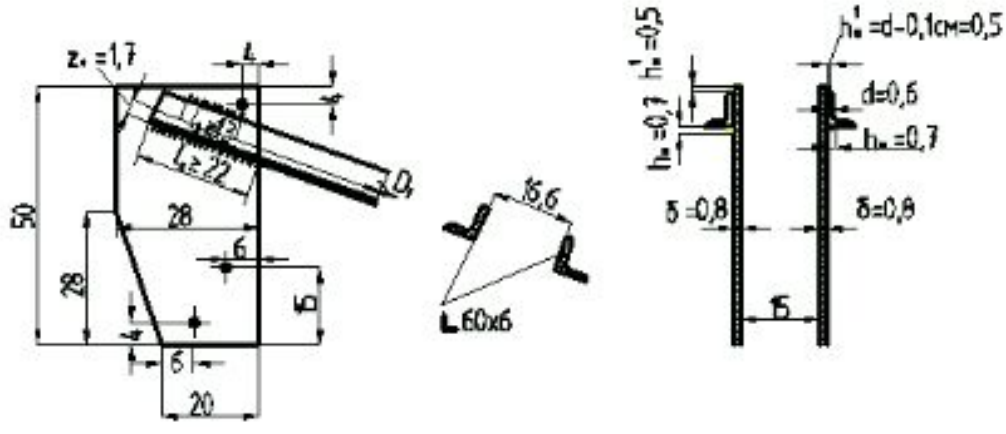


Рисунок 16.

Соответственно расчётная длина верхнего флангового шва должна быть не менее

$$l_{w2} = \frac{z_0}{b_1 - z_0} \cdot l_{w1} \cdot \frac{k_f}{k'_f} = \frac{1,7}{6 - 1,7} \cdot 20,9 \cdot \frac{0,7}{0,5} = 11,6\ см$$;

где b_1 - ширина полки уголка, равная 6 см;

z_0 - расстояние от центра тяжести сечения уголка до нижней полки, равное 1,7 см;

$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} = 0,7 \cdot 18 \cdot 1 = 12,6 кН/см^2 < \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} = 1 \cdot 16,6 \cdot 1 =$

$= 16,6 кН/см^2$,

поэтому расчёт следует производить по металлу шва.

R_{wf} - расчётное сопротивление для сварных угловых швов по металлу шва, равное 180 МПа=18 кН/см²;

R_{wz} - расчётное сопротивление для сварных угловых швов по металлу границы сплавления, равное 166 МПа=16,6 кН/см²;

β_1=0,7; β_2=1 – коэффициенты, принятые по табл. 34* [4];

$\gamma_f = \gamma_z = 1$ - коэффициенты условий работы сварного шва, принятые согласно п.11.2* [4];

$\gamma_c = 0,85$ - коэффициент неравномерности распределения усилия между двумя уголками.

Таким образом, уголки раскоса должны заходить на планки башмака на величину не менее

$l_w = l_w + 1 см = 20,9 + 1 = 21,9 см$, округляем до 22 см;

при этом длина верхнего флангового шва должна быть не менее

$l_w = l_w + 1 см = 11,6 + 1 = 12,6 см$, округляем до 13 см (см. рис.15).

2.1.7. Решение опорного узла.

Нижний конец опорной стойки прикрепляется к опорному стальному башмаку одним стяжным болтом $d = 1,6 см$ (рис.16).

Опорный башмак состоит из двух вертикальных стальных планок сечением $\delta \times h_{пл} = 0,8 \times 12 см$ и длиной $l_{пл} = 40 см$, приваренных к горизонтальной стальной планке, имеющей толщину $\delta_f = 2 см$, шириной a=20 см и длиной c=36 см.

К этому же башмаку прикрепляется неработающий брус крайней панели нижнего пояса сечением 15x17,6 см. Этот брус опирается на приваренные к башмаку опорные планки и скрепляется ещё двумя конструктивно поставленными болтами d=1,6 см.

Крепится опорный узел двумя анкерными болтами, поставленными на расстоянии 26 см один от другого.

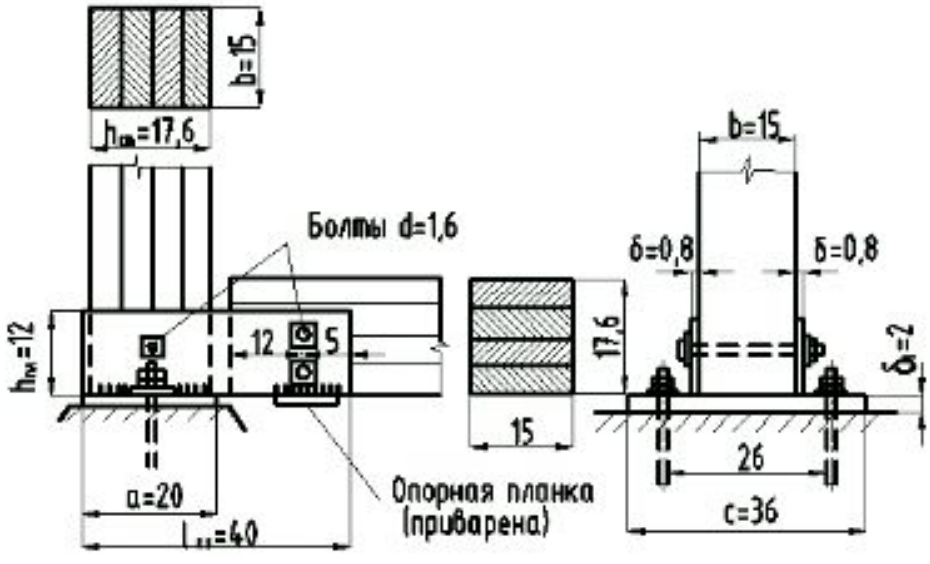


Рисунок17.

Деталь решения опорной части фермы показана на рис 17.

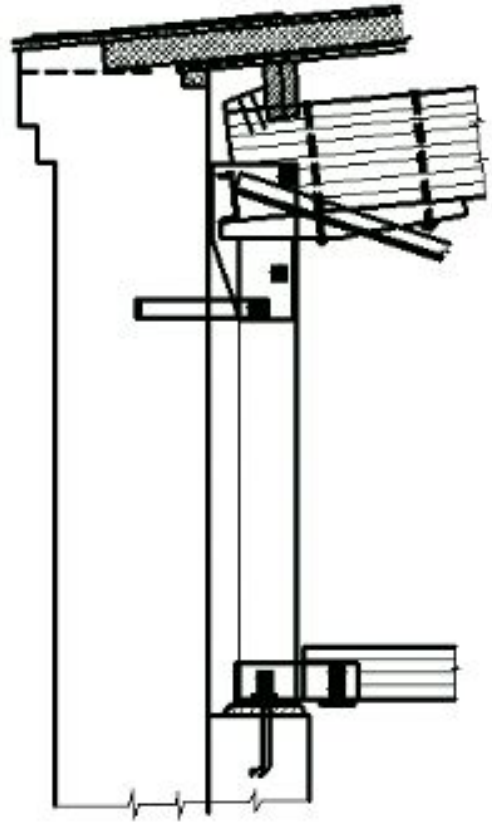


Рисунок18.

2.1.8. Расчёт ск атого раскоса

Расчётное ск имающее усилие $D_3 = 93 кН$,

Длин: $l = l_{D3} = 518,2 см$.

Принимаем сечение раскоса такое же, как в опорных стойках, т.е $b \times h_p = 15 \times 17,6 см$, проверяем его устойчивость

Максимальная гибкость раскоса из плоскости фермы

$$\lambda = \frac{l}{r} = \frac{l}{0,289 \cdot b} = \frac{518,2}{0,289 \cdot 15} = 119,5 < [150]$$ (см табл14 [1]).

Для гибкости $\lambda = 119,5 > 70$ коэффициент продольного изгиба

определяем по формуле $\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{119,5^2} = 0,217$.

Устойчивость раскоса проверяем по формуле

$$D_3 = 93\,кН \geq \gamma_{ур} \cdot \varphi \cdot R_c \cdot A = 1 \cdot 0,217 \cdot 1,3 \cdot 15 \cdot 17,6 = 74,5\,кН$$

недопустимо. Увеличиваем сечение раскоса

Принимаем $b \cdot h_р = 15 \cdot 22 = 330\,см^2$, тогда

$$D_3 = 93\,кН \leq \gamma_{ур} \cdot \varphi \cdot R_c \cdot A = 1 \cdot 0,217 \cdot 1,3 \cdot 330 = 93,1\,кН$$

допустимо. Остальные деревянные элементы решётки – промежуточные стойки V_2 и V_3, а также средний раскос D_2 - принимаем сечением 15х17,6 см, без расчёта ввиду очевидной прочности.

2.1.9. Расчёт промежуточного верхнего узла.

Промежуточный верхний узел решаем, как показано на рис.18.

Сжатый стык верхнего пояса в узле перекрыт двумя деревянными накладками сечением 10х15 см и длиной $l_н = 100\,см$. Эти накладки скреплены с верхним поясом четырьмя стяжными болтами $d = 1,6\,см$. В торцах верхней накладки должны быть зазоры, обеспечивающие появление разгружающего верхний пояс момента.

Конец стойки обхвачен двумя деревянными накладками сечением 8х15 см, которые скреплены двумя стяжными болтами $d = 1,6\,см$ со стойкой и двумя такими же болтами – с поясом.

Проверяем прочность нижней накладки на смятие её поперёк волокон торцом стойки.

Площадь смятия: $A_{см} = b \cdot h_{ст} = 15 \cdot 17,6 = 264\,см^2$.

Напряжение смятия

$$\sigma_{см} = \frac{V_2}{A_{см}} = \frac{63,72}{264} = 2,41\,МПа < \gamma_{у.р.} \cdot R_{см90} = 3\,МПа;$$

где $\gamma_{у.р.} = 1$.

Оба верхних промежуточных узла со стойками выполняем одинаковыми.

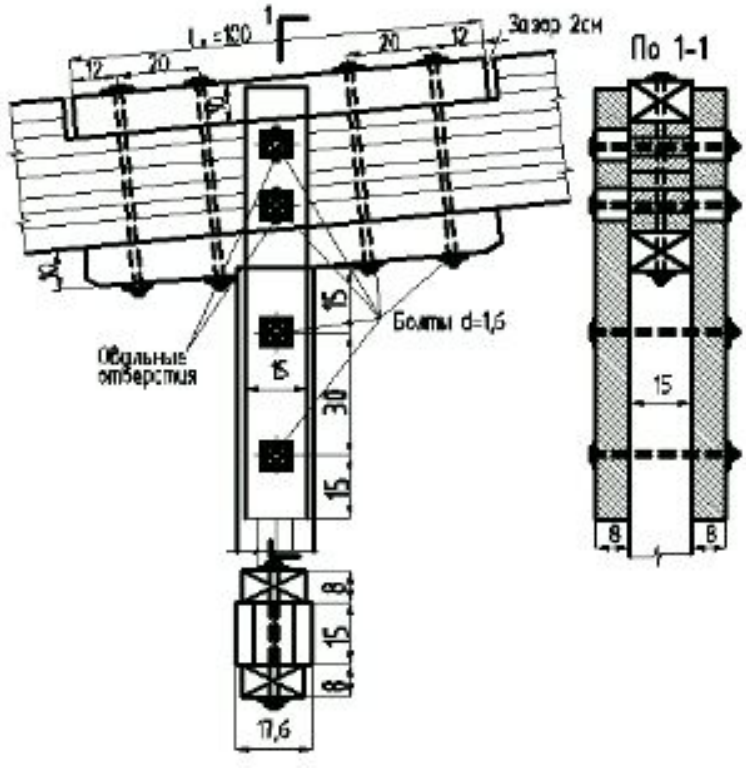


Рисунок19.

2.1.10. Расчёт нижнего левого узла.

В целях унификации элементов среднюю панель нижнего пояса и правый крайний раскос принимаем такого же сечения, как крайний левый раскос; т.е. из двух равнобоких уголков 2∟ 60х6.

Нижний узел выполнен в виде стального башмака, состоящего из двух вертикальных, одной горизонтальной и одной поперечной планок толщиной $\delta = 0{,}8\,см$ (рис.19, а). К наружным сторонам вертикальных планок приварены уголки средней панели нижнего пояса и уголки крайнего раскоса, между планками расположены концы деревянной стойки V_2 и раскоса D_2. Стойка, упираясь в горизонтальную планку башмака, работает на смятие торца с очевидной избыточной прочностью.

Сжимающее усилие в раскосе $D_2 = 39{,}4\,кН$ передаётся упором в горизонтальную и поперечную планки, при этом имеем две составляющие(горизонтальную и вертикальную):

· горизонтальная $D_2' = D_2 \cdot \cos\alpha_2 = 39{,}4 \cdot 0{,}868 = 34{,}2\ кН$;

· вертикальная $D_2'' = D_2 \cdot \sin\alpha_2 = 39{,}4 \cdot 0{,}495 = 19{,}5\ кН$.

Минимально допустимую высоту вертикальной плоскости конца раскоса у определяем из условия смятия древесины под углом $\alpha_2 = 29°40'$ (рис19, б):

$$y = \frac{D_2'}{\gamma_{ур} \cdot R_{см\alpha 2} \cdot b} = \frac{34{,}2}{1 \cdot 0{,}91 \cdot 15} = 2{,}5\ см$$

;

в действительности $y = 11 > 2{,}5\ см$;

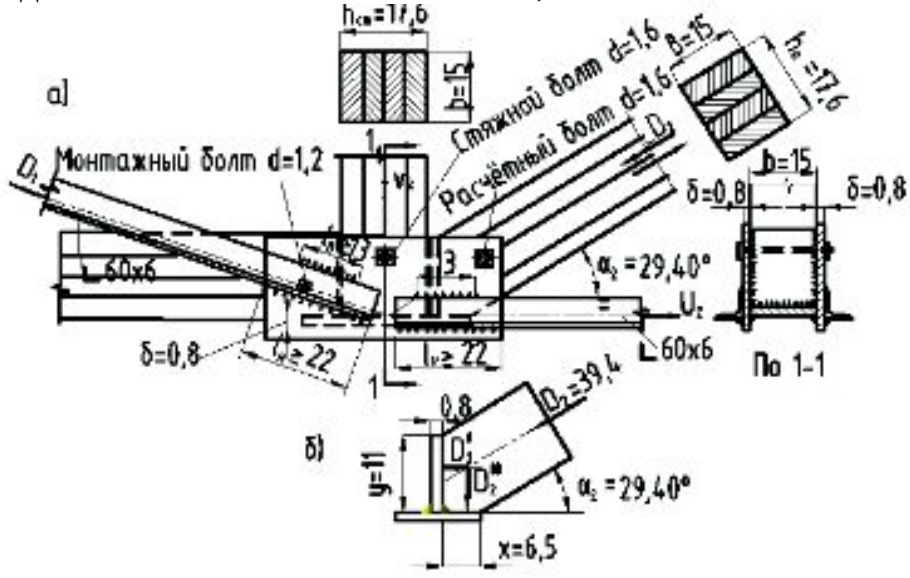


Рисунок20.

$$R_{смα2} = \frac{R_{см}}{1 + (\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1) \cdot \sin^3\alpha} = \frac{13}{1 + (\frac{13}{3} - 1) \cdot \sin^3 29°40'} = 9{,}1\ МПа$$

где $R_{смα2}$ - расчётное сопротивление смятию под углом $\alpha_2 = 29°40'$

Минимально допустимую ширину горизонтальной плоскости х определяем из условия смятия древесины под углом $90° - \alpha_2 = 90° - 29°40' = 60°20'$:

$$x = \frac{D_2''}{\gamma_{ур} \cdot R_{см(90-\alpha 2)} \cdot b} = \frac{19{,}6}{1 \cdot 0{,}41 \cdot 15} = 3{,}2\ см$$

;

в действительности $x = 6,5 > 3,2\,см$;

где $R_{см(90-\alpha_2)}$ - расчётное сопротивление смятию под углом $\alpha_2 = 60°20'$, равное $0,41\,кН/см^2$.

Растягивающее усилие в раскосе $D_2 = 6,76$ кН воспринимается одним болтом диаметром d=1,6 см. Несущую способность одного такого болта проверяем из трёх условий, КН:

- из условия смятия раскоса как среднего элемента по формуле

$$T_c = 2 \cdot 0,5 \cdot b \cdot d \cdot k_\alpha = 2 \cdot 0,5 \cdot 15 \cdot 1,6 \cdot 1 = 24кН > D_2 = 6,86кН$$

- из условия изгиба болта по формуле

$$T_u = 2 \cdot 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{k_\alpha} = 2 \cdot 2,5 \cdot 1,6^2 \cdot 1 = 12,8кН > D_2 = 6,86кН$$

- из условия смятия стальных вертикальных планок по формуле

$$T_{см} = \gamma_c \cdot R_y \cdot 2 \cdot \delta \cdot d \cdot k_\alpha = 0,85 \cdot 26 \cdot 2 \cdot 0,8 \cdot 1,6 \cdot 1 =$$

$$= 56,5\ кН > D_2 = 6,86кН$$

;

где $\gamma = m_s = 0,85$ - коэффициент условий работы двойного тяжа, имеющего нарезку, принят по п. 3.4[1],

k_α - коэффициент, учитывающий передачу болтом усилия под углом к волокнам элементов по Приложению 11 табл.26.

Крайний раскос D_1 привариваем к вертикальным планкам башмака такими же фланговыми швами, как в крайнем верхнем узле (см.рис.15).

Принимая монтажный болт d=1,2 см, проверяем уголки на растяжение по ослабленному сечению.

Площадь ослабления двух уголков

$$A_0 = 2 \cdot d \cdot \delta = 2 \cdot 1,2 \cdot 0,6 = 1,44\ см^2.$$

Рабочая площадь сечения уголков

$$A_n = A_L - A_0 = 2 \cdot 6,91 - 1,44 = 12,38\ см^2.$$

Напряжение растяжения в ослабленном сечении, кН/ см²:

$$\sigma = \frac{D_1}{A_n} = \frac{218}{12,38} = 17,65 < \gamma_c \cdot R_y = 0,85 \cdot 21 = 17,85$$

.

Проверяем прочность уголков в средней панели нижнего пояса на растяжение:

- расчётная площадь сечения двух уголков

$A_{2L} = 2 \cdot 6{,}91 = 13{,}82\ см^2$;

- растягивающее усилие $U_2 = 223\ кН$;
- напряжение растяжения, кН/см²:

$$\sigma = \frac{U_2}{A} = \frac{223}{13{,}82} = 16{,}13 < \gamma_c \cdot R_c = 0{,}85 \cdot 21 = 17{,}85$$

$\gamma_c = m_s = 0{,}85$ - коэффициент условий работы двойного тяжа, имеющего нарезку, согласно п3.4 [1].

Уголки средней панели нижнего пояса привариваем к вертикальным планкам башмака такими же фланговыми швами, как в крайнем раскосе. При этом расчётная длина нижнего шва должна быть не менее, см

$$l_{w1} = \frac{U_2}{n_w \cdot \gamma_c \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot R_{wf} \cdot k_f} \cdot \frac{b_1 - z_0}{b_1} =$$

$$= \frac{223}{2 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}7 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 0{,}7} \cdot \frac{6 - 1{,}7}{6} \approx 21.$$

где n_w – количество швов;

$\beta_f = 0{,}7$ – коэффициет по табл 39 [4];

k_f – катет шва (см табл 38 [4]), см;

γ_{wf} - коэффициент условий работы сварного шва;

R_{wf} – расчетное сопротивление сварного шва

$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} = 0{,}7 \cdot 18 \cdot 1 = 12{,}6 кН/см^2 < \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} = 1 \cdot 16{,}6 \cdot 1 =$

$= 16{,}6 кН/см^2$ значит, расчёт следует производить по металлу шва.

Соответственно расчётная длина верхнего шва должна быть

$$l_{w2} \geq \frac{z_0}{b_1 - z_0} \cdot l_{w1} \cdot \frac{k_f}{k'_f} = \frac{1{,}7}{6 - 1{,}7} \cdot 21 \cdot \frac{0{,}7}{0{,}5} = 11{,}7\ см$$

не менее.

Фактическая (проектная) длина швов должна быть не менее:

- снизу $l_w \geq 21 + 1\ см = 22\ см$;
- сверху $l_w \geq 11{,}7 + 1\ см \approx 13\ см$.

2.1.11. Расчёт нижнего правого узла

Нижний правый узел решаем так же, как и нижний левый узел (рис 20, а); где раскос D_3 имеет большее сечение, чем раскос D_2, и работает он только на сжатие с усилием D_3=93 кН.

Проверяем прочность раскоса на смятие по двум взаимно

перпендикулярным плоскостям – вертикальной и горизонтальной Раскладываем силу смятия на две составляющие(рис.20, б):

- горизонтальная $D'_3 = D_3 \cdot \cos\alpha_2 = 93 \cdot 0{,}868 = 80{,}7$ кН;
- вертикальная $D''_3 = D_3 \cdot \sin\alpha_2 = 93 \cdot 0{,}495 = 46$ кН.

Расчётные сопротивления смятию под углами $\alpha_2 = 29°40'$ и $90° - \alpha_2 = 60°20'$ получены при подсчёте, кН/см²:

$$R_{см\alpha 2} = \frac{R_{см}}{1 + (\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1) \cdot \sin^3 \alpha_2} = \frac{13}{1 + (\frac{13}{3} - 1) \cdot \sin^3 29°40'} = 0{,}91$$

$$R_{см(90-\alpha 2)} = \frac{R_{см}}{1 + (\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1) \cdot \sin^3 (90 - \alpha_2)} = \frac{13}{1 + (\frac{13}{3} - 1) \cdot \sin^3 60°20'} = 0{,}41$$

Определяем минимально допустимые размеры площадки смятия раскоса

- длина вертикальной площадки должна быть не менее

$$y = \frac{D'_3}{\gamma_{ур} \cdot R_{см\alpha 2} \cdot b} = \frac{80{,}7}{1 \cdot 0{,}91 \cdot 15} \approx 6 \text{ см}$$

;

- длина горизонтальной площадки должна быть не менее

$$x = \frac{D''_3}{\gamma_{ур} \cdot R_{см(90-\alpha 2)} \cdot b} = \frac{46}{1 \cdot 0{,}41 \cdot 15} = 7{,}5 \text{ см}$$

.

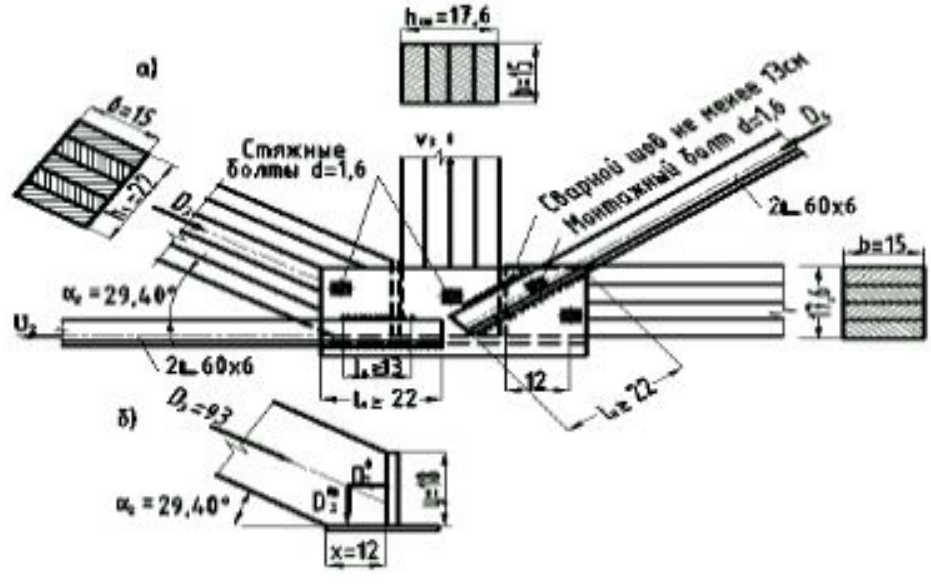


Рисунок 21.

В действительности размеры этих площадок значительно больше, следовательно, прочность их на смятие вполне обеспечена.

Так как средний раскос D_3 растягивающего усилия не имеет, стяжной болт $d = 1{,}6\ см$ в узле ставим конструктивно. Точно так же конструктивно ставим один болт $d = 1{,}6\ см$ и в стойке.

Длины сварных фланговых швов в данном узле должны быть не менее соответствующих длин нижнего левого узла.

2.1.12. Расчёт среднего верхнего узла.

Средний верхний узел решён, как показано на рис.24.

Концы раскосов в этом узле обхвачены с двух сторон швеллерами №10, прикреплёнными двумя болтами $d = 1{,}6\ см$. С нижней стороны стыка верхнего пояса вставлен стальной вкладыш сечением таврообразной формы, к которому приварены концы швеллеров обоих раскосов.

Таким образом, смежные панели верхнего пояса здесь примыкают к вертикальной стальной планке, в верхней части пояса предусмотрен зазор для создания разгружающего момента. Верхний пояс в этом месте перекрыт двумя деревянными накладками сечением 8х15 см, длиной 120 см, прикреплёнными четырьмя конструктивно поставленными стяжными болтами $d = 1{,}6\ см$.

Между швеллерами в конце каждого раскоса приварена стальная планка 1х10х15 см. В эти планки упираются раскосы.

Несущая способность раскосов на смятие вдоль волокон под планками без учёта работы болтов будет

$$N = \gamma_{ур} \cdot R_{см} \cdot F_{см} = 1 \cdot 1{,}3 \cdot 10 \cdot 15 = 195\ кН;$$

что больше максимального расчётного усилия в раскосе $D_3 = 93\ кН$. Проверки швеллеров, имеющих площадь сечения $F = 2 \cdot 10{,}24 = 20{,}48\ см^2$ на сжатие не производим ввиду их очевидной прочности.

Для обеспечения прочности второй панели верхнего пояса, имеющей такое же сечение и длину, а также такое же сжимающее усилие и поперечную нагрузку, как и первая панель, необходимо,

чтобы величина эксцентриситета в среднем верхнем узле e_3 была бы не менее, чем в крайнем узле, и не более величины (рис.22).

$$e_3 \le 2\cdot[e] - \frac{h_{заз}}{2} = 2\cdot 8{,}8 - \frac{10}{2} = 12{,}6\ см;$$

где $[e] = 8{,}8\ см$ - максимально допустимая расчётная величина эксцентриситета;

$h_{заз} = 10\ см$ - глубина зазора в промежуточном верхнем узле.

Итак, e_3 должна быть не менее 9,6 см и не более 12,5 см. Принимая высоту вертикальной стальной планки-вкладыша $h_{пл} = 15\ см$, величину эксцентриситета в среднем верхнем узле получаем

$$e_3 = \frac{h - h_{пл}}{2} = \frac{35{,}2 - 15}{2} = 10{,}1 > 9{,}6\ см$$

и менее 12,6 см.

Проверяем прочность верхнего пояса на смятие вдоль волокон под вертикальной стальной планкой.

Напряжение смятия будет, кН/см²:

$$\sigma_{см} = \frac{O_2}{F_{см}} = \frac{O_2}{b\cdot h_{пл}} = \frac{204{,}5}{15\cdot 15} = 9{,}1 < R_{см}\cdot\gamma_{у.р.} = 11{,}3$$

где $\gamma_{у.р.} = 1$.

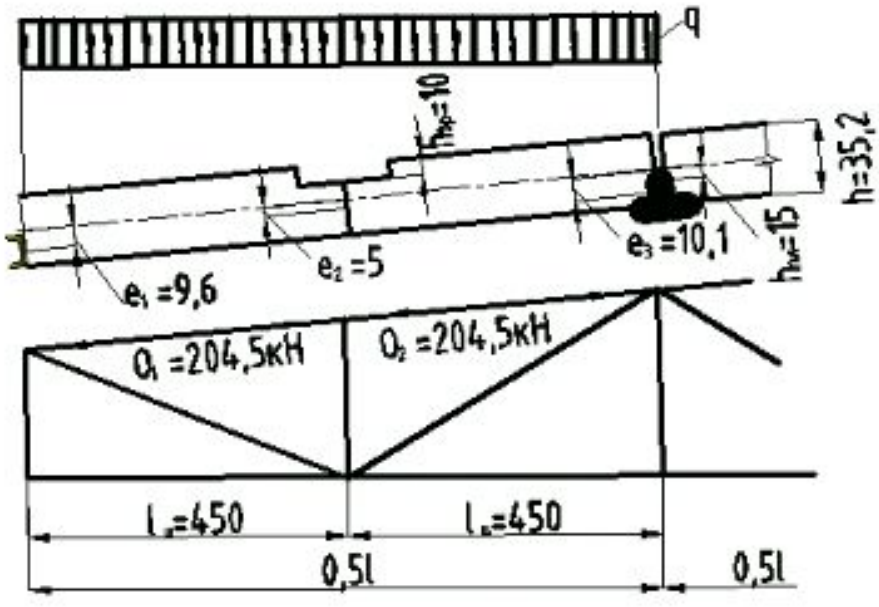


Рисунок22.

