

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Тульский государственный университет»

Институт горного дела и строительства  
Кафедра «Строительство, строительные материалы и конструкции»

Утверждено на заседании кафедры  
«Строительство, строительные материалы и  
конструкции»  
« 18 » января 2023 г., протокол № 5

Заведующий кафедрой

\_\_\_\_\_  А.А. Трещев

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ  
по выполнению курсовой работы  
по дисциплине (модулю)  
«Конструкции из дерева и пластмасс»**

**основной профессиональной образовательной программы  
высшего образования – программы бакалавриата**

по направлению подготовки  
**08.03.01 Строительство**

с направленностью (профилем)  
**Промышленное и гражданское строительство**

Формы обучения: очная, заочная

Идентификационный номер образовательной программы: 080301-05-23

Тула 2023 год

## Разработчик методических указаний

Судакова И.А., доцент, к.т.н.  
(ФИО, должность, ученая степень, ученое звание)

  
(подпись)

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Методические указания по выполнению курсовой работы по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» затрагивают вопросы проектирования и расчета конструкций покрытия промышленных, складских и гражданских зданий.

## 2. ЦЕЛЬ И ЗАДАЧИ

Выполнение курсовой работы по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» имеет целью обеспечить студентам:

- а) освоение основных принципов конструктивной компоновки деревянных покрытий путем решения определенной проектной задачи;
- б) приобретение необходимых навыков в решении вопросов, связанных с правильным установлением конструктивных и расчетных схем покрытия и его отдельных элементов;
- в) освоение рациональной методики существующих расчетов, имеющих целью обеспечить проектируемым конструкциям необходимую прочность, устойчивость и жесткость;
- г) приобретение навыков в самостоятельной работе над специальной литературой по конструкциям из дерева и пластмасс, основной нормативно-технической документацией, СНиП, ГОСТ, каталогами типовых деталей и конструкций.
- д) углубление, закрепление и обобщение теоретического материала путем выполнения конкретной инженерно-технической задачи, выбора наиболее рационального решения конструкции, как в техническом, так и в экономическом отношении.

## 3. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К КУРСОВОЙ РАБОТЕ

### 3.1. Тематика курсовой работы

Темой курсовой работы является проектирование покрытия сооружения промышленного или гражданского назначения, а также сельскохозяйственного здания.

### 3.2 Исходные данные к курсовой работе

Для исходных данных к проектированию покрытия берутся данные в соответствии с заданием на курсовую работу: размеры здания в плане, шаг несущих конструкций, постоянная нормативная нагрузка от покрытия, тип основного элемента покрытия, уклон кровли  $h/L$ , район строительства.

### 3.3. Задание на курсовую работу

Выданное задание, отпечатанное на специальном бланке, подшивается в пояснительную записку. В задании дается краткая характеристика здания, в частности, географический район, материалы и средства соединения, возможные нагрузки от оборудования. Бланк задания на КР представлен ниже

МИНОБРНАУКИ РОССИИ  
ФГБОУ ВО «Тульский государственный университет»  
Институт горного дела и строительства  
Кафедра «Строительство, строительные материалы и конструкции»

ЗАДАНИЕ № \_\_\_\_

на **курсовую работу** на тему «СКЛАД МИНЕРАЛЬНЫХ УДОБРЕНИЙ»  
по дисциплине “Конструкции из дерева и пластмасс”

Студенту \_\_\_\_\_ группы \_\_\_\_\_

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Запроектировать из КДК покрытие каркасного здания

1. Размеры здания в плане \_\_\_\_\_ м × \_\_\_\_\_ м
2. Шаг несущих конструкций \_\_\_\_\_ м
3. Постоянная нормативная нагрузка от покрытия \_\_\_\_\_ кН/м<sup>2</sup>
4. Основные несущие конструкции: **треугольная металлодеревянная ферма из клееных блоков, h/L=1/5**
5. Район строительства: снеговой район

Перечень вопросов, требующих проработки:

1. Составить расчетную схему конструкций здания
2. Выполнить расчет стропильной фермы

Графическая часть:

Выполнить рабочие чертежи несущих конструкций в масштабе 1 : 20 с составлением спецификации, детали и узлы конструкций – 1:10, разрез, план, схема связей.

Пояснительная записка:

В записке проводятся все расчетные схемы, расчеты со ссылками на литературу, необходимые обоснования и эскизы

Основной библиографический список:

1. СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80 Дата введения 06.07.2017, М., 2017. - 97 с.
2. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* Дата введения 04.06.2017, М., 2016. - 135 с.
3. **Иванов В. А., и др. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования. Киев, 1981. - 392 с.**
4. Калугин, А. В. Деревянные конструкции: учебное пособие для вузов / А. В. Калугин . - 2-е изд., испр. и доп. - М.: АСВ, 2008. - 288 с.: ил.  
<http://www.studentlibrary.ru/book/ISBN9785930935691.html>, по паролю
5. Гринь, И.М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов: проектирование и расчет: учебное пособие для вузов / И.М. Гринь, К.Е. Джан-Темиров, В.И. Гринь. – 4-е изд., стер. – Москва: Альянс, 2013. – 222 с.: ил.

Дата выдачи задания \_\_\_\_\_

Срок защиты КР \_\_\_\_\_

Задание выдал \_\_\_\_\_

Задание принял \_\_\_\_\_

### 3.4. Объем курсовой работы

Курсовая работа включает разработку конструкций покрытия промышленного или гражданского здания.

На первом этапе производится эскизно-техническая проработка проектного решения, включающая решение схемы и расположение в плане основных несущих конструкций покрытия, выбор типа и расположения связей жесткости и типа ограждающих элементов покрытия.

Далее выполняются расчет и конструирование несущих и ограждающих элементов покрытия и разрабатываются рабочий чертеж конструкций с деталями узлов, план покрытия, составляется спецификация.

Объем курсовой работы – 1 лист чертежей формата А1 и расчетно-пояснительная записка на 20-25 страницах.

### 3.5. Работа над курсовой работой

Выполнение курсовой работы следует начинать с изучения по литературным источникам архитектурных и строительных требований к конструкциям покрытия в зависимости от назначения здания, сооружения, условий его строительства и эксплуатации.

Ко времени работы по проектированию необходимо освоить соответствующие разделы курсов архитектуры, строительных материалов, строительной механики, конструкций из дерева и пластмасс, металлических конструкций.

В процессе выполнения курсовой работы необходимо также ознакомиться с основными положениями рекомендуемых нормативно-технических документов, типовыми проектами, а также ранее реализованными в строительстве конструкциями зданий, аналогичных данному в задании на проектирование.

### 3.6. Защита курсовой работы

Выполненная курсовая работа направляется на кафедру на рецензирование, после чего возвращается студенту. Во время планируемых консультаций студент может получить консультацию на кафедре по всем вопросам о курсовой работе.

Полностью выполненная работа после возможных исправлений и доработки при наличии подписи руководителя представляется студентом к защите на кафедру.

Оценка выполненной курсовой работы производится на основании следующих факторов: самостоятельности выполнения работы, умения ориентироваться в технической литературе, правильности использования расчетных методов, качества графического оформления и выполнения пояснительной записки.

При формировании 100-балльной оценки учитываются следующие факторы:

- качество рукописи (до 25 баллов);
- рецензия (до 5 баллов);
- качество доклада (до 20 баллов);
- защита курсовой работы (до 50 баллов).

## 4. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОЙ РАБОТЫ

Курсовая работа по конструкциям из дерева и пластмасс представляет собой самостоятельную работу студента, выполненную при необходимом руководстве и консультации преподавателя.

Календарный план должен предусматривать следующие этапы выполнения курсовой работы и их примерный удельный вес от общего бюджета времени:

- а) ознакомление со специальной литературой – 10%;
- б) составление общей схемы конструкций покрытия – 15%;
- в) конструктивная разработка ограждающих и несущих конструкций – 15%;
- г) выполнение технических расчетов – 20%;

- д) окончательное оформление компоновки конструктивного решения и расчетно-пояснительной записки – 20%;
- е) разработка рабочего чертежа – 20%;

#### **4.1. План построения и содержание разделов пояснительной записки к курсовой работе**

Пояснительную записку надо составлять по следующему перечню вопросов:

- а) исходные данные по заданию со схемой несущей конструкции и плана покрытия;
- б) принятые материалы (порода древесины, марки стали, фанеры, клея);
- в) условия работы здания в целом и его покрытия;
- г) временные нагрузки и схемы их приложения;
- д) выбор ограждающих конструкций и утеплителя;
- ж) определение нагрузок, действующих на основную несущую конструкцию;
- з) составление расчетных схем загрузки;
- и) составление таблицы комбинаций усилий с определением расчетных усилий;
- к) конструирование и расчет элементов и сопряжений основной несущей конструкции.

#### **4.2. Методические указания к выполнению отдельных разделов курсовой работы**

##### **4.2.1. Общие положения**

Расчеты и конструирование деревянных конструкций должны производиться согласно СНиП.

При равных условиях предпочтение должно быть отдано прогрессивным материалам, изделиям, средствам соединения и конструкциям заводского изготовления.

##### **4.2.2. Конструирование и расчет ограждающих конструкций**

Ограждающие конструкции покрытия обычно решаются в следующих основных вариантах:

- 1) сборные панели (клефанерные, пластмассовые, асбестоцементные, алюминиевые);
- 2) сборные дощатые щиты;
- 3) настил (обрешетка) на прогоны;

В качестве утеплителя следует использовать минеральную вату, маты из минеральной ваты, стекловату и легкие эффективные теплоизоляционные материалы.

