

Покрытие
по треугольным металлодеревянным
фермам с клеёным верхним поясом
и построечными конструкциями ограждения
Расчёт и конструирование



Методические указания по выполнению курсового и дипломного проектов по дисциплине "Конструкции из дерева и пластмасс" для студентов 4-го курса направления 270100.62 – "Строительство" с профилем «Промышленное и гражданское строительство» и для студентов 5-го курса по специальности 270102.65 – "Промышленное и гражданское строительство"

Министерство образования и науки Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
"Нижегородский государственный архитектурно-строительный
университет" (ННГАСУ)

Инженерно-строительный факультет
Кафедра конструкций из дерева, древесных композитов и пластмасс

Покрытие
по треугольным металлодеревянными
фермам с клеёным верхним поясом
и построечными конструкциями ограждения

Расчёт и конструирование

Методические указания по выполнению курсового и дипломного
проектов по дисциплине "Конструкции из дерева и пластмасс"
для студентов 4-го курса направления 270100.62 – "Строительство" с
профилем «Промышленное и гражданское строительство»
и для студентов 5-го курса по специальности 270102.65 –
"Промышленное и гражданское строительство"

УДК 624.011.1; 674.028.9

Покрытие по треугольным металлодеревяннм фермам с клеёным верхним поясом и построечными конструкциями ограждения. Расчёт и конструиование. Методические указания по выполнению курсового и дипломного проектов по дисциплине "Конструкции из дерева и пластмасс"

для студентов 4-го курса направления 270100.62 – "Строительство" с профилем «Промышленное и гражданское строительство»

и для студентов 5-го курса по специальности 270102.65 – "Промышленное и гражданское строительство", Нижний Новгород, издание ННГАСУ, 2011, 54с.

Методические указания содержат обзор вариантов решения двускатных крыш по стропильным конструкциям и треугольным фермам разных типов, а также численный пример проектирования и расчета покрытия, состоящего из кровли (мягкая черепица), дощатого двойного настила, неразрезных спаренных прогонов из досок по стропильным фермам треугольного очертания с верхним поясом из клееной древесины.

Составитель: В.Г. МИРОНОВ

Рецензент: А.И. ОДИН

Содержание

1. Общие сведения о треугольных фермах, их расчёте, конструировании и видах ограждающих конструкций по ним.....	4
2. Пример расчёта и конструирования покрытия по треугольным металлодеревянным фермам с клеёным верхним поясом.....	10
2.1. Задание на проектирование.....	10
2.2. Выбор конструктивного решения покрытия	11
2.3. Расчет рабочего настила в покрытии	12
2.3.1 Дровесина, ее влажность и расчетные сопротивления	12
2.3.2 Сбор нагрузок на настил	12
2.3.3 Расчет рабочего настила на первое сочетание нагрузок от нормальной составляющей нагрузки.....	16
2.3.4 Расчет рабочего настила на второе сочетание нагрузок от нормальной составляющей нагрузки.....	17
2.4. Расчет прогонов покрытия.....	17
2.4.1. Выбор сорта, влажности и расчетных сопротивлений дровесины	17
2.4.2. Сбор нагрузок на прогоны.	18
2.5. Подбор предварительного сечения колонны.....	23
2.6. Расчет и проектирование треугольной металлодеревянной фермы с клееным верхним поясом.....	24
2.6.1 Определение общих размеров фермы	24
2.6.2 Выбор сорта, влажности и расчетных сопротивлений дровесины, типа и марки клея	25
2.6.3 Определение нагрузок.....	26
2.6.4 Определение усилий в элементах фермы.....	28
2.6.5 Подбор сечений деревянных элементов фермы.....	31
2.6.6 Выбор марок сталей для стальных элементов фермы, расчётных сопротивлений стали и сварных соединений	35
2.6.7 Подбор сечения стальных элементов фермы.....	36
2.6.8 Расчёт узлов фермы	38
3. Мероприятия по защите деревянных конструкций от возгорания и гниения	45
4. Литература	46
5. Приложения	47

1. Общие сведения о треугольных фермах, их расчёте, конструировании и видах ограждающих конструкций по ним

В зависимости от материала кровли, ее уклона, наличия подвесного потолка и типа сопряжений элементов производится выбор очертания и схемы фермы. Например, при небольших уклонах кровли ($6 - 15^\circ$) из битумных материалов применяют прямоугольные или трапециевидные фермы, а при больших уклонах кровли из железа, этернита и т. д. - преимущественно треугольные фермы. Высота треугольных ферм в середине пролёта может быть равна $(1/5 - 1/8) l$. Для деревянных ферм построечного изготовления эта величина составляет $1/5 l$ (рис. 1*).

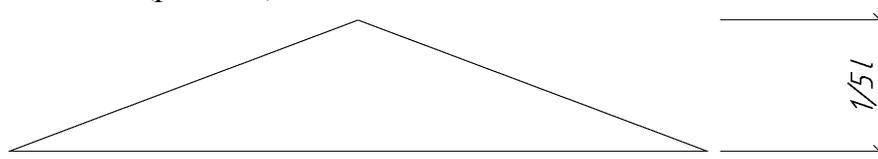


Рисунок 1*

Следует указать, что треугольные фермы в комбинации с наклонными стропилами могут служить для образования крыш односкатных и двускатных различных уклонов. На (рис. 2*) показана крыша, у которой направление скатов совпадает с направлением верхнего пояса фермы. На (рис. 3*) изображена односкатная крыша при треугольных фермах, имеющих тот же уклон, что и крыша; на (рис. 4*) - та же конструкция, но при уклоне крыши меньшем, чем уклон ферм. На (рис. 5*) показана схема двускатной крыши, а на (рис. 6*) - односкатной крыши над зданием, имеющим два неравных пролёта, причём больший пролёт перекрыт треугольными фермами, а меньший - наклонными стропилами. Конёк крыши на (рис. 5*) образован при помощи дополнительной фермы К, опираемой концами на прогоны основной фермы и на стойку наклонных стропил. На (рис. 7*) и (рис. 8*) показано применение треугольных ферм для двухпролётного здания с равными пролётами.

Для обеспечения устойчивости ферм, особенно их верхнего сжатого пояса, должны быть поставлены связи. Только при небольшом расстоянии (15 - 20 м) между поперечными каменными стенами, расположенными параллельно фермам, и при наличии подвесного потолка, устойчивость ферм может быть обеспечена прогонами, которые для этого должны быть надёжно скреплены с верхним и нижним поясами ферм, а концы прогонов заанкерены в каменных стенах.

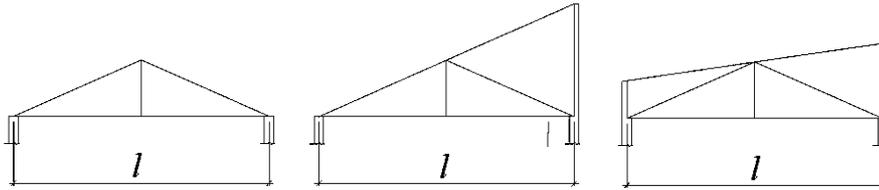


рис 2*

рис 3*

рис 4*

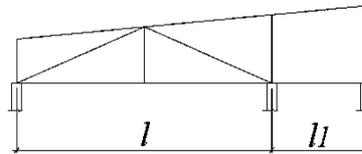
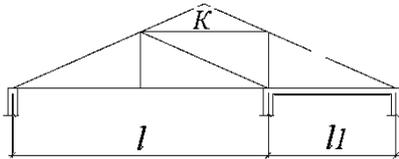


рис 5*

рис 6*

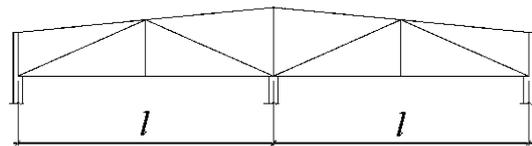
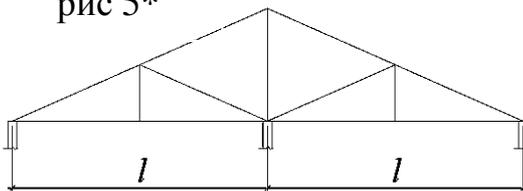


рис 7*

рис 8*

При значительных размерах перекрываемого помещения и при отсутствии подвесного потолка все фермы должны быть попарно связаны между собой вертикальными связями. Эти связи делают из досок в виде однопролётных раскосных ферм, располагая их в плоскости средних стоек ферм.

Конструктивные решения стропильных треугольных ферм.

При небольшом пролете до 6 м треугольная ферма может быть образована из трёх элементов: двух наклонных стропильных ног и горизонтальной затяжки (рис 9*). В такой безраскосной ферме распор от вертикальной нагрузки полностью воспринимается затяжкой, которая, ввиду малости пролёта, может быть опёрта непосредственно на наружные стены.

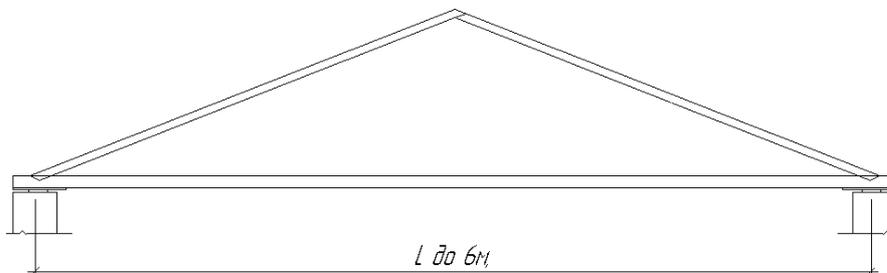


Рисунок 9*

Стропильные ноги и затяжку выполняют обычно из брёвен или брусьев; опорный узел решается лобовой врубкой. Затяжки ферм сильно затрудняют проход по чердаку. Чтобы избежать этого, концы ног опирают

непосредственно на стены, а затяжку ставят примерно на половине высоты фермы (рис 10*).

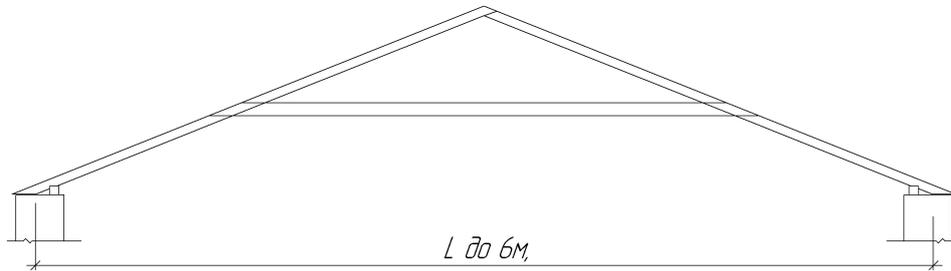


Рисунок 10*

Такая затяжка называется ригелем, или повышенной затяжкой. При достаточно большом подъёме крыши эти стропила дают удобный для пользования чердак, но вследствие изгиба стропильных ног в месте примыкания к ним ригеля в нижней части стропил возникает распор, который передаётся на стены. Поэтому применение их допустимо только при устойчивых стенах, надёжно связанных балками чердачного перекрытия. Стропильные ноги этих ферм выполняются обычно из брёвен или брусьев, а ригель - из пластин или парных досок, которые прикрепляются к стропильным ногам гвоздями или болтами. В коньке стропильные ноги сопрягаются вполдерева и схватываются скобами или скрепляются парными накладками на гвоздях.

При пролётах от 6 до 12 м часто оказывается необходимым разгрузить и верхний пояс. В этом случае ставят подвеску с двумя подкосами. В фермах такого типа затяжка может быть подвешена к узлу так, что он не будет закреплён в горизонтальном направлении. В этом случае при симметричной нагрузке на обоих скатах подкосы будут сжаты, а стойка и нижний пояс - растянуты. Верхний пояс будет работать на сжатие, а при загруженных панелях - также и на изгиб. Такая стропильная конструкция называется висячими стропилами.

Пролеты от 12 до 24 метров удобно перекрывать большепанельными фермами заводского изготовления с клееным верхним поясом. Фермы треугольного очертания с клееным верхним поясом предназначены для однопролетных зданий с кровлей на асбестоцементных волнистых листов унифицированного (УВ) или обыкновенного (ВО) профиля при уклоне $1:3 \div 1:3,5$, а также с мягкой кровлей из рулонных материалов (изопласт, экопласт) или гибкой черепицы типа «катепал» или «тегала» с подосновным слоем. Опираение ферм возможно на железобетонные, металлические или

деревянные колонны, несущие стены или обвязочные балки. Шаг конструкций при этом принимается от 3,0 до 6,0 м.

В строительной практике нашли применение в основном два типа треугольных большепанельных ферм, показанные на рисунке 11* введения.

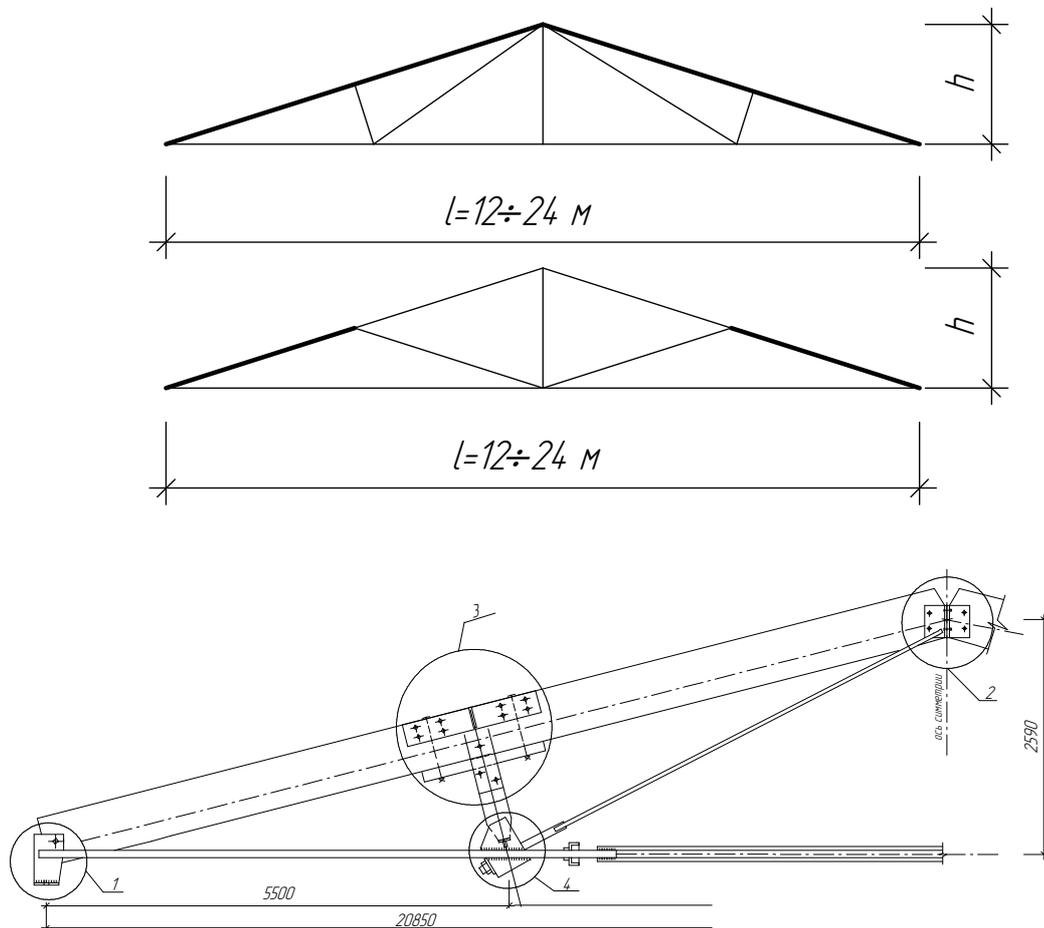


Рисунок 11* Схемы треугольных металлодеревянных ферм с клееным верхним поясом

Общий вид и конструкция узлов типовой фермы пролетом 21 м (серия 1.863-2, вып. 2), состоящей из двух шпренгельных балок, показана на рис. 12* введения.