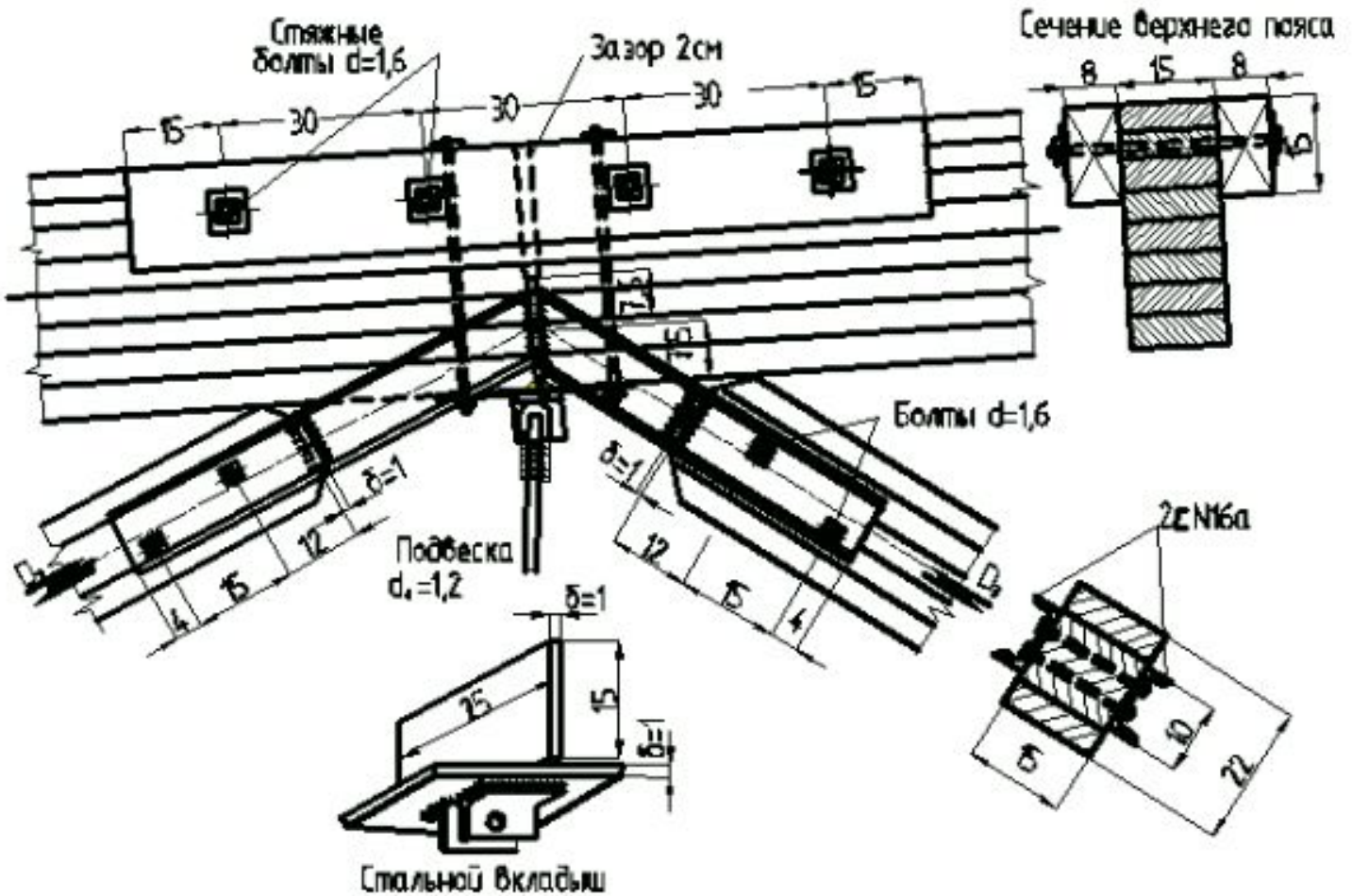

Стяжные болты d=1,6
Зазор 2см
Сечение верхнего пояса
Болты d=1,6
Подвеска d=1,2
2∠N16a
Стальной вкладыш

Рисунок 23.

3. Полигональные двускатные металлодеревянные фермы составного сечения

Полигональные фермы применяют при устройстве мягкой кровли с небольшим уклоном. Фермы проектируют двускатными. Отношение высоты фермы к пролёту принимается в пределах 1/6÷1/8.

Характерной особенностью этих ферм является мощный верхний пояс, работающий на межузловую нагрузку от покрытия, что позволяет значительно увеличить длину панели и, следовательно, уменьшить число узлов в ферме.

Верхний пояс выполняют из балок составного сечения из 2 - 3 брусьев, соединённых пластинчатыми нагелями, пректируется при средних режимах нагружения, при небольших нагрузках или узловых нагружениях верхний пояс может быть выполнен из одного бруса. Стыки балок в узлах осуществляют торцевым упором и перекрывают накладками, обеспечивающими жёсткость узлов во время монтажа ферм.

Фермы были неоднократно проверены в условиях строительства и длительной эксплуатации. Они рассчитаны на заводское изготовление.

Нижний пояс располагается ниже уровня опор. Его обычно выполняют из одиночных стальных тяжей, которые к промежуточным узлам присоединяются с помощью петель, надетых на стальные валики, закреплённые в стыковых накладках. Петли устраивают в виде дополнительных серёг, привариваемых к тяжам.

В практике проектирования имеется тенденция к замене в растянутом нижнем поясе круглой стали профилями (уголками, швеллерами), что упрощает конструкцию и облегчает монтаж ферм.

Составным элементам верхнего пояса при их изготовлении должен быть придан строительный подъём в каждой панели, который благоприятно складывается на работе пояса, так как при действии сжимающих усилий вследствие наличия строительного подъёма в сторону, обратную прогибу балок под нагрузкой создаётся дополнительный разгружающий момент. Разгружающее влияние строительного подъёма балок верхнего пояса в расчёте не учитывается в связи с погашением подъёма в процессе эксплуатации. Помимо этого фермам в целом придают обычный строительный подъём, равный 1/200 пролёта.

Расчётное количество пластинок (пластинчатых нагелей) в каждом

ш ве балки, загруженной равномерной (или близкой к ней) нагрузкой, на половине длины балки определяют по формуле

$$n_c = \frac{1{,}5 \cdot M_{max} \cdot S_{бр}}{\xi \cdot J_{бр} \cdot T_{пл}} ;$$

где M_{max} – максимальный пролётный момент;

$S_{бр}$ - статический момент брутто сдвигаемой части цельного сечения размерами, равными размерам составного сечения пояса;

$T_{пл}$ – расчётная несущая способность одной пластинки.

Пластинки располагают на одинаковом расстоянии, равном двум длинам пластин. Уменьшение шага пластин приводит к резкому снижению прочности брусьев при скалывании. Увеличение шага пластинок также не рекомендовано, даже в том случае, когда это может быть оправдано расчётом. При незначительной стоимости пластинок расстановка их с минимально шагом оправдывается увеличением жёсткости и надёжности работы конструкции в целом.

При нагрузке, симметричной относительно середины балки пояса пластинки в средней части пролёта – на протяжении 0,2 L - обычно не устанавливают, так как эффективность работы этих пластин при незначительной величине сдвигающих сил на этом участке балки невелика.

3.1. ПРИМЕР 3. РАСЧЁТ ПОЛИГОНАЛЬНОЙ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННОЙ ФЕРМЫ С ВЕРХНИМ ПОЯСОМ СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ ИЗ БРУСЬЕВ НА ПЛАСТИНЧАТЫХ НАГЕЛЯХ.

Требуется спроектировать и рассчитать двускатную металлодеревянную ферму с верхним поясом из балок Деревягина пролётом $l = 21\,м$ при расстоянии между фермами $B = 5\,м$. Ферма предназначена служить несущей конструкцией тёплого покрытия, равномерно расположенного по верхнему поясу, с рулонной кровлей

- собственный вес покрытия (без утеплителя) $g^н_1 = 0{,}5\ кН/м^2$;
- собственный вес утеплителя $g^н_2 = 0{,}25\ кН/м^2$;
- расчётная снеговая нагрузка $S_0 = 2{,}4\ кН/м^2$ (IV снеговой район).

РЕШЕНИЕ

3.1.1. Выбор схемы и определение геометрических размеров фермы

В целях создания крупноблочной сборной конструкции ферму выбираем с минимальным количеством узлов – четырёхпанельную (рис 24).

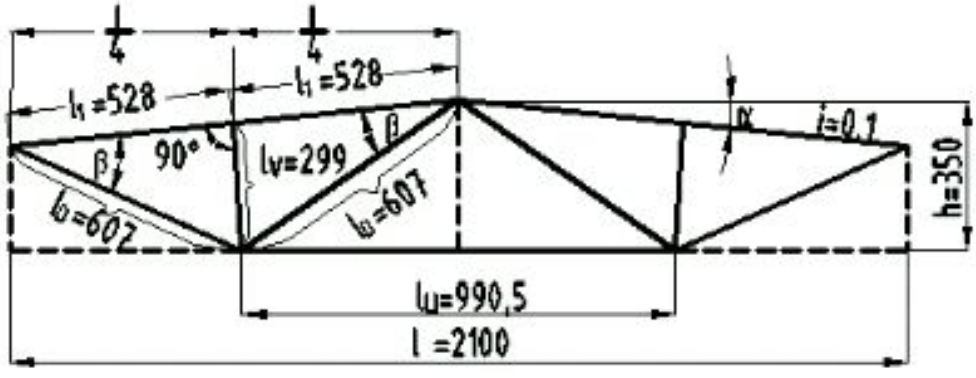


Рисунок 24.

Высота таких ферм назначается в пределах: $h = \frac{l}{6} \div \frac{l}{7}$; принимаем

$$h = \frac{l}{6} = \frac{21}{6} = 3{,}5 \text{ м}$$

.

Для заданной рулонной кровли уклон верхнего пояса принимаем $i = 0{,}1$;

при этом длина панелей верхнего пояса получается

$$l_1 = \frac{l}{4} \cdot \sqrt{1 + i^2} = \frac{2100}{4} \cdot \sqrt{1 + 0{,}1^2} \approx 528 \text{ см}$$

.

Высоту стойки определяем по формуле, см

$$l_V = \left(h - i \cdot \frac{l}{4} \right) \cdot \sqrt{1 + i^2} = \left(350 - 0{,}1 \cdot \frac{2100}{4} \right) \cdot \sqrt{1 + 0{,}1^2} \approx 299$$

Длина раскосов получается

$$l_D = \sqrt{l_1^2 + l_V^2} = \sqrt{528^2 + 299^2} \approx 607 \text{ см}$$

;

$$tg\beta = \frac{l_V}{l_1} = \frac{299}{528} = 0{,}567$$;

этому соответствует угол $\beta = 29°30'$

$\sin\beta = 0{,}493$; $\cos\beta = 0{,}87$;

уклон верхнего пояса $i = tg\alpha = 0{,}1$;

отсюда угол $\alpha = 5°50'$;

$\cos\alpha = \cos 5°50' = 0{,}995$;

угол $(\beta - \alpha) = 29°30' - 5°50' = 23°40'$;

$\sin(\beta - \alpha) = \sin 23°40' = 0{,}4$;

$\cos(\beta - \alpha) = \cos 23°40' = 0{,}916$.

Длину средней нижней панели определяем по формуле, см:

$$l_U = \frac{l - i\cdot(4\cdot h - i\cdot l)}{2} = \frac{2100 - 0{,}1\cdot(4\cdot 350 - 0{,}1\cdot 2100)}{2} = 990{,}5$$

3.1.2. Подсчёт нагрузок

Принимая коэффициент собственного веса по табл.9.1 [7] $k_{с.в} = 3$, определяем ориентировочно собственный вес фермы по формуле:

$$g^н_{с.в.} = \frac{g^н_1 + g^н_2 + s^н}{\left(\frac{1000}{k_{с.в.}\cdot l} - 1\right)} = \frac{0{,}5 + 0{,}25 + 2{,}4\cdot 0{,}7}{\left(\frac{1000}{3\cdot 21} - 1\right)} \approx 0{,}15\ кН/м^2$$

.

Расчётная нагрузка, приходящаяся на 1 пог.м пролёта фермы, получается

$$q = \left(\left(g^н_1 + g^н_{с.в.}\right)\cdot\gamma_{f_1} + g^н_2\cdot\gamma_{f_2} + s_p\right)\cdot B =$$

$$= \left(\left(0{,}5 + 0{,}15\right)\cdot 1{,}1 + 0{,}25\cdot 1{,}2 + 2{,}4\right)\cdot 5 = 15{,}58\ кН/м.$$

Расчётная узловая нагрузка в среднем будет:

- постоянная

$$P_g = \left(\left(g^n_1 + g^n_{св.}\right)\cdot \gamma_{f_1} + g^n_2 \cdot \gamma_{f_2}\right)\cdot \frac{B\cdot l}{4} =$$

$$= \left(\left(0{,}5 + 0{,}15\right)\cdot 1{,}1 + 0{,}25\cdot 1{,}2\right)\cdot \frac{5\cdot 21}{4} = 26{,}65 \text{ кН};$$

· временная (от снега)

$$S_\rho = s_0 \cdot \frac{B\cdot l}{4} = 2{,}4\cdot \frac{5\cdot 21}{4} = 63\ кН.$$

Расчётные опорные реакции

$$A = B = \frac{q\cdot l}{2} = \frac{15{,}58\cdot 21}{2} = 163{,}6\ кН.$$

3.1.3. Определение усилий в стержнях фермы.

Усилия в стержнях фермы определяют методами строительной механики, возможно применение программных комплексов (например, Лира). Ввиду того что ферма несимметричная, необходимо произвести дважды расчет:

1) от снеговой нагрузки, расположенной в узлах на левой половине пролёта фермы ($S_\rho = 63$ кН);

2) от снеговой нагрузки, расположенной в узлах на всем пролёте фермы ($S_\rho = 63$ кН).

Усилия от постоянной нагрузки располагаем в узлах фермы по всему пролёту ($P_g = 26{,}65$ кН).

После нахождения усилий в стержнях фермы, находим сочетания нагрузок: от нагрузки постоянной и снеговой на половине пролета и от нагрузки постоянной и снеговой на всем пролете фермы.

Определение усилий в стержнях фермы
(для несимметричной снеговой нагрузки).

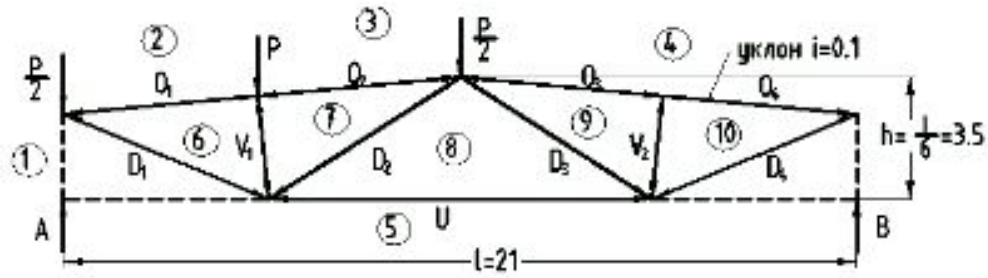
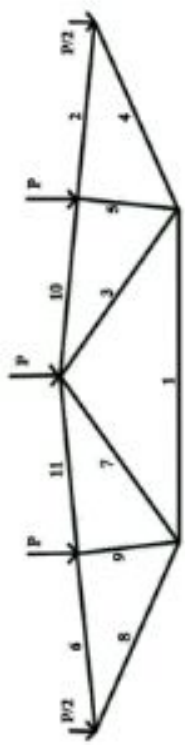


Рисунок25.

Результаты расчета фермы в Лире Таблица3.



Tue Feb 11 18:32:36 2014 FR3ЧЕРТЕЖ2 основная схема

УСИЛИЯ,НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ.

1 - 2	2 - 1	2 - 2	3 - 1	3 - 2	4 - 1	4 - 2
1	3	3	5	5	2	2
2	4	4	2	2	4	4
1 - ЗАГРУЖЕНИЕ 1						
1.70214	-1.72037	-1.72037	.013524	.013524	1.63463	1.63463
.001283	1.15416	-.000247	.068982	-.026505	.002017	.000247
.001508	-2.18796	-2.18796	-.157454	-.157454	-.002919	-.002919
2 - ЗАГРУЖЕНИЕ 2						
1.77198	-1.29365	-1.29365	-.383628	-.383628	1.28453	1.28453
.000853	.601488	.000117	.060440	-.031038	.001718	-.000117
.000612	-1.13978	-1.13978	-.150844	-.150844	-.003026	-.003026
3 - ЗАГРУЖЕНИЕ 3						
4.02383	-4.06692	-4.06692	.031972	.031972	3.86424	3.86424
.003033	2.72842	-.000584	.163071	-.062658	.004768	.000584
.003565	-5.17231	-5.17231	-.372219	-.372219	-.006900	-.006900
5 - 2	6 - 1	6 - 2	7 - 1	7 - 2	8 - 1	8 - 2
3	6	6	5	5	1	1
2	7	7	1	1	7	7
1 - ЗАГРУЖЕНИЕ 1						
-.510245	-.957904	-.957904	-.896727	-.896727	.519165	.519165
-.027239	.326476	-2.23265	.049293	-.042424	.002826	-.003764
-.362509	-4.85034	-4.85034	-.151238	-.151238	-.010866	-.010866
2 - ЗАГРУЖЕНИЕ 2						
-.139844	-1.46952	-1.46952	-.631801	-.631801	.798853	.798853
-.031903	.914833	-2.99323	.067137	-.045990	.003726	-.004606

(Продолжение таблицы 3.)

-.387771	-.387771	-7.40698	-7.40698	-.186541	-.186541	-.013740	-.013740	
			3 - ЗАГРУЖЕНИЕ 3					
-1.20620	-1.20620	-2.26446	-2.26446	-2.11984	-2.11984	1.22729	1.22729	
.191826	-.064393	.771783	-5.27795	.116528	-.100290	.006680	-.008897	
-.856964	-.856964	-11.4661	-11.4661	-.357524	-.357524	-.025687	-.025687	
9 - 1	9 - 2	10 - 1	10 - 2	11 - 1	11 - 2			
6	6	3	3	5	5			
1	1	5	5	6	6			
			1 - ЗАГРУЖЕНИЕ 1					
.479140	.479140	-1.81247	-1.81247	-1.22910	-1.22910			
.116471	-.045461	1.07302	1.06993	1.08962	.210005			
-.541608	-.541608	-.005841	-.005841	-1.66715	-1.66715			
			2 - ЗАГРУЖЕНИЕ 2					
.244910	.244910	-1.68142	-1.68142	-1.44746	-1.44746			
.135054	-.049470	.517454	1.19261	1.18591	.779779			
-.617172	-.617172	1.27962	1.27962	-.769750	-.769750			
			3 - ЗАГРУЖЕНИЕ 3					
1.13267	1.13267	-4.28465	-4.28465	-2.90558	-2.90558			
.275336	-.107468	2.53659	2.52931	2.57585	.496447			
-1.28034	-1.28034	-.013807	-.013807	-3.94112	-3.94112			

где загружение 1 – постоянная нагрузка,
загружение 2 – снеговая нагрузка на половине пролета (слева),
загружение 3 – снеговая на всем пролете.

Усилия в стержнях фермы. Таблица 4.

Обозначение стержней фермы		Грузовые усилия, кН			Сочетания усилий, кН	
		От постоянной нагрузки по всему пролёту	От временной снеговой нагрузки $S_\rho = 48.6$		постоянная нагрузка+ снеговая на половине пролета	постоянная нагрузка+ снеговая на всем пролете
			На половине пролета (слева)	На всем пролете		
Верхний пояс	O_1	-9,58	-14,70	-22,65	-24,28	-32,23
	O_2	-12,29	-14,48	-29,06	-26,77	-41,35
	O_3	-18,13	-16,81	-42,85	-34,94	-60,98
	O_4	-17,20	-12,94	-40,67	-30,14	-57,87
Нижний	U	+17,02	+17,72	+40,24	+34,74	+57,26
Раскосы	D_1	+5,19	+7,99	+12,27	13,18	+17,46
	D_2	-8,97	-6,32	-21,20	-15,29	-30,17
	D_3	+0,14	-3,84	+0,32	-3,7	+0,46
	D_4	+16,35	+12,85	+38,64	+29,2	+54,99
Стойки	V_1	+4,79	+2,45	+11,33	+7,24	+16,12
	V_2	-5,10	-1,40	-12,06	-6,5	-17,16

3.1.4. Подбор сечения верхнего пояса фермы.

Задаёмся сечением верхнего пояса из трёх брусьев шириной $b = 15\,см$ и общей высотой $h = 3 \cdot 18 = 54\,см$, соединённых между собой дубовыми пластинчатыми нагелями Деревягина (рис.26).

В целях облегчения работы пластинчатых нагелей от дополнительного нагружения их нормальной силой узлы верхнего пояса решаем так, чтобы нормальная сила передавалась непосредственно всем трём брусьям.

Центрируя в опорном узле геометрические оси верхнего и нижнего поясов по обрезу верхнего пояса (рис.26), величину эксцентриситета определяем по формуле, см:

$$e_1 = \frac{c \cdot \sin\beta - h \cdot \sin(\beta - \alpha) \cdot tg\beta}{2 \cdot \cos(\beta - \alpha)} = \frac{40 \cdot 0{,}493 - 54 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}567}{2 \cdot 0{,}916} \approx 4{,}1;$$

где $c = 40\,см$ - ширина опорной подкладки, величину которой предварительно приближённо определяем из условия смятия её поперёк волокон:

$$c = \frac{A}{b \cdot R_{см90}} = \frac{163{,}6}{15 \cdot 0{,}3} = 36{,}4\,см;$$

принято с учётом соргамента из двух брусков шириной по 20 см каждый.

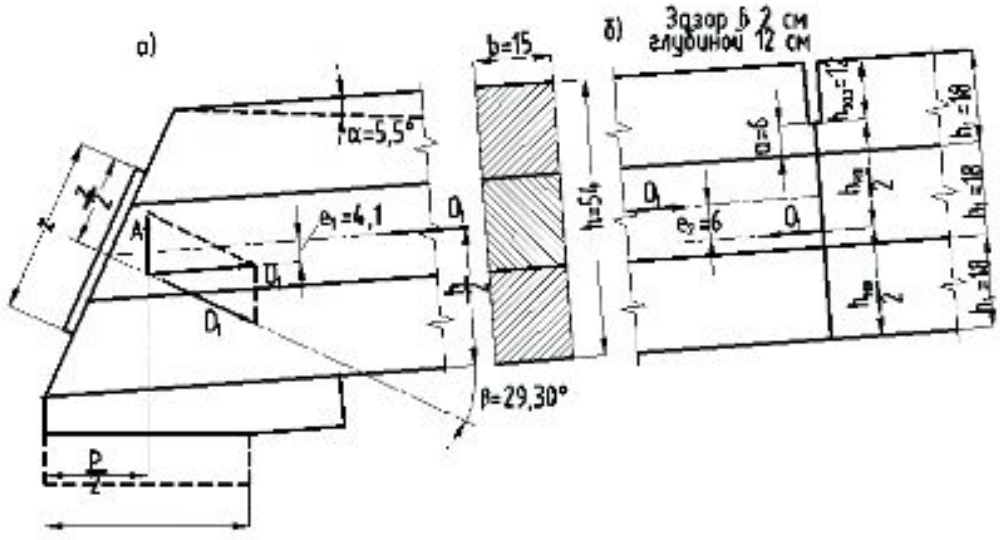


Рисунок 26.

Осуществляя в промежуточном узле сверху сечения зазор с таким

расчётом, чтобы в верхнем брусе усилие передавалось по площадке высотой не менее $a \geq \frac{h_1}{3} = \frac{18}{3} = 6\,см$,
получаем глубину зазора
$h_{заз} = h_1 - a = 18 - 6 = 12\,см$;
эксцентриситет будет равен
$e_2 = \frac{h_{заз}}{2} = \frac{12}{2} = 6\,см$ (см. рис.26, б).

Расчётная величина эксцентриситета в середине крайней панели верхнего пояса получается
$e_{ср} = \frac{e_1 + e_2}{2} = \frac{4+6}{2} = 5\,см$.

Проверяем прочность принятого сечения верхнего пояса на сжатие с изгибом, рассматривая среднюю панель, имеющую наибольшее сжимающее усилие $O_3 = 60{,}98\,кН$ при той же длине, что и у второй панели

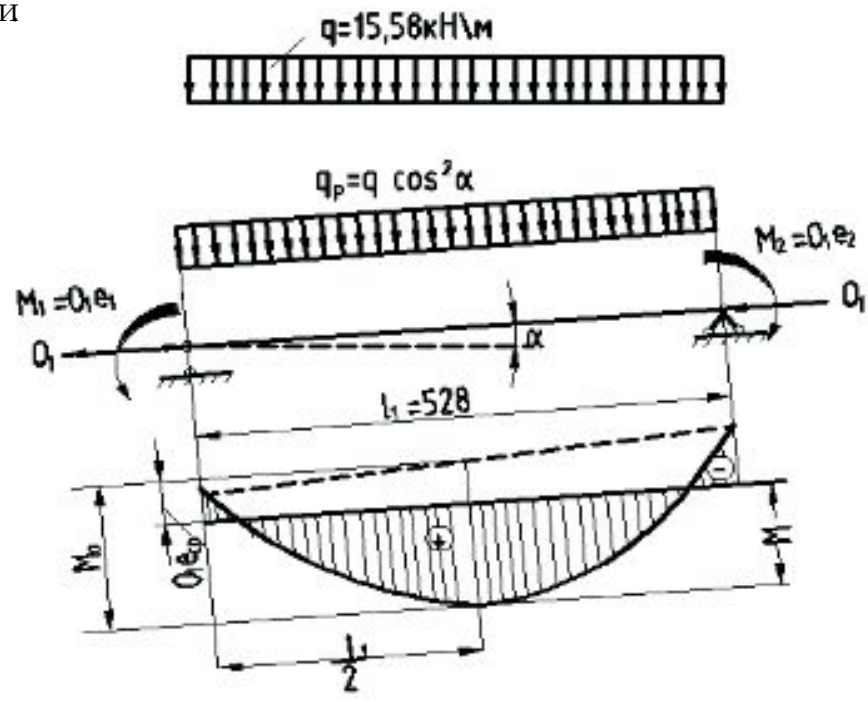


Рисунок 27.

Расчётный изгибающий момент в середине длины панели с учётом

разгружающих моментов от эксцентричного приложения сжимающих сил будет (рис.27)

$$M = M_0 - O_3 \cdot e_{cp} = 5370 - 60.98 \cdot 5 = 5065 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

где M_0 - расчётный изгибающий момент от поперечной нагрузки в середине пролёта, равный

$$M_0 = \frac{q \cdot \cos^2 \alpha \cdot l_1^2}{8} = \frac{15{,}58 \cdot 0{,}995^2 \cdot 5{,}28^2}{8} = 5370 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Расчётная гибкость панели верхнего пояса в плоскости изгиба

$$\lambda_x = \frac{l_1}{r_x} = \frac{l_1}{0{,}289 \cdot h} = \frac{528}{0{,}289 \cdot 54} \approx 34.$$

Площадь сечения верхнего пояса

$$F = b \cdot h = 15 \cdot 54 = 810 \text{ см}^2.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{15 \cdot 54^2}{6} = 7290 \text{ см}^3.$$

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы O_3 при деформации панели, определяем по формуле

$$\xi = 1 - \frac{\lambda_x^2 \cdot O_3}{3000 \cdot F \cdot R_c} = 1 - \frac{34^2 \cdot 60{,}98}{3000 \cdot 810 \cdot 1{,}3} \approx 0{,}978.$$

Соединения на податливых связях (в данном случае на пластинах) рассчитывают с применением коэффициентов, учитывающих податливость соединений. При длине панели верхнего пояса $l_1 = 5{,}28 \text{ м}$ из 3- ёх брусьях коэффициент податливости при расчёте на поперечный изгиб по I группе предельных состояний $k_w = 0{,}83$ согласно табл.13 [1]. Прочность сечения верхнего пояса проверяем по формуле, МПа

$$\frac{O_3}{F} + \frac{M}{\xi \cdot W \cdot k_w} = \frac{60{,}98}{810} + \frac{5065}{0{,}978 \cdot 7290 \cdot 0{,}83} = 9{,}32 < R_u = 13.$$

Соединяя брусья верхнего пояса дубовыми пластинчатыми нагелями

толщиной $\delta = 1{,}2\,см$ и длиной $l_{пл} = 5{,}4\,см$, глубину врезки пластинки в брус принимаем

$$h_{вр} = \frac{l_{пл}}{2} + 0{,}1\,см = \frac{5{,}4}{2} + 0{,}1 = 2{,}8\,см < \frac{h_1}{5} = \frac{18}{5} = 3{,}6\,см$$

.