Элементы обрешетки и настила рассчитываются на прочность по двухпролетной схеме на следующие сочетания нагрузок:

- а) собственный вес и снег;
- б) собственный вес и сосредоточенный груз 1кН с умножением последнего на коэффициент нагрузки 1,2.

Прогибы определяются от нормативных нагрузок и не должны превышать  $1/150 l$ .

Прогоны могут быть разрезными, неразрезными и консольно-балочными и рассчитываются на прочность и жесткость по соответствующим схемам. Наиболее выгодными являются неразрезные прогоны.

Расчет прогонов производится на нагрузку от вышележащих элементов покрытия, собственного веса и снега. Если нагрузка передается на прогон в четырех точках и больше, то она может приниматься равномерно распределенной.

При уклонах покрытия  $i > 1:10$  прогоны должны быть рассчитаны на косой изгиб. Для уменьшения сечения прогонов надо стремиться конструктивными методами исключить их работу на косой изгиб. С этой целью может применяться двойной косой настил, щиты с диагональными планками, скрепленными с прогонами.

В неразрезных прогонах в крайних пролетах расчетные значения изгибающих моментов больше, чем в промежуточных. Поэтому ближайшие к торцам здания крайние пролеты необходимо уменьшить на 15-20% или соответственно увеличить сечение прогона на этих участках.

Панели покрытий могут быть выполнены из различных материалов. При этом следует обратить внимание при конструировании панелей на стандартные размеры пиломатериалов, фанеры, ДСП, древесноволокнистых плит, стеклопластиков и т.д.

Из условия жесткости высота сечения панели принимается не менее  $1/35 - 1/20$  величины пролета.

Обшивка панели могут быть выполнены из водостойкой фанеры толщиной не менее 6мм, плоских асбестоцементных листов толщиной 8-10мм, листов алюминия толщиной 0,8-1,5мм, стеклопластика толщиной 1,5-3,0мм.

Расчет панелей на прочность и прогиб производится по приведенным характеристикам  $W_{пр}$ ,  $J_{пр}$  (приведение осуществляется к наиболее напряженному материалу обшивки). Проверка панели на общий прогиб производится по формуле прогиба свободно опертой балки и должна удовлетворять условию  $f/l \leq 1/250$

Верхняя и нижняя обшивки проверяются соответственно на устойчивость, местный изгиб и растяжение.

Определяются также касательные напряжения в ребре и клеевом шве.

При отсутствии ребер в панелях со сплошным заполнителем из пенопласта и сотового пластика касательные напряжения передаются на заполнитель. В этом случае отпадает необходимость в проверке обшивки на местный изгиб.

Крепление ограждающих конструкций к несущим должно быть достаточным для восприятия силы отрыва при отрицательном давлении ветра и для обеспечения устойчивости верхнего пояса основной конструкции из ее плоскости [4,5].

#### **4.2.3. Основные несущие конструкции покрытия**

В качестве основной несущей конструкции покрытия в зависимости от величины пролета могут быть применены сплошные конструкции (балки, арки) или сквозные (фермы различного очертания и схемы элементов решетки).

При решении конструкции в виде фермы работу начинают с определения схемы и геометрических размеров, производят разбивку узлов. Затем выполняют статический расчет фермы с определением расчетных усилий в стержнях, определяют поперечное сечение элементов, решают узловые соединения, места стыка поясов, деталь опирания фермы. Необходимо предусмотреть строительный подъем фермы и обеспечить надежное крепление прогонов и панелей к верхнему поясу фермы, запроектировать связи жесткости. При выборе решетки фермы следует стремиться к минимальному количеству узлов, а наклон раскосов к нижнему поясу должен быть в пределах  $30-70^\circ$ . Статический расчет начинается с определения нагрузок, действующих на  $1m^2$  горизонтальной проекции покрытия, включая собственный вес фермы.

Узловые нагрузки вычисляются путем умножения интенсивности нагрузки на грузовую площадь, отдельно от постоянной и временной нагрузок.

При определении расчетных усилий в стержнях необходимо выявить наиболее неблагоприятное расположение временной нагрузки, для чего рассматривают не менее двух сочетаний нагрузок:

- 1) временная и постоянная – по всему пролету;
- 2) временная нагрузка на половине пролета, постоянная – по всему пролету.

Наиболее удобно определять расчетные усилия, исходя из диаграммы Крмона при загрузении половины пролета условными, единичными узловыми нагрузками.

Перейдя от единичных нагрузок к фактическим узловым и используя различные сочетания, можно составить таблицу расчетных усилий в стержнях фермы.

Определение расчетных усилий в стержнях фермы удобно свести в таблицу

Стержень	Усилия от единичной нагрузки при загрузке			Усилия от постоянн. нагрузки, кН	Усилия от временн. нагрузки при загрузке, кН			Расчетные. усилия, кН	
	слева	справа	по всему пролету		слева	справа	по всему пролету	сжатие	растяжение

По найденным расчетным усилиям производится подбор сечений элементов фермы и конструируются узлы.

#### 4.2.3.1. Сегментная клееная ферма

Расчет сегментной фермы ведется на усилие, возникающее от сочетания 2-х нагрузок: постоянно по всему пролету плюс временной по всему пролету или на половине пролета.

Верхний пояс рассчитывается, как сжато изогнутый стержень по максимальным моментам и усилиям, с учетом разгружающего момента от нормальной силы клееные блоки верхнего пояса с целью унификации принимаются одинакового сечения и одинаковой длины.

Все раскосы принимаются одинаковой толщины с верхним поясом.

Стальной нижний пояс проверяется, гибкость его не должна превышать 400.

#### 4.2.3.2. Многоугольные брусчатые фермы.

Верхний пояс фермы представляет собой многоугольник вписанный (или описанный) в окружность и выполнен из брусков одинакового сечения и длины.

Узлы верхнего пояса решаются внецентренно с металлическими вкладышами и перекрываются жесткими деревянными накладками на болтах. Верхний пояс рассчитывается на сложное сопротивление, причем изгибающий момент определяется как разность моментов от внеузловой нагрузки и внецентренного приложения сжимающего усилия за счет наличия эксцентриситета в узлах.

Нижний пояс может быть решен в двух вариантах: в дереве и металле.

Деревянные элементы решетки проектируются, как правило, из одного сортамента по условиям работы на сжатие самого нагруженного и самого длинного раскоса, который проверяется на неблагоприятное сочетание нагрузок.

Во всех узлах фермы должны быть проверены расчетом болты и нагели и соблюдена по нормам их расстановка.

#### 4.2.3.3. Трапециевидные фермы с верхним клееным поясом

Ферма проектируется с минимальным количеством узлов и с узловыми эксцентриситетами в верхнем поясе для частичной компенсации балочного момента в панелях верхнего пояса, возникающего от внеузловой нагрузки.

Верхний пояс выполняется прямоугольного сечения в виде пакета склеенных брусков и рассчитывается на сжатие с изгибом с учетом разгружающего момента.

Растянутые элементы фермы проектируются металлическими, обычно из двух уголков, соединенных планками. Проектирование узлов предусматривает расчет нагельных соединений, а также проверку деревянных элементов на смятие.

При определении расчетных усилий в стержнях рассматривается 2 схемы загрузки фермы: симметричная и несимметричная.

#### 4.2.3.4. Треугольные фермы с верхним клееным поясом.

Треугольные фермы применяются в основном для кровель из волнистых асбестоцементных листов и имеют относительную высоту  $1/5 - 1/7$  пролета. Верхний пояс фермы вы-



полняется из клееных блоков, нижний металлический – из профильной или круглой стали. Возможно также применение деревянного клееного нижнего пояса.

Решетка состоит из минимального числа элементов; сжатые стержни выполняются их брусев или клееных деревянных пакетов, растянутые – стальные.

Узлы верхнего пояса решаются внецентренно.

Верхний пояс испытывает балочный изгиб от внеузловой нагрузки. Наличие эксцентриситета в узлах создает обратный разгружающий, изгибающий момент, равный произведению сжимающего усилия и среднего эксцентриситета в панели. Таким образом, верхний пояс рассчитывается на сложное сопротивление.

Расчетные усилия в стержнях фермы определяются по 2 схемам загрузки: симметричной и несимметричной.

Расчет нижнего и верхнего поясов элементов решетки и также узловых соединений ведется так же, как и в трапециидальных формах.

#### 4.3. Оформление пояснительной записки.

Пояснительная записка должна быть выполнена на компьютере по возможности, кратко, деловым языком с нумерацией страниц.

На титульном листе записки следует указать название университета, наименование работы, фамилию, имя, отчество студента, его курс. Пояснительная записка должна иметь подпись студента и преподавателя, проверившего работу.

Записка сопровождается необходимыми расчетными схемами, эпюрами усилий и эскизами узлов, должна иметь ссылки на литературные и нормативные источники. Различного рода схемы, эскизы должны быть масштабными и соразмерными. Описание компоновочных и конструктивных решений должно быть обоснованным. Принимаемые расчетные схемы и методы расчетов должны иметь краткие поясняющие предпосылки. Описываются кратко приближенные методы расчета, использованные при проектировании, перечисляются таблицы и графики, которые применялись в работе. Записи конструктивных расчетов, произведенных методом повторных попыток, должны производиться в виде проверки принятых сечений.

Записка должна быть составлена с четкой рубрикой разделов, глав, пунктов и отражением их в оглавлении, с приведением библиографического списка с обязательным включением нормативно-технической документации.

#### 4.4. Оформление графической части курсовой работы.

Графический материал должен содержать необходимое количество выполненных в установленных масштабах проекций конструкций и их узлов с указанием принятых сечений.