Покрытие по фермам устраивают из облегченных утепленных плит (с обшивками из фанеры или асбестоцемента) или по прогонам с настилом. Возможно применение таких ферм в покрытиях с подвесным оборудованием, однако подвеску можно осуществлять только в узлах нижнего пояса или к верхнему поясу.

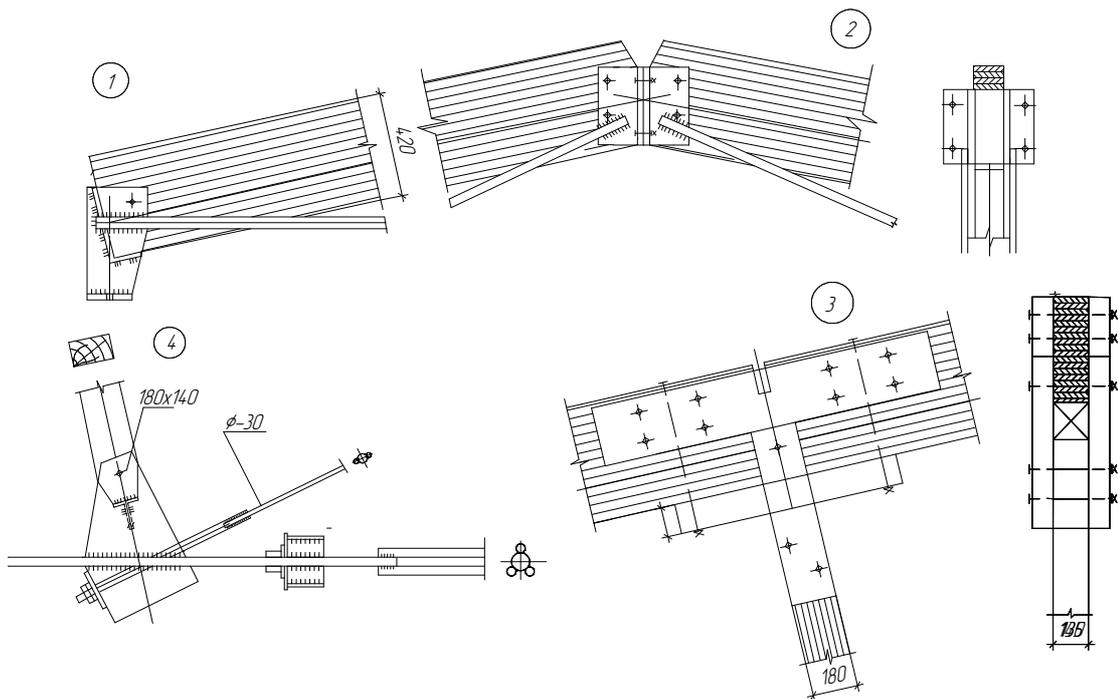


Рисунок 12* Типовая треугольная металлодеревянная ферма с клееным верхним поясом с номинальным пролетом 21 м

Порядок расчета ферм с прямолинейными клееными элементами верхнего пояса

Все большепанельные фермы заводского изготовления с прямолинейными элементами верхнего пояса имеют одинаковые конструктивные особенности, поэтому их расчет осуществляется по общей расчетной схеме. Расчету фермы предшествует выбор конструктивного решения покрытия в целом и расчет всех элементов его ограждающей части (если они принимаются не по типовым сериям). Далее порядок расчета следующий.

По принятому конструктивному решению покрытия подсчитывают вес всех элементов и прикладывают его к узлам фермы, распределяя собственный вес фермы между узлами верхнего пояса поровну. Определяют величину временных нагрузок (чаще всего только снега) в соответствии с заданным районом строительства, приводят их к узловым и производят определение усилий во всех стержнях фермы от всех возможных сочетаний постоянной и временной нагрузок любым из способов строительной механики (графическим, вырезание узлов, сечений) или с использованием расчетных программ. На наш взгляд, следует отдавать предпочтение первому из перечисленных способов.

Определяют ориентировочные размеры сечения верхнего пояса ($h \times b$) в соответствии с его расчетной схемой и проверяют его на прочность по формуле.

Величина M_δ для случая с разрезным верхним поясом может быть определена из выражений

$$M_\delta = M_{\delta 1} - M_\delta; \quad M_{\delta 1} = \frac{M_0}{\xi}; \quad M_{\delta 2} = \frac{M_N}{K_H \xi};$$

Для треугольной эпюры изгибающих моментов

$$K_H = 0,81 + 0,19\xi,$$

ξ – определяется по известной формуле.

Таким образом,
$$M_\delta = \frac{1}{\xi} \left(M_0 - \frac{M_N}{K_H} \right).$$

Здесь M_0 – расчетная величина изгибающего момента от внеузловой нагрузки;

M_N – изгибающий момент от сжимающей силы.

Величина M_δ для случая с неразрезным верхним поясом должна определяться с учетом дополнительных изгибающих моментов, образующихся как над средней опорой, так и в пролетной части за счет деформирования узлов верхнего пояса, являющихся опорами в рассматриваемом элементе. Эти моменты могут быть определены из известного «уравнения трех моментов», составленного для средней опоры, или по имеющимся в справочной литературе таблицам.

2. Пример расчёта и конструирования покрытия по треугольным металлодеревянным фермам с клеёным верхним поясом

2.1. Задание на проектирование

Рассчитать и сконструировать покрытие однопролетного здания складского назначения. Здание каркасное с размерами в плане по разбивочным осям 50×18 м. Здание неотапливаемое. Колонны – деревянные клеёные. Шаг колонн вдоль здания – 5 м. Привязка колонн к продольной оси здания нулевая. Высота помещения от пола до низа несущих конструкций покрытия составляет 5,4 м. Несущие конструкции покрытия – треугольные металлодеревянные фермы с клееным верхним поясом. Кровля - из гибкой черепицы, уложенной по двойному настилу, который устраивается по спаренным прогонам. Материал деревянных конструкций – сосна 2 и 3 сорта. Участок строительства защищен от прямого воздействия ветра. Район строительства – город Богородск, Нижегородской области. Класс условий эксплуатации – 2.2 по СП 64.13330.2011. Коэффициент надёжности по ответственности здания $\gamma_n=1,0$ по СТО 36554501-014-2008.

Схема поперечного разреза здания приведена на рисунке 2.1.

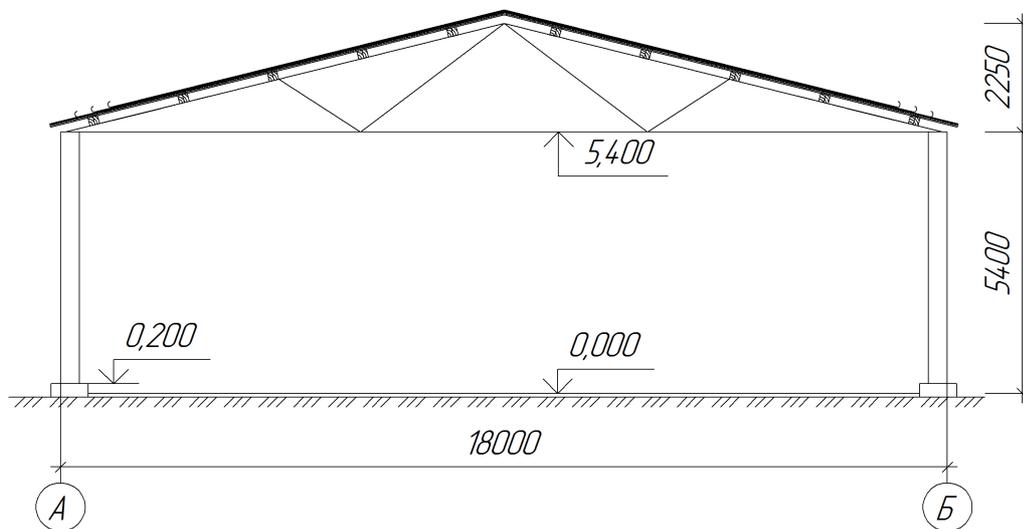


Рисунок 2.1 Схема поперечного разреза здания.

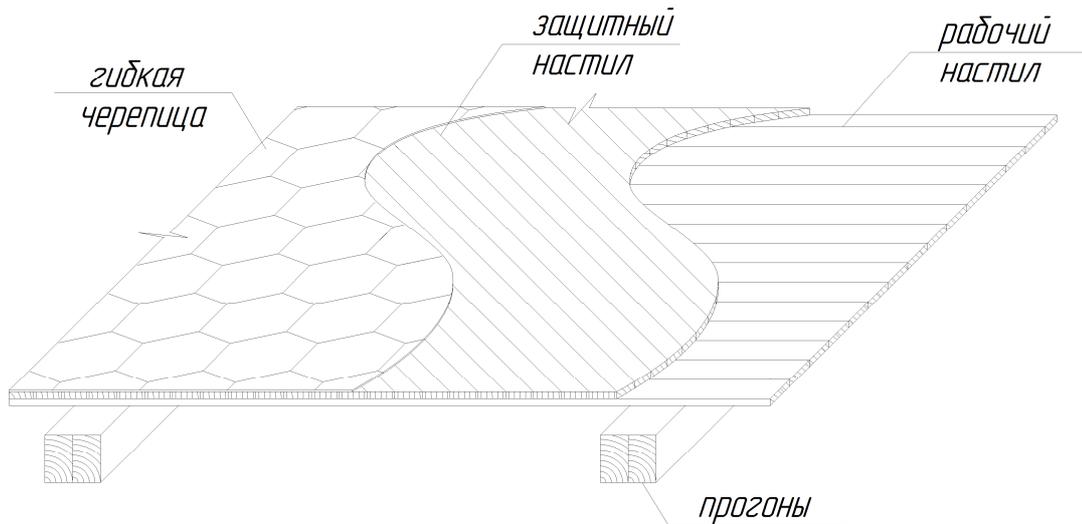


Рисунок 2.2 Схема сплошного двойного дощатого настила по спаренным прогонам.

2.2. Выбор конструктивного решения покрытия

В настоящем методическом пособии рассмотрен вариант ограждающих конструкций со сплошным двойным дощатым настилом по спаренным прогонам для мягкой кровли;

В качестве несущих конструкций покрытия рассмотрены треугольные металлодеревянные фермы с клееным верхним поясом. Фермы опираются на колонны, выполненные из клеёной древесины. По фермам укладываются неразрезные спаренные прогоны из двух досок поставленных на ребро со стыками в разбежку и скрепленных между собой по всей длине гвоздями. По прогонам укладывается сплошной рабочий настил из досок, сечение которых принимается равными 25×100 мм согласно существующему сортаменту пиломатериалов по ГОСТ 24454-80 (Приложения 1). К рабочему настилу прибиваются доски сплошного защитного настила сечением 25×100 мм. Защитный настил является основанием под кровлю из гибкой черепицы. Доски защитного настила прибиваются к рабочему под углом 45°. Такой настил образует жесткую пластину в плоскости крыши, обеспечивающую неизменяемость покрытия.

Ниже приведен расчет покрытия по дощатому настилу.

2.3. Расчет рабочего настила в покрытии

2.3.1 Древесина, ее влажность и расчетные сопротивления

Согласно заданию и рекомендациям СП 64.13330.2011 (п.4.2) для настила использована древесина сосны третьего сорта по ГОСТ 8486.

Класс условий эксплуатации – 2.2 по СП 64.13330.2011 (Не отапливаемое помещение нормальной зоны влажности). Для этих условий максимально допустимая влажность естественной древесины составляет 15%.

Расчетные сопротивления древесины сосны 3-го сорта назначаются согласно примечаниям 5 к таблице 3 [1], то есть 13 МПа.

2.3.2 Сбор нагрузок на настил

Согласно СП 64.13330.2011 расчету подлежит только рабочий настил. В данном случае это сплошной настил. Расчетная полоса обычно принимается шириной $b_n=1,0$ м. Расчетная схема принимается в виде двухпролетной неразрезной балки с пролетами, равными расстоянию между прогонами $V_{пр}$ (шаг прогонов). В двойных настилах защитный настил не рассчитывается, его задача заключается только в распределении нагрузки на доски рабочего настила и обеспечении жесткости в плоскости ската кровли.

Для определения угла наклона кровли зададимся высотой фермы, назначая ее из условия ее жесткости с учетом допустимого уклона кровли, принимаемого в зависимости от вида кровельного слоя и строительного подъема.

Принимаем высоту фермы $h = 2250$ мм, что соответствует конструктивному требованию для металлодеревянных ферм с клееным верхним поясом, которое рекомендует минимальную высоту ферм равной:

$$\frac{1}{8}l = \frac{1}{8} \cdot 17700 = 2125,5 \text{ мм}.$$

Определим угол наклона верхнего пояса к горизонту через его тангенс:

$$tg \alpha = \frac{2250}{17700/2} = 0,2542; \alpha = 14,26^\circ; \sin \alpha = 0,2464; \cos \alpha = 0,9691.$$

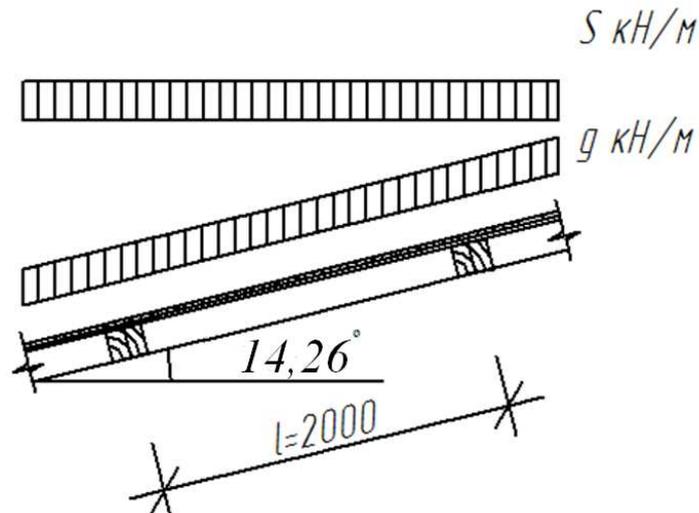


Рисунок 2.3 К расчету на первое сочетание нагрузок.

Согласно п.8.16 [1] настилы рассчитываются на следующие два сочетания нагрузок:

1^{ое} сочетание - постоянная и временная от снега (расчет на прочность и прогиб) (рис.2.3);

2^{ое} сочетание - постоянная и временная от сосредоточенного груза $P = 1$ кН (100 кгс) с умножением последнего на коэффициент, учитывающий кратковременность монтажной нагрузки, определяемый по табл. 6 [1]

$m_n = 1,2$ (расчет только на прочность).

Внимание:

при сплошном или разреженном настиле с расстоянием между осями досок не более 150 мм нагрузка от сосредоточенного груза передается двум доскам, а при расстоянии более 150 мм - одной доске;

при двойном настиле (рабочем и защитном, направленном под углом к рабочему) сосредоточенный груз принимают распределенным на ширину 500 мм рабочего настила, т.е. на ширине 1 м действует сила, равная:

$$N^P = \frac{P \cdot 1,2}{0,5}$$

Подсчет нагрузок на настилы производится в соответствии со СП 20.13330.2011 “Нагрузки и воздействия” [2].

Нормативное значение снеговой нагрузки на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия определяется по формуле:

$$S = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2400 = 1680 \text{ Н/м}^2$$

где $\mu = 1,0$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие в соответствии с п.10.4 и приложением Г [2];

c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытия здания, принимаемый в соответствии с п.10.5[2];

c_t – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с п.10.10[2];

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,4 для снеговой нагрузки (п.10.12[2]);

S_g – веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли для г. Богородска, расположенного в IV снеговом районе по табл.10.1[2]

Полное расчетное значение снеговой нагрузки определяется умножением расчетного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , равный 1,4 для снеговой нагрузки (п.10.12[2]);

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 1680 \cdot 1,4 = 2352 \text{ Н/м}^2$$

Сбор нагрузок на настил производится в табличной форме (таблица 2.1).