Ввиду того что ширина сечения верхнего пояса $b = 15\,см$, пластинчатые нагели делаем сквозными (рис.28).

Несущая способность одного пластинчатого нагеля будет

$$T_{пл} = 14 \cdot l_{пл} \cdot b_{пл} \cdot k_\alpha = 14 \cdot 5{,}4 \cdot 15 \cdot 1 = 11{,}35\,кН$$

.

k_α - коэффициент, учитывающий передачу нагелем усилия под углом к волокнам элементов по Приложению 11 табл.26.

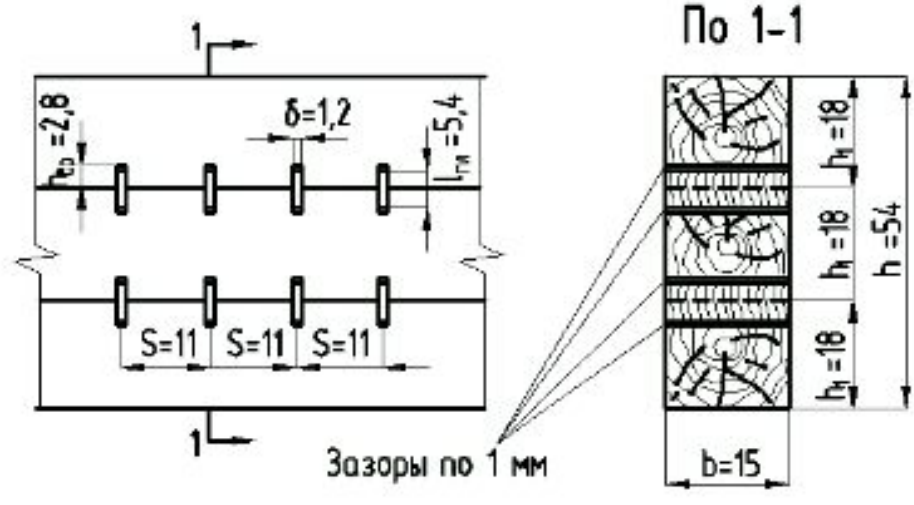


Рисунок 28.

Требуемое количество пластинчатых нагелей в каждом шве на половине длины панели определяем по формуле

$$n_c = \frac{1{,}5 \cdot M_0 \cdot S_{бр}}{\xi \cdot J_{бр} \cdot T_{пл}} + \frac{k \cdot O_3}{T_{пл}};$$

но так как в нашем случае нормальная сила на концах панели передаётся всем трём брусьям и $k = 0$, то формула будет иметь вид

$$n_c = \frac{1{,}5 \cdot M_0 \cdot S_{бр}}{\xi \cdot J_{бр} \cdot T_{пл}} = \frac{1{,}5 \cdot 5370}{0{,}978 \cdot 40{,}5 \cdot 11{,}35} \approx 18$$

;

где $\frac{J_{бр}}{S_{бр}} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{9}{b \cdot h^2} = \frac{3}{4} \cdot h = \frac{3 \cdot 54}{4} = 40{,}5\,см$.

Принимая расстояние между осями нагелей $S = 9 \cdot \delta = 9 \cdot 1{,}2 = 11\,см$, расчётное количество их на половине длины панели получается

$$n_c = \frac{0{,}5 \cdot l_1}{S} - 1 = \frac{0{,}5 \cdot 528}{11} - 1 = 23\,шт > 18$$

.

Пластинчатые нагели ставим в каждом шве только по концам панели, на участках длиной $0{,}4 \cdot l_1 = 0{,}4 \cdot 528 = 211\,см$. В среднем участке панели длиной около $0{,}2 \cdot l_1$ пластинчатые нагели можно не ставить.

Вторую панель верхнего пояса принимаем такого же сечения без расчёта ввиду очевидной прочности.

3.1.5. Подбор сечения нижнего пояса

Нижний пояс фермы принимаем из двух стальных (сталь марки С210) тяжей $d = 3\,см$, сваренных между собой по длине

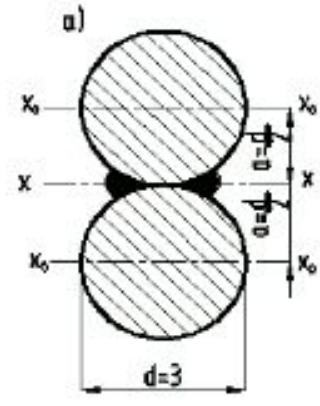


Рисунок 29.

Несущую способность такого пояса проверяем из условия растяжения по формуле, кН:

$$N \le \gamma_c \cdot R_y \cdot 2 \cdot F_{нт} = 1 \cdot 21 \cdot 2 \cdot \frac{3{,}14 \cdot 3^2}{4} = 296{,}8 > U = 57{,}26;$$

где $\gamma_c = m_s$ - коэффициент условий работы одиночного тяжа, имеющего нарезку, (т.к. тяжи сварены между собой, соответственно работают совместно) согласно п.3.4 [1], принят равным $m_s = 1$.

Во избежание провисания самой длинной горизонтальной панели нижнего пояса, в середине её длины предусматриваем постановку стальной подвески $d_п = 1{,}2\,см$; при этом гибкость панели, имеющей два вертикально расположенных и сваренных между собой тяжа (рис.29, а) получается

$$\lambda_x = \frac{0{,}5 \cdot l_U}{r_x} = \frac{0{,}5 \cdot l_U}{\sqrt{\frac{2 \cdot \left(J_x + F \cdot a^2\right)}{2 \cdot F}}} = \frac{0{,}5 \cdot l_U}{\sqrt{\frac{\frac{\pi \cdot d^4}{64} + \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2}{\frac{\pi \cdot d^2}{4}}}} =$$

$$= \frac{0{,}5 \cdot l_U}{\frac{d}{4} \cdot \sqrt{5}} = \frac{2 \cdot l_U}{d \cdot \sqrt{5}} = \frac{2 \cdot 990{,}5}{3 \cdot \sqrt{5}} = 296 < \left[\lambda_x\right] = 400;$$

где $\left[\lambda_x\right] = 400$ - предельная гибкость для растянутых стальных элементов (см. табл.14 [1]).

Сварка тяжей может быть выполнена прерывистым швом с расстоянием между участками не более $30 \cdot d$ (рис.29, б).

По концам двойного тяжа привариваются петлевидные наконечники.

3.1.6. Расчёт опорного узла

Опорный узел решаем, как показано на рис.30. Двойной тяж нижнего пояса, имеющий петлевидные концы, проходит в прорезь снизу верхнего пояса и закрепляется валиком, пропущенным в отверстия в больших полках двух неравнобоких уголков.

Для обеспечения передачи нормальной силы всем трём брусьям верхнего пояса длина опорных уголков должна быть

$$z \geq \frac{5 \cdot h_1}{3 \cdot \cos\beta} = \frac{5 \cdot 18}{3 \cdot 0{,}87} = 34{,}5\ см$$

;

принимаем $z = 35\ см$; при этом уголки должны заходить на верхний и нижний брусья на высоту сечения $a \geq \frac{h_1}{3}$ (рис.30).

Принимая толщину полок уголков $\delta = 1{,}2\ см$, определяем необходимый диаметр валика из условия изгиба его. Расчётный пролёт валика как балки на двух опорах – полках уголков получается (рис.31).

$$l_в = d + 0{,}5\ см + \delta = 3 + 0{,}5 + 1{,}2 = 4{,}7\ см$$

.

Расчётный изгибающий момент

$$M = \frac{D_4 \cdot l_в}{4} = \frac{54{,}99 \cdot 4{,}7}{4} = 64{,}6\ кН \cdot см$$

.

Требуемый момент сопротивления

$$W = \frac{\pi \cdot d_в^3}{32} = \frac{M}{\gamma_c \cdot R_y} = \frac{64{,}6}{1 \cdot 21} = 3{,}1\ см^3$$

,

откуда находим минимально допустимый диаметр валика

$$d_в = \sqrt[3]{\frac{3{,}1 \cdot 32}{3{,}14}} = 3{,}15\ см$$

;

по конструктивным соображениям принимаем

$$d_в = 2 \cdot d = 2 \cdot 3 = 6\ см$$

.

Проверяем прочность полок уголков на смятие валиком, кН/см²:

$$\sigma_{см} = \frac{D_4}{2 \cdot \delta \cdot d_в} = \frac{54{,}99}{2 \cdot 1{,}2 \cdot 6} \approx 3{,}82 < \gamma_c \cdot R_s = 0{,}85 \cdot 26 = 22{,}1$$

;

где $\gamma_c = 0{,}85$ - коэффициент, учитывающий возможную неравномерность передачи сминающей силы каждому уголку (см п3.4[1]).

В первом приближении размер малой полки уголков b_1 определяем из условия размещения двух уголков на ширине сечения верхнего пояса b, т.е

$$b_1 = \frac{b - (d + 0{,}5\,см)}{2} = \frac{15 - (3 + 0{,}5)}{2} = 5{,}75\,см$$

.

Размер большой полки надо назначать с учётом размещения в ней отверстия для валика

Итак, для опорного башмака по сортаменту принимаем два неравнобоких уголка сечением 2∟ 120х80х12 , длиной $z = 35\,см$, к торцам которых привариваем стальные трапециевидные планки толщиной $\delta_1 = 1\,см$.

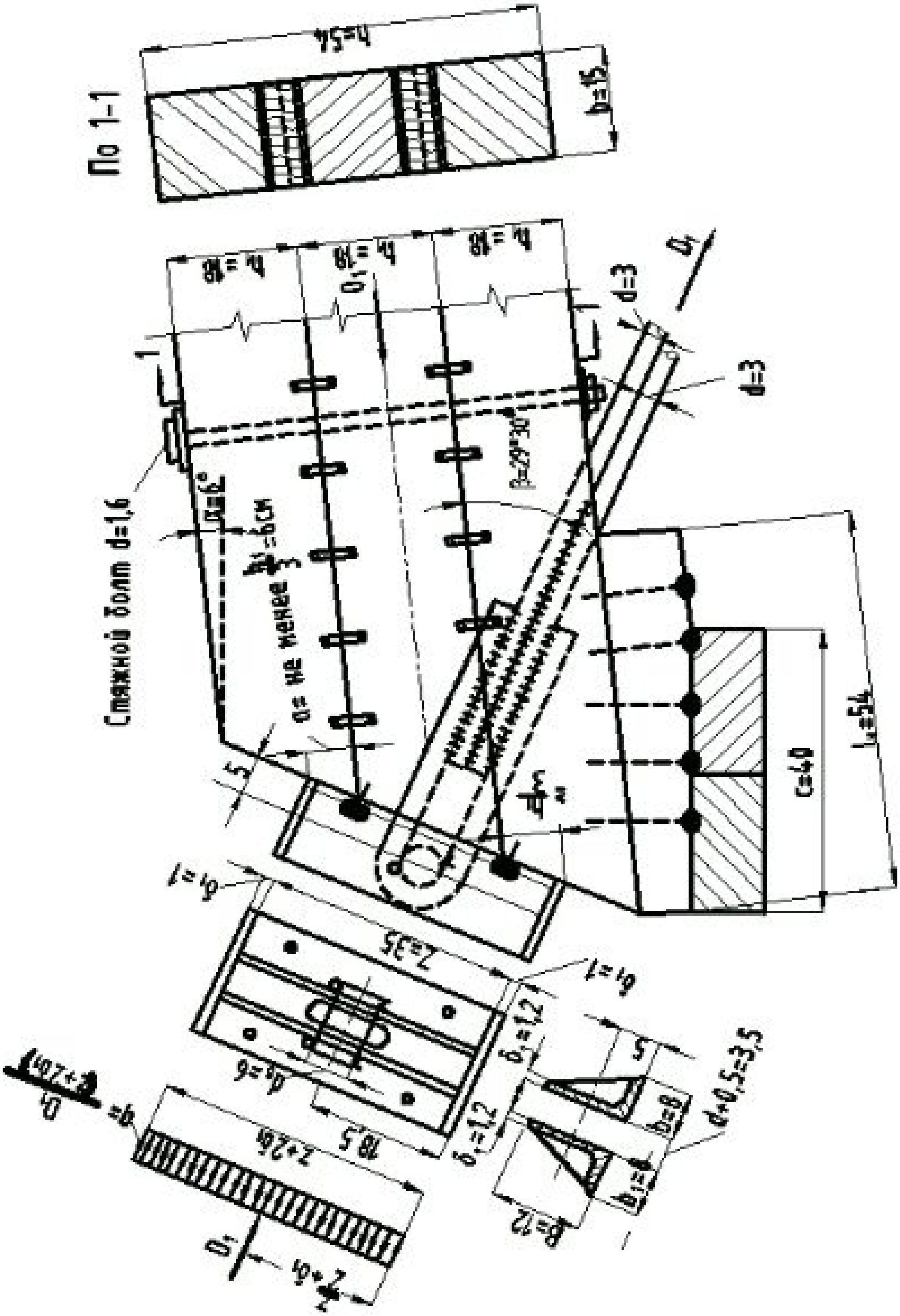

По 1-1
h=54
b=15
Стяжной болт d=1,6
a= не менее 6см
d=3
c=40
Z=35

Рисунок30.

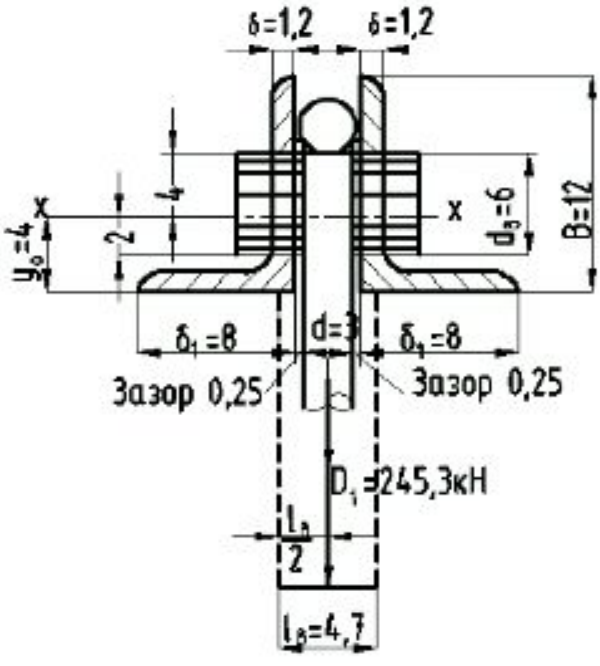


Рисунок31.

Проверяем прочность уголков на изгиб в ослабленном сечении

Расчётный изгибающий момент(рис30)

$$M = \frac{D_4 \cdot (z + 2 \cdot \delta_1)}{8} = \frac{54,99 \cdot (35 + 2 \cdot 1)}{8} = 254,33 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

.

Момент инерции одного уголка в ослабленном (отверстием для валика) сечении с достаточной точностью можно принять(рис31):

$$J = J_x - \frac{\delta \cdot (4^3 + 2^3)}{3} = 326 - \frac{1,2}{3} \cdot (64 + 8) = 297,2 \text{ см}^4$$

;

где $J_x = 326 \text{ см}^4$ согласно сортаменту.

Момент сопротивления двух уголков в ослабленном сечении

$$W = \frac{2 \cdot J}{B - y_0} = \frac{2 \cdot 297,2}{12 - 4,01} = 74,3 \text{ см}^3$$

.

Напряжение изгиба в уголках

$$\sigma_u = \frac{M}{W} = \frac{254,33}{74,3} = 3,42 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y = 1 \cdot 21 \text{ кН/см}^2$$

.

Проверяем прочность верхнего пояса на смятие под опорными уголками.

Осуществляя прорезь в верхнем поясе шириной, равной d+0,5 см, площадь смятия под малыми полками уголков получается, см²:

$$A_{см} = \left[b - \left(d + 0{,}5\ см\right)\right] \cdot \left(z + 2 \cdot \delta_1\right) = [15-(3+0{,}5)] \cdot (35+2 \cdot 0{,}8) = 425.$$

Напряжение смятия под углом $\beta = 29°30'$ будет

$$\sigma_{смβ} = \frac{D_4}{A_{см}} = \frac{54{,}99}{425} = 0{,}13\ МПа < \gamma_{ур} \cdot R_{смβ} = 9{,}1\ МПа;$$

$$R_{смβ} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1\right) \cdot \sin^3 \beta} = \frac{13}{1 + \left(\frac{13}{3} - 1\right) \cdot \sin^3 29°30'} = 9{,}1 МПа$$

где

Проверяем прочность верхнего пояса на смятие опорными подкладками, имеющими длину $l_п = 54\ см$:

$$\sigma_{см} = \frac{A \cdot \cos\alpha}{A_{см}} = \frac{A \cdot \cos 5°50'}{l_п \cdot \left(b - d - 0{,}5\ см\right)} = \frac{163{,}6 \cdot 0{,}995}{54 \cdot (15 - 3 - 0{,}5)} = 2{,}62\ МПа$$

$2{,}62\ МПа < \gamma_{ур} \cdot R_{см(90-\alpha)} = 3{,}1\ МПа$ При $\gamma_{ур} = 1$

$$R_{см(90-\alpha)} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1\right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{13}{1 + \left(\frac{13}{3} - 1\right) \cdot \sin^3 84°10'} = 3{,}1 МПа$$

3.1.7. Расчёт промежуточного верхнего узла.

Промежуточный верхний узел проектируем, как показано на рис32. В этом узле стыкуются две панели верхнего пояса Для создания жёсткости соединения двух панелей предусмотрены две накладки сечением 10х18 см и одна подкладка сечением 10х15 см, скреплённые с верхним поясом конструктивно поставленными стяжными болтами $d = 1{,}6\ см$. Стык панелей верхнего пояса на смятие не рассчитываем ввиду очевидной прочности

Принимаем сжатую стойку из бруса сечением $b \times h_1 = 15 \times 18\ см$. Стойка упирается торцом в нижнюю подкладку. Расчётное сжимающее усилие в стойке $V_2 = 17{,}16\ кН$.

Проверяем прочность подкладки на смятие стойкой

$$\sigma_{см} = \frac{V_1}{A_{см}} = \frac{V_1}{b \cdot h_1} = \frac{17{,}16}{15 \cdot 18} \approx 0{,}1\ МПа < \gamma_{ур} \cdot R_{см90} = 3\ МПа$$

.

Имея длину стойки $l_V = 299\ см$, определяем наибольшую гибкость её из плоскости фермы:

$$\lambda_x = \frac{l_V}{r_x} = \frac{l_V}{0{,}289 \cdot b} = \frac{299}{0{,}289 \cdot 15} = 69$$

.

Для гибкости $\lambda_x = 69 < 70$ коэффициент продольного изгиба, согласно[1], определяем по формуле

$$\varphi = 1 - 0{,}8 \cdot \left(\frac{\lambda_x}{100}\right)^2 = 1 - 0{,}8 \cdot \left(\frac{69}{100}\right)^2 = 0{,}62$$

.

Проверяем устойчивость сжатой стойки $\frac{V_2}{\varphi \cdot A} \le \gamma_{ур} \cdot R_c$

т.е $\frac{17{,}16 \cdot 10}{0{,}62 \cdot 15 \cdot 18} = 1{,}03\ МПа < 1 \cdot 13 = 13 МПа$;

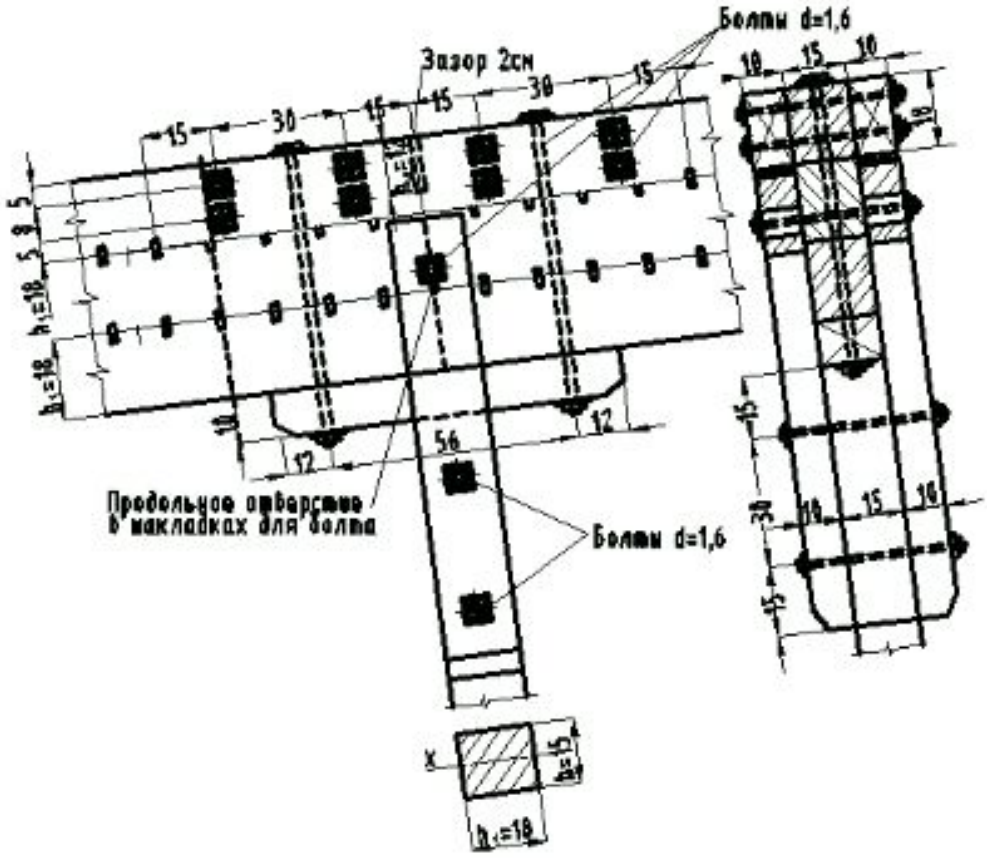


Рисунок 32.

где $\gamma_{ур} = 1$ - коэффициент условий работы элемента;

$R_c = 13 МП_a$ - расчётное сопротивление сжатию древесины сосны вдоль волокон.

Для предотвращения выхода стойки из плоскости фермы верхний конец её прикреплён к верхнему поясу двумя деревянными накладками сечением 10х18 см, скреплёнными тремя стяжными болтами $d = 1,6 см$ (рис.32), а нижний конец закреплён в промежуточном нижнем узле (рис.33).

3.1.8. Расчёт средних раскосов.

Сечение среднего раскоса принимаем такое же, как в стойке, т.е. $b \times h_1 = 15 \times 18 см$. Длина раскоса в осях $l_D = 607 см$.

Из таблицы усилий видим, что средние раскосы могут быть сжаты

$D_2 = -30{,}17$ кН и могут быть растянуты $D_3 = +0{,}46$ кН.

Проверяем принятое сечение раскосов на сжатие с продольным изгибом.

Максимальная гибкость раскоса будет из плоскости фермы, т.е.

$$\lambda_{макс} = \frac{l_D}{r_{min}} = \frac{l_D}{0{,}289 \cdot b} = \frac{607}{0{,}289 \cdot 15} = 140 < [150]$$

;

Что допустимо, так как данные раскосы относятся к числу второстепенных элементов.

Для гибкости $\lambda = 140 > 70$, коэффициент продольного изгиба определяем по формуле

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{140^2} \approx 0{,}16$$

.

Площадь сечения раскоса $A = b \cdot h_1 = 15 \cdot 18 = 270$ см^2.

Проверяем устойчивость раскоса по формуле

$$D_2 = 30{,}17 \text{ кН} \le \gamma_{ур} \cdot \varphi \cdot R_c \cdot A = 1 \cdot 0{,}16 \cdot 1{,}3 \cdot 270 = 56{,}16 \text{ кН}$$

.

Для того чтобы раскосы могли воспринимать и растягивающее усилие $D_3 = 0{,}46$ кН, концы их в коньковом и нижнем узлах фермы должны быть надёжно закреплены. Принятое закрепление очевидно достаточно.

3.1.9. Расчёт промежуточного нижнего узла

Промежуточный нижний узел решаем, как показано на рис.33, а, в виде металлического башмака, в котором закреплены все сходящиеся элементы фермы. Расчитываем узел с наибольшими усилиями.

Н-образный сварной башмак надевается на нижний конёк деревянной стойки и прикрепляется двумя стяжными болтами $d = 1{,}2$ см.

В нижней части башмака внутри проходят две стальные планки ($\delta_n \times h_n$), по концам которых в отверстие вставлены валики. Внутри планок на один валик одет петлевидный конец крайнего раскоса D_1 (D_4), а на другой – такой же конец средней панели нижнего пояса U.

С наружной стороны башмака расположены две металлические планки, одетые на тот же валик, к которому прикреплён крайний раскос D_1. Эти планки прикреплены к деревянному раскосу гвоздями

Принимая внутренние стальные планки толщиной $\delta_п = 1{,}2\,см$ и располагая их на расстоянии в свету, равном диаметру нижнего пояса d плюс зазор в 0,5 см (см. рис.33, б), определяем необходимый диаметр правого валика $d_в$ из условия изгиба его, как балки на двух опорах, пролётом $l_1 = d + 0{,}5\,см + \delta_п = 3 + 0{,}5 + 1{,}2 = 4{,}7\,см$.

При этом расчётный изгибающий момент

$$M = \frac{U \cdot l_1}{4} = \frac{57{,}26 \cdot 4{,}7}{4} = 67{,}28\,кН \cdot см$$

.

Принимая диаметр валика таким же, как в опорном узле, т.е. $d'_в = 6\,см$, имеем момент сопротивления

$$W = \frac{\pi \cdot d'^3_в}{32} = \frac{3{,}14 \cdot 6^3}{32} \approx 21{,}2\,см^3$$

.

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{67{,}28}{21{,}2} = 3{,}17\,кН/см^2 < \gamma_c \cdot R_y = 1 \cdot 21\,кН/см^2$$

.

Проверяем прочность планок на смятие валиком, кН:

$$U = 57{,}26 \le \gamma_c \cdot R_s \cdot 2 \cdot A = \gamma_c \cdot R_s \cdot 2 \cdot \delta_в \cdot d'_в = 0{,}85 \cdot 26 \cdot 2 \cdot 1{,}2 \cdot 6 = 318{,}2$$

где $\gamma_c = 0{,}85$ - коэффициент, принятый согласно п.3.4 [1].

Ширину планок принимаем из условия норм расстановки валика, т.е. $h_п = 3 \cdot d'_в = 3 \cdot 6 = 18\,см$.