На чертеже должны быть показаны: (в верхнем левом углу листа) – схема основной несущей конструкции покрытия с указанием расчетных усилий в элементах; фасад основной несущей конструкции в проектом положении в масштабе 1/20 (при симметрии показывается одна половина конструкции); отдельные наиболее характерные узлы, стыки (опорный, коньковый и 2-3 промежуточных узла) в масштабе 1/10 с рабочей детализацией и подробными размерами. Сечения элементов конструкций следует указывать на чертежах в фасадных проекциях; элементы покрытия (настилы, прогоны, сборная панель) в масштабе 1/20 – 1/50; план конструкций покрытия в масштабе 1/200-1/400 с указанием необходимых связей жесткости; спецификация расхода древесины и металла на всю конструкцию.

Спецификация на деревянные элементы составляется по следующей форме:

№№ п/п	Наименование элемента	Сечение мм	Длина мм	Кол-во мм	Объем, м <sup>3</sup>	
					Одного элемента	Всего

Спецификация на металлические элементы составляется по следующей форме:

№№ п/п	Наименование элемента	Сечение мм	Длина мм	Кол-во мм	Вес (Н)	
					Одного элемента	Всего

Затем определяется вес всей несущей конструкции

На чертеже приводятся примечания с указанием породы древесины, максимально допустимой влажности, марки клея; для стальных элементов - марки стали и электродов.

Чертежи выполняются на компьютере. Все размеры проставляются в мм. Названия изображений располагаются над изображениями и подчеркиваются, заголовки ведомостей и таблиц не подчеркиваются.

### Пример расчета треугольной фермы с деревянным нижним поясом

#### 1. Компонировка конструктивной схемы покрытия

Требуется запроектировать деревянное утепленное покрытие производственного здания пролетом  $L = 22$  м и длиной 48 м. Снеговая нагрузка для I снегового района. Постоянная нормативная нагрузка от покрытия  $0,9 \text{ кН/м}^2$ . Деревянные элементы ферм из клееных блоков, клей марки ФР-12, ТУ 6-05-1748-75 по табл. 2 [2] при классе функционального назначения 3 и классе условий эксплуатации 2.1.

Растянутые элементы и узловые детали из стали марки С 255. Покрытие утепленное. Конструкции заводского изготовления, укрупнительная сборка на строительной площадке.

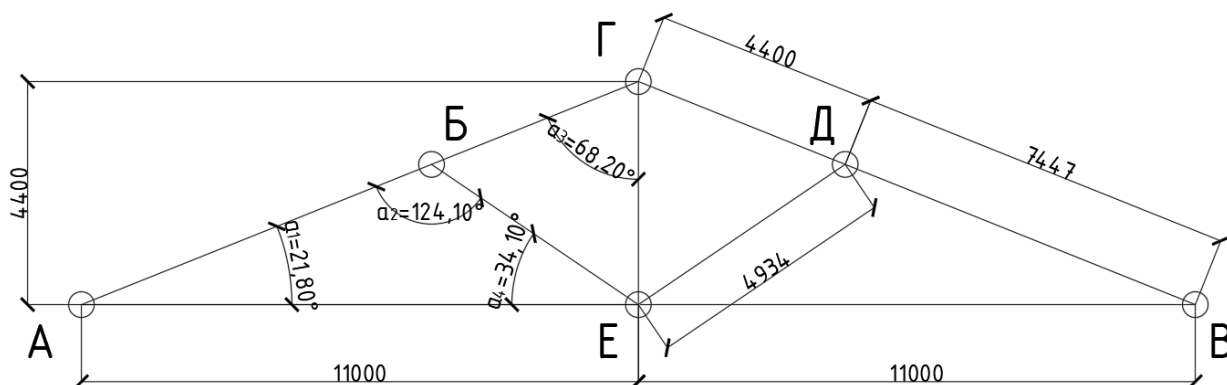
#### 2. Выбор конструктивной схемы покрытия и кровли

Принимаем двухскатное покрытие из ферм треугольного очертания с высотой в коньке  $h = \frac{1}{5} \cdot L = \frac{1}{5} \cdot 22 = 4,4$  м, тогда угол наклона верхнего пояса фермы к горизонтали составит  $\alpha_1 = 21,8^\circ$ . В плане фермы располагаются с шагом  $s = 4,8$  м и опираются на клееные стойки, заанкеренные в фундаменты, создавая в поперечнике рамный каркас здания. Для кровли при угле наклона верхнего пояса фермы  $\alpha_1 = 21,8^\circ$  принимаем утепленные панели заводского изготовления с номинальным размером  $1500 \times 4800$  мм.

#### 3. Определение геометрических размеров фермы покрытия

Геометрическая схема фермы, обозначения элементов фермы и узлов приведены на рис. 1. Углы наклона и длины элементов фермы определяем без учета строительного подъема. В результате геометрических вычислений находим:  $\alpha_1 = 21,8^\circ$ ,  $\alpha_2 = 124,1^\circ$ ,  $\alpha_3 = 68,2^\circ$ ,  $\alpha_4 = 34,1^\circ$ .

При конструировании и изготовлении фермы должен быть обеспечен строительный подъем  $f_{\text{стр}} = \frac{1}{200} L = \frac{1}{200} 22000 = 110$  мм.



а)

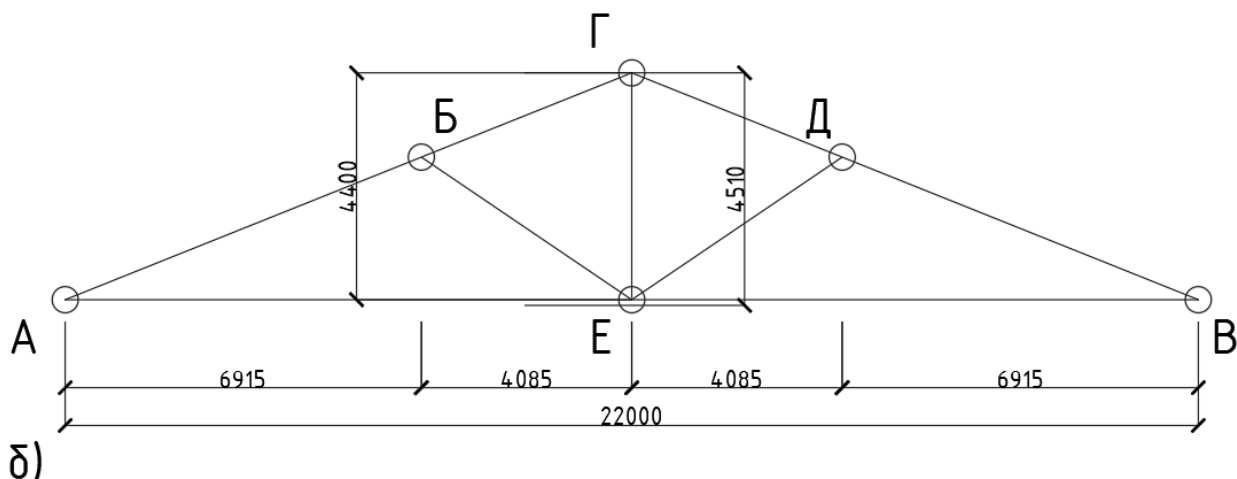


Рисунок 1 – Геометрические схемы фермы: а) расчетная; б) конструктивная

#### 4. Статический расчет фермы

##### 4.1. Нагрузки на ферму

**Нагрузка от собственного веса кровли на  $1 \text{ м}^2$  ее поверхности:**

- нормативная  $p_{1,\text{кр}}^{\text{н}} = 0,9 \text{ кН/м}^2$ ;
- расчетная  $p_{1,\text{кр}} = p_{1,\text{кр}}^{\text{н}} \cdot \gamma_f = 0,9 \cdot 1,2 = 1,08 \text{ кН/м}^2$

**или на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции покрытия:**

- нормативная  $p_{\text{кр}}^{\text{н}} = \frac{p_{1,\text{кр}}^{\text{н}}}{\cos \alpha_1} = \frac{0,9}{0,9285} = 0,969 \text{ кН/м}^2$ ;
- расчетная  $p_{\text{кр}} = p_{\text{кр}}^{\text{н}} \cdot \gamma_f = 0,969 \cdot 1,2 = 1,16 \text{ кН/м}^2$ .

**Нагрузка от собственного веса кровли на  $1 \text{ м}$  фермы при шаге ферм  $s = 4,8 \text{ м}$ :**

- нормативная  $q_{\text{кр}}^{\text{н}} = p_{\text{кр}}^{\text{н}} \cdot s = 0,969 \cdot 4,8 = 4,65 \text{ кН/м}$ ;
- расчетная  $q_{\text{кр}} = p_{\text{кр}} \cdot s = 1,16 \cdot 4,8 = 5,57 \text{ кН/м}$ .

**Снеговая нагрузка на горизонтальную проекцию покрытия**

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле

$$S_0 = c_e c_t \mu S_g,$$

где

$S_g$  – вес снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с [п. 10.2 \[1\]](#);

$c_e$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с [п. 10.5-10.9 \[1\]](#);

$c_t$  – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с [п. 10.10 \[1\]](#);

$\mu$  – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с [п. Ошибка! Источник ссылки не найден. \[1\]](#)

Вес снегового покрова  $S_g$  на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли следует принимать в зависимости от снегового района Российской Федерации по данным [таблицы 10.1 \[1\]](#).

Таблица 1

Снеговые районы (принимаются по <a href="#">карте 1 приложения Е</a> )	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
$S_g$ , кПа	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0

Принимаю  $S_g = 0,5 \text{ кПа} = 0,5 \text{ кН/м}^2$ ,  $c_e = 1,0$ ,  $c_t = 1,0$ .