Внимание: в нашем примере рабочий настил расположен вдоль ската кровли, что не является обычным случаем, и поэтому работает от вертикальной нагрузки на изгиб со сжатием. Однако, защитный настил, образуя жесткий диск в плоскости ската, воспринимает на себя скатную составляющую вертикальной нагрузки, поэтому рабочий настил можно рассчитывать только на изгиб от нормальной составляющей полной нагрузки, действующей на покрытие.

Таблица 2.1

Сбор нагрузок на настил

	Конструктивные элементы и нагрузки	Нормативная нагрузка, Па	γ_f	Расчетная нагрузка, Па
1. Постоянные нагрузки				
1.1	Гибкая черепица (катепал) по подоснове	120	1,3	156
1.2	Защитный настил из досок толщиной $\delta_{з.н.}=25$ мм. $\delta_{з.н.} \cdot \rho \cdot g = 0,025 \cdot 500 \cdot 10$	125	1,1	137,5
1.3	Рабочий настил из досок толщиной $\delta_{р.н.}=25$ мм. $\delta_{р.н.} \cdot \rho \cdot g = 0,025 \cdot 500 \cdot 10$	125	1,1	137,5
1.4	Итого постоянная нагрузка на рабочий настил:	$g_{\Pi}^H = 370$	---	$g_{\Pi} = 431$
1.5	Итого нормальная составляющая постоянной нагрузки к плоскости покрытия: $g_{\Pi, \alpha} = g_{\Pi} \cdot \cos 14,26^{\circ}$	$g_{\Pi, \alpha}^H = 359$	---	$g_{\Pi, \alpha} = 418$
2. Временные нагрузки				
2.1	Полное значение снеговой нагрузки, S	1680	1,4	2352
2.2	Итого нормальная составляющая снеговой нагрузки к плоскости покрытия $S_{\alpha} = S \cdot \cos^2 14,26^{\circ}$	1578		2209
2.3	Полное значение длительной доли нормальной составляющей нормативной нагрузки, $g_{дл.н} = g_H + k \cdot S_H$	$359 + 1578 \cdot 0,7 = 1463,6$		
<p>Примечания:</p> <p>В п. 1.1 - 60Па – вес одного слоя кровельного материала;</p> <p>В п. 1.2 и 1.3 $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ – плотность древесины сосны согласно приложению Д для класса эксплуатации 2[1]</p> <p>$\delta_{з.н.}$- толщина досок защитного настила; $\delta_{р.н.}$ – толщина досок рабочего настила;</p>				

2.3.3 Расчет рабочего настила на первое сочетание нагрузок от нормальной составляющей нагрузки

Полная линейная расчетная нагрузка на рабочий настил

$$g_1 = (S + g_n) \cdot b_n \cdot \gamma_n = (2209 + 418) \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 2627 \text{ Н/м},$$

где: $\gamma_n = 1,0$ - коэффициент надежности по ответственности, принимаемый по табл. 2 СТО 36554501-014-2008 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения» [4].

Принимаем шаг расстановки прогонов $B_{пр} = 2,0$ м. Тогда расчетный изгибающий момент в настиле от первого сочетания нагрузок составит

$$M_1 = \frac{g_1 \cdot B_{пр}^2}{8} = \frac{2627 \cdot 2,0^2}{8} = 1313,5 \text{ Нм}.$$

Геометрические характеристики поперечного сечения рабочего настила шириной $b_n = 100$ см и толщиной $\delta_{р.н.} = 2,5$ см:

момент сопротивления

$$W = \frac{b_n \cdot \delta_{р.н.}^2}{6} = \frac{100 \cdot 2,5^2}{6} \cdot 10^{-6} = 104 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3;$$

момент инерции

$$J = \frac{b_n \cdot \delta_{р.н.}^3}{12} = \frac{100 \cdot 2,5^3}{12} \cdot 10^{-8} = 130 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

Проверка прочности настила по нормальным напряжениям

$$\frac{M_1}{W} = \frac{1313,5}{104 \cdot 10^{-6}} = 12,63 \text{ МПа} < R_u = 13,00 \text{ МПа},$$

где: $R_u = 13$ МПа – расчетное сопротивление изгибу для элементов настила под кровлю из древесины 3-го сорта согласно примечанию 5, табл.3 [1].

Полная линейная нормативная нагрузка на рабочий настил

$$g_n = g_{дл.н} \cdot b_n \cdot \gamma_n = 1463,6 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1463,6 \text{ Н/м}.$$

Прогиб настила определяется как для двухпролетной неразрезной балки из выражения:

$$f = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{g_n \cdot B_{пр}^4}{E \cdot J} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{1463,6 \cdot 2,0^4}{10^{10} \cdot 130 \cdot 10^{-8}} = 0,01 \text{ м}.$$

где: $E = 10^{10}$ Па – модуль упругости древесины при расчете конструкций по предельному состоянию второй группы согласно п. 5.3 [1]. При расчете по прогибам должно выполняться условие

$$f \leq f_u,$$

где: f_u – предельно допустимый прогиб, определяемый по табл. Е1 [2].

$f_u = \frac{1}{135}l$ - предельный прогиб для пролета, равного 2,0 м, определяется по интерполяции между значениями $f_u = \frac{1}{120}l$ (для 1,0 м) и

$f_u = \frac{1}{150}l$ (для 3,0 м).

Следовательно

$$f = 0,0100 \text{ м} \leq f_u = 0,0148 \text{ м}$$

Таким образом, жесткость и прочность рабочего настила от первого сочетания нагрузок обеспечена.

2.3.4 Расчет рабочего настила на второе сочетание нагрузок от нормальной составляющей нагрузки

Как уже отмечалось, при двойном настиле сосредоточенный груз принимается распределенным на ширину 0,5 м; на полосу шириной 1,0 м формально действовала бы нагрузка в два раза больше, т.е.

$$N^P = \frac{N \cdot 1,2}{0,5} = \frac{1000 \cdot 1,2}{0,5} = 2400 \text{ Н.}$$

Расчетная линейная нагрузка на 1 п.м. настила от действия только постоянной нагрузки:

$$g_2 = g_n \cdot b_n \cdot \gamma_n = 418 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 418 \text{ Н / м.}$$

Расчетный изгибающий момент в настиле от второго сочетания нагрузок определяется по формуле:

$$\begin{aligned} M_2 &= 0,0703 \cdot g_2 \cdot B_{np}^2 + 0,207 \cdot N^P \cdot B_{np} = \\ &= 0,0703 \cdot 418 \cdot 2,0^2 + 0,207 \cdot 2400 \cdot 2,0 = 1111,14 \text{ Нм.} \end{aligned}$$

Проверка прочности настила по нормальным напряжениям

$$\frac{M_2}{W} = \frac{1111,14}{104 \cdot 10^{-6}} = 2,09 \text{ МПа} < R_u \cdot m_n = 13 \cdot 1,2 = 15,6 \text{ МПа,}$$

где: $m_n = 1,2$ – коэффициент, учитывающий кратковременность монтажной нагрузки N^P , определяемый по табл. 8 [1].

Прочность настила от второго сочетания нагрузок обеспечена.

2.4. Расчет прогонов покрытия

2.4.1. Выбор сорта, влажности и расчетных сопротивлений древесины

Принимаем согласно заданию для прогонов древесину сосны второго сорта по ГОСТ 8486.

Класс условий эксплуатации – 2.2. Для этих условий максимально допустимая влажность не клееной древесины составляет 15%.

Расчетные сопротивления древесины сосны 2-го сорта назначаем согласно таблице 3 с учетом необходимых коэффициентов условий работы по п.5.2[1].

Выпишем из таблицы 3 СП 64.13330.2011 табличные значения расчётных сопротивлений, перемножим их на коэффициенты условий работы для проектируемых конструкций и сведём их в таблицу 2.2.

Таблица 2.2 – Расчётные сопротивления древесины сосны 2 сорта.

Конструктивные элементы и виды напряженного состояния	Значения табличного расчетного сопротивления, МПа	Коэффициенты условий работы	Расчетное сопротивление, МПа
Элементы прямоугольного сечения шириной до 11 см при высоте сечения до 50 см	$R_{и}=13,0$	$m_{п}=1; m_{в}=1$ $m_{д}=1; m_{т}=1$ $m_{а}=1$	13,00

2.4.2. Сбор нагрузок на прогоны.

Неразрезные спаренные прогоны проектируются из двух досок, поставленных на ребро, со стыками в разбежку, расположенными на расстоянии $a=0,21l$ от оси опор и рассчитываются по равнопрогибной схеме (рис. 2.4). Здесь

l – пролет прогонов, равный шагу ферм $B = 5,0$ м.

При расстоянии между прогонами $B_{пр} = 2,0$ м, линейные нагрузки на прогон составят:

нормативная

$$g_{пр}^н = g_n \cdot B_{пр} \cdot \gamma_n = (1578 + 359) \cdot 2,0 \cdot 1,0 = 3874 \text{ Н / м};$$

расчетная

$$g_{пр} = g \cdot B_{пр} \cdot \gamma_n = (2209 + 418) \cdot 2,0 \cdot 1,0 = 5254 \text{ Н / м}.$$

Расчетный (то есть максимальный) изгибающий момент в неразрезных прогонах, выполненных по равнопрогибной схеме, находится на средних опорах и равен:

$$M_{\text{оп}} = \frac{g_{\text{пр}} \cdot l^2}{12} = \frac{5254 \cdot 5^2}{12} = 10945,8 \text{ Нм.}$$

На второй от торца здания опоре изгибающий момент при равных пролетах равен:

$$M_{\text{оп}} = \frac{g_{\text{пр}} \cdot l^2}{10} = \frac{5254 \cdot 5^2}{10} = 13135 \text{ Нм.}$$

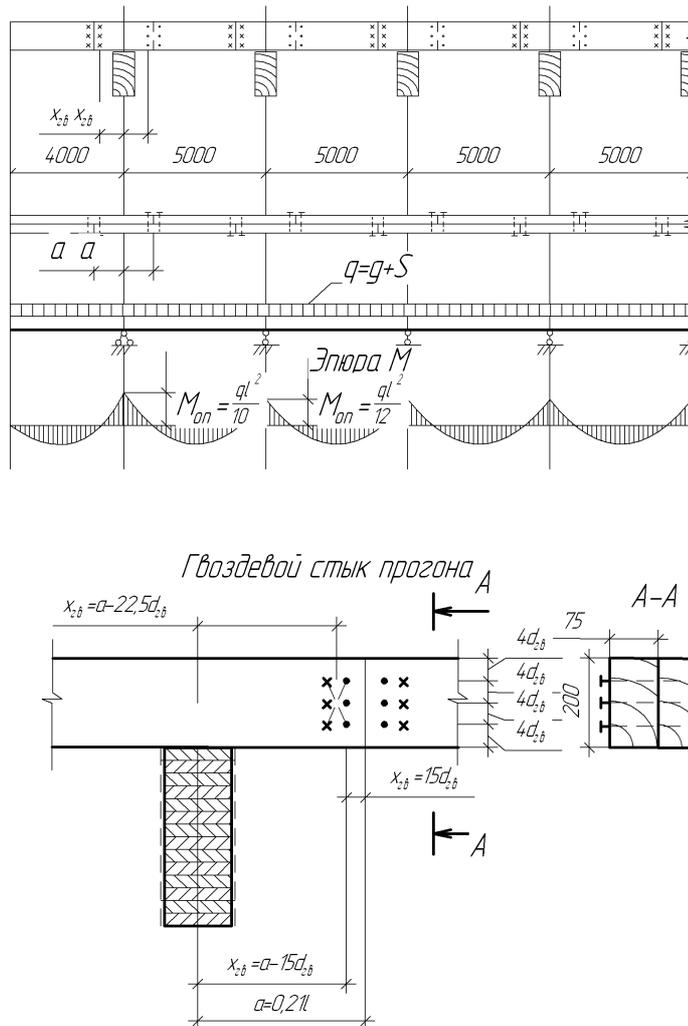


Рисунок 2.4 Общий вид и расчетная схема спаренных прогонов из досок.

С целью уравнивания моментов на всех опорах уменьшаем крайний пролет до 4,0 м.

Задавшись толщиной досок прогона $b = 75$ мм (Приложение 1), по табл.3 [1] определяем расчетное сопротивление древесины сосны изгибу, которое согласно п.1 табл.3 равно $R_u = 13 \text{ МПа} = 13 \cdot 10^6 \text{ Па}$.

Определяем требуемый момент сопротивления поперечного сечения прогона в средних опорах:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{оп}}}{R_u} = \frac{10945,8}{13 \cdot 10^6} = 0,000842 \text{ м}^3.$$

Определяем требуемый момент сопротивления поперечного сечения над второй опорой от начала прогона:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{оп}}}{R_u} = \frac{8406,4}{13 \cdot 10^6} = 0,00065 \text{ м}^3.$$

Тогда требуемая высота поперечного сечения прогона составит:

$$h_{\text{тр}} = \sqrt{\frac{6W_{\text{тр}}}{2b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,000842}{2 \cdot 0,075}} = 0,184 \text{ м}.$$

Согласно существующего сортамента пиломатериалов по ГОСТ 24454 (Приложение 1) komponуем сечение прогона из двух досок размерами каждая $b \times h_{\text{тр}} = 75 \times 200 \text{ мм}$.

Фактический момент инерции полученного поперечного сечения прогона равен

$$J = 2 \left(\frac{b \cdot h_{\text{тр}}^3}{12} \right) = 2 \left(\frac{7,5 \cdot 20^3}{12} \right) \cdot 10^{-8} = 10000 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4 = 1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Значение прогиба прогона определяется по формуле:

$$f = \frac{1}{384} \cdot \frac{g_{\text{пр}}^{\text{н}} \cdot l^4}{E \cdot J} = \frac{1}{384} \cdot \frac{3878 \cdot 5^4}{10^{10} \cdot 1 \cdot 10^{-4}} = 0,006 \text{ м}.$$

Согласно табл. Е1 [2] (см. табл. 2.3) при пролете $l = 5,0 \text{ м}$ предельно допустимый прогиб равен

$$f_u = l/183 = 5/183 = 0,027 \text{ м}.$$

Таблица 2.3.

Пролет балки	Вертикальные предельные прогибы
3	$l/150$
5	$l/183$
6	$l/200$

Следовательно, условие жесткости прогона $f \leq f_u$ обеспечено.

Расчетная линейная нагрузка от собственного веса прогона

$$g_{\text{св}} = 2 \cdot b \cdot h_{\text{пр}} \cdot \rho \cdot g \cdot \gamma_f = 2 \cdot 0,075 \cdot 0,2 \cdot 500 \cdot 10 \cdot 1,1 = 165,0 \text{ Н/м}.$$

Линейная нагрузка на прогон с учетом собственного веса:

$$g'_{\text{пр}} = g_{\text{пр}} + g_{\text{св}} = 5254 + 165,0 \cdot \cos 14,26^\circ = 5413,92 \text{ Н/м.}$$

Расчетный изгибающий момент:

$$M'_{\text{оп}} = \frac{g'_{\text{пр}} \cdot l^2}{12} = \frac{5413,92 \cdot 5^2}{12} = 11278,99 \text{ Нм.}$$

Момент сопротивления:

$$W = 2 \left(\frac{b \cdot h_{\text{пр}}^2}{6} \right) = 2 \left(\frac{7,5 \cdot 20^2}{6} \right) \cdot 10^{-6} = 1000 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 1 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Проверка прочности прогона по нормальным напряжениям с учетом собственного веса:

$$\frac{M'_{\text{оп}}}{W} = \frac{11278,99}{1000 \cdot 10^{-6}} = 11,28 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа}$$

Прочность прогона обеспечена.