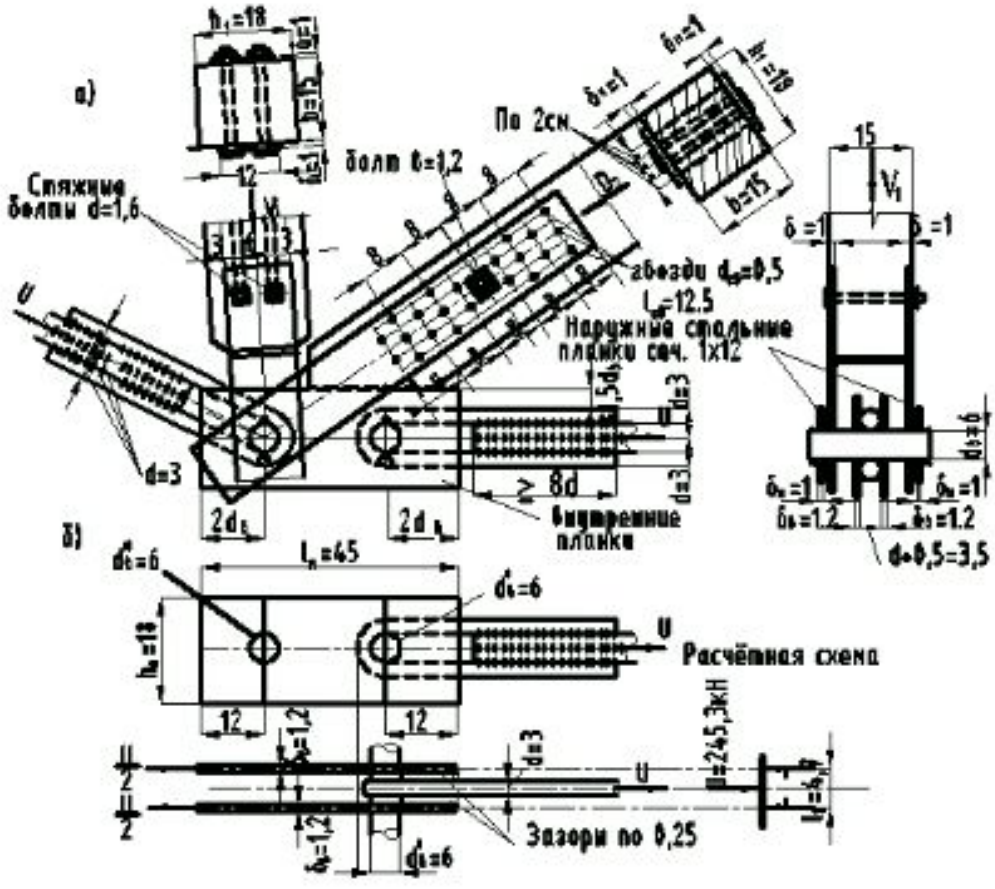


Рисунок33.

Длина планок берётся по конструктивным соображениям, в нашем случае $l_п = 45\,см$.

Расстояние от конца планок вдоль действующей силы до оси отверстия для валика должно быть не менее $2 \cdot d_в = 2 \cdot 6 = 12\,см$.

Проверяем прочность планок на растяжение по ослабленному отверстием сечению. Несущая способность планок в этом случае равна

$$\gamma_c \cdot R_y \cdot A_{нт} = 0{,}85 \cdot 21 \cdot 28{,}8 = 513\,кН > U = 57{,}26\,кН;$$

где $A_{нт}$ - площадь поперечного сечения нетто двух планок, равная

$$A_{нт} = 2 \cdot \delta_в \cdot (h_п - d_в) = 2 \cdot 1{,}2 \cdot (18 - 6) = 28{,}8\,см^2;$$

$\gamma_c = 0{,}85$ - принято согласно п3.4 [1].

Переходим к расчёту второго левого валика, на который передаются усилия от всех сходящихся в узле элементов фермы (рис.34). Принимаем усилия в стержнях от самого невыгодного полного загружения фермы как постоянной, так и временной нагрузкой, т.е:

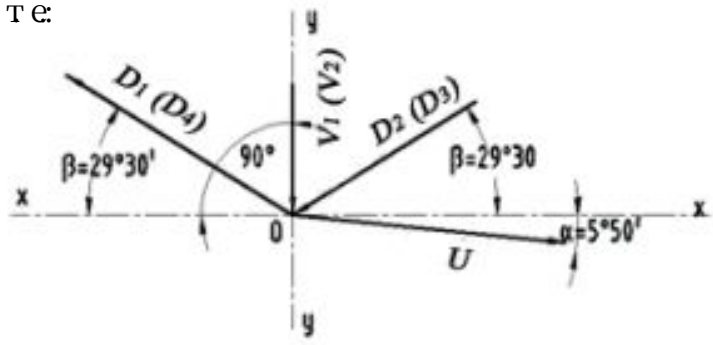


Рисунок 34.

$D_4 = 54{,}99\ кН; U = 57{,}26\ кН; V_2 = -17{,}16\ кН; D_2 = -30{,}17\ кН$

(из таблицы усилий выбираем наибольшие усилия).

Изгиб валика рассматриваем в двух взаимно перпендикулярных плоскостях XOZ и YOZ (рис.35). Ось Z-Z направлена по оси валика.

Задаёмся толщиной наружных стальных планок среднего раскоса и планок башмака $\delta = 1$ см.

· Рассмотрим изгиб валика в плоскости XOZ (рис.35, а).

Проекции усилий элементов на ось X-X:

$$D_4' = D_4 \cdot \cos\beta = 54{,}99 \cdot 0{,}87 = 47{,}84\ кН;$$

$$V_2' = V_2 \cdot \cos 90° = 0\ кН;$$

$$D_2' = D_2 \cdot \cos\beta = 30{,}17 \cdot 0{,}87 = 26{,}25\ кН;$$

$$U' = U \cdot \cos\alpha = 57{,}26 \cdot 0{,}995 = 56{,}97\ кН.$$

Определяем изгибающие моменты в плоскости XOZ в местах приложения сил, т.е. в точках 1, 2, 3 (рис.35, а), кН·см:

$$M_1 = 0; \quad M_2 = -\frac{D_2'}{2} \cdot 5{,}65 = -\frac{26{,}25}{2} \cdot 5{,}65 = -74{,}15;$$

$$M_3 = -\frac{D_2'}{2} \cdot \left(5{,}65 + \frac{4{,}7}{2}\right) + \frac{U'}{2} \cdot 2{,}35 = -\frac{26{,}25}{2} \cdot 8 + \frac{56{,}97}{2} \cdot 2{,}35 = -38{,}05$$

Рассмотрим изгиб валика в плоскости YOZ (рис.35, а).

Проекции усилий элементов на ось Y-Y:

$D_4'' = D_4 \cdot \cos(90 - \beta) = D_4 \cdot \cos 60°30' = 54,99 \cdot 0,492 = 27,06$ кН;

$D_2'' = D_2 \cdot \cos 60°30' = 30,17 \cdot 0,492 = 14,9$ кН;

$U'' = U \cdot \cos(90 - \alpha) = U \cdot \cos 84°10' = 57,26 \cdot 0,1 = 5,73$ кН;

усилие в стойке проектируется в натуральную величину, т.е. $V'' = V_2 = 17,16$ кН.

Определяем изгибающие моменты в плоскости УОZ в точках 1, а, 2, 3 (рис.35, б), кН·см

$M_1 = 0$; $M_a = -\frac{D_2''}{2} \cdot 1 = -\frac{14,9}{2} = -7,42$

$M_2'' = -\frac{D_2''}{2} \cdot 5,65 - \frac{V_2}{2} \cdot 4,65 = -\frac{14,9}{2} \cdot 5,65 - \frac{17,16}{2} \cdot 4,65 = -81,99$;

$M_3 = -\frac{D_2''}{2} \cdot 8 - \frac{V_2}{2} \cdot 7 - \frac{U''}{2} \cdot 2,35 = -\frac{14,9}{2} \cdot 8 - \frac{17,16}{2} \cdot 7 - \frac{5,73}{2} \cdot 2,35 \approx -126,39.$

Как видно из эпюр изгибающих моментов (рис.35, а, б), опасным сечением для валика будет 3 и 3'. За расчётный изгибающий момент в этом сечении принимаем максимальный результирующий момент, определяемый по формуле

$$M = \sqrt{M_3^2 + M_3''^2} = \sqrt{38,05^2 + 126,39^2} \approx 132 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

Принимая диаметр валика $d_в'' = 6$ см; момент сопротивления его будет $W = \frac{\pi \cdot d_в''^3}{32} = \frac{3,14 \cdot 6^3}{32} \approx 21,2 \text{см}^3$.

Проверяем прочность валика на изгиб:

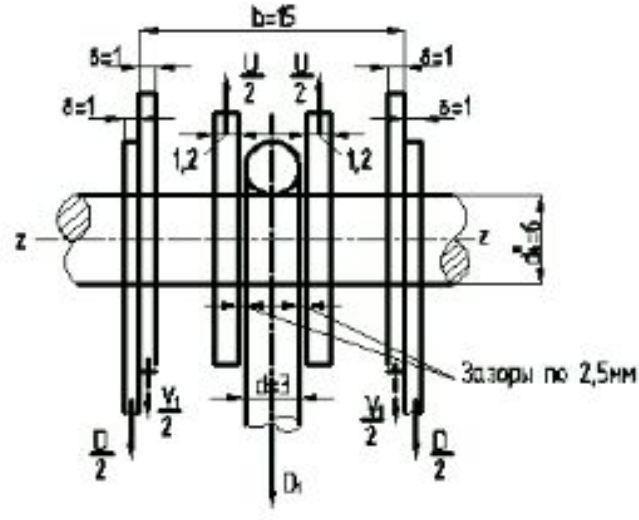
$$\sigma_и = \frac{M}{W} = \frac{132}{21,2} = 6,23 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y = 1 \cdot 21 \text{ кН/см}^2,$$

Где γ_c - коэффициент условий работы на изгиб [4].

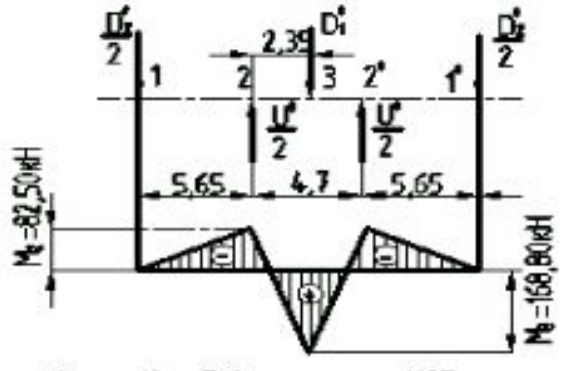
Проверяем прочность планок стального башмака на смятие валиком, кН/см²:

$$\sigma_{см} = \frac{V_2}{2 \cdot \delta \cdot d_в''} = \frac{17,16}{2 \cdot 1 \cdot 6} = 1,43 < \gamma_c \cdot R_s = 0,85 \cdot 26 = 22,1,$$

где γ_c - коэффициент условий работы на смятие [4].



а) Изгиб в плоскости XOZ



б) Изгиб в плоскости YOZ

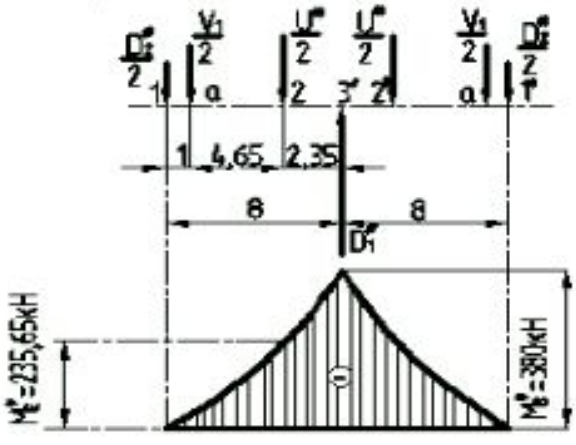


Рисунок 35.

3.1.10. Стык нижнего пояса.

Ввиду большой длины средней панели нижнего пояса l_U = 9,905 м в середине её делаем стык, как показано на рис.36; в этом же месте осуществляем крепление подвески.

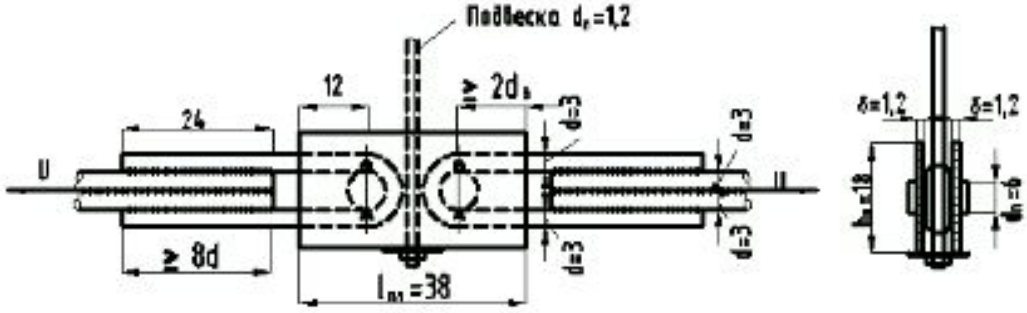


Рисунок 36.

Так как аналогичная конструкция рассчитана в промежуточном нижнем узле (правый валик), то диаметр валика и сечение стальных планок принимаем без расчёта, такими же как в промежуточном узле, т.е. $d_в = 6\ см$; сечение планок $\delta \times h_{пл} = 1{,}2 \times 18\ см$.

С учётом норм расстановки валиков длина планок принимается

$$l_{пл} = 5 \cdot d_в + 2 \cdot d + d_п + \Delta = 5 \cdot 6 + 2 \cdot 3 + 1{,}2 + 0{,}8 = 38\ см,$$

где Δ – зазор.

3.1.11. Расчёт конькового узла.

В коньковом узле усилия в соседних панелях верхнего пояса передаются торцовым упором (друг в друга); при этом, в целях создания разгружающего момента в верхнем брусе пояса, предусмотрим зазор глубиной $h_{заз}$ = 12 см (рис. 37, а).

Для обеспечения жёсткости соединения верхний пояс обхвачен двумя деревянными накладками сечением 10х18, скреплёнными двумя конструктивно поставленными стяжными болтами диаметром d = 1,6 см, кроме того, эти накладки скреплены двумя узловыми болтами диаметром d = 3,8 см.

Стык верхнего пояса на смятие не рассчитываем ввиду очевидной прочности.

Раскосы прикрепляем к поясу с помощью стальных планок сечением $\delta \times h_п = 1 \times 12\ см$, прикреплённых к верхнему поясу

одним болтом диаметром d=3,8 см, при этом смятие древесины болтом происходит под углом $\beta = 29^{\circ}30'$.

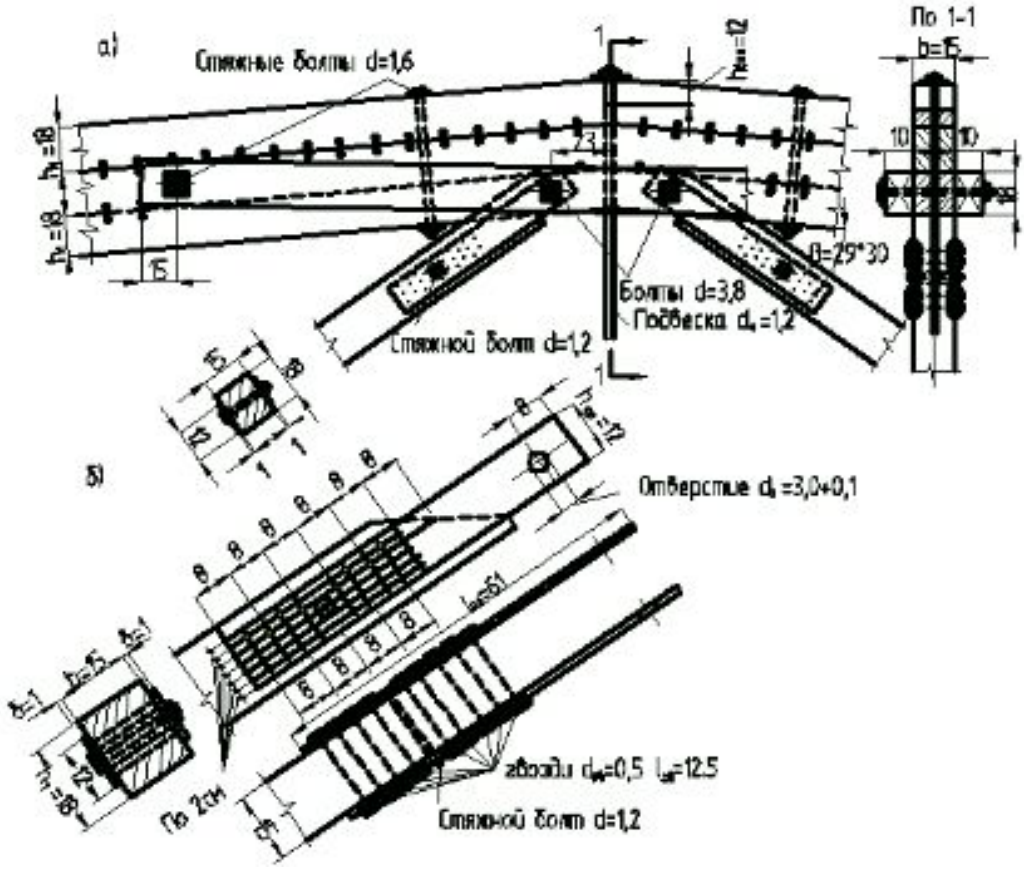


Рисунок 37.

Несущая способность такого соединения проверяется, кН:

- из условия смятия верхнего пояса по формуле

$$T_c = 2 \cdot 0{,}5 \cdot b \cdot d \cdot k_\beta = 2 \cdot 0{,}5 \cdot 15 \cdot 3{,}8 \cdot 0{,}9 = 51{,}3 > D_2 = 30{,}17$$

(накладки, как крайние элементы, считаем неработающими);

- из условия изгиба болта по формуле

$$T_u = 2 \cdot 2{,}5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{k_\beta} = 2 \cdot 2{,}5 \cdot 3{,}8^2 \cdot \sqrt{0{,}9} = 68{,}5 > D_2 = 30{,}17 \;;$$

- из условия смятия стальных планок – по формуле

$$T_c = 2 \cdot \gamma_c \cdot R_s \cdot d \cdot \delta = 2 \cdot 0{,}85 \cdot 26 \cdot 3{,}8 \cdot 1 = 168 > D_2 = 30{,}17 \;;$$

где $b = 15\,см$ - толщина пояса;

k_β =0,9 - коэффициент, учитывающий направление действия усилия по отношению к направлению волокон древесины (см. табл.19

[1]);

$\gamma_c = 0,85$ - коэффициент, учитывающий неравномерность передачи усилия планкам.

Стальные планки прикрепляем к раскосу гвоздями $d_{гв} = 0,5\,см$ и $l_{гв} = 12,5\,см$ (рис.37, б).

Несущая способность одного среза гвоздя для данного несимметричного соединения определяется:

- из условия смятия древесины по формуле

$$T_c = 0,35 \cdot c \cdot d_{гв} \cdot k_\alpha = 0,35 \cdot 10,75 \cdot 0,5 \cdot 1 \approx 1,88\,кН;$$

где с – глубина защемления гвоздя без учёта острия, равная

$$c = l_{гв} - \delta - 1,5 \cdot d_{гв} = 12,5 - 1 - 1,5 \cdot 0,5 = 10,75\,см;$$

k_α - коэффициент, учитывающий передачу нагелем усилия под углом к волокнам элементов по Приложению 11 табл.26.

- из условия изгиба гвоздя по формуле

$$T_u = 4 \cdot d_{гв}^2 \cdot k_\alpha = 4 \cdot 0,5^2 \cdot 1 = 1\,кН.$$

В расчёт принимаем минимальное значение несущей способности гвоздя, т.е. $T_{min} = 1\,кН$.

Определяем количество гвоздей, необходимое для прикрепления каждой стальной планки к поясу:

$$n_{гв} = \frac{D_2}{2 \cdot T_{min}} = \frac{30,17}{2 \cdot 1} \approx 16\,шт.$$

Гвозди расставляем в шахматном порядке в соответствии с нормами расстановки (см.п.5.17-5.18 [1]).

Расстояние между осями гвоздей принято:

- вдоль волокон

$$s_1 = 8\,см > 15 \cdot d_{гв} = 15 \cdot 0,5 = 7,5\,см;$$

- поперёк волокон

$$s_2 = 2\,см > 3 \cdot d_{гв} = 3 \cdot 0,5 = 1,5\,см;$$

- от крайнего ряда гвоздей до продольной кромки

$$s_1 = 2\,см = 14 \cdot d_{гв} = 4 \cdot 0,5 = 2\,см.$$

Кроме гвоздей, ставим конструктивно один стяжной болт $d = 1,2\,см$, который в расчёт не принимаем.

Нижний конец раскосов прикрепляем к стальным планкам таким же количеством гвоздей и принимаем такую же расстановку их, как и в коньковом узле.

4. Треугольные фермы.

Стропильные фермы треугольного очертания применяют при значительном уклоне кровли, вызываемом условиями эксплуатации зданий, типом кровли (тяжёлый кровельный материал, например глиняная черепица). Недостатками треугольных ферм являются сложность опорного узла, чрезмерная длина стержней решётки средней части, что приводит к повышенной гибкости и перерасходу материала. Треугольное очертание не соответствует параболическому очертанию эпюры моментов, что приводит к значительным усилиям в решётке и неравномерному распределению усилий по панелям нижнего пояса.

Однако, для устранения некоторых недостатков можно запроектировать треугольную ферму, состоящую из крупнопанельной трапециедальной фермы и надстройки в виде простых стропил (см. пример 4).

Оптимальное значение высоты ферм в середине пролёта $1/4 \div 1/7$ длины пролёта.

Расчёт треугольных ферм проводится по деформированной схеме с учётом податливости соединений.

Осевые усилия и перемещения в элементах определяют в предположении шарнирности в узлах, к которым приложены нагрузки.

Расчётные усилия в поясах и решётке треугольных ферм определяют от действия постоянной и временной снеговой нагрузок, равномерно распределённых по всему пролёту – это наиневыгоднейшее сочетание нагрузок для ферм данного очертания.

Верхние пояса ферм проектируют переменного по высоте сечения. Наиболее нагруженные опорные панели выполняют с большей высотой поперечного сечения.

В узлах торец опорной панели рационально опиливать таким образом, чтобы элемент решётки, присоединяемый к верхнему поясу в данном узле, работал на смятие по площади контакта вдоль волокон.

Для создания внецентренного приложения продольной силы составные балки верхнего пояса упирают друг в друга в опорных и промежуточных узлах не полным сечением, а только нижней частью его, что уменьшает изгибающий момент, возникающий в поясе от

межузловойнагрузки(см рис40,43).

4.1. ПРИМЕР4.
РАСЧЁТ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННОЙ ФЕРМЫ С БОКОВЫМИ СКАТАМИ СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ ИЗ БРУСЬЕВ НА ПЛАСТИНЧАТЫХ НАГЕЛЯХ.

Требуется спроектировать и рассчитать треугольную металлодеревянную ферму с крайними панелями верхнего пояса составного сечения из брусьев на пластинчатых нагелях Деревягина Пролёт фермы $l = 15\ м$ при расстоянии между фермами $B = 5\ м$.

Нормативная нагрузка, действующая на ферму:

- собственный вес ограждающей части покрытия (без утеплителя) $g^н_1 = 0{,}5\ кН/м^2$,
- собственный вес утеплителя $g^н_2 = 0{,}3\ кН/м^2$.
- расчётная снеговая нагрузка $s_0 = 1{,}2\ кПа$, (II снеговой район).

Нагрузка на верхний пояс фермы передаётся равномерно

РЕШЕНИЕ
4.1.1. Выбор схемы и определение геометрических размеров фермы.

Благодаря нестандартной решётке данной треугольной фермы, необходимой для уменьшения длины элементов решётки, статическая схема фермы претерпела изменения. Расчёт будем производить поэтапно.

Сначала рассчитаем трапецеидальную крупнопанельную ферму (рис.38) высотой $h_0 = \frac{l}{6} = \frac{15}{6} = 2{,}5\ м$, образовавшую основание треугольной фермы.

Длину средней верхней панели назначаем с таким расчётом, чтобы крайние панели верхнего пояса можно было выполнить из брусьев максимальной стандартной длины $L = 6{,}5\ м$.

Принимаем длину средней верхней панели $2 \cdot b = 4,2$ м;

при этом длина скатов фермы в осях будет равна

$$l_1 = \sqrt{\left(\frac{l}{2} - b\right)^2 + h_0^2} = \sqrt{\left(\frac{15}{2} - 2,1\right)^2 + 2,5^2} = 5,95 \text{ м}$$

.

На конструктивную обработку концов остаётся

6,5-5,95=0,55 м, что вполне достаточно(≥50 см).

Длина раскосов получается

$$l_D = \sqrt{b^2 + h_0^2} = \sqrt{2,1^2 + 2,5^2} = 3,27 \text{ м}$$

.

В целях обеспечения отвода дождевой воды с покрытия в средней части фермы сверху добавляем (самостоятельно работающую) надстройку в виде простых стропил, показанную на рис38 сверху. Тогда общая высота фермы получается

$$h = h_0 + \frac{2 \cdot h_0 \cdot b}{l - 2 \cdot b} = 2,5 + \frac{2 \cdot 2,5 \cdot 2,1}{15 - 2 \cdot 2,1} = 3,475 \text{ м}$$

;

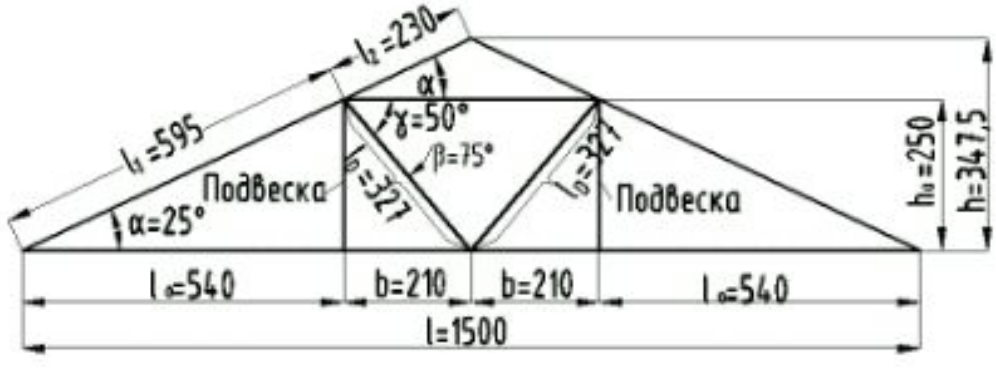


Рисунок38.

при этом $\frac{l}{h} = \frac{15}{3,475} \approx 4,3 < [5]$ (предпочтительное соотношение высоты к ширине сечения[5÷6]).

Определяем угол наклона скатов покрытия

$$tg\alpha = \frac{h_0}{0,5 \cdot l - b} = \frac{2,5}{0,5 \cdot 15 - 2,1} = 0,463$$

;

этому соответствует угол $\alpha \approx 25°$;

$\cos\alpha = \cos 25° = 0,906$;

$\sin\alpha = \sin 25^\circ = 0{,}422$.

Определяем угол между раскосом и средней панелью верхнего пояса $tg\gamma = \frac{h_0}{b} = \frac{2{,}5}{2{,}1} = 1{,}19$;

этому соответствует угол $\gamma = 50^\circ$.

4.1.2. Подсчёт нагрузок.

Принимая коэффициент собственного веса $k_{с.в} = 4$, ориентировочный собственный вес фермы определяем по формуле

$$g^н_{с.в.} = \frac{g^н_1 + g^н_2 + s^н}{\left(\frac{1000}{k_{с.в.} \cdot l} - 1\right)} = \frac{0{,}55 + 0{,}33 + 1{,}2 \cdot 0{,}7}{\left(\frac{1000}{4 \cdot 15} - 1\right)} \approx 0{,}12 \text{ кН/м}^2;$$

где $g^н_1$ и $g^н_2$ - собственный вес покрытия, приведённый к горизонтальной проекции, равный

$$g^н_1 = \frac{g^н_1}{\cos\alpha} = \frac{0{,}5}{0{,}906} = 0{,}55 \text{ кН/м}^2$$

$$g^н_2 = \frac{g^н_2}{\cos\alpha} = \frac{0{,}3}{0{,}906} \approx 0{,}33 \text{ кН/м}^2.$$

Расчётная нагрузка, приходящаяся на 1 пог.м пролёта фермы

$$q = \left(\left(g^н_1 + g^н_{с.в.}\right) \cdot \gamma_{f_1} + g^н_2 \cdot \gamma_{f_2} + s_p\right) \cdot B =$$

$$= \left(\left(0{,}55 + 0{,}12\right) \cdot 1{,}1 + 0{,}33 \cdot 1{,}2 + 1{,}2\right) \cdot 5 = 12{,}67 \text{ кН/м}.$$

Расчётная узловая нагрузка в среднем будет:

- постоянная

$$P_g = \left(\left(g^н_1 + g^н_{с.в.}\right) \cdot \gamma_{f_1} + g^н_2 \cdot \gamma_{f_2}\right) \cdot \frac{B \cdot l}{4} =$$

$$= \left(\left(0{,}55 + 0{,}12\right) \cdot 1{,}1 + 0{,}33 \cdot 1{,}2\right) \cdot \frac{5 \cdot 15}{4} = 21{,}25 \text{ кН};$$

- временная (от снега)

$$S_p = s_0 \cdot \frac{B \cdot l}{4} = 1{,}2 \cdot \frac{5 \cdot 15}{4} = 22{,}5\ \text{кН}$$

Расчётные опорные реакции

$$A = B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{12{,}67 \cdot 15}{2} = 95\ \text{кН}.$$

4.1.3. Определение усилий в стержнях фермы.