Коэффициент надежности по снеговой нагрузке  $\gamma_f$  следует принимать равным 1,4.

Для зданий с односкатными и двускатными покрытиями (Рисунок 1[1]) коэффициент  $\mu$  определяется по таблице 2 [1]. Промежуточные значения определяются линейной интерполяцией.

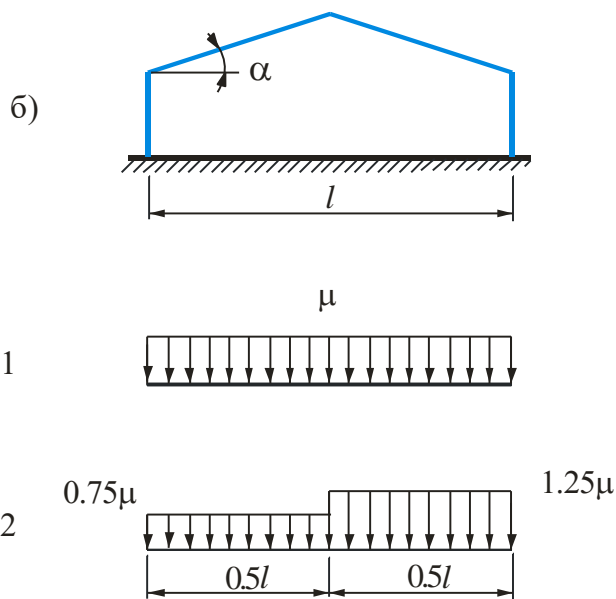


Рисунок 2

Таблица 2

Уклон покрытия $\alpha$ , град.	$\mu$
$\alpha \leq 30^\circ$	1

вариант 2 следует учитывать для зданий с двускатными покрытиями (профиль б), при  $15^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$ .

Таким образом, для рассматриваемого варианта снеговая нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  покрытия составляет:

- нормативная  $p_{\text{сн}}^{\text{н}} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5 = 0,5 \text{ кН/м}^2$ ;
- расчетная  $p_{\text{сн}} = p_{\text{сн}}^{\text{н}} \cdot \gamma_f = 0,5 \cdot 1,4 = 0,7 \text{ кН/м}^2$ .

**Нагрузка от снега на 1 м фермы:**

- нормативная  $q_{\text{сн}}^{\text{н}} = p_{\text{сн}}^{\text{н}} \cdot s = 0,5 \cdot 4,8 = 2,4 \text{ кН/м}$ ;
- расчетная  $q_{\text{сн}} = p_{\text{сн}} \cdot s = 0,7 \cdot 4,8 = 3,36 \text{ кН/м}$ .

**Расчетная масса фермы и связей, отнесенная к  $1 \text{ м}^2$  плана покрытия:**

- расчетная  $p_{\text{ф}} = \frac{p_{\text{кр}}^{\text{н}} + p_{\text{сн}}^{\text{н}}}{\frac{1000}{k_{\text{с.в.}} \cdot L} - 1} \cdot \gamma_f = \frac{0,969 + 0,5}{\frac{1000}{4 \cdot 22} - 1} \cdot 1,1 = 0,156 \text{ кН/м}^2$ ,

где  $k_{\text{с.в.}} = 4$  – коэффициент собственного веса фермы;  $\gamma_f = 1,1$  – коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса фермы.

**Нагрузка от собственного веса фермы**

- расчетная  $q_{\text{ф}} = p_{\text{ф}} \cdot s = 0,156 \cdot 4,8 = 0,75 \text{ кН/м}$ .

#### 4.2. Определение расчетных усилий в элементах фермы

Усилия в стержнях фермы определяем в SCADe для загрузки единичной равномерно распределенной нагрузкой на половине фермы, приложив эту нагрузку в виде сосредоточенных узловых сил.

**Расчетные узловые нагрузки:**

$$P_A = 1 \cdot 0,5 \cdot 6,915 = 3,46 \text{ кН}; P_B = 1 \cdot 0,5 \cdot 11 = 5,5 \text{ кН}; P_{\Gamma} = 1 \cdot 0,5 \cdot 4,085 = 2,04 \text{ кН}.$$

Рассмотрим два варианта нагружения:

- 1 – постоянная + временная (снеговая по всей длине фермы);
- 2 – постоянная + временная (снеговая на 1/2 длине фермы с коэффициентом  $\mu=1,25$ , на 1/2 длине фермы с коэффициентом  $\mu=0,75$ ).

**Расчетные усилия** определяем умножением единичных усилий на грузовые коэффициенты  $q_{\text{пост}}$ ,  $q'_{\text{сн}}$ ,  $q''_{\text{сн}}$ , которые определяем для двух расчетных схем загрузки фермы снеговой нагрузкой.

- от постоянной нагрузки

$$q_{\text{пост}} = q_{\text{кр}} + q_{\text{ф}} = 5,57 + 0,75 = 6,32 \text{ кН/м};$$

- от снеговой нагрузки

$$q'_{\text{сн}} = 1,25 \cdot 3,36 = 4,2 \text{ кН/м};$$

$$q''_{\text{сн}} = 0,75 \cdot 3,36 = 2,52 \text{ кН/м}.$$

Результаты представим в виде таблицы.

Расчетные усилия в стержнях фермы, кН

Таблица 3

Элементы фермы	Стержни	Усилия от единичной нагрузки			Усилия [кН] от пост. нагрузки $q_{\text{п}} = 6,32 \text{ кН/м}$	Усилия от снеговой нагрузки, кН				расчетная нагрузка, кН
		единичная слева	единичная справа	единичная полная		Слева $(q'_{\text{сн}} = 4,2 \text{ кН/м})$	Справа $(q''_{\text{сн}} = 2,52 \text{ кН/м})$	снег I полная $(q_{\text{сн}} = 3,36 \text{ кН/м})$	снег II	
ВП	АБ	-12,9	-7,4	-20,3	-128,296	-54,18	-18,648	-68,208	-72,828	-201,124
ВП	БГ	-7,4	-7,4	-14,8	-93,536	-31,08	-18,648	-49,728	-49,728	-143,264
ВП	ГД	-7,4	-7,4	-14,8	-93,536	-31,08	-18,648	-49,728	-49,728	-143,264
ВП	ДВ	-7,4	-12,9	-20,3	-128,296	-31,08	-32,508	-68,208	-63,588	-196,504
НП	АЕ	11,98	6,87	18,85	119,132	50,316	17,3124	63,336	67,6284	186,7604
НП	ЕВ	6,87	11,98	18,85	119,132	28,854	30,1896	63,336	59,0436	182,468
Р	БЕ	-6,17	0	-6,17	-38,9944	-25,914	0	20,7312	-25,914	-64,9084
Р	ДЕ	0	-6,17	-6,17	-38,9944	0	-15,5484	20,7312	-15,5484	-59,7256
С	ГЕ	3,46	3,46	6,92	43,7344	14,532	8,7192	23,2512	23,2512	66,9856

## 5. Подбор сечений элементов фермы

### Верхний пояс.

Верхний пояс фермы по длине одного ската проектируем разрезным из двух клееных блоков со стыком в узле Б. Блоки склеиваем из досок  $40 \times 150 \text{ мм}$ , остроганных до сечения  $35 \times 142 \text{ мм}$ .

**Панель верхнего пояса Б-Г.** Расчетное усилие в панели Б-Г по табл.1  $N_2 = -143,26 \text{ кН}$ . Положительный изгибающий момент  $M_2$  от местной нагрузки:

$$M_2 = \frac{(q_{\text{кр}} + q'_{\text{сн}} + q''_{\text{п}}) \cdot l_2^2}{8},$$

где  $l_2 = (4,4 - 0,15) \cos \alpha_1 = 4,25 \cdot \cos 21,8^\circ = 3,95 \text{ м}$  – длина панели Б-Г в плане;  $q''_{\text{п}}$  – расчетная нагрузка от собственного веса панели Б-Г верхнего пояса фермы, отнесенная к плану покрытия.



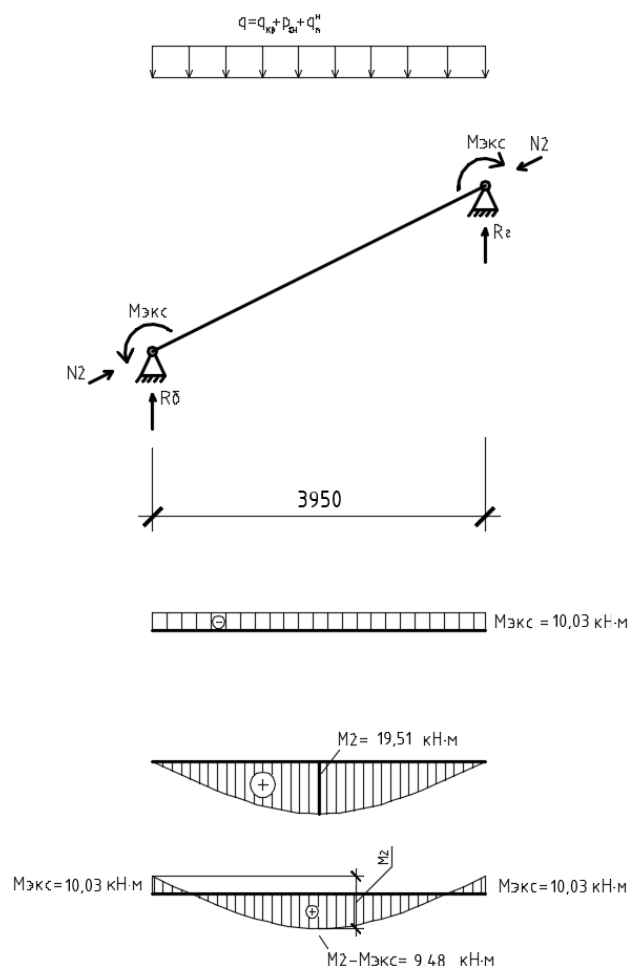


Рисунок 4 – К расчету панели Б'Г

Расчетное сопротивление древесины определяется согласно СП 64.13330.2017 по формуле:

$$R_c^p = R_c^A \cdot m_{дл} \cdot \text{П} m_i, \text{ где}$$

$R_c^A$  – расчетное сопротивление древесины, МПа, влажностью 12% для режима нагружения А, в сооружениях 2-го класса функционального назначения, при сроке эксплуатации не более 50 лет;

$m_{дл}$  – коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительности нагружения;  $m_{дл} = 0,66$  при режиме нагружения Г (совместное действие постоянной и кратковременной снеговой нагрузки);

$\text{П} m_i$  – произведение коэффициентов условий работы;

$m_b = 1$  – коэффициент условий эксплуатации;

$m_T = 1$  – для конструкций, эксплуатируемых при установившейся температуре воздуха ниже плюс 35°C;

$m_{сл} = 0,989$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от толщины слоев, при толщине слоя 35 мм;

$m_{с.с} = 1$  – при сроке службы сооружения до 50 лет.