Стыки досок прогона слева и справа от опоры на расстоянии $a = 0,21l$ осуществляются путем прикрепления свободных торцов досок одного слоя к неразрезной доске другого слоя гвоздями, количество которых определяется из условия восприятия половины поперечной силы $Q_{\text{ГВ}}$ в месте стыка, определяемой по формуле

$$Q_{\text{ГВ}} = \frac{M'_{\text{оп}}}{2 \cdot x_{\text{ГВ}}}$$

где $x_{\text{ГВ}}$ - расстояние от опоры до геометрического центра размещения гвоздей, которое принимается равным:

$$x_{\text{ГВ}} = a - S_1 \text{ при однорядной расстановке гвоздей}$$

$$x_{\text{ГВ}} = a - S_1 - \frac{S_1}{2} \text{ при двухрядной расстановке гвоздей}$$

Здесь $d_{\text{ГВ}}$ – диаметр гвоздя; $S_1 = 15d_{\text{ГВ}}$ – расстояние между осями гвоздей вдоль волокон древесины и между осями гвоздей и торцом деревянного элемента при его толщине $s \geq 10d$, а при $s = 4d$ $S_1 = 25d_{\text{ГВ}}$. Для промежуточных значений толщины наименьшее расстояние S_1 определяется по интерполяции. Принимаем для крепления стыков досок гвозди диаметром $d_{\text{ГВ}} = 5$ мм длиной

$l_{\text{ГВ}}=150\text{мм}$, поставленных в один ряд слева и справа от стыка. В данном случае $c=10\text{ см} > 10d=5\text{ см}$.

Определяем значения a и $x_{\text{ГВ}}$:

$$a = 0,21 \cdot 5 = 1,05 \text{ м};$$

$$x_{\text{ГВ}} = 1,05 - 15 \cdot 0,005 = 0,98 \text{ м}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая гвоздями, определяется по формуле:

$$Q_{\text{ГВ}} = \frac{11346,9}{2 \cdot 0,98} = 5789,2 \text{ Н}$$

Глубина защемления гвоздя $a_{\text{ГВ}}$ в древесине досок прогона при их одинаковой толщине ($c = b/2 = 75\text{ мм}$) определяется из следующих условий:

если длина гвоздя $l_{\text{ГВ}}=2c$, то $a_{\text{ГВ}} = c - 1,5d_{\text{ГВ}} - 0,2\text{ см}$

если длина гвоздя $l_{\text{ГВ}} < 2c$, то $a_{\text{ГВ}} = l_{\text{ГВ}} - c - 1,5d_{\text{ГВ}} - 0,2\text{ см}$

где $0,2\text{ см}$ – нормируемый зазор на шов между соединяемыми досками.

При этом расчётная длина защемления гвоздя должна быть не менее $4d_{\text{ГВ}}$, т.е. должно выполняться условие:

$$a_{\text{ГВ}} \geq 4 \cdot d_{\text{ГВ}}$$

Для условий данного проектного решения $l_{\text{ГВ}} = 2 \cdot c = 150\text{ мм}$ и, следовательно, $a_{\text{ГВ}} = 7,5 - 1,5 \cdot 0,5 - 0,2 = 6,55\text{ см} > 4d_{\text{ГВ}} = 4 \cdot 0,5 = 2,0\text{ см}$

Определяется несущая способность одного условного "среза" гвоздя по формулам СП 64.13330.2011 табл. 20 из следующих условий:

из условий изгиба гвоздя

$$T_{\text{и}} = 2,5 \cdot d_{\text{ГВ}}^2 + 0,01 \cdot a_{\text{ГВ}}^2 = 2,5 \cdot 0,5^2 + 0,01 \cdot 6,55^2 = 1,054 \text{ кН} = 1054 \text{ Н}$$

$$T_{\text{и}} = 4 \cdot d_{\text{ГВ}}^2 = 4 \cdot 0,5^2 = 1,0 \text{ кН} = 1000 \text{ Н}$$

из условия смятия древесины в более толстых элементах односрезных соединений

$$T_{\text{см.с}} = 0,35 \cdot c \cdot d_{\text{ГВ}} = 0,35 \cdot 7,5 \cdot 0,5 = 1,31 \text{ кН} = 1310 \text{ Н}$$

из условия смятия древесины в более тонких элементах односрезных соединений

$$T_{\text{см.а}} = k_{\text{н}} \cdot a_{\text{ГВ}} \cdot d_{\text{ГВ}} = 0,37 \cdot 9,05 \cdot 0,5 = 1,674 \text{ кН} = 1674 \text{ Н}$$

Здесь коэффициент $k_n=0,37$ определён по таблице 22[1] в зависимости от отношения:

$$\frac{a_{гв}}{c} = \frac{6,55}{7,5} = 0,87$$

В вышеприведенных четырёх формулах по определению несущей способности одного условного среза гвоздя все размеры подставляются в см, а результат получается в кН.

Расчётная несущая способность гвоздя принимается равной меньшему из всех значений, т.е.

$$T_p = T_{\min} = 1000 \text{ Н}$$

Требуемое количество гвоздей по одну сторону стыка определяется по формуле:

$$n_{гв} = \frac{Q_{гв}}{T_p} = \frac{5789,2}{1000} = 5,8 \text{ шт.}$$

Принимаем 6 гвоздей, поставленных в один ряд с расстоянием от крайнего ряда гвоздей до кромки доски $S_3 = 42 \text{ мм}$ и расстоянием между осями гвоздей поперёк волокон древесины $S_2 = 20 \text{ мм}$. Такая расстановка удовлетворяет требованиям п.7.21[1], согласно которого указанные расстояния должны быть не менее $4d$, т.е:

$$S_2(S_3) \geq 4 \cdot d = 4 \cdot 0,5 = 2,0 \text{ см}$$

2.5. Подбор предварительного сечения колонны

В качестве несущих конструкций покрытия приняты треугольные металлодеревянные фермы с клееным верхним и металлическим нижним поясами. Фермы опираются на клееные деревянные колонны. Размеры поперечного сечения колонн принимаются по предварительным расчетам из условия достижения предельной гибкости $\lambda_{пр}=120$ из выражения:

$$h_k = \frac{\mu \cdot H}{0,289 \cdot \lambda_{пр}} = \frac{2,2 \cdot (5,4 - 0,2)}{0,289 \cdot 120} = 0,33 \text{ м;}$$

$$b_k = \frac{\mu \cdot l_p}{0,289 \cdot \lambda_{пр}} = \frac{1 \cdot (5,4 - 0,2)}{0,289 \cdot 120} = 0,15 \text{ м.}$$

где μ – коэффициент, учитывающий закрепление концов колонны, значения которого принимаются по п.6.23 [1];

$H=5,4 \text{ м}$ – высота помещения от пола до низа конструкции;

$l_p=H=5,4-0,2=5,2 \text{ м}$ – расчетная длина колонны.

Ширина и высота поперечного сечения колонн назначается с учетом существующего сортамента пиломатериалов по ГОСТ 24454-80, припусков на фрезерование пластей досок перед склеиванием и припусков на фрезерование по ширине клееного пакета. Принимаем для изготовления колонн 14 досок шириной 175 мм и толщиной 26 мм (32 мм до острожки). Учитывая последующую чистовую острожку боковых граней колонн устанавливаем размеры поперечного сечения:

$$h_k = 14 \cdot 26 = 364 \text{ мм и } b_k = 175 - 15 = 160 \text{ мм.}$$

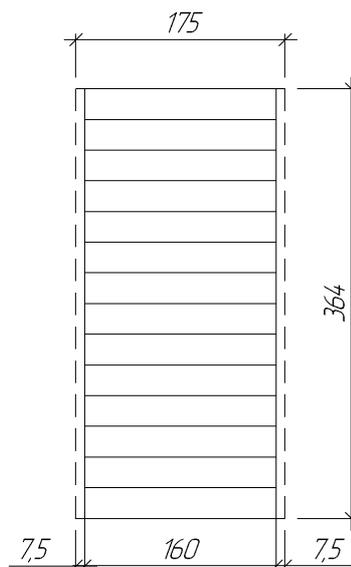


Рисунок 2.5 Сечение колонны

2.6. Расчет и проектирование треугольной металлодеревянной фермы с клееным верхним поясом

2.6.1 Определение общих размеров фермы

Расчетный пролет фермы $l = L - h_k = 18000 - 364 = 17636 \approx 17640$ мм.

Высота фермы назначается из условия ее жесткости с учетом допустимого уклона кровли, принимаемого в зависимости от вида кровельного слоя и строительного подъема.

Строительный подъем для нижнего пояса задаем в соответствии с

п.8.3.6 не менее $f_{стр} = \frac{1}{200} l = \frac{1}{200} \cdot 17640 = 88,2$ мм

Принимаем $f_{стр} = 100$ мм

Высота фермы $h = 2250$ мм (см п 2.3.2).

Длина одного ската верхнего пояса

$$AB = \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + h^2} = \sqrt{\left(\frac{17640}{2}\right)^2 + 2250^2} = 9102 \text{ мм} \approx 9,1 \text{ м.}$$

Расчетная длина элементов фермы:

$$BD = B'D' = (h/2/f_{стр}) / \cos\alpha = 1,025/0,9691 = 1,06 \text{ м.}$$

$$DB = AD = \sqrt{AB^2 + BD^2} = \sqrt{4,55^2 + 1,06^2} = 4,67 \text{ м}$$

$$DD' = 2\sqrt{DB^2 - h^2} = l - 2 \cdot DB \cdot \cos(\arctg(0,1/8,82)) = 17,640 - 2 \cdot 4,67 = 8,3 \text{ м}$$

Геометрическая схема фермы приведена на рисунке 2.6.

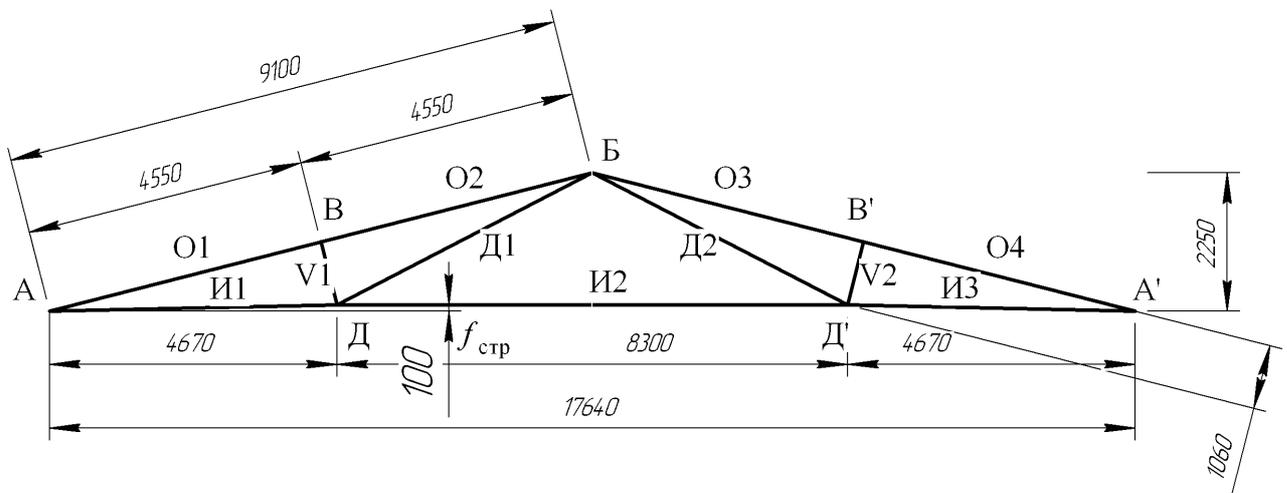


Рисунок 2.6 Геометрическая схема фермы

2.6.2 Выбор сорта, влажности и расчетных сопротивлений древесины, типа и марки клея

Принимаем для деревянных элементов ферм и связей жесткости древесину хвойных пород – сосновые пиломатериалы второго сорта по ГОСТ 8486 и сортамента по ГОСТ 24454-80.

При нормальной постоянной влажности внутри не отапливаемых помещений температурно-влажностные условия эксплуатации конструкций, согласно таблице Д [1] – класс 2.2. Для этих условий максимальная влажность не клееной древесины 15% и клееной – 12%.

Расчетные сопротивления древесины сосны второго сорта назначаем согласно таблице 3 [1] с учетом необходимых коэффициентов условий работы по п.5.2.

Для основных видов напряженного состояния в таблице 2.4 приведены значения расчетных сопротивлений и коэффициентов условий работы.

Таблица 2.4 Расчётные сопротивления древесины сосны второго сорта для элементов фермы

Конструктивные элементы и виды напряженного состояния	Значения табличных расчетных сопротивлений, МПа	Коэффициенты условий работы	Расчетные сопротивления, МПа
Клееный верхний пояс шириной свыше 13 см и высотой сечения свыше 13 до 50 см. Сжатие и смятие вдоль волокон.	$R_c=15,0$	$m_{\Pi}=1,0$ $m_B=1,0$ $m_{сл}=1,05$	15,75
Клееная стойка шириной свыше 13 см и высотой сечения свыше 13 до 50 см. Сжатие и смятие вдоль волокон.	$R_c=15,0$	$m_{\Pi}=1,0$ $m_B=1,0$ $m_{сл}=1,05$	15,75
Клееный верхний пояс. Местное смятие поперек волокон в месте примыкания стойки.	$R_{см.90}=3,0$	$m_{\Pi}=1,0$ $m_B=1,0$	3,00

2.6.3 Определение нагрузок

Нормативная поверхностная нагрузка от собственной массы стропильной фермы со связями может быть определена по эмпирической формуле:

$$g_{\phi}^H = \frac{g^H + S^H}{\frac{K_{с.в.}}{l} - 1} = \frac{455,13 + 1680}{\frac{4}{4 \cdot 17,640} - 1} = 162,09 \text{ Па};$$

где $K_{с.в.} = 4$ – коэффициент собственной массы стропильной фермы с учетом связей.

Расчетная линейная нагрузка на ферму:

постоянная $g = (g_{\Pi} + g_{\phi}^H \cdot \gamma_{f1}) \cdot B = (524,64 + 162,09 \cdot 1,1) \cdot 5 = 3514,7 \text{ Н/м}$

временная; $S = S \cdot B = 2352 \cdot 5 = 11760 \text{ Н/м}$

где $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке для постоянной нагрузки, согласно таблице 7.1 [3];

$B = 5,0$ м – шаг ферм вдоль здания.

Сбор нагрузок производится на горизонтальную проекцию фермы (таблица 2.5)

Таблица 2.5

Сбор нагрузок на ферму

	Конструктивные элементы и нагрузки	Нормативная нагрузка, Па	γ_f	Расчетная нагрузка, Па
1. Постоянные нагрузки				
1.1	Гибкая черепица (катепал) по подоснове	120	1,3	156
1.2	Защитный настил из досок толщиной $\delta_{з.н.}=25$ мм. $\delta_{з.н.} \cdot \rho \cdot g = 0,025 \cdot 500 \cdot 10$	125	1,1	137,5
1.3	Рабочий настил из досок толщиной $\delta_{р.н.}=25$ мм. $\delta_{р.н.} \cdot \rho \cdot g = 0,025 \cdot 500 \cdot 10$	125	1,1	137,5
1.4	Прогоны из 2 досок 75 x 200мм $g_{пр}/(B_{пр} \cdot \cos\alpha) = 165,0/(2 \cdot 0,9691)$	85,13	1,1	93,64
1.5	Итого постоянная нагрузка на ферму:	$g_{п}^H = 455,13$	---	$g_{п} = 524,64$
2. Временные нагрузки				
2.1	Полное значение снеговой нагрузки, S	1680	1,4	2352
2.3	Полное значение длительной доли нормативной нагрузки, $g_{дл.н} = g_H + k \cdot S_H$	$370 + 1680 \cdot 0,7 = 1546$		

Узловая нагрузка определяется как произведение распределенной равномерной нагрузки с грузовой площади, приходящейся на узел, которая равна произведению суммы проекций прилегающих полупанелей на шаг ферм.