За основную расчётную схему при определении усилий принимаем трапециедальную ферму (рис.38); надстройку считаем самостоятельно работающей трёхшарнирной аркой (рис.39, а).

При односторонней нагрузке на половине пролёта фермы узловая нагрузка от надстройки P_1 будет передаваться обоим узлам верхнего пояса фермы (рис.39, б).

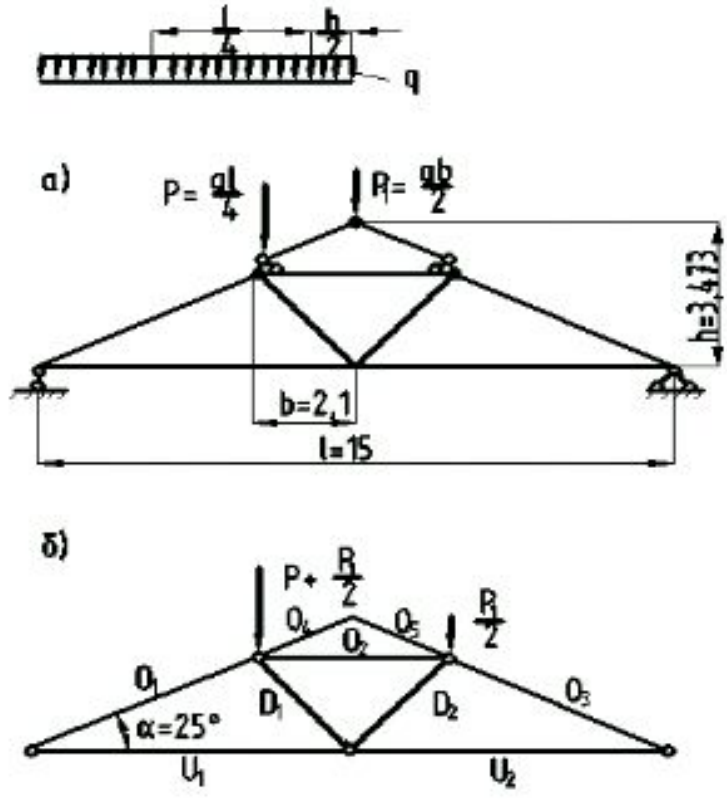


Рисунок 39.

Зная отношение $\frac{b}{l} = \frac{2,1}{15} = 0,14$ и $\frac{l}{h} = \frac{15}{3,475} = 4,32$;

усилия от единичной узловой нагрузки, выраженные в долях $P = \frac{q \cdot l}{4} = 1$, во всех стержнях фермы при нагрузке на левой половине пролёта её определяем по нижеследующим общим формулам:

$$O_1 = -\left(0,25 + \frac{b}{l}\right) \cdot \sqrt{\left(\frac{l}{h}\right)^2 + 4} = -(0,25 + 0,14) \cdot \sqrt{4,32^2 + 4} = -1,86;$$

$$O_2 = -0,25 \cdot \frac{l}{h} \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{b}{l}\right) = -0,25 \cdot 4,32 \cdot (1 + 2 \cdot 0,14) = -1,39;$$

$$O_3 = -0,25 \cdot \sqrt{\left(\frac{l}{h}\right)^2 + 4} = -0,25 \cdot \sqrt{4,32^2 + 4} = -1,19;$$

$$U_1 = \left(0,25 + \frac{b}{l}\right) \cdot \frac{l}{h} = (0,25 + 0,14) \cdot 4,32 = 1,69;$$

$$U_2 = 0,25 \cdot \frac{l}{h} = 0,25 \cdot 4,32 = 1,08;$$

$$D_2 = -D_1 = 0,5 \cdot \sqrt{\left(\frac{b}{l}\right)^2 \cdot \left(\frac{l}{h}\right)^2 + \left(1 - 2 \cdot \frac{b}{l}\right)^2} =$$

$$= 0,5 \cdot \sqrt{0,14^2 \cdot 4,32^2 + (1 - 2 \cdot 0,14)^2} = 0,47;$$

$$O_4 = O_5 = -0,5 \cdot \frac{b}{l} \cdot \sqrt{\left(\frac{l}{h}\right)^2 + 4} = -0,15 \cdot 0,14 \cdot \sqrt{4,32^2 + 4}$$

$$O_4 = O_5 = -0,334$$

По полученным усилиям, используя симметрию фермы, находим единичные усилия во всех стержнях от нагрузки правой половины пролёта фермы и, алгебраически суммируя их, получим единичные усилия от нагрузки фермы по всему пролёту.

Умножая усилия, полученные от одностороннего загружения фермы единичной нагрузкой, на узловую временную нагрузку

$S_p = 22{,}5$ кН, а усилия от полного загружения фермы единичной нагрузкой – на узловую постоянную нагрузку $P_g = 21{,}25$ кН, и рассматривая возможные комбинации постоянной нагрузки с временной, определяем максимальные расчётные усилия в стержнях ферм (табл. 5).

Усилия в стержнях фермы. Таблица 5.

Обозначение стержней фермы	Усилия от нагрузки в доля P, расположенной			Грузовые усилия в кН			Расчётные (макс) усилия в кН
	на половине пролёта		на всём пролёте	От постоянной нагрузки по всему пролёту $g = 21{,}25$	От временной снеговой нагрузки $S = 26{,}25$		
	слева	справа			на половине пролёта		
					слева	справа	
O_1	-1,86	-1,19	-3,05	-64,81	-48,83	-31,24	-144,9
O_2	-1,39	-1,39	-2,78	-59,08	-36,49	-36,49	-132
O_3	-1,19	-1,86	-3,05	-64,81	-31,24	-48,83	-144,9
$O_4 = O_5$	-0,334	-0,334	-0,668	-14,20	-8,77	-8,77	-31,7
U_1	+1,69	+1,08	+2,77	+58,86	+44,36	+28,35	+131,6
U_2	+1,08	+1,69	+2,77	+58,86	+28,35	+44,36	+131,6
D_1	-0,47	+0,47	0	0	-12,35	+12,35	±12,35
D_2	+0,47	-0,47	0	0	+12,35	-12,35	±12,35

4.1.4. Подбор сечения крайних панелей верхнего пояса.

Принимаем растянутый пояс из стали круглого сечения, а крайние панели верхнего пояса – из трёх брусьев квадратного сечения $b \times h_1 = 15 \times 15$ см с общей высотой сечения $h = 3 \cdot h_1 = 3 \cdot 15 = 45$ см.

Опорный узел выполняем так, чтобы опорная реакция передавалась на горизонтальную площадку смятия, а усилие в нижнем поясе – на вертикальную (рис.40).

Ширину горизонтальной площадки определяем из условия смятия опорной подкладки поперёк волокон:

$$c = \frac{A}{\gamma_{ур} \cdot R_{см90} \cdot b} = \frac{95}{1 \cdot 0{,}3 \cdot 15} = 21{,}1\,см$$

;

где $\gamma_{ур} = 1$; $R_{см90} = 3\,МПа = 0{,}3\,кН/см^2$ (см. табл.3.[1]).

По сортаменту принимаем $c = 22\,см$.

Для того чтобы вертикальная шайба, через которую предаётся смятие от усилия в нижнем поясе, заходила на средний брус верхнего пояса на величину не менее $\frac{h_1}{3} = \frac{15}{3} = 5\,см$, высота этой шайбы z должна быть не менее

$$z \geq \frac{4 \cdot h}{9 \cdot \cos\alpha} - ctg\alpha = \frac{4 \cdot 45}{9 \cdot 0{,}906} - 26 \cdot 0{,}463 = 10{,}4\,см$$

.

Принимаем $z = 15\,см$.

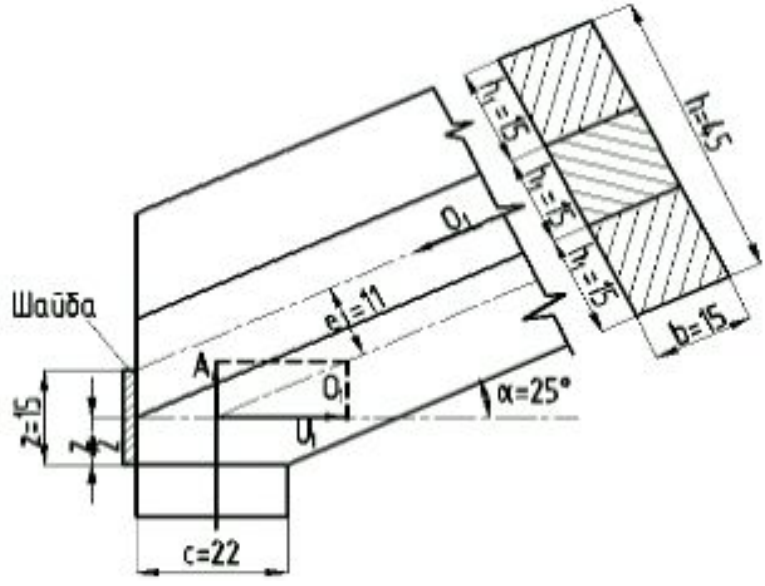


Рисунок 40.

Ширину шайбы принимаем равной ширине сечения верхнего пояса, т.е. $b = 15\,см$.

Проверяем напряжение смятия древесины подшайбой, МПа

$$\sigma_{смα} = \frac{U_1}{F_{см}} = \frac{U_1}{b \cdot z} = \frac{131{,}6 \cdot 10}{15 \cdot 15} = 5{,}95 < \gamma_{ур} \cdot R_{смα} = 10{,}3;$$

где согласно Примечанию 2 к таблице 3 [1]

$$R_{смα} = \frac{R_{см}}{1 + (\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{13}{1 + (\frac{13}{3} - 1) \cdot \sin^3 25^\circ} = 10{,}3\,МПа$$

Имея высоту шайбы $z = 15\,см$, ширину опорной подкладки $c = 22\,см$ и высоту сечения верхнего пояса $h = 45\,см$, величину эксцентриситета в опорном узле определяем по формуле, см

$$e_1 = 0{,}5 \cdot (h - c \cdot \sin\alpha - z \cdot \cos\alpha) = 0{,}5 \cdot (45 - 22 \cdot 0{,}422 - 15 \cdot 0{,}906) \approx 11$$

Ввиду того что эксцентриситет расположен ниже оси сечения, в верхнем поясе появляется разгружающий момент от продольной сжимающей силы, обратный по знаку моменту от поперечной нагрузки, в результате чего расчётный момент уменьшается.

В целях получения разгружающего момента на другом конце крайней панели верхнего пояса промежуточный верхний узел проектируем так, чтобы усилие в средней панели верхнего пояса O_2 передавалось в крайней панели ниже геометрической оси сечения (рис. 41).

Присоединяя стропильную ногу надстройки к верхнему брусу пояса врубкой в полдерева и осуществляя зазор на половину высоты бруса, мы тем самым сжимающее усилие от стропильной ноги O_4 передаём нижней половине сечения.

При передаче усилия от средней панели снизу сечения на высоте, равной h_1, расстояние между силами O_4 и O_2 будет $a = \frac{5 \cdot h_1}{4}$; равнодействующая этих сил приложена в точке, расположенной на расстоянии от геометрической оси, равном эксцентриситету

$$e_2 = \frac{h_1}{4} \cdot \left(2 - 5 \cdot \frac{O_4}{O_1}\right) = \frac{15}{4} \cdot \left(2 - 5 \cdot \frac{31{,}7}{144{,}9}\right) \approx 3{,}4\,см.$$

Расчётная (средняя) величина эксцентриситета для крайней панели верхнего пояса равна $e_{ср} = \frac{e_1 + e_2}{2} = \frac{11 + 3{,}4}{2} \approx 7{,}2\,см$.

Расчётный изгибающий момент в середине длины панели с учётом разгружающих моментов от эксцентричного приложения сжимающих сил при полном загружении фермы будет

$$M = M_0 - O_1 \cdot e_{cp} = 4600 - 144,9 \cdot 7,2 = 3557\ кН \cdot см;$$

где M_0 - расчётный изгибающий момент в середине крайней панели, как в однопролётной балке, равный

$$M_0 = \frac{q \cdot \cos^2 \alpha \cdot l_1^2}{8} = \frac{12,67 \cdot 0,906^2 \cdot 5,95^2}{8} = 4600\ кН \cdot см.$$

Площадь принятого сечения крайней панели верхнего пояса

$$F = b \cdot h = 15 \cdot 45 = 675\ см^2.$$

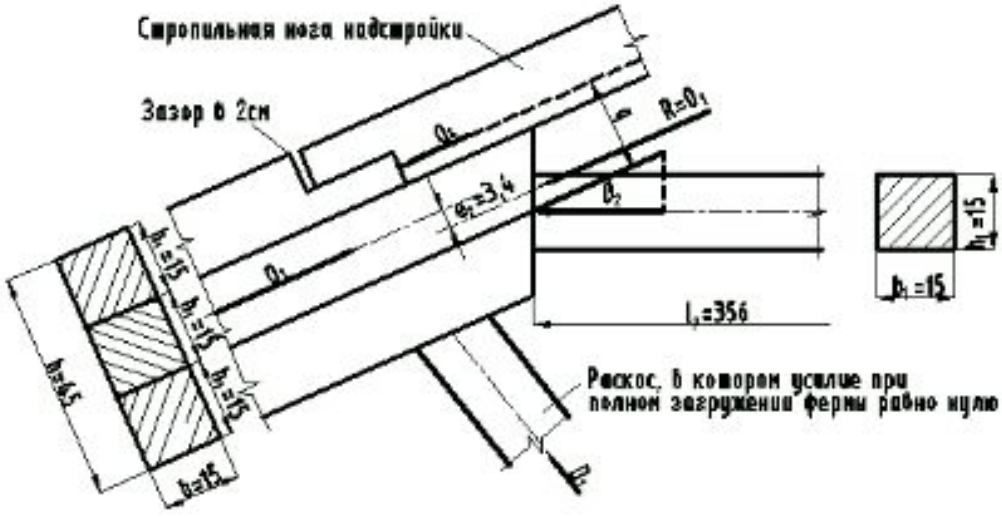


Рисунок 41.

Момент сопротивления

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{15 \cdot 45^2}{6} = 5062\ см^3.$$

Расчётная гибкость панели в плоскости изгиба (в направлении оси X)

$$\lambda_x = \frac{l_1}{r_x} = \frac{l_1}{0,289 \cdot h} = \frac{595}{0,289 \cdot 45} = 45,8.$$

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы O_1 при деформации панели, определяем по формуле

$$\xi = 1 - \frac{\lambda_x^2 \cdot O_1}{3000 \cdot F \cdot R_c} = 1 - \frac{45{,}8^2 \cdot 144{,}9}{3000 \cdot 675 \cdot 1{,}3} \approx 0{,}888$$

.

Принимая коэффициент условий работы $\gamma_{yp} = 1$ при длине крайней панели верхнего пояса $l_1 = 5{,}95\,м$ и 3- ёх брусьях коэффициент податливости при расчёте на поперечный изгиб по I группе предельных состояний $k_w = 0{,}847$ согласно табл.13 [1]. Прочность сечения верхнего пояса проверяем по формуле, МПа

$$\frac{O_1}{F} + \frac{M}{k_w \cdot \xi \cdot W} = \frac{144{,}9}{675} + \frac{3557}{0{,}847 \cdot 0{,}888 \cdot 5062} = 1{,}149\,кн/см^2 = 11{,}49$$

$$11{,}49 < \gamma_{yp} \cdot R_u = 1 \cdot 13 = 13$$

Предполагаем, что верхний пояс фермы надёжно закреплён часто расположенными прогонами кровли, поэтому проверку устойчивости верхнего пояса из плоскости фермы не производим.

Соединяя брусья верхнего пояса дубовыми пластинчатыми нагелями толщиной $\delta = 1{,}2\,см$ и длиной $l_{пл} = 5{,}4\,см$, получаем глубину врезки пластинки в брус

$$h_{вр} = \frac{l_{пл}}{2} + 0{,}1\,см = \frac{5{,}4}{2} + 0{,}1 = 2{,}8\,см < \frac{h_1}{2} = \frac{15}{5} = 3\,см$$

.

При ширине сечения пояса $b = 15\,см$ нагели делаем сквозными (см. [1] п5.28), как показано на рис.40.

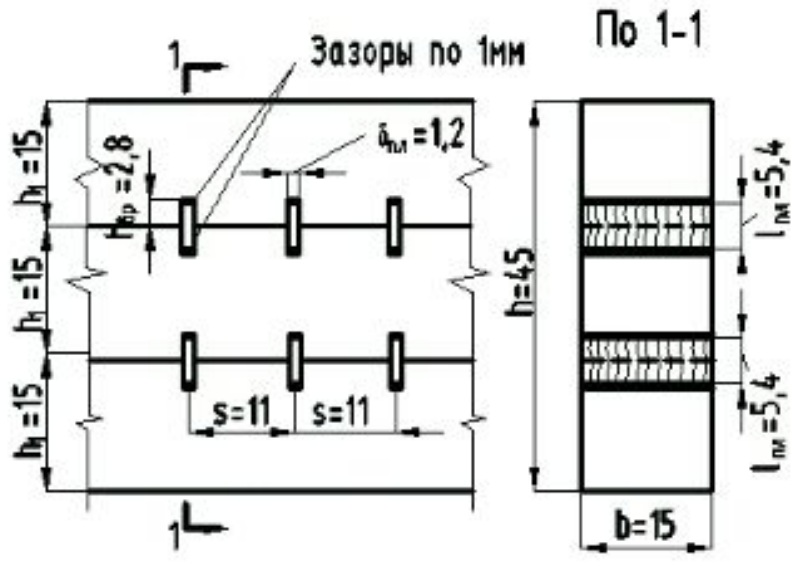


Рисунок42.

При величине несущей способности одного пластинчатого нагеля

$$T_{пл} = 14 \cdot l_{пл} \cdot b_{пл} = 14 \cdot 5{,}4 \cdot 15 = 11{,}35\,кН$$

требуемое количество пластинчатых нагелей в каждом шве на половине длины панели определяем по формуле

$$n_c = \frac{1{,}5 \cdot M_0 \cdot S_{бр}}{\xi \cdot J_{бр} \cdot T_{пл}} = \frac{1{,}5 \cdot 4600}{0{,}888 \cdot 33{,}75 \cdot 11{,}35} \approx 21\,шт$$

;

где $\frac{J_{бр}}{S_{бр}} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{9}{b \cdot h^2} = \frac{3}{4} \cdot h = \frac{3 \cdot 45}{4} = 33{,}75\,см$;

Принимая расстояние между осями нагелей $S = 9 \cdot \delta = 9 \cdot 1{,}2 = 11\,см$, в каждом шве на половине длины панели можно расставить нагелей

$$n_c = \frac{0{,}5 \cdot l_1}{S} - 1 = \frac{0{,}5 \cdot 595}{11} - 1 = 26\,шт > 21$$

.

Пластинчатые нагели ставим по концам панели на участках длиной, равной $0{,}4 \cdot l_1 = 0{,}4 \cdot 595 = 238\,см$, через11 см.

4.1.5. Подбор сечения средней горизонтальной панели верхнего пояса

Учитывая конструктивное решение промежуточных верхних узлов (см. рис.39), расчётная длина панели получается

$$l_{расч} = 2 \cdot b - 64 = 420 - 64 = 356 \text{ см}.$$

Сжимающее усилие $O_2 = 132 \text{ кН}$.

Сечение средней панели принято из одного бруса

$b_1 \times h_1 = 15 \times 15 \text{ см}$;

гибкость такой панели равна

$$\lambda = \frac{l_{расч}}{r} = \frac{l_{расч}}{0{,}289 \cdot h_1} = \frac{356}{0{,}289 \cdot 15} = 82 < [120]$$

Для гибкости $\lambda = 82 > 70$ коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{82^2} \approx 0{,}46$$

определяем по формуле .

Площадь сечения $F = b_1 \cdot h_1 = 15 \cdot 15 = 225 \text{ см}^2$.

Несущую способность принятого сечения средней панели проверяем из условия устойчивости по формуле

$$O_3 = 132 \text{ кН} \le \gamma_{ур} \cdot \varphi \cdot R_c \cdot F = 1 \cdot 0{,}46 \cdot 1{,}3 \cdot 225 = 134{,}4 \text{ кН}.$$

4.1.6. Подбор сечения стропильных ног надстройки.

Длина стропильной ноги из условий конструирования равна

$$l_2 = \frac{h - h_0}{\sin\alpha} = \frac{347{,}3 - 250}{0{,}422} = 230 \text{ см}$$

Сжимающее усилие в ней $O_4 = 31{,}7 \text{ кН}$, проверяем стропильную ногу на сжатие с поперечным изгибом.

Принимая сечение стропильной ноги $b_1 \times h_1 = 15 \times 15$ см и осуществляя упор нижнего конца вполдерева с зазором (рис.41), получим эксцентриситет $e_3 = \frac{h_1}{4} = \frac{15}{4} = 3{,}75 \text{ см}$.

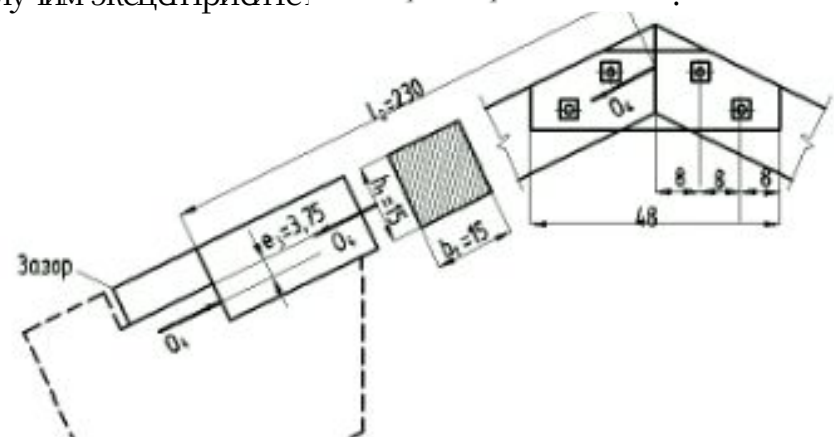


Рисунок 43.

Коньковый узел устраиваем с центрированным опиранием стропильных ног, тогда эксцентриситета на верхнем конце стропильных ног не получаем. При этом расчетный эксцентриситет будет равен $e_{ср} = \frac{e_з + 0}{2} = \frac{3,75}{2} = 1,87\ см$.

Разгружающий момент, обратный по знаку моменту от поперечной нагрузки $M_{разгр} = O_4 \cdot e_{ср} = 31,7 \cdot 1,87 = 59,3\ кН \cdot см$.

Момент от поперечной равномерно распределённой нагрузки

$$M_0 = \frac{q \cdot \cos^2 \alpha \cdot l_2^2}{8} = \frac{12,67 \cdot 0,906^2 \cdot 2,3^2}{8} = 687\ кН \cdot см.$$

Расчётный изгибающий момент

$M = M_0 - M_{разгр} = 687 - 59,3 = 627,7\ кН \cdot см$.

Площадь поперечного сечения стропильной ноги

$F = b_1 \cdot h_1 = 15 \cdot 15 = 225\ см^2$.

Момент сопротивления сечения $W = \frac{b_1 \cdot h_1^2}{6} = \frac{15 \cdot 15^2}{6} = 562,5\ см^3$

Гибкость $\lambda = \frac{l_2}{r} = \frac{l_2}{0,289 \cdot h_1} = \frac{230}{0,289 \cdot 15} = 53,06$.

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot O_4}{3000 \cdot F \cdot R_c} = 1 - \frac{53,06^2 \cdot 31,7}{3000 \cdot 225 \cdot 1,3} \approx 0,9.$$

Прочность принятого сечения стропильных ног проверяем по формуле, МПа

$$\sigma_{и} = \frac{O_4}{F} + \frac{M}{\xi \cdot W} = \frac{31,7}{225} + \frac{627,7}{0,9 \cdot 562,5} = 13,8 > R_{и} = 13,$$

стропильная нога оказалась перенапряжённой. Можно увеличить сечение или применить более прочную древесину. Запроектируем стропильные ноги надстройки из древесины лиственницы, коэффициент перехода породы для которой согласно табл.4[1] $m_{п} = 1,2$. Получаем расчётное сопротивление изгибу вдоль волокон древесины лиственницы равным $R_{и}^{листв} = 13 \cdot 1,2 = 15,6$ МПа.

Отсюда $\sigma_{и} = 13,8$ МПа $< 15,6$ МПа

4.1.7. Подбор сечения нижнего пояса

Нижний пояс фермы проектируем в виде одиночного стального тяжа круглого сечения.

Требуемый диаметр такого тяжа определяем из условия растяжения при $\gamma_c = m_s = 1$ - коэффициент условий работы одиночного тяжа, имеющего нарезку, согласно п.3.4 [1]; $R_y = 270$ МПа для стали С285 [4].

$$A_{т} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{U_1}{\gamma_c \cdot R_y} = \frac{131,6}{1 \cdot 27} = 4,87\ см^2;$$

Откуда $d = \sqrt{\frac{4 \cdot 4,87}{3,14}} = 2,49$ см;

по сортаменту принимаем тяж диаметром $d_s = 3$ см. Для предупреждения провисания нижнего пояса предусмотрена постановка подвесок из стали круглого сечения диаметром $d_s = 1,2$ см в местах промежуточных узлов верхнего пояса.

4.1.8. Расчёт опорного узла

В опорных узлах (рис.44) тяж нижнего пояса присоединяем к верхнему поясу с помощью хомута из круглой стали, концы которого прикрепляются гайками к опорной шайбе.

Возможность распрямления хомута устраняется постановкой

приваренной распорки. Опорная шайба составлена из четырёх неравнобоких уголков 75х50х8, приваренных друг к другу и образующих двойное коробчатое сечение (рис.44, а).

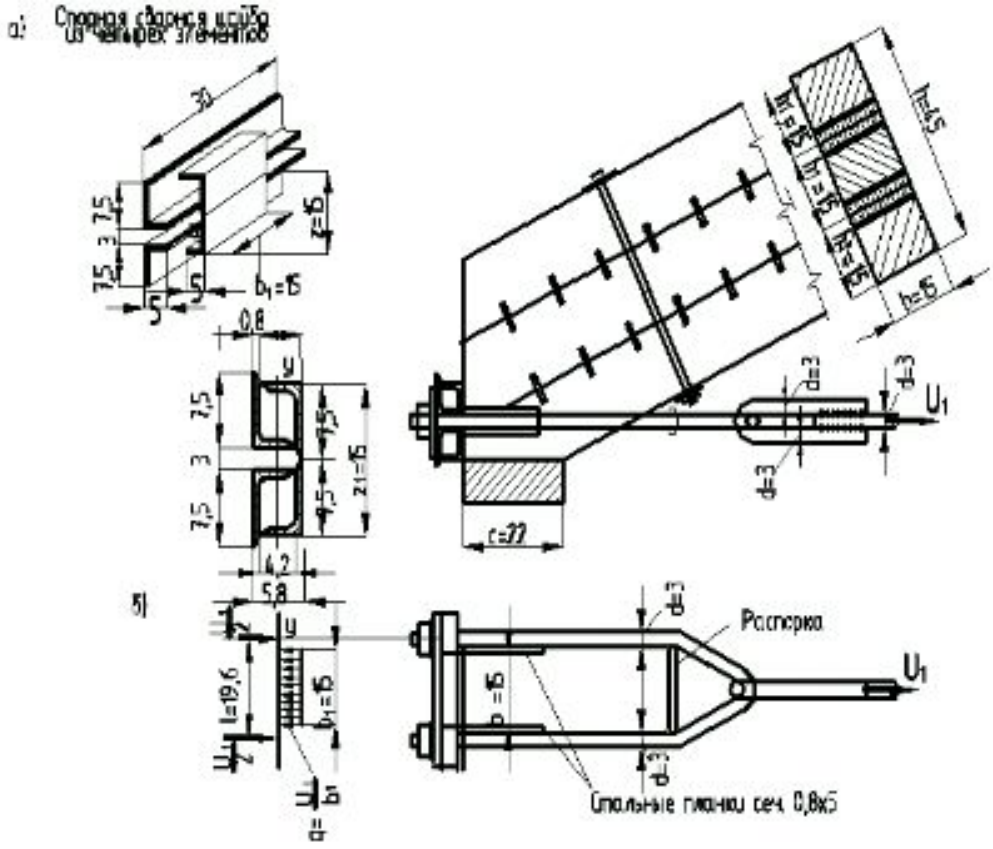


Рисунок 44.