Проверяем прочность принятого сечения панели при

$$N_2 = -143,26 \text{ кН};$$

$$l_2' = 440 - 15 = 425 \text{ см.}$$

$$\lambda_x = \frac{l_2'}{0,289 \cdot h_2} = \frac{425}{0,289 \cdot 28} = 52,52 < 70, \text{ следовательно}$$

$$\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{52,52}{100} \right)^2 = 0,779 \text{ – коэффициент продольного изгиба; } a=0,8$$

– для древесины

$\xi = 1 - \frac{N_2}{\varphi \cdot R_c^p \cdot F_{6p}} = 1 - \frac{143,26}{0,779 \cdot 1,47 \cdot 14,2 \cdot 28} = 0,685$  – коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента;

$$M_D = \frac{M}{\xi} = \frac{948}{0,685} = 1383,94 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$R_c^p = 2,25 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,989 \cdot 1 = 1,47 \text{ кН/см}^2;$$

$$W_{\text{расч}} = \frac{14,2 \cdot 28^2}{6} = 1855,47 \text{ см}^3;$$

$$\frac{N_2}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_D}{W_{\text{расч}}} = \frac{143,26}{14,2 \cdot 28} + \frac{1745,87}{1420,59} = 0,36 + 0,746 = 1,106 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$1,106 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_c^p = 1,47 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}, \text{ - условие выполняется, запас прочности:}$$

$$\varepsilon = \frac{1,47 - 1,106}{1,47} \cdot 100 = 24,76\%$$

Требуемый эксцентриситет  $e_2 = 7 \text{ см}$  получим, сделав пропил над узлом Б глубиной  $\frac{1}{4} h_2 = \frac{1}{4} \cdot 28 = 7 \text{ см}$ , ширина пропила 3 см.

### **Панель верхнего пояса А-Б**

Расчет панели А-Б производим с учетом местной нагрузки, конечного момента  $M_B$  и продольного усилия  $N_1 = -201,1 \text{ кН}$ . Расчетная нагрузка по длине панели на 1 м с учетом ее собственного веса:

$$q = q_{\text{кр}} + q'_{\text{сн}} + q'_{\text{п}},$$

где  $q'_{\text{п}}$  – расчетная нагрузка от собственного веса панели АБ верхнего пояса фермы, отнесенная к плану покрытия. Предварительно принимаем сечение панели из 14 досок  $h_1 \times b = 490 \times 142 \text{ мм}$ ,

$$q'_{\text{п}} = \frac{\gamma_f b h_1 \rho}{\cos \alpha_1} = 1,1 \cdot 0,142 \cdot 0,49 \cdot 500 \cdot \frac{10^{-2}}{0,9284} = 0,412 \text{ кН/м}.$$

$$q = q_{\text{кр}} + q'_{\text{сн}} + q'_{\text{п}} = 5,57 + 4,2 + 0,412 = 10,182 \text{ кН/м},$$

Расчетный изгибающий момент в середине пролета панели:

$$M_1 = \frac{q \cdot l_1^2}{8},$$

где  $l'_1 = l_{\text{АБ}} - a = 744,7 - 50 = 694,7 \text{ см}$ ,  $a = 50 \text{ см}$  принимаем из условия конструкции опорного узла, тогда длина горизонтальной проекции панели АБ

$$l_1 = l'_1 \cdot \cos \alpha_1 = 694,7 \cdot 0,9284 = 645,0 \text{ см},$$

$$M_1 = \frac{q \cdot l_1^2}{8} = \frac{10,182 \cdot 6,45^2}{8} = 52,94 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$



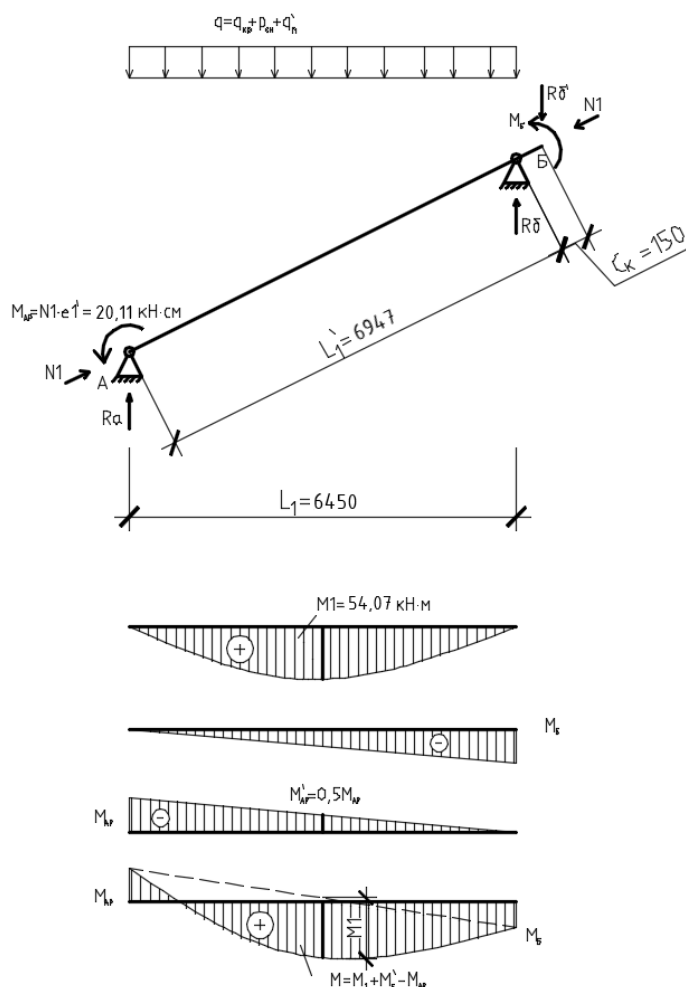


Рисунок 4 – К расчету панели АБ

Относительно центра узла *Б* (пересечение оси панели *АБ* с осью раскоса *БЕ*) возникает дополнительный изгибающий момент:

$$M_B = N_2 e_B - R'_B C_K \cos \alpha_1,$$

где  $N_2 = -143,2$  кН – сжимающее усилие в панели *БГ*;  $e_B$  – эксцентриситет приложения усилия  $N_2$  к панели *АБ*,

$$e_B = 0,5h_1 - (0,5h_2 + e_2) = 0,5 \cdot 49 - (0,5 \cdot 28 + 7) = 3,5 \text{ см},$$

здесь  $h_2, e_2$  принимаем из расчета панели *БГ*;  $R'_B$  – реакция панели *БГ*,

$$R'_B = \frac{q_{\text{п}} \cdot l_2}{2},$$

где  $q_{\text{п}} = q_{\text{кр}} + q'_{\text{сн}} + q''_{\text{п}} = 5,57 + 4,2 + 0,236 = 10,01$  кН/м принимаем из расчета панели *БГ*;  $l_2 = 3,95$  м – длина панели *БГ* в плане;  $C_K = 15$  см – длина консоли панели *АБ*.

$$R'_B = \frac{q_{\text{п}} \cdot l_2}{2} = \frac{10,01 \cdot 3,95}{2} = 19,77 \text{ кН},$$

$$M_B = N_2 e_B - R'_B C_K \cos \alpha_1 = 143,264 \cdot 3,5 - 19,77 \cdot 15 \cdot 0,9284 = 226,11 \text{ кН} \cdot \text{см} = 2,26 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Дополнительный изгибающий момент от концевой реакции  $M_B$  в середине панели *АБ*:

$$M'_B = 0,5M_B = 0,5 \cdot 2,26 = 1,13 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетный положительный изгибающий момент в середине панели *АБ*:

$$M'_1 = M_1 + M'_B = 52,94 + 1,13 = 54,07 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для уменьшения пролетного момента  $M'_1$  создаем внецентренное опирание панели *АБ* в опорном узле *А* с эксцентриситетом  $e_1$ . Тогда в опорном узле *А* возникает отрицательный (разгружающий) момент  $M_A = N_1 e_1$ , а в расчетном сечении в середине панели *АБ* момент  $M'_A = 0,5N_1 e_1$ . Максимальный расчетный эксцентриситет  $e_1$  в узле *А* определяется из усло-

вия равенства опорного  $M_A$  и пролетного моментов  $M_{пр} = \frac{1}{\xi}(M'_1 - M'_A)$  с учетом коэффициента  $\xi=0,8$ , тогда:

$$e_1 \leq \frac{M'_1}{N_1(\xi+0,5)} = \frac{54,07(100)}{201,124(0,8+0,5)} = 20,68 \text{ см.}$$

В узле  $A$  принимаем для упора панели  $AB$  опорную подушку из восьми досок  $142 \times 35$  мм высотой  $h_{п} = 8 \cdot 3,5 = 28$  см, тогда высота наклонной поверхности  $h'_п = \frac{h_{п}}{\cos \alpha_1} = \frac{28}{0,9284} = 30,16$  см.