Узловая нагрузка в средних узлах стропильной фермы:

постоянная:

$$G = g \cdot (4,550/2 + 4,550/2) \cdot \cos \alpha = 3514,7 \cdot (4,550/2 + 4,550/2) \cdot 0,9691 = 15497,74 \text{ Н} = 15,5 \text{ кН}$$

временная (снеговая):

$$P = 4,55 \cdot \cos \alpha \cdot S = 4,550 \cdot 0,9691 \cdot 11,760 = 51,85 \text{ кН}$$

полная узловая нагрузка:

$$F = G + P = 15,5 + 51,85 = 67,35 \text{ кН.}$$

2.6.4 Определение усилий в элементах фермы

Усилия в элементах фермы определяются путем построения многоугольника сил (диаграммы Максвелла-Кремоны) от единичной узловой нагрузки, расположенной на половине пролета фермы. Полученные значения заносятся в таблицу 2.6. Умножая их на фактические узловые нагрузки (грузовые коэффициенты) находим расчетные усилия в элементах фермы.

Опорные реакции от единичной нагрузки определяются из условий трех уравнений статики:

$$\begin{cases} \sum M_A = 0; \\ \sum M_B = 0; \\ \sum Y = 0. \end{cases}$$

$$\sum M_B = 17,64 \cdot R_A - 0,5 \cdot 17,64 - 1 \cdot (17,64 \cdot 3/4) - 0,5 \cdot (17,64/2) = 0;$$

$$R_A = \frac{0,5 \cdot 17,64 + 1 \cdot (17,64 \cdot 3/4) + 0,5 \cdot (17,64/2)}{17,64} = 1,5 \text{ кН};$$

$$\sum M_A = -17,64 \cdot R_B + 1 \cdot (17,64/4) + 0,5 \cdot (17,64/2) = 0;$$

$$R_B = \frac{1 \cdot (17,64/4) + 0,5 \cdot (17,64/2)}{17,64} = 0,5 \text{ кН};$$

$$\sum Y = R_A + R_B - P - 2 \cdot P/2 = 0;$$

$$\sum Y = 1,5 + 0,5 - 1 - 2 \cdot 0,5 = 0.$$

Усилия в элементах фермы можно определить с использованием расчетного комплекса SCAD. Величина продольных сил в элементах фермы может быть получена в табличной или графической форме (рис. 2.8)

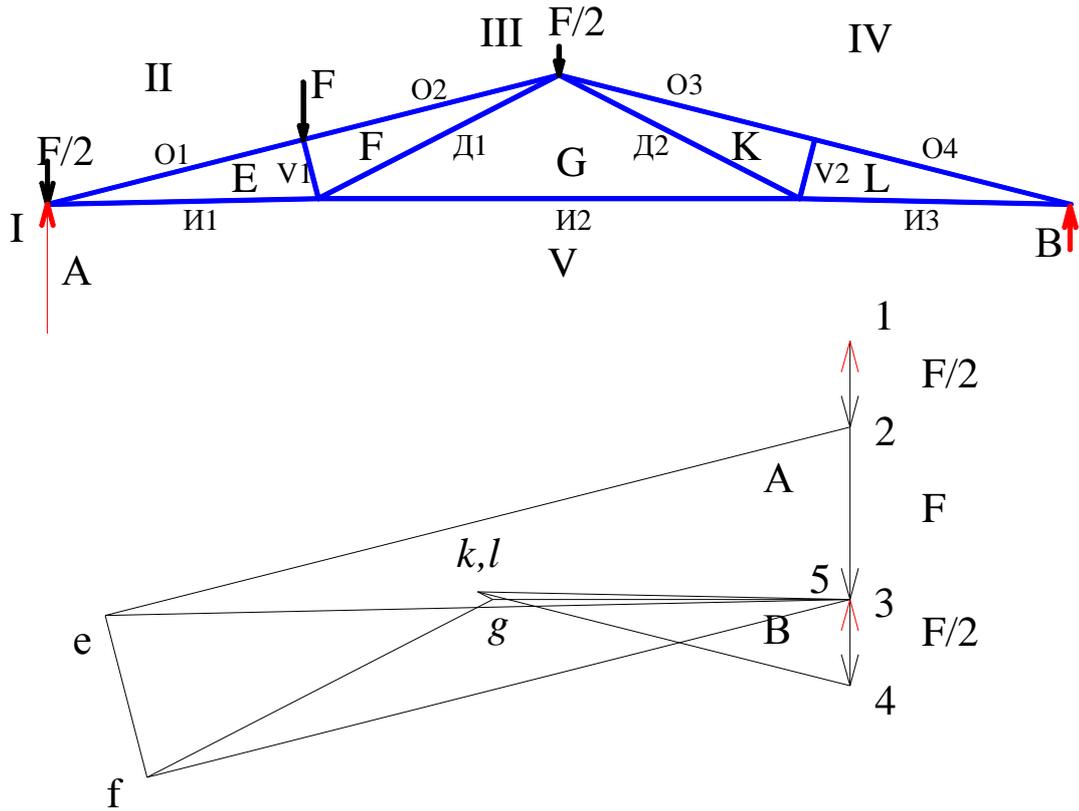


Рисунок 2.7 Диаграмма Максвелла-Кремоны. Графический способ определения усилий

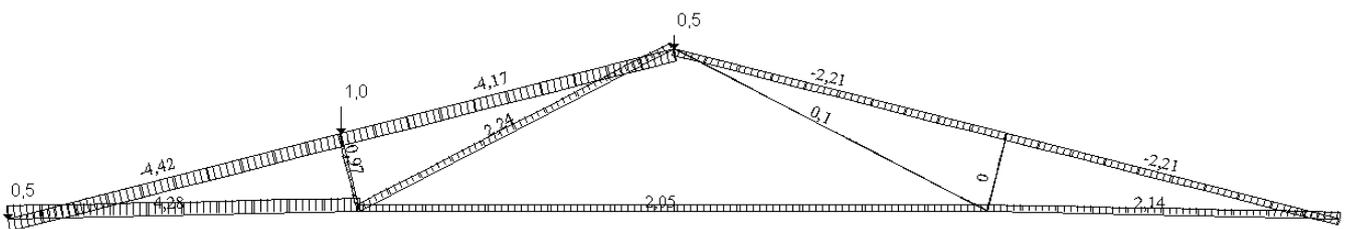


Рисунок 2.8 Определение усилий в ПК SCAD

Таблица 2.6 Усилия в стержнях фермы при различных сочетаниях нагрузок.

Элементы фермы	Обозначения элементов	Стержни	Усилия от единичной нагрузки $F=1$, кН			Усилия от постоянной узловой нагрузки $G=15,5$ кН	Усилия от временной снеговой нагрузки $P=51,85$ кН			Расчётные усилия, кН	
			Слева	Справа	На всём пролёте		Слева	Справа	На всём пролёте	При снеге слева	При снеге на всём пролёте
Верхний пояс	O_1	Е-II	-4,42	-2,21	-6,63	-102,77	-229,18	-114,59	-343,77	-331,94	-446,53
	O_2	Ф-III	-4,17	-2,21	-6,38	-98,89	-216,21	-114,59	-330,80	-315,10	-429,69
	O_3	К-IV	-2,21	-4,17	-6,38	-98,89	-114,59	-216,21	-330,80	-213,48	-429,69
	O_4	Л-IV	-2,21	-4,42	-6,63	-102,77	-114,59	-229,18	-343,77	-217,35	-446,53
Нижний пояс	I_1	Е-V	4,28	2,14	6,42	99,51	221,92	110,96	332,88	321,43	432,39
	I_2	Г-V	2,05	2,05	4,10	63,55	106,29	106,29	212,59	169,84	276,14
	I_3	Л-V	2,14	4,28	6,42	99,51	110,96	221,92	332,88	210,47	432,39
Стойки	V_1	Е-Ф	-0,97	0,00	-0,97	-15,04	-50,29	0,00	-50,29	-65,33	-65,33
	V_2	К-Л	0,00	-0,97	-0,97	-15,04	0,00	-50,29	-50,29	-15,04	-65,33
Раскосы	D_1	Ф-Г	2,24	0,1	2,34	36,27	116,14	5,19	121,33	152,41	157,60
	D_2	Г-К	0,1	2,24	2,34	36,27	5,19	116,14	121,33	41,46	157,60
Опорные реакции	V_A	-	1,5	0,5	2,00	31,00	77,78	25,93	103,70	108,78	134,70
	V_B	-	0,5	1,5	2,00	31,00	25,93	77,78	103,70	56,93	134,70

2.6.5 Подбор сечений деревянных элементов фермы

Верхний пояс

В верхнем поясе действует продольное усилие $O_1=447390$ Н.
 $q=(g+S)=(3514,7+11760)=15274,7$ кН/м.

Для уменьшения положительного момента M_q узлы фермы А, В и Б решены с внецентренным приложением продольной силы, в результате чего в панелях верхнего пояса возникают отрицательные моменты M_N .

Задаёмся сечением верхнего пояса фермы, с учётом сортамента на пиломатериалы по ГОСТ 24454-80, из 15 досок 32×150 мм (до фрезерования).

После фрезерования досок по пластям, с учётом рекомендаций [8], получим слои толщиной $\delta=32-6=26$ мм. Припуски на фрезерование боковых поверхностей элементов длиной до 12 м составляют 15 мм. При этом ширина досок верхнего пояса будет $B=150-15=135$ мм.

Сечение верхнего пояса после механической обработки слоёв по пластям и боковых поверхностей склеенных элементов определится:

$$b \times h = 135 \times (15 \cdot 26) = 135 \times 390 \text{ мм.}$$

Определим минимальную длину площадок смятия в опорном узле А, промежуточном узле В и коньковом узле Б фермы.

Минимальная длина площадки смятия в опорном узле А и промежуточном узле В:

$$c_1 = c_2 = \frac{O_1}{b \cdot R_{cm}} = \frac{446530}{0,135 \cdot 15,75 \cdot 10^6} = 0,210 \text{ м}$$

Длина площадок смятия в коньковом узле Б:

$$c_3 = \frac{O_2}{b \cdot R_{cm14,26}} = \frac{429690}{0,135 \cdot 14,81 \cdot 10^6} = 0,215 \text{ м;}$$

где

$$R_{cm14,26} = \frac{R_{cm}}{1 + \left(\frac{R_{cm}}{R_{cm90^\circ}} - 1 \right) \cdot \sin^3 14,26} = \frac{15,75}{1 + \left(\frac{15,75}{3} - 1 \right) \cdot 0,2464^3} = 14,81 \text{ МПа.}$$

Принимая эксцентриситеты сил в узлах верхнего пояса e_1, e_2, e_3 равными между собой и приравнивая напряжение в сечении пояса по середине и по краям панели (задаваясь $\xi=0,75$), величину рационального эксцентриситета вычислим по формуле:

$$e = \frac{M_q}{O_1 \cdot \left(\xi + \frac{1}{0,81 + 0,19 \cdot \xi} \right)} = \frac{39528,06}{446530 \cdot \left(0,75 + \frac{1}{0,81 + 0,19 \cdot 0,75} \right)} = 0,049 \text{ м;}$$

$$M_q = \frac{q \cdot l_n^2}{8} = \frac{15274,7 \cdot 4,55^2}{8} = 39528,06 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$e_{\max} \frac{1}{4} h_n = \frac{0,390}{4} = 0,097 \text{ м.}$$

Принимаем $e=0,05$ м. При этом длины площадок смятия в каждом узле будут равны 290 мм (рисунок 2.8)

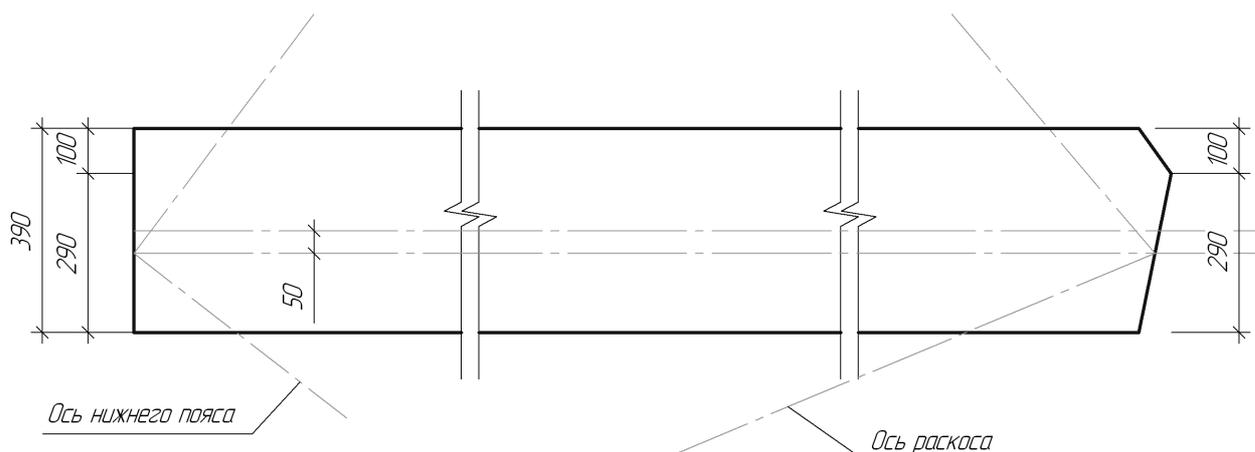


Рисунок 2.8 Определение эксцентриситетов ($e_1; e_2; e_3$) продольного усилия в верхнем поясе.

Для принятого сечения верхнего пояса 135×390 мм расчётная площадь:

$$F_{\text{расч}} = 0,135 \cdot 0,390 = 0,0527 \text{ м}^2.$$

Расчётный момент сопротивления площади сечения определится:

$$W_{\text{расч}} = b \cdot h^2 / 6 = 0,135 \cdot 0,390^2 / 6 = 0,0034 \text{ м}^3.$$

Гибкость пояса в плоскости фермы:

$$\lambda_x = l_0 / r_x = \frac{4,55}{0,289 \cdot 0,390} = 40,37$$

Проверяем верхний пояс на прочность, как сжато-изгибаемый элемент при полном загрузении его постоянной и временной снеговой нагрузкой по формуле:

$$\frac{O_1}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_o}{W_{\text{расч}}} \leq R_c$$

Здесь $R_c = 15,75$ МПа – расчетное сопротивление древесины второго сорта сжатию согласно таблице 3[1].