Принимаем диаметр хомута d_s=3 см; прочность его проверяем на растяжение по ослабленному нарезкой сечению по формуле, кН:

$$U_1 = 131{,}6 \le 2 \cdot \gamma_c \cdot R_y \cdot A_n = 2 \cdot 0{,}68 \cdot 21 \cdot 5{,}06 = 144{,}6 \text{ ;}$$

где $\gamma_c = 0{,}8 \cdot 0{,}85 = 0{,}68$ по табл.6* [4].

A_n - площадь ослабленного сечения с диаметром в нарезке $d_{sn} = 2{,}545$ см, равная $A_n = \frac{\pi \cdot d_{sn}^2}{4} = \frac{3{,}14 \cdot 2{,}545^2}{4} = 5{,}06 \text{ см}^2$.

Проверяем прочность опорной шайбы двойного коробчатого сечения на изгиб.

Расчётный пролёт шайбы как балки на двух опорах будет (рис.44, б):

$$l = b_1 + d_s + 2 \cdot \delta = 15 + 3 + 2 \cdot 0{,}8 = 19{,}6 \text{ см}.$$

Максимальный изгибающий момент в середине пролёта

$$M = \frac{U_1}{8} \cdot (2 \cdot l - b_1) = \frac{131{,}6}{8} \cdot (2 \cdot 19{,}6 - 15) = 398{,}1 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Момент сопротивления двойного коробчатого сечения

$$W_y = 2 \cdot \frac{J_y - J_0}{a/2} = 2 \frac{\frac{B \cdot a^3}{12} - \frac{(B - 2 \cdot \delta) \cdot (a - 2 \cdot \delta)^3}{12}}{a/2} =$$

$$= 4 \cdot \frac{7{,}5 \cdot 5{,}8^3 - (7{,}5 - 2 \cdot 0{,}8) \cdot (5{,}8 - 2 \cdot 0{,}8)^3}{12 \cdot 5{,}8} = 60 \text{ см}^3.$$

Проверяем напряжение в шайбе:

$$\sigma_u = \frac{M}{W} = \frac{398{,}1}{60} = 6{,}635 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y = 1 \cdot 21 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем прочность двух уголков опорной шайбы как консолей на изгиб (рис 44, а и б).

Расчётный момент в сечении на краю опорной шайбы будет

$$M = \frac{U_1}{8} \cdot \frac{l - b_1}{2} = \frac{131{,}6}{8} \cdot \frac{19{,}6 - 15}{2} = 151{,}4 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Момент сопротивления двух уголков

$$W = 2 \cdot \frac{J_y}{b - x_0} = 2 \cdot \frac{18{,}6}{5 - 1{,}29} = 10 \text{ см}^3.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma_u = \frac{M}{W} = \frac{151{,}4}{10} = 15{,}14 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y = 1 \cdot 21 \text{ кН/см}^2.$$

4.1.9. Расчёт промежуточного верхнего узла

Промежуточный верхний узел окончательно решаем так, как показано на рис 45.

Проверяем прочность стропильной ноги, упирающейся торцом в верхний брус пояса, на смятие, МПа

$$\sigma_{см} = \frac{O_4}{F_{см}} = \frac{O_4}{b_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)} = \frac{31,7}{15 \cdot \left(\frac{15}{2}\right)} = 2,82 \quad < \gamma_{уд} \cdot R_{см}^{листв} = 1 \cdot 15,6 = 15,6$$

Для прикрепления бруса средней панели к крайним панелям в каждом промежуточном верхнем узле ставим две деревянные накладки сечением 6х15 см и скрепляем их четырьмя стяжными болтами $d = 1,6\ см$.

Проверяем прочность крайней панели из условия смятия её брусом средней панели под углом $\alpha = 25^{\circ}$, МПа

$$\sigma_{см} = \frac{O_2}{F_{см}} = \frac{O_2}{b_1 \cdot h_1} = \frac{132}{15 \cdot 15} = 5,87 \quad < \gamma_{уд} \cdot R_{см\alpha} = 10,3$$

;

где согласно Примечанию 2 к таблице 3 [1]

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + (\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{13}{1 + (\frac{13}{3} - 1) \cdot \sin^3 25^{\circ}} = 10,3\ МПа$$

Проверяем устойчивость сжато-растянутого раскоса D_1, имеющего сечение $b_1 \times h_1 = 15 \times 15\ см$.

Длина раскоса $l_D = 3,27\ м$; определяем его гибкость

$$\lambda = \frac{l_D}{r} = \frac{l_D}{0,289 \cdot h_1} = \frac{327}{0,289 \cdot 15} = 75,5 > 70$$

;

при этом коэффициент продольного изгиба будет

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{75,5^2} \approx 0,54$$

.

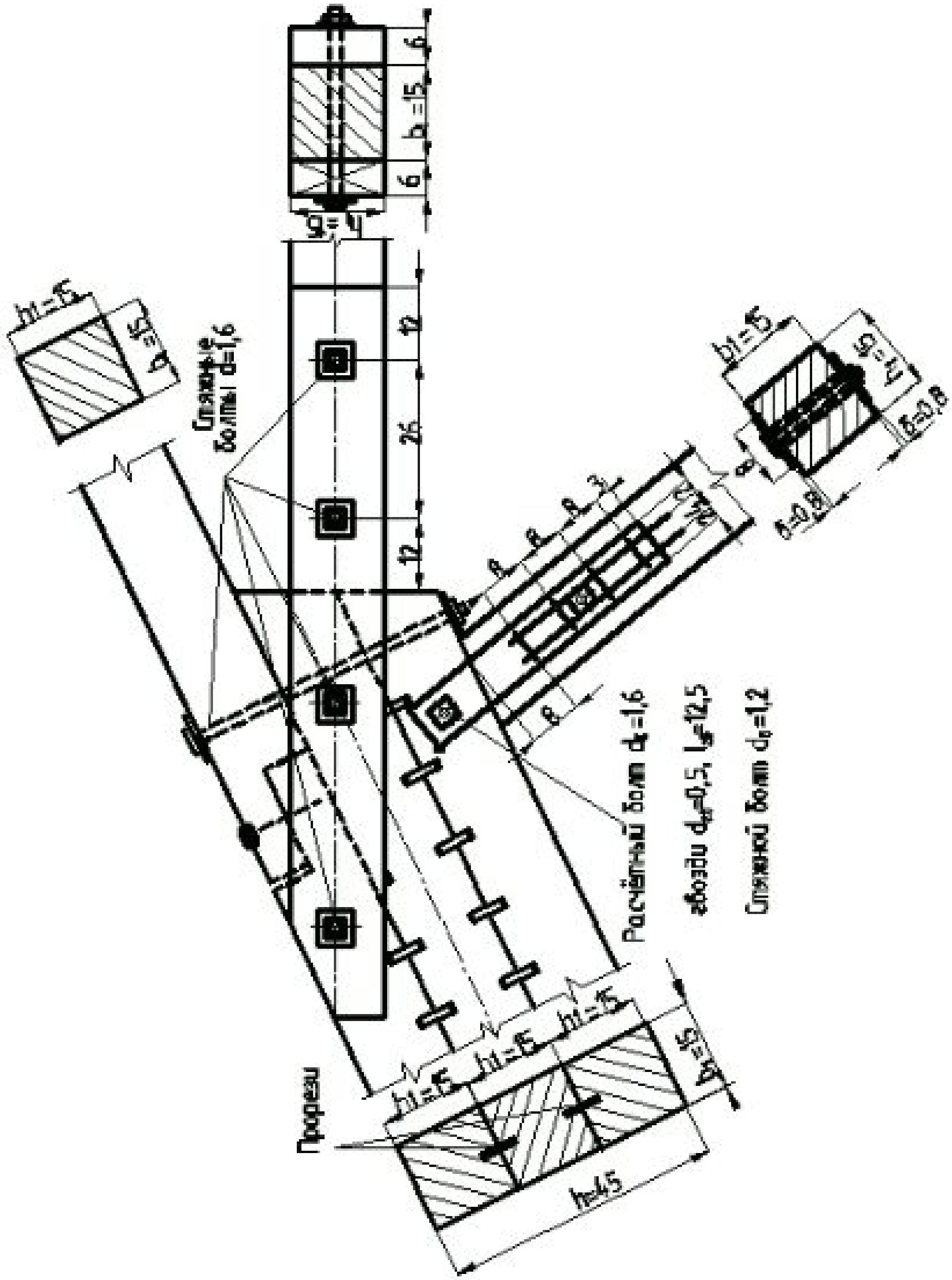


Рисунок45.

Проверку устойчивости раскоса производим по формуле

$$D_1 = 12{,}35\ \text{кН} \le \gamma_{ур} \cdot \varphi \cdot R_c \cdot F = 1 \cdot 0{,}54 \cdot 1{,}3 \cdot 15 \cdot 15 = 158\ \text{кН}.$$

Для восприятия растягивающего усилия в раскосе $D_1 = 12{,}35\ кН$ необходимо прикрепить концы раскосов к поясам фермы. Верхний конец раскоса прикрепляется к поясу с помощью стальных планок сечением $h_п \times \delta = 8 \times 0{,}8\ см$, скреплённых одним болтом $d_б$=1,6 см.

Надёжность этого болта имеющего два среза, проверяем по двум условиям, кН:

- из условия смятия древесины под углом $\beta = 75°$ по формуле

$$T_c = 2 \cdot 0{,}5 \cdot c \cdot d \cdot k_\beta = 2 \cdot 0{,}5 \cdot 15 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}65 = 15{,}6 > D_1 = 12{,}35$$

- из условия изгиба болта по формуле

$$T_и = 2 \cdot 2{,}5 \cdot d_б^2 \cdot \sqrt{k_\beta} = 2 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}6^2 \cdot \sqrt{0{,}65} = 12{,}8 > D_1 = 12{,}35,$$

k_β=0,65 - коэффициент, учитывающий направление действия усилия по отношению к направлению волокон древесины (см. табл.19 [1])

Стальные планки прикрепляем к раскосу гвоздями $d_{гв} = 0{,}5\ см$ и $l_{гв} = 12{,}5\ см$.

Несущая способность одного среза гвоздя для данного несимметричного односрезного соединения определяется

- из условия смятия древесины по формуле

$$T_c = 0{,}35 \cdot c \cdot d_{гв} = 0{,}35 \cdot 11 \cdot 0{,}5 = 1{,}92\ \text{кН};$$

где с – глубина защемления гвоздя без учёта острия, равная

$$c = l_{гв} - \delta - 1{,}5 \cdot d_{гв} = 12{,}5 - 0{,}8 - 1{,}5 \cdot 0{,}5 \approx 11\ см;$$

- из условия изгиба гвоздя по формуле

$$T_и = 4 \cdot d_{гв}^2 = 4 \cdot 0{,}5^2 = 1\ \text{кН}.$$

В расчёт принимаем минимальное значение несущей способности гвоздя, т.е. $T_{min} = 1\ кН$.

Определяем количество гвоздей, требуемое для забивки их с каждой стороны планки:

$$n_{гв} = \frac{D_1}{2 \cdot T_{min}} = \frac{12,35}{2 \cdot 1} = 6,175$$

.

Принимаем 8 шт. и один стяжной болт $d_б = 1,2\,см$, который, согласно[1], в расчёт не принимаем. Гвозди расставляем по 2 шт. в ряд.

Проверяем прочность планок, кН/см²:

· на растяжение по ослабленному сечению

$$\sigma_s = \frac{D_1}{2 \cdot \delta \cdot (h_1 - d_б)} = \frac{12,35}{2 \cdot 0,8 \cdot (8 - 1,6)} = 1,2 < \gamma_c \cdot R_y = 0,85 \cdot 21 = 17,85$$

;

· на смятие болтом

$$\sigma_{см} = \frac{D_1}{2 \cdot \delta \cdot d_б} = \frac{12,35}{2 \cdot 0,8 \cdot 1,6} = 4,83 \quad < \gamma_c \cdot R_s = 0,85 \cdot 26 = 22,1$$

;

где $\gamma_c = 0,85$ - коэффициент, учитывающий неравномерность работы стальных планок;

$R_y = 21\,кН/см^2$ и $R_s = 26 кН/см^2$ - расчётные сопротивления стали марки С210 растяжению по пределу текучести и смятию соответственно.

На сжатие с продольным изгибом планку не проверяем ввиду её очевидной устойчивости.

4.1.10. Расчёт среднего нижнего узла

В середине пролёта располагаем стык нижнего пояса.

Стальные тяжи нижнего пояса петлевидными концами соединены с валиками, проходящими через две стальные планки. Внутри, между этими планками, расположены стальные планки раскосов, одетые на валик $d'_в$. Деталь среднего нижнего узла показана на рис.46.

Задаёмся диаметром крайних валиков

$d_в = 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 3 = 4,5\,см$; требуемую толщину стальных планок стыка δ определяем из условия смятия их валиком

$$\delta = \frac{U_1}{2 \cdot \gamma_c \cdot R_s \cdot d_в} = \frac{131,6}{2 \cdot 0,85 \cdot 26 \cdot 4,5} = 0,663\,см$$

;

в целях унификации металлических элементов, принимаем

$\delta = 0{,}8\,см$;

где $\gamma_c = 0{,}85$ - коэффициент, учитывающий неравномерность работы планок;

$R_s = 26\ кН/см^2$ - расчётное сопротивление стали смятию.

Ширина этих планок должна быть не менее

$$h_{пл} \geq 2 \cdot 1{,}5 \cdot d_в \geq 3 \cdot d_в = 3 \cdot 4{,}5 = 13{,}5\,см;$$

Принимаем $h_{пл} = 14\,см$.

Проверяем прочность планок на растяжение

$$\sigma = \frac{U_1}{2 \cdot A_n} = \frac{U}{2 \cdot \delta \cdot (h_{пл} - d_в)} = \frac{131{,}6}{2 \cdot 0{,}8 \cdot (14 - 4{,}5)} = 8{,}65\ кН/см^2 <$$

$$< \gamma_c \cdot R_y = 0{,}85 \cdot 21 = 17{,}85\ кН/см^2.$$

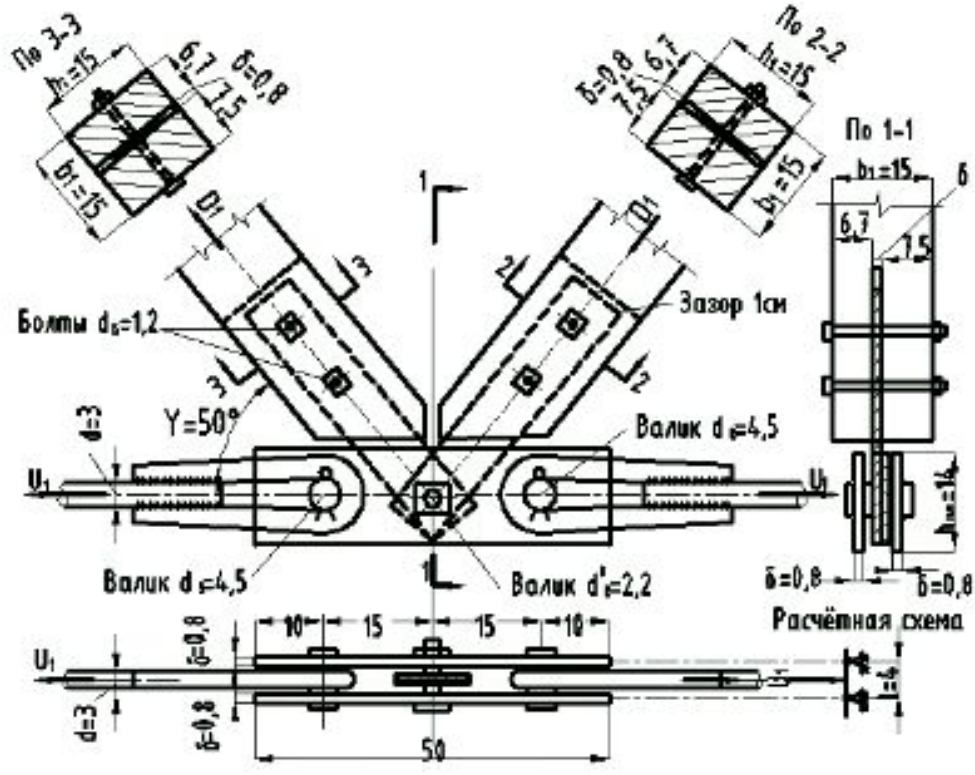


Рисунок 46.

Проверяем прочность валика на изгиб.

Расчётный пролёт валика, как балки на двух опорах, равняется

расстоянию между осями планок:

$$l = d + \delta + \Lambda = 3 + 0{,}8 + 0{,}2 = 4 \text{ см};$$

где Δ – зазор между валиком и планками

Расчётный изгибающий момент

$$M = \frac{U_1 \cdot l}{4} = \frac{131{,}6 \cdot 4}{4} = 131{,}6 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Момент сопротивления сечения валика

$$W = \frac{\pi \cdot d_в^3}{32} = \frac{3{,}14 \cdot 4{,}5^3}{32} = 8{,}95 \text{ см}^3.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{131{,}6}{8{,}95} = 14{,}7 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c \cdot R_y = 21 \text{ кН/см}^2.$$

В пропилы нижних концов раскосов вставляем стальные планки толщиной $\delta = 0{,}8 \text{ см}$, причём эти планки смещены друг относительно друга из вертикальной плоскости

Планки прикрепляем к раскосам болтами $d_б = 1{,}2 \text{ см}$. Несущую способность одного двухсрезного болта определяем из трёх условий

- из условия смятия стальных планок по формуле

$$T_{см} = \gamma_c \cdot R_s \cdot A_{см} = \gamma_c \cdot R_s \cdot \delta \cdot d_б = 1 \cdot 26 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}2 \approx 25 \text{ кН};$$

- из условия смятия крайнего, более тонкого элемента древесины по формуле

$$T_а = 2 \cdot 0{,}8 \cdot a_{мин} \cdot d_б = 2 \cdot 0{,}8 \cdot 6{,}7 \cdot 1{,}2 = 12{,}86 \text{ кН};$$

- из условия изгиба нагеля по формуле

$$T_и = 2 \cdot 2{,}5 \cdot d_б^2 = 2 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}2^2 = 7{,}2 \text{ кН}.$$

В качестве <u>расчётной</u> несущей способности принимаем наименьшую несущую способность болта $T_{мин} = 7{,}2 \text{ кН}$. Определяем количество болтов, необходимых для прикрепления стальной планки к раскосу:

$$n = \frac{D_1}{T_{min}} = \frac{12{,}35}{7{,}2} = 1{,}72.$$ Принимаем 2 болта

Расстояние между болтами вдоль волокон должно быть не менее

$s \geq 7 \cdot d_б = 7 \cdot 1,2 = 8,4\,см$. Принимаем $s = 10\,см$.

Диаметр среднего валика, к которому прикрепляются раскосы, принимаем $d'_в = 2,2\,см$.

Прочность валика проверяем на изгиб, как балки, пролётом $l = 4\,см$.

За расчётный изгибающий момент можно принять

$$M = \frac{R \cdot l}{4} = \frac{15,9 \cdot 4}{4} = 15,9\,кН \cdot см$$

;

где R - равнодействующая усилий в раскосах, равная

$$R = 2 \cdot D_1 \cdot \cos\gamma = 2 \cdot D_1 \cdot \cos 50^0 = 2 \cdot 12,35 \cdot 0,643 = 15,9\,кН$$

(см. рис.44).

Момент сопротивления валика

$$W = \frac{\pi \cdot d'^3_в}{32} = \frac{3,14 \cdot 2,2^3}{32} = 1,04\,см^3$$

.

Напряжение изгиба, кН/см²:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{15,9}{1,04} = 15,3 < \gamma_c \cdot R_y = 21$$

.

Проверяем прочность планок раскосов на смятие валиком, кН/см²:

$$\sigma_s = \frac{D_1}{A_s} = \frac{D_1}{\delta \cdot d_б} = \frac{12,35}{0,8 \cdot 2,2} = 7,03 < \gamma_c \cdot R_s = 1 \cdot 26 = 26$$

.

Расстояние от оси отверстия до нижнего конца планки раскоса должно быть не менее $s_1 \geq 2 \cdot d'_в = 2 \cdot 2,2 = 4,4\,см$.

Принимаем $s_1 = 5\,см$ (см. рис.47).

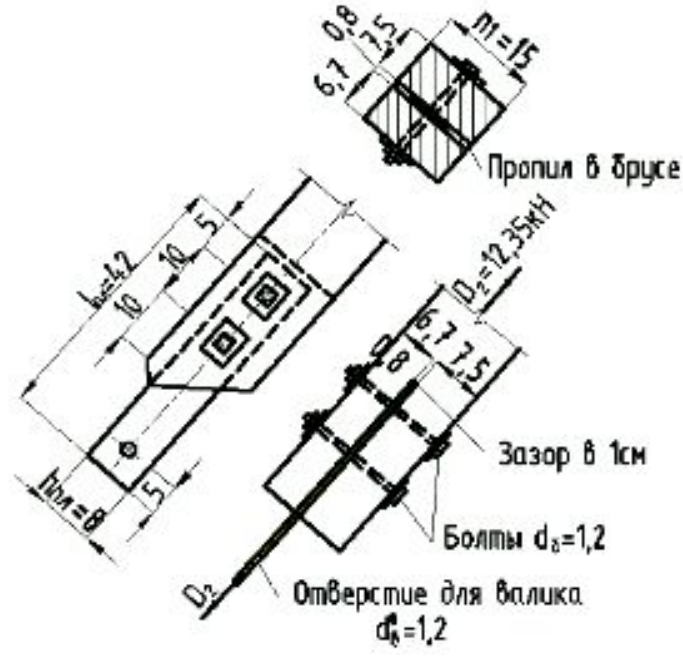


Рисунок47.

4.2. ПРИМЕР5. РАСЧЁТ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННОЙ ТРЕУГОЛЬНОЙ ФЕРМЫ.

Требуется рассчитать и сконструировать металлодеревянную ферму треугольного очертания под рулонную кровлю по клеефанерным плитам. Здание отапливаемое. Ширина пролета 15м. Шаг несущих конструкций 4,8м.

Район строительства – город Тамбов(3 снеговой район).

Материал основных несущих конструкций – сосна II сорта.

4.2.1. Определение общих размеров фермы.

Согласно таблице 9.1. [7] для заданного пролета здания L=15м принимаем высоту фермы равной $H_ф$=2,9м. Коэффициент собственного веса также определяем интерполяцией $k_{с.в.}$=3,7 м.

Уклон кровли0,26.

$tg\alpha = \frac{2,9 \cdot 2}{15} = 0,387$; ему соответствует угол $\alpha \approx 21°$;

$\cos\alpha = \cos 21° = 0{,}934$; $\sin\alpha = \sin 21° = 0{,}36$.

Длина ската верхнего пояса

$$l_{1-3} = \sqrt{(L/2)^2 + H^2} = \sqrt{(15/2)^2 + 2{,}9^2} = 8{,}04\ м.$$

Ферма четырехпанельная по верхнему поясу, трехпанельная по нижнему поясу; скат состоит из двух элементов одинаковой длины; стойка примыкает к верхнему поясу в месте стыка элементов и расположена перпендикулярно к нему. Длина панелей верхнего пояса $l_{1-2} = l_{2-3} = 8{,}04/2 = 4{,}02\ м$.

Строительный подъем фермы создается за счет уменьшения длины стоек решетки l_{2-7} и l_{4-6} на величину $0{,}15\cos\alpha = 0{,}16\ м$, здесь $15\ см = L/100$ - строительный подъем.

Тогда длина стоек $l_{2-7} = 4-6 = 4{,}02\cdot tg\alpha - 0{,}16 = 1{,}55\ м$.

Длины элементов нижнего пояса

$$l_{1-7} = 7-3 = \sqrt{(1-2)^2 + (2-7)^2} = \sqrt{4{,}02^2 + 1{,}55^2} = 4{,}31\ м.$$

$$l_{7-6} = 2\cdot\sqrt{4{,}02^2 - 2{,}75^2} = 6{,}38\ м.$$

Геометрические размеры и схема фермы показаны на рис.48.

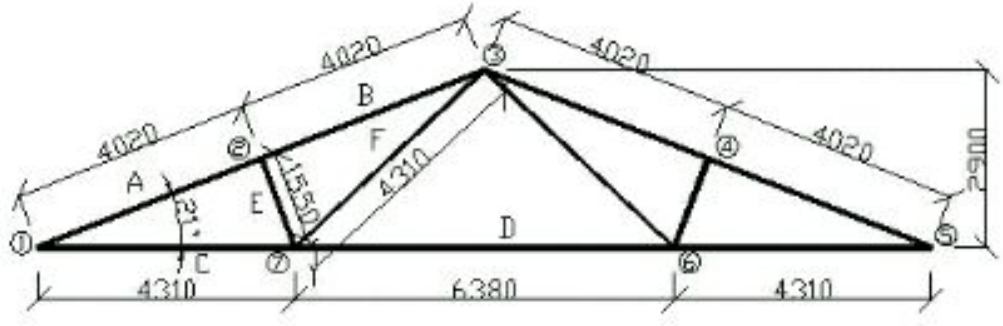


Рисунок48.

4.2.2. Статический расчётфермы.

Определение нагрузок. Нормативная поверхностная нагрузка отвеса ограждающихконстукций и материалов покрытия, приведённая к горизонтальной поверхности составляет:

$$g^{н} = \frac{0{,}307}{0{,}934} = 0{,}329\ кН/м^2$$

Расчетная снеговая нагрузка по [2] определяется как $S_0 = S_g \cdot \mu$.

Для города Тамбов $S_g = 1{,}8 кПа$,

к = 0,65 - коэффициент для типа местности В по табл. 6 [2]. При уголе уклона кровли $\alpha = 21°$.

Средняя скорость ветра 3,7 м/с. Согласно [2] для данных условий принимаем схему снеговых нагрузок и коэффициент μ по рис. 1, б, вариант 2 [2], (т.е. при снеге слева максимальный коэффициент равен 0,75* μ и при снеге справа -1,25* μ), μ = 1, принимая $l = l'$. Для вычисления S принимаем наибольший 1,25* μ.

Согласно [2] снижение μ для выбранного района строительства от сноса ветром не производим.

Тогда полное расчетное значение снеговой нагрузки $S = S_g \cdot \mu = 1{,}8 \cdot 1{,}25 = 2{,}25 кПа$

Нормативное значение согласно п.5.7.* [2] получаем умножением расчетного значения на коэффициент 0.7.

Нормативная временная снеговая поверхностная нагрузка равна $s^{н}$=1,575 кН/м²

Нормативная поверхностная нагрузка от собственной массы фермы со связями определяется по формуле:

$$g^{н}_{ф.} = \frac{g^{н} + s^{н}}{\frac{1000}{k_{с.в.} \cdot l} - 1} = \frac{0{,}329 + 1{,}575}{\frac{1000}{3{,}7 \cdot 15} - 1} = 0{,}112\ кН/м^2$$

где $k_{с.в.} = 3{,}7$ - коэффициент собственной массы стропильной фермы с учётом связей согласно таблице 8.1 [7].