При таком конструировании опорной подушки расчетный эксцентриситет в узле  $A$  может быть принят  $e'_1 = 0,5h - 0,5h'_п = 0,5 \cdot 49 - 0,5 \cdot 30,16 = 9,42$  см = 9,5 см.

Отрицательный момент в узле  $A$

$$M_{A.P} = -N_1 e'_1 = -201,124 \cdot 9,5 = -2011,24 \text{ кН} \cdot \text{см} = -20,11 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Расчетный момент в пролете панели  $AB$

$$M = M'_1 - 0,5M_{A.P} = 54,07 - 0,5 \cdot 20,11 = 44,015 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Проверяем принятое сечение панели  $AB$  на прочность по формуле:

$$\sigma = \frac{N_1}{F_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} < R_c$$

$$R_c^p = 2,25 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,989 \cdot 1 \cdot 1 = 1,47 \text{ кН/см}^2;$$

$m_6 = 1$  – для клееных элементов прямоугольного сечения высотой 49 см;

$$W_{расч} = \frac{14,2 \cdot 49^2}{6} = 5682,37 \text{ см}^3;$$

$$l'_1 = 694,7 \text{ см.}$$

$$\lambda_x = \frac{l'_1}{0,289 \cdot h_1} = \frac{694,7}{0,289 \cdot 49} = 49,06 < 70, \text{ следовательно}$$

$$\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{49,06}{100} \right)^2 = 0,807 \text{ – коэффициент продольного изгиба; } a=0,8$$

– для древесины

$$\xi = 1 - \frac{N_1}{\varphi \cdot R_c^p \cdot F_{6p}} = 1 - \frac{201,124}{0,807 \cdot 1,43 \cdot 14,2 \cdot 49} = 0,750 \text{ – коэффициент, учитывающий дополни-}$$

тельный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента;

$$M_D = \frac{M}{\xi} = \frac{44,02}{0,75} = 5869,33 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = \frac{N_1}{F_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} = \frac{201,124}{14,2 \cdot 49} + \frac{5869,33}{5682,37} = 0,289 + 1,03 = 1,319 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$1,319 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_c^p = 1,47 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}, \text{ - условие выполняется}$$

запас прочности:

$$\varepsilon = \frac{1,47 - 1,319}{1,47} \cdot 100 = 10,3\%$$

Проверяем прочность торца панели на смятие:

$$\frac{N_1}{F_{см}} = \frac{201,124}{14,2 \cdot 30,16} = 0,47 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_{см}^p = 1,47 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}, \text{ где}$$

$$R_{см}^p = 2,25 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,989 \cdot 1 = 1,47 \text{ кН/см}^2$$

Проверяем напряжение смятия в упоре нижнего пояса фермы при  $\alpha_1 = 21,8^\circ$ :

$$R_{см\alpha_1}^A = \frac{R_{см}^A}{1 + \left( \frac{R_{см}^A}{R_{см90}^A} - 1 \right) \sin^3 \alpha_1} = \frac{2,25}{1 + \left( \frac{2,25}{0,45} - 1 \right) \sin^3 21,8^\circ} = 1,87 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\frac{N_1}{F_{см,y}} = \frac{201,124}{14,2 \cdot 30,16} = 0,47 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_{см\alpha_1}^p = 1,22 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}, \text{ где}$$

$$R_{см\alpha_1}^p = 1,87 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,989 \cdot 1 = 1,22 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем сечение верхнего пояса с учетом концентрации скалывающих напряжений из-за внецентренного опирания в опорном узле.

Находим коэффициент концентрации скалывающих напряжений  $k_{ск}$ . При  $\frac{h_{см}}{h} = \frac{30,16}{49} = 0,62$ ,  $k_{ск} = 1,55$ . Скалывающие напряжения находим по формуле:

$$\tau = \frac{1,5 \cdot Q \cdot k_{ск}}{h \cdot b_p} = \frac{1,5 \cdot 35,38 \cdot 1,55}{49 \cdot 14,2} = 0,118 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_{ск}^p = 0,21 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}, \text{ где}$$

$$R_{ск}^p = 0,32 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,989 \cdot 1 = 0,21 \text{ кН/см}^2;$$

$Q$  - поперечная сила, равная

$$Q = (q_{кр} + q'_{сн} + q'_п) \frac{L_{AB}-0,5}{2} = (5,57 + 4,2 + 0,412) \frac{7,45-0,5}{2} = 35,38 \text{ кН}.$$

### **Панель нижнего пояса А-Е**

Нижний пояс фермы проектируем клееным из досок 35х142мм. Требуемая площадь элемента нетто при усилии в поясе  $N_3 = 186,76 \text{ кН}$ .

$$F_{нт}^{тр} = \frac{N_3}{0,8 R_p} = \frac{186,76}{0,8 \cdot 1,19} = 196,18 \text{ см}^2,$$

где  $R_p^p = 1,8 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,19 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$  – расчетное сопротивление клееной древесины 1 сорта на растяжение. Принимаем сечение бруса 210х142мм с расчетной площадью  $F_{бр} = 298,2 \text{ см}^2 > F_{нт}^{тр} = 196,18 \text{ см}^2$ .

### **Раскосы Б-Е, Д-Е**

Расчетное усилие в раскосе  $N_4 = -64,91 \text{ кН}$ . Раскосы проектируем клееными из досок 35х142мм. Требуемая площадь сечения раскоса

$$F^{тр} = \frac{N_4}{\varphi \cdot R_c}.$$

Задаваясь гибкостью раскоса  $\lambda = 100$ , находим  $\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = 0,3$ . Требуемая высота сечения при его ширине  $b = 14,2 \text{ см}$

$$F^{тр} = \frac{64,91}{0,3 \cdot 1,47} = 147,19 \text{ см}^2,$$

где  $R_c^p = 2,25 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,989 \cdot 1 = 1,47 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$  - расчетное сопротивление древесины 2 сорта на сжатие.

$$h = \frac{F^{тр}}{b} = \frac{147,19}{14,2} = 10,37 \text{ см}.$$

Принимаем раскос из 5 досок 175х142 мм с площадью сечения

$$F_{бр} = bh = 14,2 \cdot 17,5 = 248,5 \text{ см}^2.$$

Проверяем раскос на устойчивость при продольном изгибе в плоскости наименьшей жесткости:

$$\frac{N_4}{\varphi \cdot F_{расч}} = \frac{64,91}{0,207 \cdot 248,5} = 1,26 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_c^p = 1,47 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2},$$

где  $R_c^p = 2,25 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,989 \cdot 1 = 1,47 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$  - расчетное сопротивление сжатию древесины 2 сорта.

где  $\varphi$  - коэффициент продольного изгиба, определяемый по максимальной гибкости стержня

$$\lambda_{\text{макс}} = \frac{l_{BE}}{0,289h} = \frac{493,4}{0,289 \cdot 14,2} = 120,23 < [\lambda_{пр}] = 150, \varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{120,23^2} = 0,207.$$

### **Стойка Г-Е**

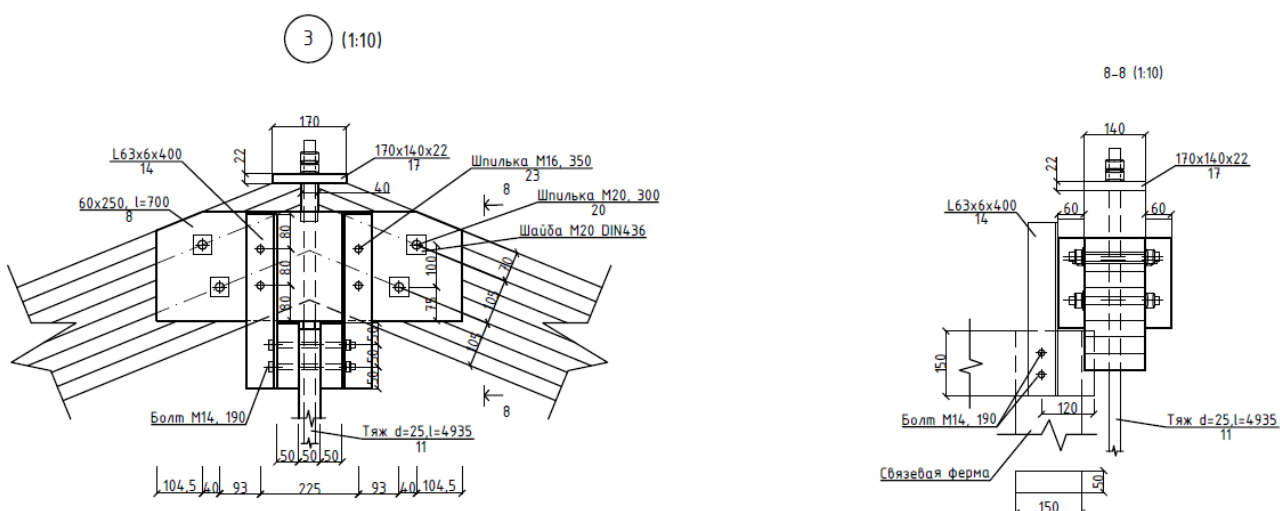
Расчетное усилие в стойке  $N_5 = 66,99 \text{ кН}$ . Стойку проектируем из круглого тяжа. Требуемая площадь сечения тяжа нетто по ослабленному нарезкой сечению

$$F_{нт}^{тр} = \frac{N_5}{0,8 \cdot R_p} = \frac{66,99}{0,8 \cdot 21} = 3,988 \text{ см}^2$$

Принимаем стержень  $d = 25 \text{ мм}$ ,  $F_{нт} = 4,909 \text{ см}^2$ .