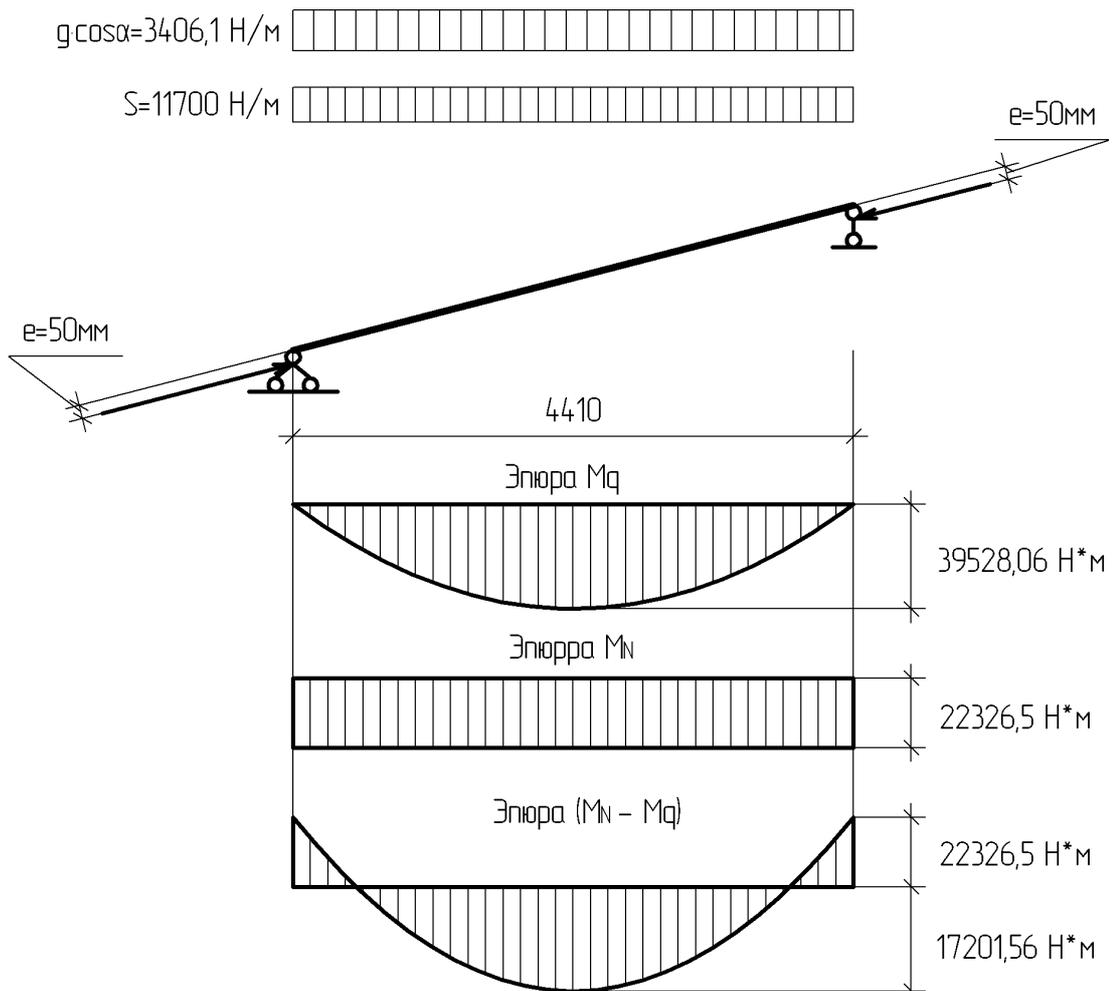


Рисунок 2.9 Расчетная схема верхнего пояса фермы

Величина M_δ в соответствии с расчётной схемой, приведённой на рисунке 2.9, определяется из выражения:

$$M_\delta = M_{\delta 1} - M_{\delta 2} = \frac{M_q}{\xi} - \frac{M_N}{\kappa_H \cdot \xi} = \frac{1}{\xi} \cdot \left(M_q - \frac{M_N}{\kappa_H} \right),$$

$$\text{где } \xi = 1 - \frac{\lambda_x^2 \cdot O_1}{3000 \cdot R_c \cdot F_{\text{бр}}} = 1 - \frac{40,37^2 \cdot 446530}{3000 \cdot 15,75 \cdot 10^6 \cdot 0,0527} = 0,708;$$

$$\kappa_H = 0,81 + 0,19 \cdot \xi = 0,81 + 0,19 \cdot 0,708 = 0,944;$$

$$M_N = 446530 \cdot 0,05 = 22326,5 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

$$M_\delta = \frac{1}{0,708} \cdot \left(39528,06 - \frac{22326,5}{0,944} \right) = 22425,29 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

$$\begin{aligned} \frac{O_1}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_\delta}{W_{\text{расч}}} &= \frac{446530}{0,0527} + \frac{22425,29}{0,0034} = 8473055,03 \text{ Па} + 6595674,07 \text{ Па} = \\ &= 8,47 \text{ МПа} + 6,60 \text{ МПа} = 15,07 \text{ МПа} < R_c = 15,75 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

т.е. условие прочности выполняется.

При одностороннем загрузении снегом слева продольное усилие в верхнем поясе $O_1=331940$ Н.

Изгибающий момент от продольной силы равен:

$$M_N=331940 \cdot 0,05=16597 \text{ Нм.}$$

$$\xi = 1 - \frac{\lambda_x^2 \cdot O_1}{3000 \cdot R_c \cdot F_{бр}} = 1 - \frac{40,37^2 \cdot 331940}{3000 \cdot 15,75 \cdot 10^6 \cdot 0,0527} = 0,783;$$

$$\kappa_H=0,81+0,19 \cdot \xi=0,81+0,19 \cdot 0,783=0,959;$$

$$M_\delta = \frac{1}{\xi} \cdot \left(M_q - \frac{M_N}{\kappa_H} \right) = \frac{1}{0,783} \cdot \left(39528,06 - \frac{16597}{0,959} \right) = 28379,94 \text{ Нм.}$$

Напряжение в верхнем поясе определится по формуле:

$$\begin{aligned} \frac{O_1}{F_{расч}} + \frac{M_\delta}{W_{расч}} &= \frac{331940}{0,0527} + \frac{28379,94}{0,0034} = 6298671,73 \text{ Па} + 8347040,29 \text{ Па} = \\ &= 14,65 \cdot 10^6 \text{ Па} = 14,65 \text{ МПа} < R_c = 15,75 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

т.е. условие прочности выполняется.

Согласно п. 8.24. [1] в клееных сжато-изгибаемых элементах допускается сочетать древесину двух сортов, используя в крайних зонах на высоте поперечного сечения не менее $0,17h$ более высокий сорт пиломатериала. Ввиду малой высоты сечения принимаем все сечение из древесины 2 сорта.

Компоновка поперечного сечения панелей верхнего пояса показана на рисунке 2.10.

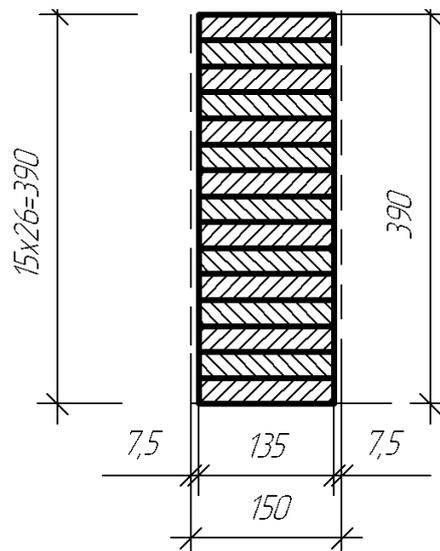


Рисунок 2.10 Компоновка поперечного сечения верхнего пояса фермы.

Расчёт панелей верхнего пояса фермы на устойчивость плоской формы деформирования не производим по двум причинам: во-первых, прогоны связывают последние по всей длине и раскрепляют сжатую кромку; а во-вторых, соотношение высоты и ширины сечения меньше 5,0.

Сама конструкция покрытия, состоящая из прогонов и двойного дощатого настила, является геометрически неизменяемой системой.

Стойка ВД

Ширину поперечного сечения стойки принимаем равной ширине верхнего пояса – 135 мм.

Из условия смятия древесины поперёк волокон определим высоту сечения стойки:

$$h = \frac{V}{b \cdot R_{см\ 90}} = \frac{65330}{0,135 \cdot 3,0 \cdot 10^6} = 0,161 \text{ м,}$$

где $R_{см\ 90}=3,0$ МПа – расчётное сопротивление древесины смятию поперёк волокон в узловых примыканиях элементов.

Принимаем сечение стойки $135 \times (7 \cdot 26) = 135 \times 182$ мм.

Для принятого сечения стойки 135×182 мм площадь сечения:

$$F_{расч} = 0,135 \cdot 0,182 = 0,0246 \text{ м}^2.$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r_{\min}} = \frac{1,06}{0,289 \cdot 0,182} = 20,15 < 70;$$

$$\varphi = 1 - 0,8(\lambda / 100)^2 = 1 - 0,8\left(\frac{20,15}{100}\right)^2 = 0,968.$$

Проверяем стойку на устойчивость:

$$\frac{V_1}{\varphi \cdot F_{расч}} = \frac{65330}{0,968 \cdot 0,0246} = 2743482,5 = 2,74 \text{ МПа} < R_c = 15,57 \text{ МПа}.$$

2.6.6 Выбор марок сталей для стальных элементов фермы, расчётных сопротивлений стали и сварных соединений

В зависимости от степени ответственности, а также от условий эксплуатации согласно приложению В [3] проектируемая ферма относится к группе 2. Согласно таблице В1[3] для климатического района П4, к которому относится г. Богородск, принимаем для элементов узловых соединений листовую сталь по ГОСТ 27772-88 марки С245 с расчётным сопротивлением растяжению, сжатию и изгибу по пределу текучести $R_y=240$ МПа (при толщине до 20 мм).

Для растянутых элементов АД; А'Д'; ДБ; Д'Б; ЕД' принимаем горячекатаную сталь периодического профиля по ГОСТ 5781-82 класса А300. Расчётное сопротивление растяжению арматурной стали класса А300(А-II) $R_s=270$ МПа.

Растянутые элементы фермы, имеющие концевую резьбу, по характеру работы могут быть отнесены к одноболтовым соединениям, работающим на растяжение.

Согласно таблице Г3 [3] принимаем класс прочности 8.8, для которого по таблице Г5 [3] находим расчётное сопротивление $R_{bt}=450$ МПа.

Для определения расчётных сопротивлений угловых швов срезом по металлу шва и металла по границе сплавления по таблице Г1 [3] с учетом группы конструкции, климатического района и свариваемых марок стали выбираем типы электродов по ГОСТ 9467-75*:

Э42А или Э46А для стали С245 и для арматурных стержней А300(А-II).

Выбранным типам электродов, согласно таблице Г2 [3], соответствуют расчётные сопротивления угловых швов срезом по металлу шва:

Э42А - $R_{wf}=180$ МПа;

Э46А - $R_{wf}=200$ МПа;

Расчётное сопротивление угловых швов срезом по металлу границы сплавления определяем по таблице 4 [3]:

$R_{wz}=0,45 \cdot R_{un}=0,45 \cdot 370=166,5$ МПа.

Согласно п. 14.1.8 [3] для сварных элементов из стали с пределом текучести до 285 МПа следует применять электроды, для которых должно выполняться условие:

$$1,1 \cdot R_{wz} < R_{wf} < R_{wz} \cdot \frac{\beta_z}{\beta_f}$$

где $\beta_z=1,0$ и $\beta_f=0,7$ - коэффициенты, принимаемые по таблице 39 [3].

Э42А - $1,1 \cdot 166,5 < 180 < 166,5 \cdot 1/0,7$ (МПа)

$183,15 > 180 < 237,9$ (МПа) - условие не выполняется;

Э46А - $183,15 < 200 < 237,9$ (МПа) - условие выполняется;

Таким образом, для свариваемых элементов угловыми швами применяем электроды Э46А .

2.6.7 Подбор сечения стальных элементов фермы

Опорная панель А-Д

Опорную панель нижнего пояса А-Д принимаем из двух стержней арматурной стали класса А300 (А-II). Растягивающее усилие в этой панели $I_1 = 432390$ Н.

Требуемая площадь двух стержней с учётом коэффициента $m=0,85$, учитывающего неравномерность распределения усилий между стержнями:

$$F = \frac{I_1}{R_s \cdot m} = \frac{432390}{270 \cdot 10^6 \cdot 0,85} = 18,84 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 18,84 \text{ см}^2$$

принимаем два стержня диаметром 36 мм с $F = 20,36 \text{ см}^2$

$$20,36 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 > 18,84 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

Панель нижнего пояса Д-Д'

Панель нижнего пояса Д-Д' принимаем из трёх стержней арматурной стали класса А300 (А-II), между которыми сварены концевые стержни из арматурной стали с нарезкой на концах (рисунок 11 а)

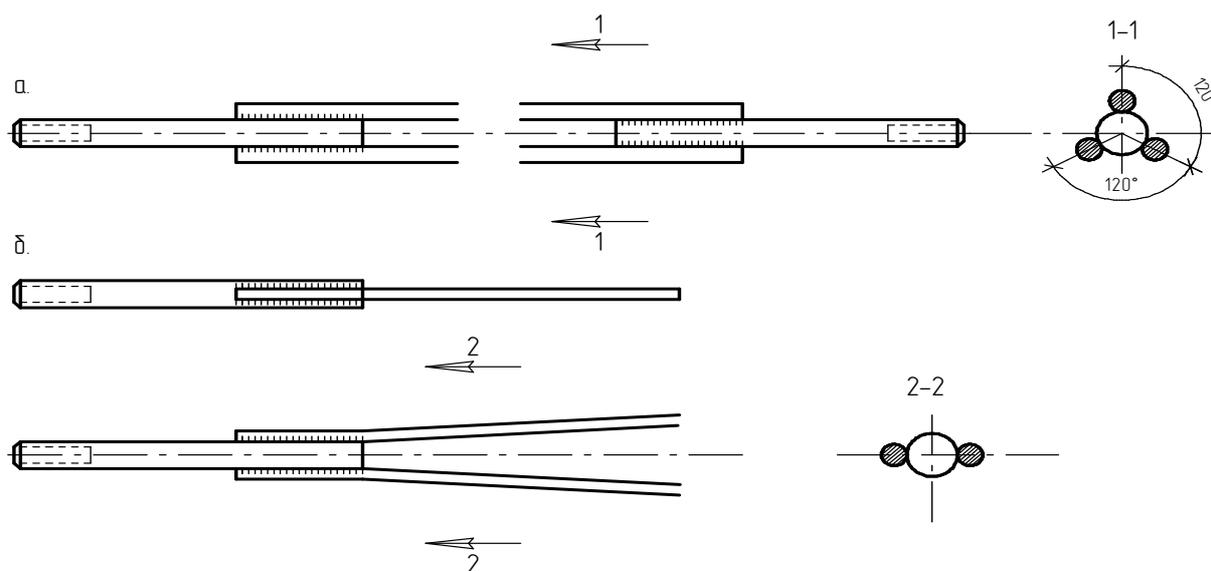


Рисунок 2.11 Стальные элементы фермы
а - панель Д – Д; б - панель Д – Б.

Растягивающее усилие в панели Д-Д' - $I_2 = 276140$ Н. Требуемая площадь трёх стержней:

$$F = \frac{I_2}{R_s \cdot m} = \frac{276140}{270 \cdot 10^6 \cdot 0,85} = 12,03 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 12,03 \text{ см}^2$$

принимаем 3 диаметром 25 мм с

$$F = 14,73 \text{ см}^2 > 12,03 \text{ см}^2$$

Требуемая площадь нетто концевых стержней:

$$F = \frac{I_2}{R_{bt}} = \frac{276140}{450 \cdot 10^6} = 6,14 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 6,14 \text{ см}^2$$

Принимаем диаметр стержня 28 мм с $F = 6,158 \text{ см}^2 > 6,14 \text{ см}^2$.

Раскос Д – Б

Раскос Д-Б принимаем из двух стержней арматурной стали класса А300 (А-II) с вваренным с одной стороны концевым стержнем из арматурной стали класса А300 (А-II) с нарезкой на конце (рисунок 2.11 б)

Растягивающее усилие в раскосе $D_1 = 157600 \text{ Н}$. Требуемая площадь 2-х стержней:

$$F = \frac{D_1}{R_s \cdot m} = \frac{157600}{270 \cdot 10^6 \cdot 0,85} = 6,87 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 6,87 \text{ см}^2$$

принимаем два стержня диаметром 22 мм

$$F = 7,60 \text{ см}^2 > 6,87 \text{ см}^2$$

Требуемая площадь нетто концевого стержня:

$$F = \frac{D_1}{R_{bt}} = \frac{157600}{450 \cdot 10^6} = 3,50 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 3,50 \text{ см}^2$$

принимаем диаметр стержня 22 мм с $F = 3,80 \text{ см}^2 > 3,50 \text{ см}^2$.