Расчётная линейная нагрузка на ферму, кН/м:

постоянная

$$g = \left(g^{н} + g^{н}_{ф}\right) \cdot \gamma_f \cdot B = \left(0.329 + 0{,}112\right) \cdot 1{,}1 \cdot 4{,}8 = 2{,}32;$$

временная $S = S \cdot B = 2{,}25 \cdot 4{,}8 = 10{,}8;$

где γ_f =1,1 - коэффициент надёжности по нагрузке, по табл1 [2];
B=4,8 м - шаг ферм вдоль здания
Узловая нагрузка в средних узлах стропильной фермы:
постоянная $G = 2{,}32 \cdot 4{,}02 \cdot 0{,}934 = 8{,}71 кН$;
где4,02 м – длина панели верхнего пояса фермы
временная(снеговая): $S = 10{,}8 \cdot 4{,}02 \cdot 0{,}934 = 45{,}4 кН$.
Полная узловая нагрузка $P = 8{,}71 + 45{,}4 = 54{,}4 кН$.

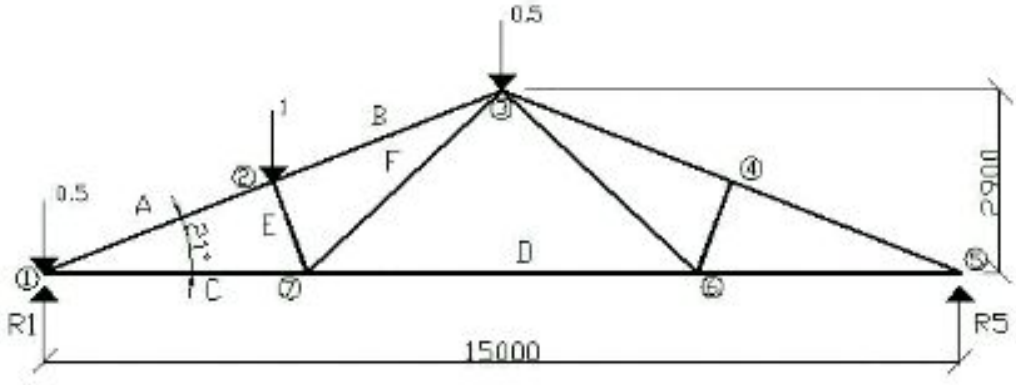


Рисунок49.

Определение расчётных усилий Усилия в элементах фермы определяем методами строительной механики, в том числе с применением программных комплексов, от единичной узловой нагрузки, расположенной на половине пролета фермы (рис. 49). В данном примере использован программный подсчёт усилий в программе «ferma-5», разработанной кафедрой « Строительные конструкции» КамПИ г. Набережные Челны.

Полученные значения заносим в таблицу6.

Умножая их на фактические узловые нагрузки, находим расчетные усилия в элементах фермы для сочетаний постоянной и вариантов временной снеговой нагрузок.

<<<<<< Исходные данные>>>>>>

Номер узла	Координаты узла X	Y	Нагрузки Px	Py
1	0.00	0.00	0.00	0.50

2	3.75	1.45	0.00	1.00
3	7.50	2.90	0.00	0.50
4	11.25	1.45	0.00	0.00
5	15.00	0.00	0.00	0.00
6	10.69	0.00	0.00	0.00
7	4.31	0.00	0.00	0.00

……

<<<<<<Результаты расчета >>>>>>

Наименование стержня	Длина стержня	Усилие в стержне
1 - 2	4.02	-2.77
2 - 3	4.02	-2.41
3 - 4	4.02	-1.39
4 - 5	4.02	-1.39
5 - 6	4.31	+1.29
6 - 4	1.55	+0.00
6 - 3	4.31	-0.00
6 - 7	6.38	+1.29
7 - 3	4.31	+1.29
7 - 2	1.55	-0.93
7 - 1	4.31	+2.59

Расчетные усилия в элементах фермы, кН. Таблица6.

	Стержни	Усилия от единичной нагрузки P=1			Усилия от постоянной узловой нагрузки	Усилия от временной снеговой нагрузки S=45,4 кН			Расчётные усилия, кН	
		Слева	Справа	На всём		Слева	Справа	На всём пролёте	При снеге слева	При снеге на всём пролёте
	1-2	-2,77	-1,39	-4.16	-36.23	125.76	-63.11	-188.86	-162.03	-225.10
	2-3	-2,41	-1,39	-3.8	-33.10	109.41	-63.11	-172.52	-142.51	-205.62
	3-4	-1,39	-2,41	-3.8	-33.10	-63.11	-109.41	-172.52	-96.20	-205.62

	4-5	-1,39	-2,77	-4.16	-36.23	-63.11	-125.76	-188.86	-99.34	-225.10
	1-7	2,59	1,29	3.88	33.79	117.59	58.57	176.15	151.38	209.95
	7-6	1,29	1,29	2.58	22.47	58.57	58.57	117.13	81.04	139.60
	6-5	1,29	2,59	3.88	33.79	58.57	117.59	176.15	92.36	209.95
	2-7	-0,93	0,00	-0.93	-8.10	-42.22	0	-42.22	-50.32	-50.32
	4-6	0,00	-0,93	-0.93	-8.10	0	-42.22	-42.22	-8.10	-50.32
	3-7	1,29	0,00	1.29	11.24	58.57	0	58.57	69.80	69.80
	3-6	0,00	1,29	1.29	11.24	0	58.57	58.57	11.24	69.80
	R_1	1,49	0,498	1.99	17.32	67.65	22.61	90.26	84.96	107.57
	R_5	0,498	1,49	1.99	17.32	22.61	67.65	90.26	39.92	107.57

4.2.3. Подбор сечений элементов фермы.

Верхний пояс Узлы верхнего пояса выполняются с лобовым упором элементов. Расчет элементов ведем по схеме сжато-изгибаемого стержня. Расчетный пролет $l = 402 см.$

Подбор сечения проводим по расчетным усилиям от 1-й комбинации нагрузок:

продольному усилию в стержне $A = 225,1 кН$ и изгибающему моменту от внешней местной нагрузки, кН · см

$$M_g = \left(g + S\right)\cdot \cos^2 \alpha \cdot {\ell}/{8} = \left(2{,}32 + 10{,}08\right)\cdot 0{,}93^2 \cdot {402^2}/{8} = 2540$$

Для уменьшения момента от внешней нагрузки M_g узлы верхнего пояса фермы конструируются внецентренно с передачей продольных усилий в стержнях с отрицательным эксцентриситетом, благодаря чему в элементах создается разгружающий момент $M_e = N \cdot e$.

Оптимальную величину эксцентриситета e находим из условия равенства напряжений в сечении элемента по середине и по краям панели

$$e = \frac{M_g}{A\cdot\left(\xi + 1\right)} = \frac{2540}{225{,}1\cdot\left(0{,}8 + 1\right)} = 6{,}3\,см$$

где коэффициентом ξ задаемся ориентировочно, в первом приближении $\xi = 0{,}8$.

Эксцентриситет создается в элементах смещением центра площадок смятия в узлах вниз от геометрической оси верхнего пояса на величину e, что конструктивно достигается устройством врезок в торцах элементов на глубину $2 \cdot e$ от верхней грани.

Принимаем эксцентриситеты в узлах верхнего пояса одинаковыми и равными e= 7,5 см.

Принимаем верхний пояс из бруса шириной b=20 см. Определяем требуемые минимальные размеры торцовых площадок смятия в узлах фермы:

в опорном и коньковом узлах (смятие древесины происходит под углом $\alpha = 21^\circ$ к направлению волокон)

высота площадки смятия

$$h_{см} = \frac{C}{b\cdot R_{см\alpha}} = \frac{209{,}95}{20\cdot 1{,}267} = 8{,}29\,см$$

Расчётное сопротивление смятию под углом 21^0, кН/ $см^2$:

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left({R_{см}}/{R_{см0}} - 1\right)\cdot \sin^3 \alpha} = \frac{15}{1 + \left({15}/{3} - 1\right)\cdot 0{,}046} = 1{,}267$$

В промежуточном узле (смятие древесины вдоль волокон):

$$h_{см} = \frac{A}{b \cdot R_{см}} = \frac{225,1}{20 \cdot 15} = 7,5 см$$

Тогда требуемая высота бруса верхнего пояса фермы:

$$h_{гр} = h_{см} + 2 \cdot \varepsilon = 8,29 + 2 \cdot 7,5 = 23,29 см;$$

принимаем h=24 см;

откуда $r = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 24 = 0,72 см$.

Проверяем принятое сечение

Геометрические характеристики

$$F_{бр} = b \cdot h = 20 \cdot 24 = 480 см^2,$$

$$W_p = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{20 \cdot 24^2}{6} = 1920 см^3,$$

$$\lambda = \frac{l}{r} = \frac{402}{0,72} = 55,8$$

гибкость элемента в плоскости фермы

Расчетный изгибающий момент

$$M = M_g + M_e = 2540 - 225,1 \cdot 7,5 = 822 кН \cdot см$$

Коэффициент:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot A}{3000 \cdot R_c \cdot F_{бр}} = 1 - \frac{55,8^2 \cdot 225,1}{3000 \cdot 15 \cdot 480} = 0,686.$$

Максимальные нормальные напряжения, кН/см²:

в середине пролета

$$\sigma = \frac{A}{F_{нт}} + \frac{M \cdot R_c}{\xi \cdot W \cdot R_и} = \frac{225,1}{480} + \frac{822 \cdot 15}{0,686 \cdot 1920 \cdot 15} = 1,09$$

что меньше $R_c = 1,5 кН / см^2$;

по краям панели:

$$\sigma = \frac{A}{F_{нт}} + \frac{M_e}{W} = \frac{225,1}{480} + \frac{1688}{1920} = 1,34 \le R_c = 1,5$$

Проверяем принятое сечение на расчетные усилия от 2-ой комбинации нагрузок

$$A = 162,03 кН; M = 2540 - 162,03 \cdot 7,5 = 1325 кН \cdot см$$

только в середине пролета панели

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot A}{3000 \cdot R_c \cdot F_{бр}} = 1 - \frac{55{,}8^2 \cdot 162{,}03}{3000 \cdot 15 \cdot 480} = 0{,}774.$$

$$\sigma = \frac{A}{F_{нт}} + \frac{M \cdot R_c}{\xi \cdot W \cdot R_и} = \frac{162{,}03}{480} + \frac{1325 \cdot 15}{0{,}774 \cdot 1920 \cdot 15} = 1{,}23\,кН/см^2$$

что меньше $R_c = 1{,}5\,кН/см^2$.

Устойчивость верхнего пояса из плоскости фермы обеспечена щитами покрытия.

Растянутые элементы.

Расчетные усилия в элементах:

$C = 209{,}95\,кН \cdot см,\ D = 139{,}6\,кН \cdot см,\ F = 69{,}8\,кН \cdot см,$

Проектируем растянутые элементы из двух круглых тяжей. Требуемая площадь сечения элемента C:

$$A_{тр} = \frac{C}{R} = \frac{209{,}95}{24{,}5} = 8{,}57\,см^2.$$

$$\frac{0{,}8 \cdot \pi \cdot d_{тр}^2}{4} = \frac{A_{тр}}{2 \cdot 0{,}85};$$

$$d_{тр} = \sqrt{\frac{8{,}57 \cdot 4}{2 \cdot 0{,}85 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}8}} = 2{,}83\,см^2.$$

Требуемая площадь сечения элемента D:

$$A_{тр} = \frac{D}{R} = \frac{139{,}6}{24{,}5} = 5{,}7\,см^2.$$

$$d_{тр} = \sqrt{\frac{5{,}7 \cdot 4}{2 \cdot 0{,}85 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}8}} = 2{,}3\,см^2.$$

Требуемая площадь сечения элемента F:

$$A_{тр} = \frac{F}{R} = \frac{69{,}8}{24{,}5} = 2{,}9\,см^2.$$

$$d_{тр} = \sqrt{\frac{2{,}9 \cdot 4}{2 \cdot 0{,}85 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}8}} = 1{,}81 см^2.$$

где 0,8 — коэффициент, учитывающий ослабление сечения резьбой;
0,85 — коэффициент несовместности работы двух стержней.

Все элементы принимаем из двух стержней следующих диаметров:

С — d = 32 мм; D — d = 26 мм; F — d = 22 мм.

Для уменьшения провисания элемента D предусматриваем подвеску из тяжа d = 12 мм.

Диаметры петель для присоединения тяжей к промежуточным узлам нижнего пояса по условию равнопрочности принимаем:

для С — d = 2,8 см; для D — d = 2,4 см; для F — d = 2,2 см.

Тяжи элемента D расположены вплотную друг к другу и сварены между собой по длине через 1 м. В других элементах тяжи сводятся вплотную на расстоянии 1 м от промежуточных узлов нижнего пояса.

Стойка Е. Расчетное усилие -50,32 кН, расчетная длина l = 1,55 м.

Принимаем по сортаменту сечение стойки 200 х 75 мм.

Проверяем принятое сечение

из условия смятия подбалки поперек волокон под торцом стойки

$$\frac{E}{b \cdot h_{см}} = \frac{50{,}32}{20 \cdot 7{,}5} = 0{,}335 кН/см^2 < R_{см\theta 0} = R_{c90} \cdot \left(1 + \frac{8}{l_{см} + 1{,}2}\right) =$$

$$= 0{,}18 \cdot \left(1 + \frac{8}{8 + 1{,}2}\right) = 0{,}337 кН/см^2$$

где R_{c90} - расчетное сопротивление древесины скатию и смятию по всей поверхности поперек волокон (см. табл. 10 Приложение 2);

$l_{см}$ - длина площадки смятия вдоль волокон древесины, см.

Устойчивость в плоскости фермы

$$\lambda = \frac{l}{0{,}289 \cdot h_{см}} = \frac{155}{0{,}289 \cdot 7{,}5} = 71{,}51; \quad \varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = 0{,}587.$$

$$\frac{E}{\varphi \cdot A_{см}} = \frac{50{,}32}{0{,}587 \cdot 150} = 0{,}57 кН/см^2 < R_c = 1{,}5 кН/см^2$$

где - $A_{см} = b \cdot h_{см}$ площадь смятия.

4.2.4. Расчет и конструирование узловых соединений

Опорный узел. Расчетные усилия A =225,1 кН, C=209,95 кН, R_1 = 107,6 кН.

Требуемая длина горизонтальной площадки опирания из условия смятия обвязочного бруса поперек волокон при

$$R_{см90} = R_{см}^{90} \cdot \left(1 + \frac{8}{l_{см} + 1{,}2}\right) = 0{,}18 \cdot \left(1 + \frac{8}{20 + 1{,}2}\right) = 0{,}25 кН/см^2$$

определяется по формуле

$$l_{гор}^{тр} = \frac{R_1}{b \cdot R_{см90}} = \frac{107{,}6}{20 \cdot 0{,}25} = 21{,}7 см;$$

принимаем $l_{гор}^{тр}$ = 22 см

Для создания горизонтальной опорной площадки используем подушку сечением 200х240 мм длиной 550 мм со стеской горизонтальной площадки 150 мм. Подушка врезается в брус верхнего пояса на глубину 90 мм, что обеспечивает требуемый эксцентриситет

$$e = \left(\frac{24}{2} - 0\right) + \frac{9}{2} = 7{,}5 см$$

и достаточную площадь смятия торца

9 см > $h_{см} = 7{,}5 см$ (см. подбор сечения верхнего пояса фермы). Проверяем длину подушки по скалыванию вдоль ее длины

$$l_{под} = \frac{A}{b \cdot R_{ск}} = \frac{225{,}1}{20 \cdot 0{,}21} = 53{,}5 см < 55 см$$

Подушка крепится к брусу двумя парами болтов d = 18 мм.

Нижний пояс присоединяется к опорному узлу траверсой, сваренной из швеллера №10 со стенкой, усиленной листом толщиной 10 мм, и листа размером 20х160 мм. Ширина листа обеспечивает требуемый размер высоты площадки смятия торца верхнего пояса (подушки), равный $h_{см}$ = 8,29 см. Траверса рассчитывается на изгиб с расчетным пролетом, равным расстоянию между ветвями нижнего пояса $l_{тр} = 20 + 2(3{,}2 + 1{,}4) = 30 см$

Расчетный момент

$$M_{тр} = \frac{C}{2}\left(\frac{l_{тр}}{2} - \frac{b}{4}\right) = \frac{209{,}95}{2}(15 - 5) = 1049{,}7 кН \cdot см$$

Геометрические характеристики сечения

Площадь сечения

$F = 10 + 10,9 + 32 = 52,9$ см^2;

Положение центра тяжести

$$z = \frac{S}{F} = \frac{20,95 \cdot 5,1}{52,9} = 2,02\,см;$$

Момент инерции сечения

$$I = 22,4 + 20,9 \cdot 2,98^2 + 32 \cdot 2,02^2 = 337,4\,см^4$$

(22,4 см^4 - момент инерции швеллера с листом; 20,9 см^2 и 32 см^2 - площади переносимых сечений; 2,98 см и 2,02 см - параллельные переносы этих сечений);

Минимальный момент сопротивления

$$W = \frac{I}{h - z} = \frac{337,4}{6,6 - 2,02} = 73,8\,см^2$$

Нормальные напряжения

$$\sigma = \frac{M_{тр}}{W} = \frac{1049,75}{73,8} = 14,22\,кН/см^2 < R_y = 24,5\,кН/см^2$$

где R_y – расчетное сопротивление стали (см табл.51 [4]).

Проверяем на изгиб лист траверсы при давлении от усилия в нижнем поясе $g = \frac{C}{16 \cdot b} = \frac{209,95}{16 \cdot 20} = 0,66\,кН/см^2$,

где 16 см – длина листа траверсы.

Изгибающий момент для полосы среднего участка шириной 1 см при пролете 10 см и защемленных концах

$$M = \frac{g \cdot l_п^2}{12} = \frac{0,66 \cdot 10^2}{12} = 5,47\,кН \cdot см$$

то же, для консольного участка вылетом $l_к = 3$ см

$$M = \frac{g \cdot l_к^2}{2} = \frac{0,66 \cdot 3^2}{2} = 2,95\,кН \cdot см$$

Требуемая толщина плиты:

$\delta_{тр} = \sqrt{6 \cdot M / R} = \sqrt{6 \cdot 5,47 / 21} = 1,25см;$ принимаем 2 см

Рассчитываем сварные швы для крепления швеллера к листу. Длина траверсы 40 см.

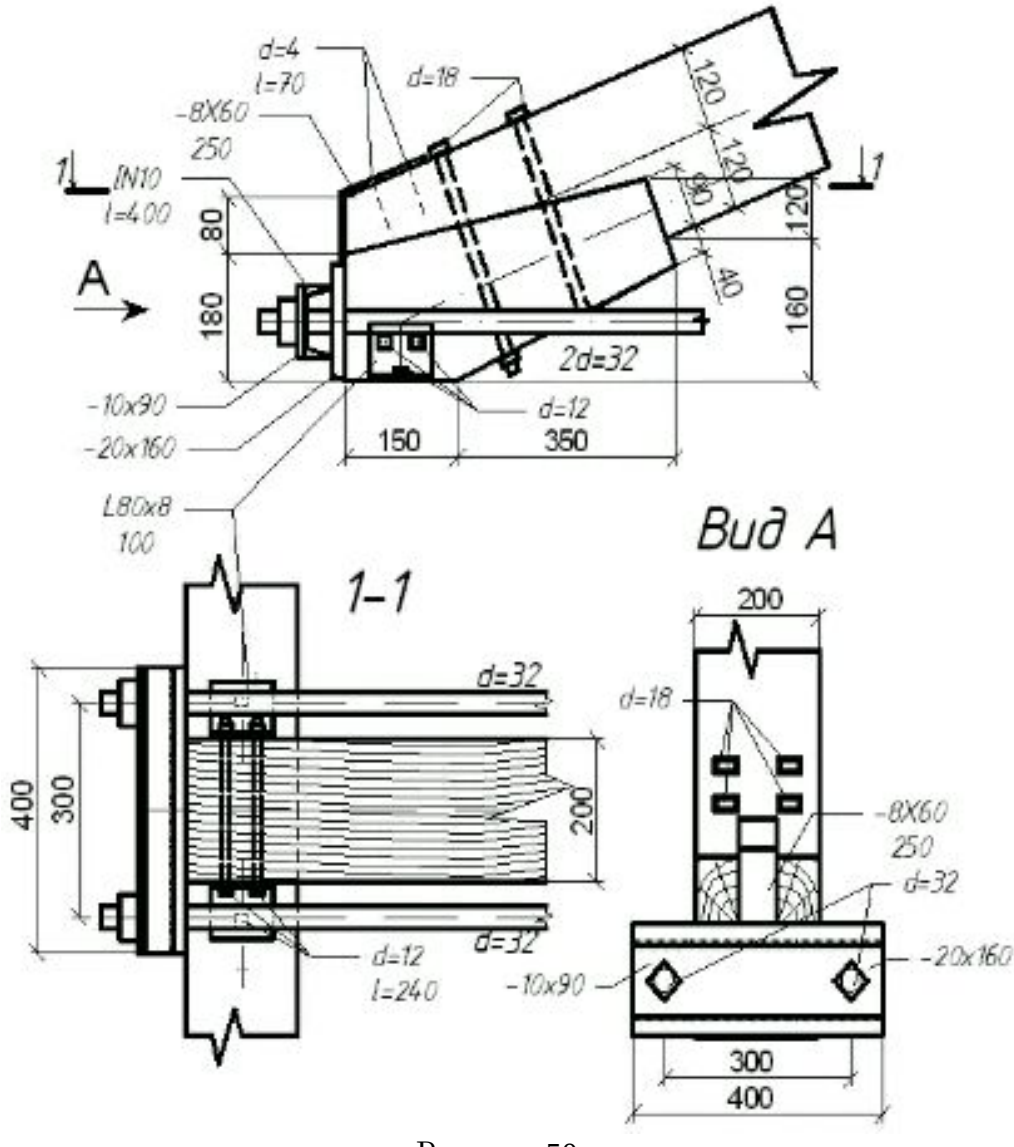


Рисунок 50.

Требуемая высота шва

$$k_f = \frac{C}{n_w \cdot l_f \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot R_{wf}} = \frac{209{,}95}{2 \cdot 40 \cdot 0{,}7 \cdot 1 \cdot 15} = 0{,}25 см;$$

где n_w – количество швов;

$\beta_f = 0{,}7$ – коэффициент по табл 39 [4];

k_f – катет шва (см табл 38 [4]), см;

γ_{wf} - коэффициент условий работы сварного шва;

R_{wf} – расчетное сопротивление сварного шва.

Принимаем швы максимально возможной высоты k_f = 5 мм.

Крепление фермы к обвязочному брусу производится болтами d = 12 мм с помощью уголков 80х8 мм.

Промежуточный узел нижнего пояса

Расчетные усилия: C = 209,95 кН; D = 139,6 кН; E = 50,32 кН; F = 69,8 кН. Фасонки в узле выполнены из листовой стали δ=10 мм с отверстиями для точеных валиков. Элементы нижнего пояса и раскос крепятся в узле с помощью петель, диаметры которых рассчитаны выше. Расчетный пролет валиков $l_в = 2,8 + \delta = 3,8 см$. Расчетный момент в валиках для крепления горизонтальных тяжей (по максимальному усилию)

$$M = \frac{C \cdot l_B}{4} = \frac{209,95 \cdot 3,8}{4} = 199,5 кН \cdot см$$

$$d_B = \sqrt[3]{M/(0,1 \cdot R)} = \sqrt[3]{199,45/(0,1 \cdot 24,5)} = 4,36 см;$$

принимаем d = 44 мм.

Проверяем принятый диаметр валика

- на срез

$$\frac{C}{2} \Big/ \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) = \frac{209,95 \cdot 4}{2 \cdot 3,14 \cdot 4,4^2} = 6,9 кН/см^2 < R_{ср} = 13 кН/см^2$$

- на смятие фасонки

$$\frac{C}{2 \cdot \delta \cdot d_B} = \frac{209,95}{2 \cdot 1 \cdot 4,4} = 23,86 кН/см^2 < R_{см} = 32 кН/см^2$$

Аналогично подбираем валик для крепления раскоса.

Расчетный пролет валиков $l_в = 2,2 + \delta = 3,2 см$. Расчетный момент в валиках для крепления горизонтальных тяжей (по максимальному усилию)

$$M = \frac{F \cdot l_B}{4} = \frac{69,8 \cdot 3,2}{4} = 55,84 кН \cdot см$$

$$d_B = \sqrt[3]{M/(0{,}1 \cdot R)} = \sqrt[3]{55{,}84/(0{,}1 \cdot 24{,}5)} = 2{,}98\ см;$$

принимаемd = 30 мм

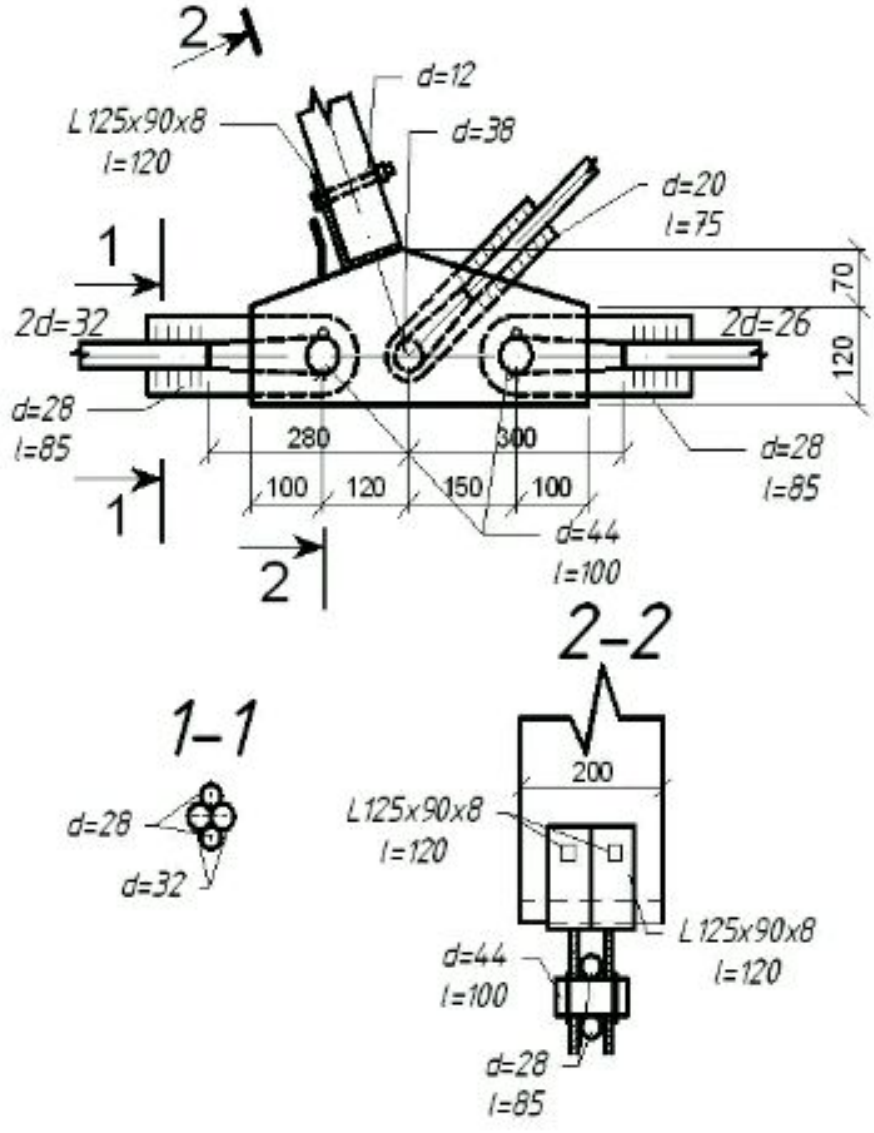


Рисунок51. Промежуточный узел нижнего пояса

Проверяем принятый диаметр валика

· на срез

$$\frac{F}{2}\Big/\left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right) = \frac{69{,}8 \cdot 4}{2 \cdot 3{,}14 \cdot 3^2}\ 4{,}94\ кН/см^2 < R_{ср} = 13\ кН/см^2$$

· на смятие фасонки

$$\frac{F}{2\cdot\delta\cdot d_B}=\frac{69,8}{2\cdot1\cdot3}=11,63\ кН/см^2<R_{см}=32\ кН/см^2$$

Наименьшая ширина фасонок в месте ослабления отверстиями

$$b_{\min}=d_B+\frac{C}{2\cdot\delta\cdot R}=4,4+\frac{209,95}{2\cdot1\cdot24,5}=9,4\,см.$$

Принимаем по конструктивным соображениям

$$b_ф=2\cdot1,5\cdot d_B=3\cdot4,4=13,2\,см>b_{\min}=9,4\,см.$$

Минимальная длина сварных швов l_w= 8 мм для крепления петель к тяжам из двух круглых стержней

$$l_w=\frac{C}{n_w\cdot\beta_f\cdot\gamma_{wf}\cdot k_f\cdot R_{wf}}=\frac{209,95}{4\cdot0,7\cdot1\cdot0,8\cdot15}=6,25\,см,$$

где n_w – количество швов;

β_f=0,7 – коэффициет по табл 39 [4];

k_f – катет шва (см табл 38 [4]), см;

γ_{wf} - коэффициент условий работы сварного шва;

R_{wf} – расчетное сопротивление сварного шва.