## 6. Расчет и конструирование узловых соединений.

а)



б)

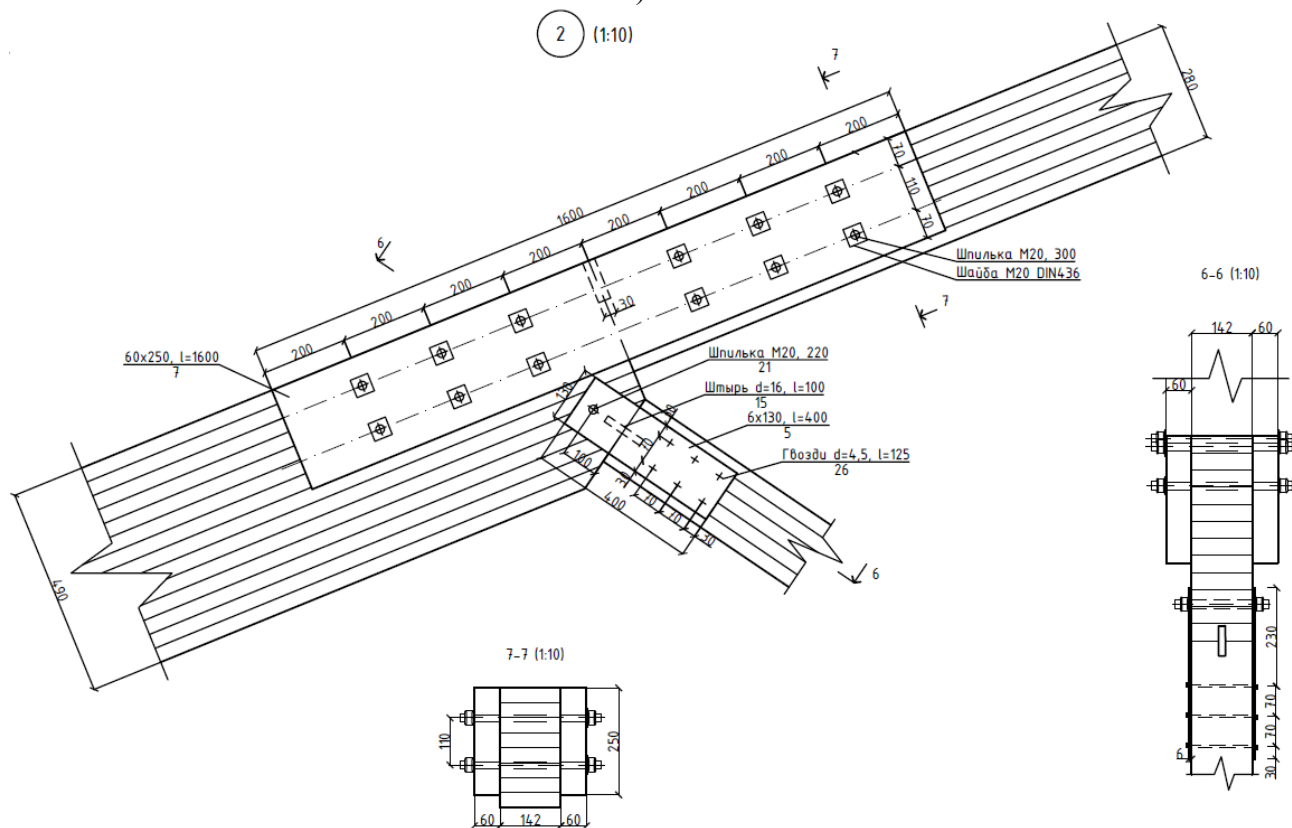


Рисунок 5 – Узлы фермы  
а) деталь узла Г; б) деталь узла Б

### Коньковый узел Г

В узле Г соединяются панели Б-Г, Г-Д, а также крепится тяж стойки Г-Е. Крепление растянутой стойки к коньковому узлу производим при помощи шайбы. Размеры шайбы определяем из условия смятия верхнего пояса под углом

$$\alpha_3 = 68,20^\circ > 60^\circ.$$

Необходимая площадь смятия верхнего пояса фермы

$$R_{\text{см}\alpha_3} = \frac{1,5}{1 + \left(\frac{1,5}{0,3} - 1\right) \sin^3 \alpha_3} = 0,357 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$F_{\text{см}}^{\text{тр}} = \frac{N_5}{R_{\text{см}\alpha_3}} = \frac{66,99}{0,357} = 187,65 \text{ см}^2$$

Ширину шайбы принимаем равной ширине верхнего пояса  $b_{\text{ш}}=b=14$  см, тогда размер второй стороны

$$l'_{\text{ш}} = \frac{F_{\text{см}}^{\text{тр}}}{b} = \frac{187,65}{14} = 13,40 \text{ см}$$

Учитывая конструктивную прорезь в верхнем поясе  $c_n = 3$  см, принимаем шайбу длиной  $l^{\text{ш}} = 17 \text{ см} > l'_{\text{ш}} + 3 \text{ см}$ .

Толщину шайбы определим из условия ее изгиба, как консоли с вылетом  $c = 0,5l^{\text{ш}} = 8,5 \text{ см}$ .

Интенсивность давления на шайбу, равная напряжению смятия под шайбой

$$q = \sigma_{\text{см}} = \frac{N_5}{b(l^{\text{ш}} - c_n)} = \frac{66,99}{14(17 - 3)} = 0,342 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Изгибающий момент в полосе шайбы шириной 1 см с учетом прорези  $0,5c_n = 1,5 \text{ см}$ :

$$M = 0,5q[c^2 - (0,5c_n)^2] = 0,5 \cdot 0,342[8,5^2 - (0,5 \cdot 3)^2] = 11,97 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Необходимую толщину шайбы определяем из условия работы шайбы на изгиб с учетом отверстия  $d = 2,8 \text{ см}$ .

$$M = W_{\text{ш}}R = \frac{11\delta_{\text{ш}}^2}{14 \cdot 6} R$$

где  $11/14$  – коэффициент, учитывающий фактическое защемление шайбы болтом с учетом ослабления отверстием

$$\delta_{\text{ш}} = \sqrt{\frac{6M \cdot 14}{R \cdot 11}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 11,97 \cdot 14}{21 \cdot 11}} = 2,08 \text{ см}$$

принимаем  $\delta = 22 \text{ мм}$ . Размеры деревянной накладки и количество болтов для ее крепления определяем из расчета на монтажные усилия.

#### **Узел Б**

Необходимую площадь смятия верхнего пояса раскосом Б-Е определяем из условия смятия раскоса под углом  $\alpha_5 = 55,90^\circ$ . Необходимая площадь смятия при усилии в раскосе  $N_6 = 64,91 \text{ кН}$

$$R_{\text{см}\alpha_5} = \frac{1,5}{1 + \left(\frac{1,5}{0,3} - 1\right) \sin^3 \alpha_5} = 0,459 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$F_{\text{см}}^{\text{тр}} = \frac{N_6}{R_{\text{см}\alpha_5}} = \frac{64,91}{0,459} = 141,42 \text{ см}^2$$

Опираение раскоса в верхний пояс проектируем всей площадью сечения, тогда площадь смятия верхнего пояса

$$F_{\text{см}} = 17,5 \cdot 14,2 = 248,5 \text{ см}^2.$$

Раскос к верхнему поясу крепится при помощи металлических накладок бмм и стяжного болта  $d=20\text{мм}$ . Накладки к раскосу прикрепляем гвоздями  $d_{\text{гв}}=4,5\text{мм}$ ,  $l_{\text{гв}}=125\text{мм}$  через заранее просверленные отверстия.

#### **Узел нижнего пояса**

В узле Е проектируем стык клееных блоков нижнего пояса. Стык перекрываем накладками из брусев  $175 \times 125 \text{ мм}$ . Расчетное усилие в нижнем поясе  $N_3 = 186,76 \text{ кН}$ .