2.6.8 Расчёт узлов фермы

Опорный узел

Опираение фермы на колонну и соединение верхнего пояса с нижним в опорных узлах производится при помощи стальных сварных башмаков (рисунок 2.12).

Верхний пояс фермы упирается в плиту, которая приваривается к вертикальным фасонкам и диафрагме. Фасонки и диафрагма свариваются с горизонтальной опорной плитой. Ветви нижнего пояса привариваются к фасонкам.

Требуемая площадь опорной плиты из условия передачи ею реакции опоры фермы на клееные деревянные колонны:

$$F_{пл}^T = \frac{V_A}{R_{см90}} = \frac{134700}{3,0 \cdot 10^6} = 0,045 \text{ м}^2$$

где $R_{см} = 3,0 \text{ МПа}$ - расчётное сопротивление дерева смятию.

С учётом отверстий для анкеров конструктивно принимаем ширину опорной плиты 150 мм и длину её 350 мм.

При этом площадь опорной плиты:

$$F_{оп.ф} = 0,15 \cdot 0,35 = 0,053 \text{ м}^2 > 0,041 \text{ м}^2$$

Толщину опорной плиты определим из условия прочности на изгиб по сечению 1-1 консольного участка.

Изгибающий момент в полосе плиты единичной ширины в сечении 1-1 определится:

$$M = \frac{\delta_{\text{см}} \cdot a^2}{2} = \frac{2,55 \cdot 10^6 \cdot 0,0975^2}{2} = 12120,47 \text{ Нм}$$

где

$$\delta_{\text{см}} = \frac{V_A}{F_{\text{оп}}} = \frac{134960}{0,053} = 2,55 \text{ МПа.}$$

Момент сопротивления полосы плиты:

$$W_{\text{пл}} = \frac{1 \cdot \delta^2}{6}.$$

Из условия прочности требуемый момент сопротивления площади плиты:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c}$$

Приравняв $W_{\text{тр}} = W_{\text{пл}}$ получим:

$$\delta = \sqrt{\frac{6M}{1 \cdot R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 12120,47}{1 \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1,2}} = 0,0158 \text{ м}$$

Принимаем толщину плиты 16 мм.

Толщина плиты (рисунок 2.12) определяется из условия прочности на изгиб, рассматривая плиту единичной ширины.

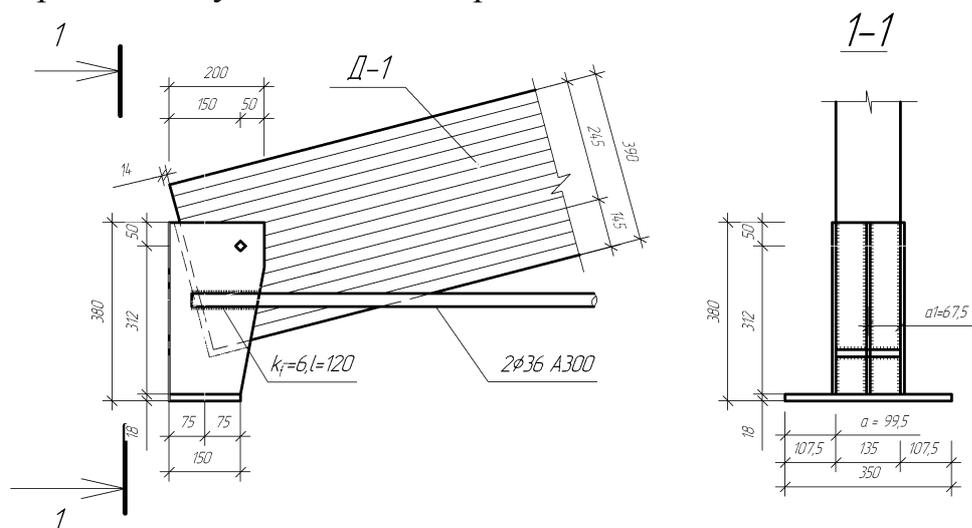


Рисунок 2.12 – Опорный узел фермы.

Изгибающий момент в плите:

$$M = \frac{q \cdot a_1^2}{8} = \frac{11,41 \cdot 10^6 \cdot 0,068^2}{8} = 6594,98 \text{ Нм}$$

где:

$$q = \sigma_{\text{см}} = \frac{O_1}{F} = \frac{446530}{0,135 \cdot 0,290} = 11,41 \text{ МПа}$$

Толщина плиты определится по формуле:

$$\delta = \sqrt{\frac{6M}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 6594,98}{240 \cdot 10^6 \cdot 1,0}} = 0,013 \text{ м}$$

Принимаем толщину плиты 14 мм.

Круглые стержни панели АД привариваются к фасонкам (рисунок 2.12.) четырьмя угловыми швами, которые должны воспринимать растягивающее усилие в нижнем поясе $I_1 = 432390 \text{ Н}$

Расчетная длина сварного шва определяется из условия на срез согласно п.14.1.16 [3] по одному из двух сечений - по металлу шва или металлу границы сплавления.

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} = \frac{0,7 \cdot 200}{1,0 \cdot 166,5} = 0,84 < 1$$

Расчет ведем по металлу шва потому, что выше полученная величина меньше единицы.

Максимальный катет шва при сварке листа и круглого стержня:

$$k_f = 1,2 \cdot \delta = 1,2 \cdot 12 = 14,4 \text{ мм.}$$

Учитывая, что угловой шов накладывается на закругленную поверхность катет шва не должен превышать 0,9 толщины круглого профиля $k_f \leq 0,9 \cdot 36 = 32,4 \text{ мм.}$

Принимаем $k_f = 16 \text{ мм.}$

Расчётная длина шва по металлу шва определится по формуле 176 [3]:

$$l_w = \frac{I_1}{4 \cdot R_{wf} \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot \gamma_c} = \frac{432390}{4 \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 0,7 \cdot 0,016 \cdot 1,0} = 0,048 \text{ м} = 48 \text{ мм}$$

где $\gamma_c = 1,0$ - коэффициент условий работы узла конструкции принимаемый по таблице 1[3].

Принимаем длину каждого шва конструктивно 120 мм.

Промежуточный узел нижнего пояса

В этом узле соединяются четыре элемента фермы: опорная и центральная панель нижнего пояса, стойка и раскос.

$$I_x = \left(\frac{1,0 \cdot 6,0^3}{12} + 6,0 \cdot 1,0 \cdot (5,63 - 3,0)^2 \right) + \left(\frac{18,2 \cdot 1,0^3}{12} + 18,2 \cdot 1,0 \cdot (6,5 - 5,63)^2 \right) =$$

$$= 74,79 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{I_x}{y} = \frac{74,79}{5,63} = 13,28 \text{ см}^3.$$

Изгибающий момент:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{484888,89 \cdot 0,135^2}{12} = 736,43 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

где $q = \frac{V_1}{l} = \frac{65460}{0,135} = 484888,89 \text{ Н/м}$

Напряжение в століке:

$$\frac{M}{W_x} = \frac{736,43}{13,28 \cdot 10^{-5}} = 5,54 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 240 \cdot 0,95 = 228 \text{ МПа}$$

Упорная плита столика приваривается к ребру и фасонкам согласно рисунку 2.13.

Сварные швы прикрепляющие упор к ветвям нижнего пояса рассчитываются на срез по усилию $I_2 = 276140 \text{ Н}$.

При $k_f=6 \text{ мм}$ расчётная длина шва по металлу шва определится по формуле:

$$l_w = \frac{I_2}{4 \cdot R_{wf} \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot \gamma_c} = \frac{276140}{4 \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 0,7 \cdot 0,006 \cdot 1,0} = 0,082 \text{ м} = 82 \text{ мм}$$

Принимаем длину швов 100 мм.

Сварные швы прикрепляющие фасонки к ветвям нижнего пояса воспринимают усилие равное равнодействующей усилий в нижнем поясе:

$$\Delta I = I_1 - I_2 = 432390 - 276140 = 156250 \text{ Н}$$

Принимаем, с запасом прочности, длину нижнего шва как и в опорном узле 120 мм, при $k_f=6 \text{ мм}$.

Концевой стержень центральной панели нижнего пояса фермы Д-Д' приваривается к трём ветвям шестью швами.

При $k_f=6 \text{ мм}$ расчётная длина шва по металлу шва:

$$l_w = \frac{I_2}{6 \cdot R_{wf} \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot \gamma_c} = \frac{276140}{6 \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 0,7 \cdot 0,006 \cdot 1,0} = 0,055 \text{ м} = 55 \text{ мм}$$

Принимаем длину шва 70 мм.

Концевой стержень раскоса Д-Б приваривается к двум ветвям четырьмя швами. При $k_f=6$ мм расчётная длина шва по металлу шва:

$$l_w = \frac{D_1}{4 \cdot R_{wf} \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot \gamma_c} = \frac{157600}{4 \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 0,7 \cdot 0,006 \cdot 1,0} = 0,047 \text{ м} = 47 \text{ мм}$$

Принимаем длину шва 60 мм.

Промежуточный узел верхнего пояса

Глубина прорези от верхней кромки равна $2 \cdot e = 2 \cdot 50 = 100$ мм. Соединение смежных клееных блоков пояса осуществляется при помощи деревянных накладок сечением 75×150 мм, располагаемых с двух сторон и связанных конструктивно болтами $\varnothing 14$ мм.

Подбалка, поддерживающая верхний пояс в месте стыка, нижней гранью опирается на стойку, сжимающее усилие в которой $V_1 = 65330$ Н.

$$\text{Площадь смятия равна } F_{cm} = 0,135 \cdot 0,182 = 0,02457 \text{ м}^2$$

Напряжение смятия:

$$\frac{V_1}{F_{cm}} = \frac{65330}{0,02457} = 2,66 \cdot 10^6 \text{ Па} = 2,66 \text{ МПа} < R_{cm} = 3,0 \text{ МПа.}$$

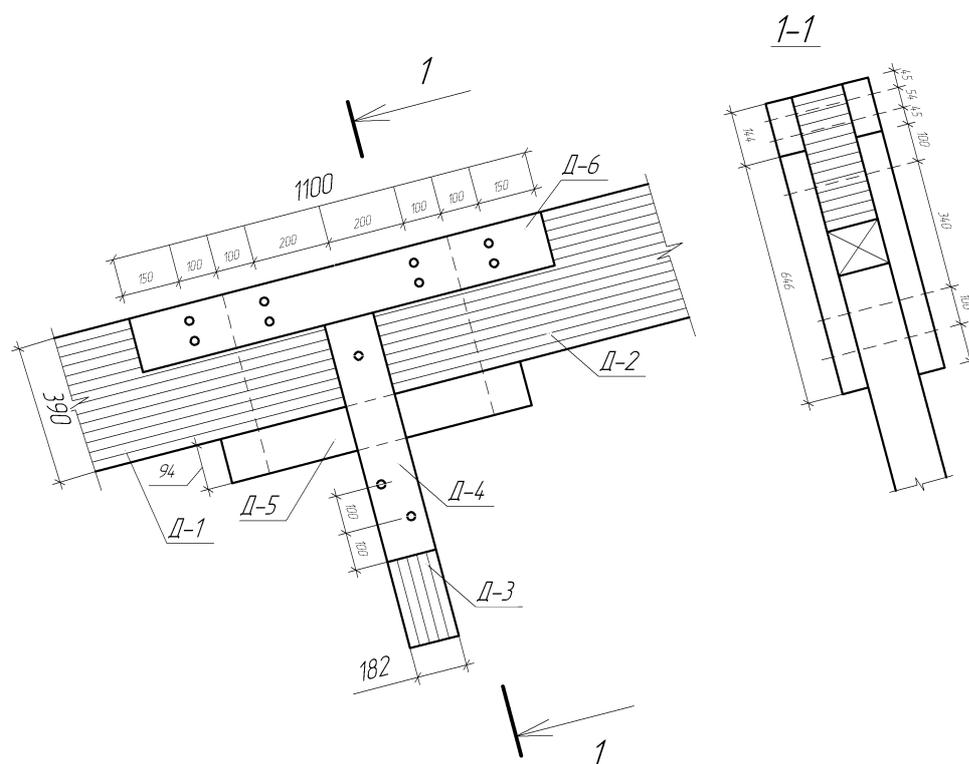


Рисунок 2.14 Промежуточный узел верхнего пояса.

Коньковый узел фермы

Конструкция конькового узла (рисунок 2.15) предусматривает укрупненную сборку фермы перед ее монтажом из двух шпренгелей.

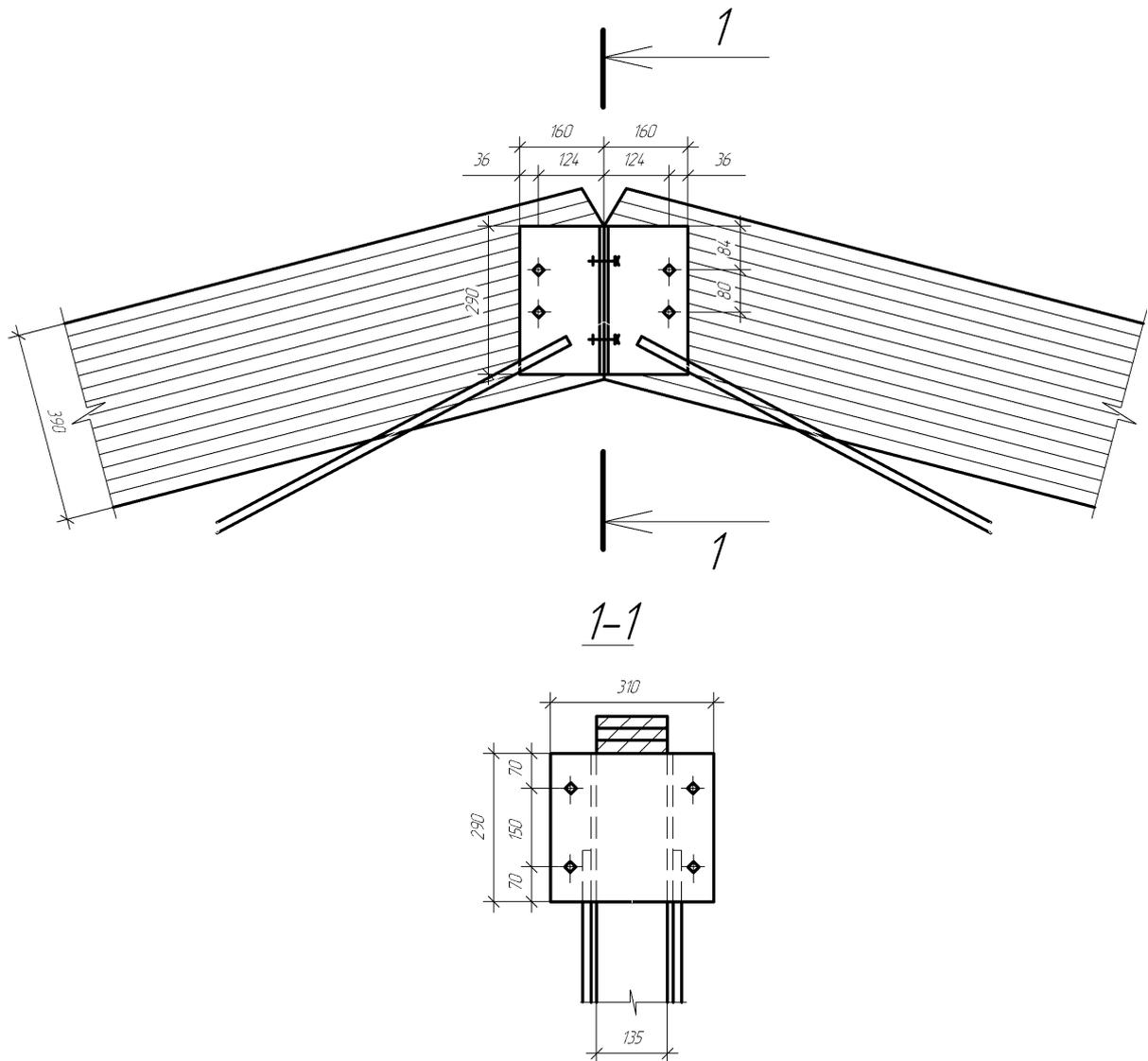


Рисунок 2.15 Коньковый узел фермы.