Принимаем l_w = 10 см.

Так как в стойке возникают только сжимающие усилия, упираем ее в уголок 125х90х8 мм, приваренный к фасонкам, и крепим двумя болтами d = 12 мм.

Промежуточный узел верхнего пояса

Усилия от одного элемента верхнего пояса на другой передаются лобовым упором торцов через площадки смятия, высота которых $h_{тр}=h-2\cdot e=24-15=9\,см,$ что превышает требуемую. Стык в узле перекрывается двумя деревянными накладками сечением 150х75 мм длиной 72 см на болтах d = 12 мм, которые обеспечивают жесткость узла из плоскости.

Усилие от стойки передается на верхний пояс через торец упором. Накладки из брусков сечением 75 х 75 мм длиной 380 мм и болты d = 10 мм принимаются конструктивно.

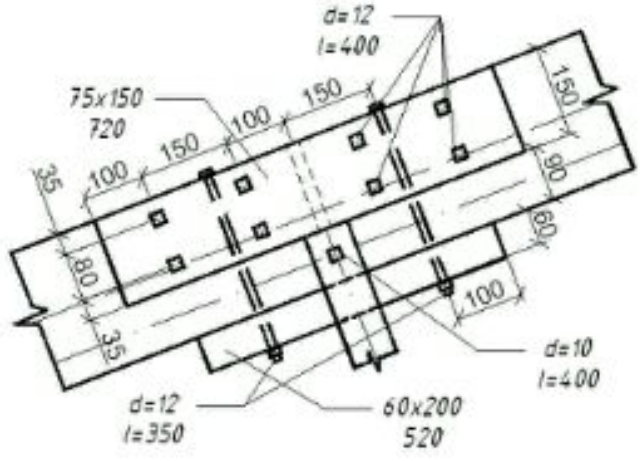


Рисунок 52. Промежуточный узел верхнего пояса

Коньковый узел Расчетные усилия В=205,62 кН, F=69,8 кН. Усилия от одного элемента на другой передаются лобовым упором через дубовый вкладыш сечением 100х100 мм длиной 200 мм. Размеры дубового вкладыша принимаются таким образом, чтобы конструкция узла обеспечивала требуемый размер площадок смятия торца вкладыша — 100 мм > 82,9 мм, пересечение линий действия усилий во всех элементах в одной точке с расчетным эксцентриситетом е = 75 мм и размещение траверс для крепления раскосов.

Траверсы устраиваются из швеллера №8 со стенкой, усиленной листом толщиной 8 мм, и листа размером 10х100 мм. Расчет их с определением геометрических характеристик сечения производится также, как траверсы в опорном узле. Расчетный изгибающий момент в траверсе

$$M_{тр} = \frac{F}{2} \cdot \left(\frac{l_{тр}}{2} - \frac{b}{4} \right) = \frac{69,8}{2} \cdot \left(\frac{25}{2} - \frac{20}{4} \right) = 261,8 кН \cdot см$$

Геометрические характеристики сечения

Площадь сечения $A = 4 + 8,98 + 10 = 23 см^2$;

Положение центра тяжести $z = \frac{S}{A} = \frac{13 \cdot 2,69}{23} = 1,52 см$;

Момент инерции сечения

$$I = 12,8 + 13 \cdot 1,17^2 + 10 \cdot 1,52^2 = 53,8 см^4,$$

где 12,8 $см^4$ - момент инерции швеллера с листом.

13 см² и 10 см² - площади переносимых сечений;
1,17 см и 1,52 см - параллельные переносы этих сечений

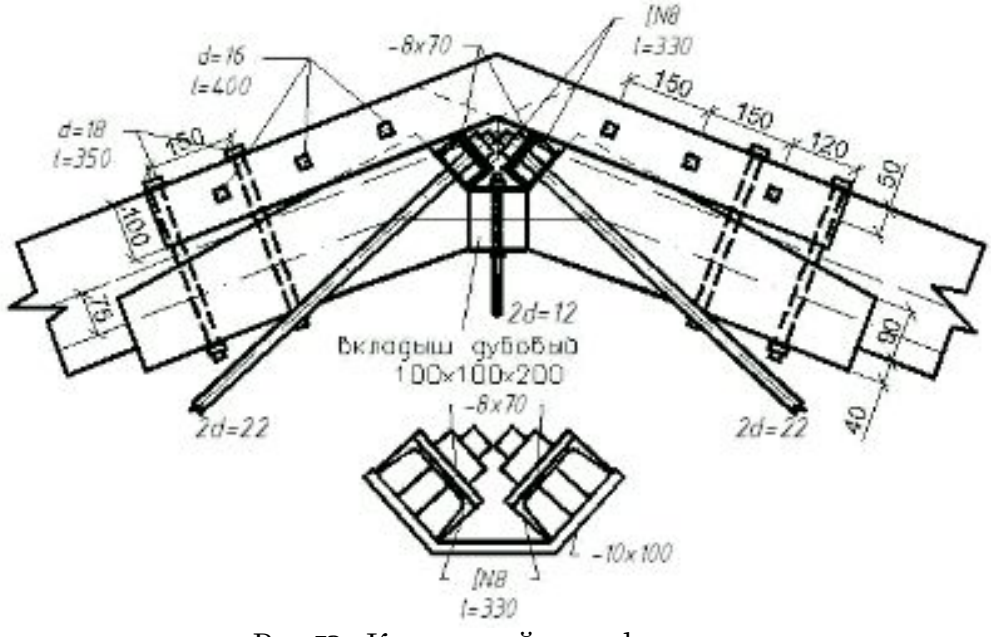


Рис 53. Коньковый узел фермы.

Минимальный момент сопротивления

$$W_{тр} = \frac{I}{h - z} = \frac{53,8}{4,5 - 1,52} = 18 см^3$$

.

Нормальные напряжения

$$\sigma = \frac{M_{тр}}{W_{тр}} = \frac{261,75}{18} = 14,54\ кН/см^2 < R_y = 24,5\ кН/см^2$$

.

где R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести (см табл 51 [4]).

Проверяем на изгиб лист траверсы при давлении

$$g = \frac{F}{10 \cdot b} = \frac{69,8}{10 \cdot 20} = 0,35\ кН/см^2$$

,

где 10 см — длина листа траверсы.

Принимая концы защемленными, определяем изгибающий момент в полосе шириной 1 см среднего участка при пролете 8 см по формуле

$$M = \frac{g \cdot l^2}{12} = \frac{0{,}35 \cdot 8^2}{12} = 1{,}86\,кН \cdot см .$$

$$\delta_{тр} = \sqrt{6 \cdot M / R} = \sqrt{6 \cdot 1{,}86 / 24{,}5} = 0{,}73\,см ;$$

Принимаем 1 см.

Швеллер и лист свариваются между собой (шов h = 5 мм).

Лист имеет корытообразную форму и является общим для обеих траверс. К нему двумя болтами диаметром d =12 мм крепится дубовый вкладыш и вертикальная подвеска из круглого стержня диаметром d =12 мм.

По аналогии с опорным узлом в коньковом узле используем подушки сечением 200 х240 мм длиной 550 мм с врезкой их в брусья верхнего пояса на глубину 90 мм. Лист траверсы — шириной 100 мм обеспечивает необходимый размер площадки смятия торца подушки — 100мм > $h_{см}$ = 82,9 мм.

Для укладки плит покрытия по коньку с обеих сторон верхнего пояса выпускаются парные накладки сечением 75х100 мм длиной 650 мм с врезкой друг в друга в коньке в полтолщины и прокладкой между ними. Накладки крепятся к брусьям верхнего пояса болтами диаметром d=16 мм. Так вместе с корытообразным листом траверсы обеспечивают жесткость узла из плоскости фермы.

Список литературы

1. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. СНиП II-25-80. М., 1982.
2. СНиП 2.01.07 – 85*. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. М., ФГУП, ЦПП, 2009 г. –44 стр.
3. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СниП II – 25- 80)/ЦНИИСК им. Кучеренко.- М. Стройиздат,1986.- 216 с.
4. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции.- М., ФГУП, ЦПП, 2005 г. –90 стр.
5. И.Я. Иванин. Примеры проектирования и расчёта деревянных конструкций. – Москва. Госстройиздат, 1957.
6. Шишкин В.Е. Примеры расчёта конструкций из дерева и пластмасс. г. Минск« Высшая школа» 2010 год.
7. И.М. Гринь, В.В. Фурсов, Д.М. Бабушкин и др. Под редакцией И.М. Гриня. Проектирование и расчет деревянных конструкций". – К.: Будивэльник, 2005 г.
8. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. Пособие для студ. вузов/ Г.Н. Зубарев, Ф.А. Бойтемиров, В.М. Головина и др.; под ред. Ю.Н. Хромца-3- е изд., перераб. и доп.- М.: Издательский центр « Академия», 2004.-304 с.
9. Конструкции из дерева и пластмасс: В.А. Иванов, В.З. Клименко. К: Вищ. шкода. Головное издательство, 2006 – 279 с.
10. 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,2004,-440 с.
11. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Trimblestructures. Актуализированная версия СНиП II-25-80/ Минрегион России.-М.: ОАО« ЦПП», 2011.- 100 с.
12. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07 -85* Минрегион России, 2010.-95 с.

Приложения

Приложение 1

Таблица 7. Рекомендуемые размеры сечений пиломатериалов хвойных пород (по ГОСТ 24454 – 80* Е).

Толщина, мм	Ширина, мм					
	75	100	125	150	175	200
16	+	+	+	+	+	-
19	+	+	+	+	+	-
22	+	+	+	+	+	+
25	+	+	+	+	+	+
32	+	+	+	+	+	+
40	+	+	+	+	+	+
44	+	+	+	+	+	+
50	+	+	+	+	+	+
60	+	+	+	+	+	+
75	+	+	+	+	+	+
100	-	+	+	+	+	+
125	-	-	+	+	+	+
150	-	-	-	+	+	+
175	-	-	-	-	+	+
200	-	-	-	-	-	+

Примечания 1. Знак «-» означает отсутствие данного сортамента.

2. Размеры пиломатериалов по длине установлены от 1 до 6,5 м с шагом 0,25 м.

Таблица 8. Бревна строительные хвойные и лиственных пород.

Толщина в верхнем торце, мм	Длина, м
Подтоварник до 130 мм с градацией 10 мм Средние от 140 до 240 с градацией 20 мм Крупные от 260 и более с градацией 20 мм	$4 \div 6,5$ с градацией через 0,5 м

Таблица 9. Припуски на фрезерование кромок заготовок с двух сторон, мм

Номинальная ширина заготовки, мм	Припуски при номинальной толщине заготовок, мм	
	25	Свыше 40
До 95	4,5	5
95 – 195	5	5,5
Свыше 195	5,5	6

Прилокение 2

Таблица 10. Расчётные сопротивления древесины сосны и ели.
(Извлечение из табл. 3 СНиП II-25-80).

Напряженное состояние и характеристики элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа, 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	$R_и$, $R_с$, $R_{см}$	14	13	8,5
б) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 11-13 см	$R_и$, $R_с$, $R_{см}$	15	14	10
в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения свыше 13-50 см	$R_и$, $R_с$, $R_{см}$	16	15	11
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	$R_и$, $R_с$, $R_{см}$	-	16	10
2. Растяжение вдоль волокон:				
а) неклееные элементы	$R_р$	10	7	-
б) клееные элементы		12	9	-
3. Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	$R_{с,90}$ $R_{см,90}$	1,8	1,8	1,8
4. Смятие поперек волокон местное:				
а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов	$R_{см,90}$	3	3	3
б) под шайбами при углах смятия от 90 до 60^0		4	4	4
5. Скалывание вдоль волокон				
а) при изгибе неклеенных элементов	$R_{ск}$	1,8	1,6	1,6
б) при изгибе клееных элементов		1,6	1,5	1,5

в) в лобовых врубках для максимального напряжения г) местное в клеевых соединениях		2,4 2,1	2,1 2,1	2,1 2,1
6. Скалывание поперёк волокон: а) в соединениях элементов из цельной древесины б) в соединениях клееных элементов	$R_{ск,90}$	1 0,7	0,8 0,7	0,6 0,6
7. Растяжение поперёк волоконклееных элементов	$R_{р,90}$	0,15	0,1	0.08

Приложение3

Таблица11. Коэффициенты породы древесины.

(Извлечение из табл.4 СНиП II-25-80).

Древесные породы	Коэффициент $m_п$ для расчетных сопротивлений		
	Растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон $R_р$, $R_и$, $R_с$, $R_{см}$	Сжатию и смятию поперек волокон $R_{с,90}$, $R_{см,90}$	Скалыванию $R_{ск}$, $_{сд}$
Хвойные:			
1. Лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1
2. Кедр сибирский, кроме 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

Приложение 4

Таблица 12. Коэффициенты надежности по сроку службы.
(Извлечение из таблицы 12 СП 64.13330-2011).

Срок службы сооружения	До 50 лет	50-100 лет	Более 100 лет
Коэффициент надежности по сроку службы $\gamma_{n(cc)}$	1,0	0,9	0,8

Таблица 13. Примерные сроки службы сооружений.
(Извлечение из таблицы Г.1 СП 64.13330-2011).

Наименования объектов	Примерные сроки службы
Временные здания и сооружения (бытовки строительных рабочих и вахтового персонала, склады временные, летние павильоны и т. п.)	До 10 лет
Сооружения, эксплуатируемые в условиях сильноагрессивных сред (сосуды и резервуары, трубопроводы предприятий нефтеперерабатывающей, газовой и химической промышленности, сооружения в условиях морской среды и т. п.)	Не менее 25 лет
Здания и сооружения массового строительства в обычных условиях эксплуатации (здания жилищно-гражданского и производственного строительства)	Не менее 50 лет
Уникальные здания и сооружения (здания основных музеев, хранилищ национальных и культурных ценностей, произведения монументального искусства, стадионы, театры, здания высотой более 75 м, большепролетные сооружения и т. п.)	100 лет и более

Приложение 5

Таблица 14. Плотность древесины, кг/м^3.

Порода	При влажности

	<20%	>20%
Хвойные		
Сосна, ель, кедр, пихта	500	600
Лиственница	650	800
Твердые лиственные		
Береза, бук, граб, дуб, клен, ясень	700	800
Мягкие лиственные		
Липа, ольха, осина,	500	600

Примечание Плотность свежесрубленной древесины хвойных и мягких лиственных пород принимается равной 850 кг/м³, твердых лиственных пород – 1000 кг/м³. Плотность клееной древесины принимается как цельной.

Приложение 6

Таблица 15. Учёт влажности при эксплуатации конструкций (Извлечение из таблицы 7 СП 64.13330-2011).

Условия эксплуатации (по таблице Г.2)	1А и 1	2	3	4
Коэффициент $m_в$	1	0,9	0,85	0,75

Таблица 16. Учёт кратковременно действующих нагрузок. (Извлечение из таблицы 8 СП 64.13330-2011).

Нагрузка	Коэффициент $m_н$	
	для всех видов сопротивлений, кроме смятия поперек волокон	для смятия поперек волокон
1. Ветровая, монтажная, кроме указанной в поз.3	1,2	1,4
2. Сейсмическая	1,4	1,6
Для опор воздушных линий электропередачи		
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 17. Учёт высоты сечения клееных элементов (Извлечение из таблицы 9 СП 64.13330-2011).

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 18. Учёт толщины слоя клеёных деревянных конструкций
(Извлечение из таблицы 10 СП 64.13330-2011).

Толщина слоя, мм	19 и менее	26	33	42
Коэффициент $m_{сл}$	1,1	1,05	1,0	0,95

Таблица 19. Учёт радиуса кривизны и толщины слоя для гнутых клеёных элементов
(Извлечение из таблицы 11 СП 64.13330-2011).

Напряжённое состояние	Обозначение расчетных сопротивлений	Коэффициент $m_{гн}$ при отношении $r_к/a$			
		150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб	$R_с$, $R_и$	0,8	0,9	1	1
Растяжение	$R_р$	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 7

Таблица 20. Значения коэффициентов $k_н$ для односрезных соединений
(Извлечение из таблицы 22 СП 64.13330-2011).

Вид нагеля	Значения коэффициента $k_н$ для односрезных соединений при a/c						
	0,35	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Гвоздь стальной, алюминиевый и стеклопластиковый нагель	0,8	0,58	0,48	0,43	0,39	0,37	0,35
Дубовый нагель	0,5	0,5	0,44	0,38	0,32	0,26	0,2

Приложение 8

Таблица 21. Рекомендуемый сортамент гвоздей

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

Таблица 22. Рекомендуемый сортамент стальных болтов и тяжей

Диаметр, мм		Площадь сечения, $см^2$		Размеры шайб стяжных болтов, мм
стержня	нетто	стержня	нетто	
12	9,7	1,13	0,74	45 × 45 × 4
16	13,4	2,01	1,41	55 × 55 × 4
20	16,7	3,14	2,18	70 × 70 × 5
24	20,1	4,52	3,16	90 × 90 × 7
27	23,1	5,72	4,18	100 × 100 × 8
30	25,4	7,06	5,06	-
36	30,8	10,17	7,44	-

Примечание. Размеры шайб установлены при сопротивлении древесины смятию поперек волокон, равном 4 МПа.

Приложение 9

Таблица 23. Коэффициенты, учитывающие податливость связей (Извлечение из таблицы 16 СП 64.13330-2011).

Коэффициент	Число слоев в элементе	Значение коэффициента для расчета изгибаемых составных элементов при пролетах, м			
		2	4	6	9 и более
$k_{ш}$	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

Примечания 1. Для промежуточных значений величины пролета и числа слоев коэффициенты определяются интерполяцией.

2. Для составных балок на наклонно вклеенных связях при числе слоев не более 4, независимо от пролета, следует принимать $k_{ш} = 0,95$, $k_{ж} = 0,9$.

Приложение 10

Таблица 24. Расчетная несущая способность (Извлечение из таблицы 20 СП 64.13330-2011).

Схемы соединений	Напряженное состояние соединения	Расчетная несущая способность T на один шов сплачивания (условный срез), кН	
		гвоздя стального, алюминиевого, стеклопластикового нагеля	дубового нагеля

1. Симметричные соединения	а) смятие в средних элементах	0,5cd (50cd)	0,3cd (30cd)
	б) смятие в крайних элементах	0,8cd (80cd)	0,5cd (50cd)
2. Несимметричные соединения	а) смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений	0,35cd (35cd)	0,2cd (20cd)
	б) смятие в более толстых средних элементах двухсрезных соединений при а£0,5 с	0,25cd (25cd)	0,14cd (14cd)
	в) смятие в более тонких крайних элементах при а£0,35 с	0,8ad (80ad)	0,5ad (50ad)
	г) смятие в более тонких элементах односрезных соединений и в крайних элементах прис>а>0,35с	$k_н$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 С38/23	$1,8d^2 + 0,02a^2$ ($180d^2 + 2a^2$), 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-4С	$1,45d^2 + 0,02a^2$ ($145d^2 + 2a^2$), но не более $1,8d^2$ ($180d^2$)	

д) изгиб нагеля из древеснослоистого 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 $0,65d^2$ ($65d^2$)

Примечание: 1. В таблице: с – толщина средних элементов, а также равных по толщине или более толстых элементов односрезных соединений; а – толщина крайних элементов, а также более тонких элементов односрезных соединений; d – диаметр нагеля; все размеры в см.

Таблица 25. Расстояния между осями нагелей и от оси последнего ряда до торца элемента в зависимости от толщины пакета b или толщины элемента

Минимальное расстояние	Стальные				Алюминиевые и стеклопласти - ковые		Дубовые	
	стержни, болты, винты		гвозди		стержни			
	$b > 10d$	$b \le 10d$	$c \ge 10d$	$c = 4d$	$b > 10d$	$b \le 10d$	$b > 10d$	$b \le 10d$
S_1	7d	6d	15d	25d	6d	6d	5d	4d
S_2	3.5d	3d	4d (3d)	4d (3d)	3.5d	3d	3d	2.5d
S_3	3d	2.5d	4d	4d	3d	2.5d	2.5d	2.5d

Примечания 1. Размеры в скобках относятся к расстановке гвоздей в шахматном порядке или косыми рядами под углом $\alpha \le 45^0$.

2. Для промежуточных значений толщины пробиваемых гвоздем элементов с значение S_1 определяют по интерполяции.

3. Для элементов, не пробиваемых гвоздями насквозь, независимо от их толщины, расстояние между осями гвоздей, а также от гвоздя до торца элемента принимают не менее $15d_{гв}$.

4. Диаметр гвоздей не более ¼ толщины пробиваемых элементов.

5. Если при встречной забивке концы гвоздей входят в данный элемент с каждой стороны на глубину более 1/3 толщины элемента, расстояние между осями гвоздей назначают без учета взаимного захода.

6. Для элементов из осины, ольхи и тополя табличное значение S_1 для гвоздей увеличивают в 1,5 раза.

7. При определении расчетной длины защемления конца гвоздя не учитывают его заостренную часть длиной 1,5 $d_{гв}$, а также из длины гвоздя вычитают по 2 мм на каждый шов между настроганными соединяемыми элементами.

8. Если гвоздь пробивает элемент насквозь, то длину его защемления в последнем элементе принимают на 1,5 $d_{гв}$ меньше. Если расчетная длина защемления получается меньше 4 $d_{гв}$, его работу в примыкающем шве не учитывают.

Приложение 11

Таблица 26. Учёт направления усилия по отношению к направлению волокон древесины.

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	0,65	0,55	0,5	0,7

(Извлечение из таблицы 21 СП 64.13330-2011).

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 $c/a > 1,5$.

Приложение 12

Таблица 27.

Элементы конструкций	Предельные прогибы в долях пролета, не более
1 Балки междуэтажных перекрытий	1/250
2 Балки чердачных перекрытий	1/200

3 Покрытия (кроме ендов):	
а) прогоны, стропильные ноги	1/200
б) балки консольные	1/150
в) фермы, клееные балки (кроме консольных)	1/300
г) плиты	1/250
д) обрешетки, настилы	1/150

Примечания. При наличии строительного подъема предельный прогиб клееных балок допускается увеличивать до 1/200 пролета.

Приложение 13

Таблица 28.

(Извлечение из таблицы 38* СНиП II.23.81*).

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести стали, Мпа (кгс/см²)	Минимальные катеты швов k_f, мм при толщине более толстого из свариваемых элементов t, мм						
				6-10	11-16	17-22	23-32	33-40	41-80
Тавровое с двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое	Ручная	До 430 (4400)	4	5	6	7	8	9	10
		Св. 430 (4400) до 530 (5400)	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и полуавтоматическая	До 430 (4400)	3	4	5	6	7	8	9
		Св. 430 (4400) до 530 (5400)	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная	До 380 (3900)	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и полуавтоматическая		4	5	6	7	8	9	10

Примечания 1. В конструкциях из стали с пределом текучести свыше 530 МПа (5400 кгс/см²), а также из всех сталей при толщине элементов свыше 80 мм минимальные катеты угловых швов принимаются по специальным техническим условиям.

2. В конструкциях группы 4 минимальные катеты односторонних угловых швов следует уменьшать на 1 мм при толщине свариваемых элементов до 40 мм включ. и на 2 мм – при толщине элементов свыше 40 мм.

Таблица29.

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки d, мм	Положение шва	Коэффициент	Значения коэффициентов β_1 и β_2 при катетах швов, мм			
			3-8	9-12	14-16	18 и более
Автоматическая при d = 3 - 5	В лодочку	β_1	1,1			0,7
		β_2	1,15			1,0
	Нижнее	β_1	1,1	0,9		0,7
		β_2	1,15	1,05		1,0
Автоматическая и полуавтоматическая при d = 1,4 - 2	В лодочку	β_1	0,9		0,8	0,7
		β_2	1,05		1,0	
	Нижнее	β_1	0,9	0,8	0,7	
		β_2	1,05	1,0		
Ручная, полуавтоматическая проволокой сплошного сечения при d< 1,4 или порошковой проволокой	В лодочку, нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_1	0,7			
		β_2	1,0			

(Извлечение из таблицы 34* СНиП II.23.81*).

Примечание. Значения коэффициентов соответствуют нормальным режимам сварки

Приложение14

Таблица30. Учет классов условий эксплуатации при проектировании и изготовлении конструкций

(Извлечение из таблицы Г.2 СП 64.13330-2011).

Классы условий эксплуатации		Дополнительные характеристики условий эксплуатации конструкций	Особенности учета классов при:		Примечания
Основ.	под-		расчете конструкций	изготовлении конструкций	
1	1.1	При сухом режиме помещений от 40 до 50%	Учет влияния влажности на проч-	Влажность древесины слоев клееных конструкций не превышает 9% для	Соответствует требованиям

		влажности в отопительный сезон	ность древесины не требуется, т. к. ожидаемая эксплуатационная влажность не превышает значение 12%, для которого установлены нормативные	подкласса 1.1 и 12% для подкласса 1.2, а элементов из цельной древесины - 18-20% для обоих подклассов. Клеевые соединения не требуют аттестации по водостойкости, а показатель на расслаивание по ГОСТ 27812 для несущих конструкций не превышает 10%. Защитные меры элементов конструкций	класса I по EN 386 [4]
	1.2	При нормальном режиме помещений			Соответствует требованиям класса I по EN 386 [4]
2	2.1	При влажном режиме отапливаемых помещений	При расчете необходимо вводить коэффициент условий работы, т. к. эксплуатационная влажность превысит 12%	Влажность древесины слоев клееных конструкций не превышает 15%. Клеевые соединения должны быть аттестованы не ниже средней степени водостойкости по ГОСТ 17005, а показатель на расслаивание по ГОСТ 27812 для несущих конструкций не превышает 5%. Защитные меры элементов конструкций назначаются согласно требованиям СНиП 2.03.11.	Соответствует требованиям класса II по EN 386 [4], а также классов 1, 2 по EN 335 [3] и классу D2 по EN 204 [2]
	2.2	В неотапливаемых помещениях в сухой и нормальных зонах влажности			
3	3.1	При мокром режиме эксплуатации помещений или под навесом во влажной зоне влажности	То же, в связи с повышением влажности до 20% и более	Влажность древесины слоев клееных конструкций не превышает 15%. Клеевые соединения должны быть аттестованы не ниже повышенной степени водостойкости по ГОСТ 17005, а показатель на расслаивание по ГОСТ 27812 для несущих конструкций не превышает 3%. Защитные меры элементов конструкций назначаются согласно	Соответствует требованиям класса III по EN 386 [4], а также классов 3.1, 3.2 по EN 335 [3] и классов D2, D4 по EN 204 [2]
	3.2	При мокром режиме эксплуатации отапливаемых помещений или при искусственных тепловыделениях в неотап			

		-ливаемых помещения		требованиям СНиП 2.03.11.	
	3.3	В открытых атмосферных условиях			
4	4.1	При контакте с грунтом	Тоже	Тоже	Соответ требям класса 4.1 по EN 335
	4.2	В воде			Соответ требям классов 4.2 и 5 по EN

Содержание

Подписано в печать 10.12.14 г.
Формат 60 х 84/16. Бумага офсетная. Печать ризографическая.
Уч.-изд. л. 9,0. Усл.-печ. л. 9,0. Тираж 100 экз.
Заказ 336.
Издательско-полиграфический центр
Набережночелнинского института
Казанского (Приволжского) федерального университета

423810, г. Набережные Челны, Новый город, проспект Мира, 68/19
тел./факс (8552) 39-65-99, e-mail: ic-nchi-kpfu@mail.ru