Несущая способность нагельного соединения определяется как минимальная величина из трех:

$$T_{\text{см},c} = 0,75cdm_{\text{дл}} = 0,75 \cdot 14,2 \cdot 1,8 \cdot 0,66 = 12,78 \text{ кН},$$

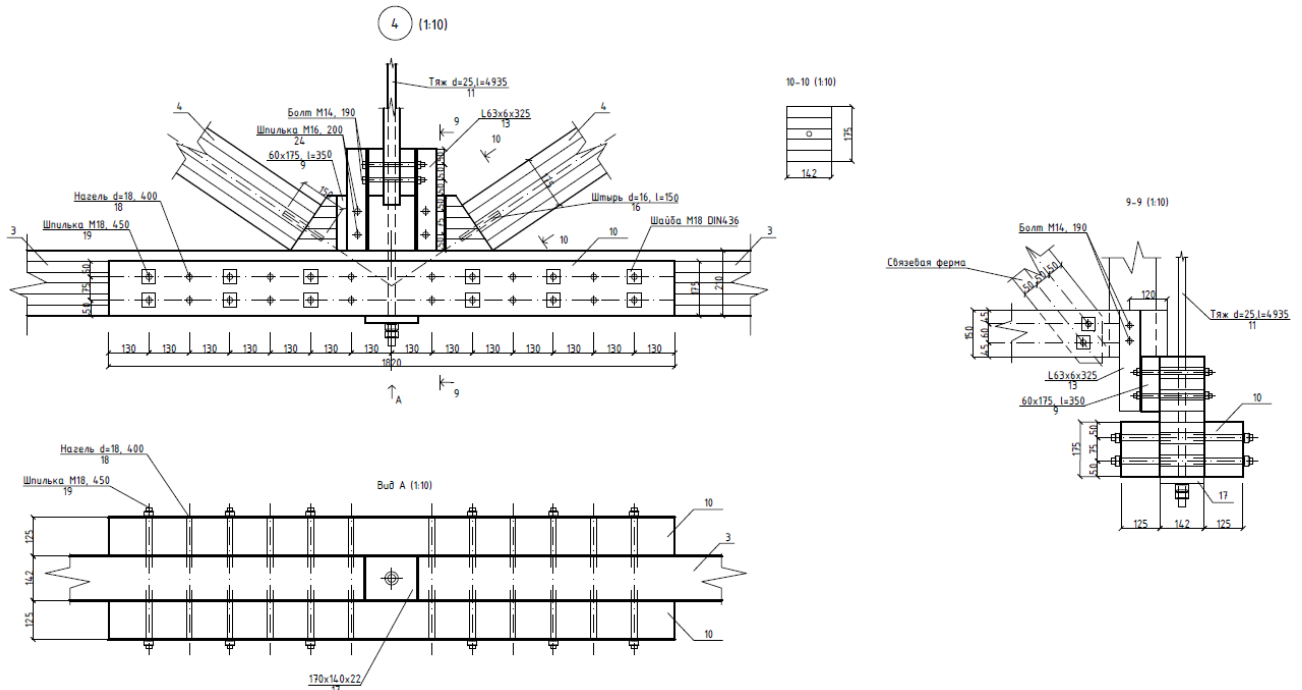
$$T_{\text{см},a} = 1,2adm_{\text{дл}} = 0,8 \cdot 12,5 \cdot 1,8 \cdot 0,66 = 18 \text{ кН},$$

$$T_{\text{и}} = (2,2d^2 + 0,025a^2)\sqrt{m_{\text{дл}}} = (2,2 \cdot 1,8^2 + 0,025 \cdot 12,5^2)\sqrt{0,66} = 8,96 \text{ кН},$$

$$\text{но не более } 3,1d^2\sqrt{m_{\text{дл}}} = 3,1 \cdot 1,8^2\sqrt{0,66} = 8,16 \text{ кН},$$

$$T_{\text{min}} = T_{\text{и}} = 8,16 \text{ кН}.$$

а)



б)

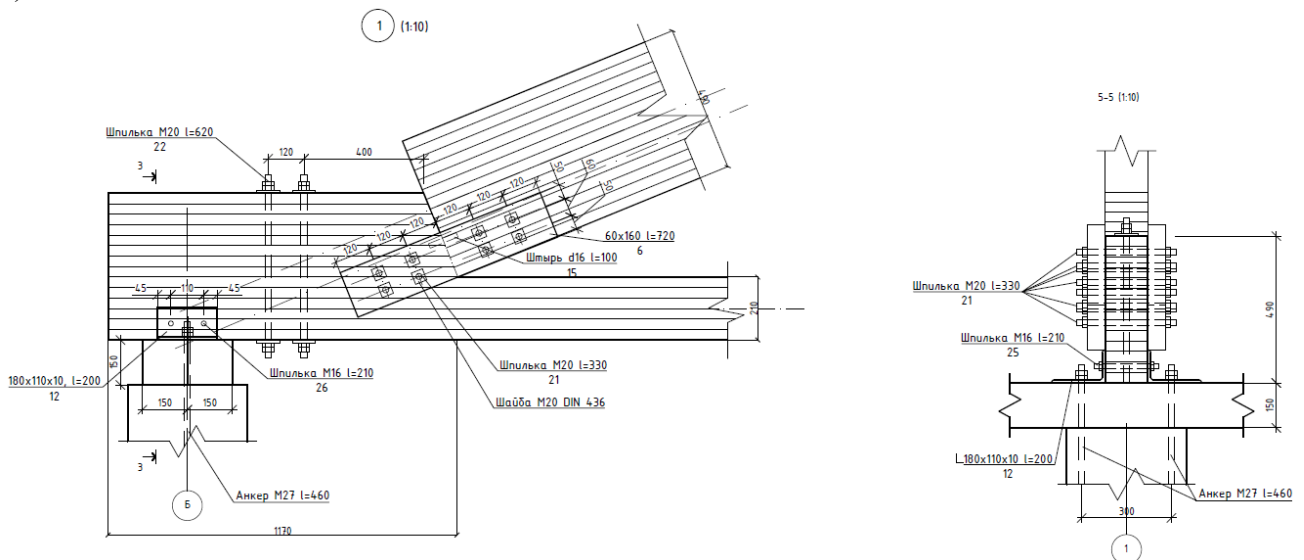


Рисунок 6 – Узлы фермы

а) деталь узла Е; б) деталь опорного узла А

Необходимое количество двухсрезных болтов с одной стороны:

$$n_6 = \frac{N_3}{2T_{min}} = \frac{186,76}{2 \cdot 8,16} = 11,44$$

Принимаем 6 болтов и 6 нагелей.

Проверяем прочность нижнего пояса на растяжение по ослабленному сечению при  $R_p = 1,8 \cdot 0,66 \cdot 0,8 = 9,6 \text{ МПа} = 0,96 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ :

$$\sigma_p = \frac{N_3}{b(h - 4d)} = \frac{186,76}{14,2 \cdot (21 - 4 \cdot 1,8)} = 0,95 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 0,96 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Условие выполняется.

То же, в накладках нижнего пояса при

$$R_p = 1,2 \cdot 0,66 \cdot 0,8 = 8,0 \text{ МПа} = 0,8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_p = \frac{N_3}{2b(h - 4d)} = \frac{186,76}{2 \cdot 12,5 \cdot (17,5 - 4 \cdot 1,8)} = 0,73 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 0,8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

**Раскосы В-Е, Д-Е** опираем на клееные упоры из пяти досок 35х142мм.

Напряжение смятия в подушке упора при угле наклона подкоса  $\alpha_4 = 34,1^\circ$ :

$$R_{\text{см}\alpha_4} = \frac{1,5}{1 + \left(\frac{1,5}{0,3} - 1\right) \sin^3 \alpha_4} = 0,880 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{\text{см.р}} = \frac{N_6}{F_{\text{см}}} = \frac{64,91}{17,5 \cdot 14,2} = 0,261 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_{\text{см}\alpha_4} m_6 m_{\text{сл}} = 0,880 \cdot 1 \cdot 0,989 = 0,870 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Условие выполняется.

Минимальная длина подушки упора из условия прочности ее на скалывание вдоль волокон при ширине ее  $b_{\text{п}} = 14,2$  см:

$$l_{\text{п}} = \frac{N_6 \cos \alpha_4}{b_{\text{п}} R_{\text{ск}}} = \frac{64,91 \cdot 0,828}{14,2 \cdot 0,12} = 31,54 \text{ см} < l = 65 \text{ см}$$

Крепление растянутого тяжа в узле Е производим с помощью шайбы. Размеры шайбы определяем из условия смятия нижнего пояса поперек волокон. Необходимая площадь смятия нижнего пояса фермы:

$$F_{\text{см}}^{\text{тр}} = \frac{N_6}{R_{\text{см90}}} = \frac{64,91}{0,4} = 162,28 \text{ см}^2$$

шайбу принимаем конструктивно размером 140х170 мм толщиной  $\delta_{\text{ш}} = 22$  мм как в узле Г.

**Опорный узел А.** Для опирания верхнего пояса А-Б нижний пояс в узле А конструируем с клееным упором из 8 досок 35х142мм. Длину досок упора определяем из условия прочности древесины на скалывание вдоль волокон  $R_{\text{ск}}^{\text{ср}}$ , которое находим по формуле

$$R_{\text{ск}}^{\text{ср}} = \frac{R_{\text{ск}}}{1 + \beta \frac{l_{\text{ск}}}{e}} = \frac{0,208}{1 + 0,25 \frac{106}{24,4}} = 0,100 \text{ кН/см}^2$$

где

$$R_{\text{ск}} = R_{\text{ск}}^{\text{А}} m_{\text{в}} m_{\text{т}} m_{\text{дл}} m_{\text{п}} m_{\text{сл}} = 0,32 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 0,989 = 0,208 \text{ кН/см}^2,$$

тогда

$$l_{\text{у}} = \frac{N_3}{b R_{\text{ск}}^{\text{ср}}} = \frac{165,78}{14,2 \cdot 0,112} = 116,74 \text{ см, принимаем } l_{\text{у}} = 117 \text{ см.}$$

Для предотвращения хрупкого разрушения опорного узла ставим аварийные болты  $d = 20$  мм в количестве 4 шт.

Необходимая ширина опорного бруса из условия смятия древесины поперек волокон при опорной реакции фермы  $R_{\text{А}} = 111,05$  кН

$$R_{\text{см90}} = R_{\text{см}}^{\text{А}} m_{\text{в}} m_{\text{т}} m_{\text{дл}} m_{\text{п}} = 0,45 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,66 \cdot 1 = 0,297 \text{ кН/см}^2,$$

$$C = \frac{R_{\text{А}}}{b \cdot R_{\text{см90}}} = \frac{111,05}{14,2 \cdot 0,297} = 26,33 \text{ см}$$

принимаем 2 бруса сечением 150х150 мм.

Далее приведен пример оформления графической части КР.