Стальные опорные элементы приняты конструктивно из листовой стали С245 толщиной 8 мм.

Каждая ветвь раскоса приваривается двумя швами длиной по 60 мм при $k_f = 6$ мм.

3. Мероприятия по защите деревянных конструкций от возгорания и гниения

В соответствии с [8] конструктивные решения зданий и сооружений должны обеспечивать возможность периодического осмотра деревянных конструкций и возобновления защитных покрытий.

Защита деревянных конструкций от коррозии, вызываемой воздействием биологических агентов, предусматривает антисептирование, консервирование, покрытие лакокрасочными материалами или поверхностную пропитку составами комплексного действия.

Применяемые в конструкциях металлические элементы надлежит защищать от коррозии в соответствии с п. 5 [8].

При опирании несущих деревянных конструкций на конструкции из других материалов необходимо предусматривать установку гидроизоляционных прокладок.

1. Защитную обработку деревянных элементов производить после выборки гнёзд, снятия фасок, сверления отверстий.
2. Элементы цельного сечения - щит и элементы связей покрыть составом КДС-А - огнебиозащитное покрытие
3. Клеёные элементы - обработать за 2 раза пентафталевой эмалью ПФ-115 - лакокрасочное влагостойкое покрытие.
4. Торцы элементов обмазать герметиком У-30м.
5. Металлические детали окрасить за 2 раза пентафталевой эмалью ПФ-115 по грунтовке.

4. Литература

1. Строительные нормы и правила. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. СП 64.13330.2011. М. 2011.
2. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия. СП 20.13330.2011. М. 2011.
3. Строительные нормы и правила. Стальные конструкции. Нормы проектирования. СП 16.13330.2011. М. 2011.
4. СТО 36554501-014-2008 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения». М. 2008.
5. Строительные нормы и правила. Защита строительных конструкций от коррозии. СНиП 2.03.11-85. Госстрой СССР. - М.:ГП ЦИТП, 1986. - 46 с.
6. Кравцов Е.А. Расчет и конструирование ограждения покрытия из асбоцементных волнистых листов и сборных дощатых щитов. Методические указания по выполнению курсового и дипломного проекта/ ГИСИ им. В.П. Чкалова. - Горький, 1987. - 40 с.
7. Кравцов Е.А. Покрытие по треугольным металлодеревянными фермам с клееным верхним поясом. Методические указания по выполнению курсового проекта/ ГИСИ им. В.П.Чкалова. - Горький, 1987. - 40 с.
8. Миронов В.Г., Савичев Ю.В. Покрытие по треугольным металлодеревянными фермам с клеёным верхним поясом. Расчёт и конструирование. Методические указания для выполнения курсового проекта по специальности ПГС. Н.Новгород, издание ННГАСУ, 2002,34с.

Учет классов условий эксплуатации при проектировании и изготовлении конструкций (Приложение Г2[1])

Классы условий эксплуатации		Дополнительные характеристики условий эксплуатации конструкций	Особенности учета классов при:		Примечания
Основные	Подклассы		расчете конструкций	изготовлении конструкций	
1	2	3	4	5	6
1	1.1	При сухом режиме помещений от 40 до 50 % влажности в отопительный сезон	Учет влияния влажности на прочность древесины не требуется, т.к. ожидаемая эксплуатационная влажность не превышает значение 12 %, для которого установлены нормативные величины прочности	Влажность древесины слоев клееных конструкций не должна превышать 9 % для 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 должен превышать 10%. Защитные меры элементов конструкций должны назначаться согласно требованиям СНиП 2.03.11.	Соответствует требованиям класса 1 по EN 386
	1.2	При нормальном режиме помещений			Соответствует требованиям класса 1 по EN 386
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 должна превышать 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 должен превышать 5 %. Защитные меры элементов конструкций должны назначаться согласно требованиям СНиП 2.03.11.	Соответствует требованиям класса 11 по EN 386, а также классов 1, 2 по EN 335 и классу D2 по EN 204
	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 должна превышать 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 должен превышать 3 %. Защитные меры элементов конструкций должны назначаться согласно требованиям СНиП 2.03.11.	Соответствует требованиям класса III по EN 386, а также классов 3.1,3.2 по EN 335 и классов D2, D4 по EN 204
	3.2	При мокром режиме эксплуатации отапливаемых помещений или при искусственных тепловыделениях в неотапливаемых помещениях			
	3.3	В открытых атмосферных условиях			
4	4.1	При контакте с грунтом	То же	То же	Соответствует требованиям класса 4.1 по EN 335
	4.2	В воде			Соответствует требованиям классов 4.2 и 5 по EN 335

Классы условий эксплуатации (Табл.1[1])

Классы условий эксплуатации	Эксплуатационная влажность древесины, %	Максимальная влажность воздуха при температуре 20 °С, %
1А	до 8	40
1	8 - 12	65
2	до 15	75
3	до 20	85
4	более 20	более 85
Примечания 1 Допускается в качестве «эксплуатационной» принимать «равновесную» влажность древесины (рисунок Г2.1) Допускается кратковременное превышение максимальной влажности в течение 2 — 3 недель в году.		

Плотность древесины, фанеры и LVL (Приложение Д [1])

Порода древесины	Плотность древесины. кг/м ³ в конструкциях для условий эксплуатации по таблице 1 [1]	
	1А, 1 и 2	3 и 4
Хвойные:		
лиственница	650	800
сосна, ель, кедр, пихта	500	600
Твердые лиственные:		
дуб, береза, бук, ясень, клен, граб, акация, вяз и ильм	700	800
Мягкие лиственные:		
осина, тополь, ольха, липа	500	600
Примечания 1 Плотность свежесрубленной древесины хвойных и мягких лиственных пород следует принимать равной 850 кг/м ³ , твердых лиственных пород - 1000 кг/м ³ . 2 Плотность клееной древесины следует принимать как неклееной. 3 Плотность обычной фанеры следует принимать равной плотности древесины шпонов, а бакелизированной - 1000 кг/м ³ 4 Плотность древесины из однонаправленного шпона 500—600 кг/м ³ , в зависимости от породы древесины шпонов.		

Группы стальных конструкций

Группа 1. Сварные конструкции* либо их элементы, работающие в особо тяжелых условиях (согласно ГОСТ 25546), в том числе максимально стесняющие развитие пластических деформаций или подвергающиеся непосредственному воздействию динамических**, вибрационных или подвижных нагрузок [подкрановые балки; балки рабочих площадок; балки путей подвижного транспорта; элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающих нагрузки от подвижных составов; главные балки и ригели рам при динамической нагрузке; пролетные строения транспортерных галерей; фасонки ферм; стенки, окрайки днищ, кольца жесткости, плавающие крыши, покрытия резервуаров и газгольдеров; бункерные балки; оболочки параболических бункеров; стальные оболочки свободно стоящих дымовых труб; сварные специальные опоры больших переходов линий электропередачи (ВЛ) высотой более 60 м; элементы оттяжек мачт и оттяжных узлов].

Группа 2. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке при наличии растягивающих напряжений [фермы; ригели рам; балки перекрытий и покрытий; косоуры лестниц; оболочки силосов; опоры ВЛ, за исключением сварных опор больших переходов; опоры ошиновки открытых распределительных устройств подстанций (ОРУ); опоры транспортерных галерей; прожекторные мачты; элементы комбинированных опор антенных сооружений (АС) и другие растянутые, растянуто-изгибаемые и изгибаемые элементы), а также конструкции и их элементы группы 1 при отсутствии сварных соединений и балки подвесных путей из двутавров по ГОСТ 19425 и ТУ 14-2-427 при наличии сварных монтажных соединений.

Группа 3. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке, преимущественно на сжатие [колонны; стойки; опорные плиты; элементы настила перекрытий; конструкции, поддерживающие технологическое оборудование; вертикальные связи по колоннам с напряжениями в расчетных сечениях связей свыше $0,4/R_y$; анкерные, несущие и фиксирующие конструкции (опоры, ригели жестких поперечин, фиксаторы) контактной сети транспорта; опоры под оборудование ОРУ, кроме опор под выключатели; элементы стволов и башен АС; колонны бетоновозных эстакад; прогоны покрытий и другие сжатые и сжато-изгибаемые элементы], а также конструкции и их элементы группы 2 при отсутствии сварных соединений.

Группа 4. Вспомогательные конструкции зданий и сооружений (связи, кроме указанных в группе 3; элементы фахверка; лестницы; трапы; площадки; ограждения; металлоконструкции кабельных каналов; вспомогательные элементы сооружений и т.п.), а также конструкции и их элементы группы 3 при отсутствии сварных соединений.

Примечания

1 При назначении стали для конструкций зданий и сооружений I уровня ответственности по ГОСТ 27751 номер группы конструкций следует уменьшать на единицу (для групп 2 - 4).

2 При толщине проката $I > 40$ мм номер группы конструкций следует уменьшать на единицу (для групп 2-4); при толщине проката $t < 6$ мм - увеличивать на единицу (для групп 1-3).

* Конструкция или ее элемент считаются имеющими сварные соединения, если они расположены в местах действия значительных расчетных растягивающих напряжений ($\sigma > 0,3R_y$; $\sigma > 0,3 R_{wf}$ или $\sigma > 0,3 R_{wz}$) либо в местах, где возможно разрушение сварного соединения, например из-за значительных остаточных напряжений, что может привести к непригодности к эксплуатации конструкции в целом.

** Конструкции относятся к подвергающимся воздействию динамических нагрузок, если отношение абсолютного значения нормального напряжения, вызванного динамической нагрузкой, к суммарному растягивающему напряжению от всех нагрузок в том же сечении $a > 0,2$.

Назначение стали в конструкциях и сооружениях

Марка стали по			Условия применения стали при расчетной температуре, °С												
			≥-45				-45 >≥-55				<-55				
ГОСТ 27772	ГОСТ 535, ГОСТ 14637	ГОСТ 19281	Для 1 групп конструкций												
			1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
C235	СтЗкп2, СтЗпс2	09Г2С	—	—	+	+	—	—	—	—	—	—	—	—	—
C245	СтЗпс5		—	+	x	—	—	—	—	+	—	—	—	—	+
C255, C285	СтЗсп5		+	x	x	—	—	—	—	+	—	—	—	—	+
C345, C375			$\frac{3}{12}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{4}$	—	$\frac{3}{12}$	$\frac{3}{12}$	$\frac{1}{4}$	—	$\frac{4}{15}$	$\frac{4}{15}$	$\frac{2 \text{ или } 3}{7 \text{ или } 12}$	—	—

Обозначения, принятые в таблице:

знак «+» означает, что данную сталь следует применять; знак «—» означает, что данную сталь не следует применять; знак «x» означает, что данную сталь можно применять при соответствующем технико-экономическом обосновании.

Нормативные и расчетные сопротивления, модули упругости арматуры

Класс арматуры	Нормативные сопротивления R_{sn} и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s' ser}$, МПа	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа			Модуль упругости арматуры, $E_s \cdot 10^5$, МПа
		растяжению		сжатию, R_{sc}	
		продольной, R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней), R_{sw}		
A240	240	215	170	215	2,0
A300	300	270	215	270	2,0
A400	400	355	285	355	2,0
A500	500	435	300	400(435)	2,0
B500	500	415	300	360(415)	2,0

Примечание - Значение R_{sc} в скобках используют только при расчёте на кратковременное действие нагрузки.

Сортамент арматуры

Номи- нальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, мм ² , при числе стержней									Теорети- ческая масса м стержня, кг	Диаметр арматуры по сортаменту («+»):		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		В500 (Вр1)	А240 (АI) и А400 (АII)	А300 (АII)
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	+	-	-
4	12,6	25,1	37,3	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	+	-	-
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	+	-	-
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	-	+	-
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	-	+	-
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	-	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	-	+	+
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	-	+	+
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	-	+	+
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	-	+	+
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	-	+	+
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	-	+	+
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	-	+	+
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	-	+	+
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,313	-	+	+
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,990	-	+	+
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	-	+	+

Сортамент строительных гвоздей по ГОСТ 4028-80

Размеры d x L (мм)	Диаметр стержня d (мм)	Длина L (мм)	Диаметр головки D (мм)	Высота головки h (мм)	Фасовка (штук в упаковке)	Вес 1000 шт., кг
1,2x16	1,2	16	2,4	0,7	1000, 5000,10000	0,147
1,2x20	1,2	20	2,4	0,7	1000, 5000,10000	0,183
1,2x25	1,2	25	2,4	0,7	1000, 5000, 10000	0,219
1,4x25	1,4	25	2,8	0,8	1000, 5000,10000	0,302
1,4x32	1,4	32	2,8	0,8	1000, 5000, 10000	0,385
1,4x40	1,4	40	2,8	0,8	1000, 5000,10000	0,482
1,6x25	1,6	25	3,2	1	1000, 5000, 10000	0,397
1,6x32	1,6	32	3,2	1	1000, 5000,10000	0,498
1,6x40	1,6	40	3,2	1	1000, 5000, 10000	0,633
1,8x32	1,8	32	3,6	1,1	1000, 5000,10000	0,64
1,8x40	1,8	40	3,6	1,1	1000, 5000, 10000	0,787
1,8x50	1,8	50	3,6	1,1	1000, 5000,10000	0,967
2x40	2	40	4	1,2	1000, 5000, 10000	0,949
2x50	2	50	4	1,2	1000, 5000,10000	1,19
2x60	2	60	4	1,2	1000, 5000, 10000	1,364
2,4x50	2,4	50	4,8	1,4	1000, 2500, 5000	1,85
2,5x50	2,5	50	5	1,5	1000, 2500, 5000	1,87
2,5x55	2,5	55	5	1,5	1000, 2500, 5000	2,23
2,5x60	2,5	60	5	1,5	1000, 2500, 5000	2,23
2,8x60	2,8	60	5,6	1,7	1000, 2500, 5000	3,06
3x70	3	70	6	1,8	500,1000, 2000	3,77
3x80	3	80	6	1,8	500,1000, 2000	4,33
3,5x70	3,5	70	7	2,1	500,1000, 2000	5,6
3,5x80	3,5	80	7	2,1	500,1000, 2000	6,35
3,5x90	3,5	90	7	2,1	500,1000, 2000	6,6
4x100	4	100	8	2,4	500,1000, 2000	9,5
4x120	4	120	8	2,4	500,1000, 2000	11,5
5x100	5	100	9	3	100, 500, 1000	16,32
5x120	5	120	9	3	100, 500, 1000	17,8
5x150	5	150	9	3	100, 500, 1000	21,9
6x150	6	150	11	3,6	100, 250, 500	32,4
6x200	6	200	11	3,6	100, 250, 500	43,1
7x250	7	250	14,7	2,9	100, 150, 250	68,45
8x300	8	300	15,8	3,3	100, 150, 250	126,34
8x400	8	400	15,8	3,3	50, 75, 100	164,32

Миронов Валерий Геннадьевич

Покрытие
по треугольным металлодеревянным
фермам с клеёным верхним поясом
и построечными конструкциями ограждения
Расчёт и конструирование

Методические указания для выполнения курсового и дипломного проектов по дисциплине “Конструкции из дерева и пластмасс” для студентов 4-го курса направления 270100.62 – “Строительство” с профилем – “Промышленное и гражданское строительство” и для студентов 5-го курса по специальности 270102.65 – “Промышленное и гражданское строительство”

Подписано к печати Формат 60x90 1/16 Бумага газетная. Печать трафаретная
Уч. Изд. л. 2,5 Усл. Печ. Л. 2,5 Тираж 500 экз. Заказ № _____

Государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65
Полиграфический центр ННГАСУ, 603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65